



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA**  
**INGENIERÍA CIVIL – ÁREA DE ESTRUCTURAS**

**COMPORTAMIENTO DE PILAS HUECAS DE CONCRETO REFORZADO DE**  
**PUNTES ANTE CARGA LATERAL CÍCLICA**

**TESIS**  
**QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:**  
**DOCTOR EN INGENIERÍA**

**PRESENTA:**  
**NÉSTOR IVÁN PRADO GARCÍA**

**TUTOR PRINCIPAL**  
**GERARDO AGUILAR RAMOS, INSTITUTO DE INGENIERÍA**  
**COMITÉ TUTOR**  
**JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA**  
**ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA**  
**ROBERTO MELI PIRALLA, INSTITUTO DE INGENIERÍA**  
**JUAN JOSÉ PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE, INSTITUTO DE INGENIERÍA**

**MÉXICO, D.F. NOVIEMBRE 2014**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: DR. ROBERTO MELI PIRALLA  
Secretario: DR. JUAN J. PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE  
Vocal: DR. GERARDO AGUILAR RAMOS  
1 er. Suplente: DR. JOSÉ ALBERTO ESCOBAR SÁNCHEZ  
2 do. Suplente: DR. ROBERTO GÓMEZ MARTÍNEZ

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM y CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES, CENAPRED.

**TUTOR DE TESIS:**

GERARDO AGUILAR RAMOS

-----  
**FIRMA**

A Dios,  
por todas las bendiciones recibidas.

A mis padres  
**Néstor y Esther,**  
por su entrega, dedicación y enseñanzas.  
Por hacer de mí un hombre de bien.

A mi Esposa  
**Deysi,**  
por su amor, cariño, comprensión y apoyo.

## AGRADECIMIENTOS

Deseo expresar mis más sinceros agradecimientos a las siguientes personas e instituciones que contribuyeron a la realización de esta investigación:

Al Dr. Gerardo Aguilar Ramos, investigador del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) y profesor de ingeniería civil en Missouri University of Science and Technology, Rolla, por su asesoría e invaluable apoyo como director de la tesis.

Al Dr. Oscar López Bátiz, subdirector de la Coordinación de Investigación del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), por su valiosa asesoría e invaluable apoyo durante la fase experimental del presente estudio.

Al M.I. Leonardo Flores Corona, investigador del CENAPRED por compartir su experiencia y brindar su apoyo en la fase experimental de este proyecto.

Al Dr. Roberto Gómez Martínez, investigador del Instituto de Ingeniería de la UNAM por su apoyo y total financiamiento para hacer posible este proyecto.

Al Dr. José Alberto Escobar Sánchez, investigador del Instituto de Ingeniería de la UNAM por su constante apoyo y valiosa gestión en los trámites administrativos y financieros.

A la Lic. Rosa Chávez, jefe de compras del Instituto de Ingeniería de la UNAM, por su colaboración y gestión en la compra de los materiales.

Al señor Pablo Olmos, técnico del CENAPRED por sus invaluable consejos y brindar su valiosa colaboración y experiencia, precursores del éxito de la fase experimental de este estudio.

A Julio Cesar Carabela, estudiante del programa de maestría y doctorado de ingeniería de la UNAM, por su valiosa colaboración y compromiso profesional en la construcción de los especímenes y durante las pruebas de los mismos.

A Salomón Trinidad, maestro de construcción del Instituto de Ingeniería de la UNAM, por su inmensa colaboración y entrega en la construcción de los especímenes.

A Carlos Olmos, técnico del CENAPRED y al M.I Joel Aragón y M.I Salvador Barrios, personal profesional del CENAPRED, por su gran colaboración y apoyo en el colado de los especímenes.

A Erick Velasco, Miguel Guerrero y Leonel Orozco, estudiantes en servicio social, por su valiosa colaboración en la construcción de los especímenes.

A Ismael Trujillo y Agustín Muñoz, empleados del Instituto de Ingeniería de la UNAM y a Mario Alonso García, Pedro Obregón y Ricardo Villalobos, estudiantes del programa de ingeniería civil de la UNAM, por su valiosa colaboración en la fase de armado de los especímenes.

A Andrés Dionicio y Miguel Torres por su gran colaboración y asesoría durante la simulación numérica de los especímenes.

Al personal de la Unidad de Sistemas de Información (USI) del Instituto de Ingeniería de la UNAM, por su asesoría en la búsqueda de artículos.

A la Universidad Pontificia Bolivariana, seccional Bucaramanga, Colombia, por brindarme la oportunidad de realizar mis estudios doctorales y adquirir experiencia investigativa.

Finalmente, deseo agradecer al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por beneficiarme en el programa de becas durante los años que duró la realización de este estudio de investigación.

# TABLA DE CONTENIDO

<b>TABLA DE CONTENIDO .....</b>	<b>i</b>
<b>RESUMEN .....</b>	<b>v</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>vi</b>
<b>1 INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
1.1 Antecedentes y justificación .....	1
1.2 Objetivos .....	2
1.3 Hipótesis .....	3
1.4 Estructura del trabajo .....	3
<b>2 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>5</b>
2.1 Introducción .....	5
2.2 A nivel internacional .....	5
2.3 A nivel nacional .....	17
<b>3 DISEÑO Y ANÁLISIS DE LOS ESPECÍMENES .....</b>	<b>19</b>
3.1 Introducción .....	19
3.2 Diseño .....	19
3.2.1 Materiales .....	19
3.2.2 Dimensiones .....	19
3.2.3 Refuerzo longitudinal .....	20
3.2.4 Refuerzo transversal .....	21
3.3 Descripción de los especímenes .....	21
3.3.1 Especímen PH2 .....	21
3.3.2 Especímen PH3 .....	22
3.3.3 Especímen PH4 .....	23
3.3.4 Especímen PH5 .....	24
3.4 Modelo de comportamiento de los materiales bajo carga monotónica .....	27
3.4.1 Modelos de comportamiento del concreto .....	27
3.4.1.1 Modelo Kent et al. (1982) .....	27
3.4.1.2 Modelo Saatcioglu y Razvi (1992) .....	28
3.4.1.3 Modelo Mander et al. (1988) .....	31
3.4.1.4 Modelo Hoshikuma et al. (1997) .....	33
3.4.2 Curva esfuerzo-deformación del concreto .....	35
3.4.3 Modelo de comportamiento del acero de refuerzo .....	38
3.4.4 Curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo .....	39
3.5 Comportamiento monotónico de los especímenes .....	41
3.5.1 Diagrama momento-curvatura .....	41
3.5.2 Diagrama de interacción .....	43
3.5.3 Diagrama carga-desplazamiento lateral .....	45
3.5.3.1 Debido a flexión .....	45
3.5.3.2 Debido a cortante .....	47
<b>4 PROGRAMA EXPERIMENTAL .....</b>	<b>52</b>
4.1 Introducción .....	52
4.2 Construcción de los especímenes .....	52
4.2.1 Armado del acero de refuerzo .....	52
4.2.1.1 Zapata .....	52
4.2.1.2 Pila .....	53

4.2.1.3	Cabezal macizo .....	53
4.2.2	Armado de la cimbra .....	54
4.2.2.1	Paneles externos para la pila .....	54
4.2.2.2	Paneles internos para la pila .....	55
4.2.2.3	Paneles laterales para la zapata .....	56
4.2.3	Colado de los especímenes .....	57
4.2.3.1	Etapas del colado .....	57
4.2.3.2	Características del concreto .....	58
4.2.3.3	Control del concreto fresco .....	58
4.2.3.4	Control del concreto endurecido .....	58
4.3	Sistema de fijación a losa de reacción .....	59
4.4	Sistema de fijación del actuador horizontal al muro de reacción .....	60
4.5	Sistema de fijación del actuador horizontal al espécimen .....	60
4.6	Dispositivo de aplicación de la carga axial .....	61
4.7	Ensaye de los materiales .....	63
4.7.1	Concreto .....	63
4.7.1.1	Resistencia a compresión .....	63
4.7.1.2	Prueba brasileña o tensión por compresión diagonal .....	66
4.7.1.3	Ensaye de vigas a flexión .....	67
4.7.2	Acero .....	68
4.8	Historia de carga .....	71
4.8.1	Carga lateral .....	71
4.8.2	Carga axial .....	73
4.9	Instrumentación externa .....	73
4.9.1	Descripción de nomenclatura .....	73
4.9.2	Desplazamiento lateral .....	74
4.9.3	Curvatura en la base .....	74
4.9.4	Deformación por corte .....	75
4.10	Instrumentación interna .....	77
4.10.1	Descripción de nomenclatura .....	77
4.10.2	Refuerzo longitudinal .....	77
4.10.3	Refuerzo transversal .....	80
<b>5</b>	<b>RESULTADOS EXPERIMENTALES .....</b>	<b>83</b>
5.1	Introducción .....	83
5.2	Especímen PH2 .....	83
5.2.1	Observaciones generales .....	83
5.2.2	Respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral .....	86
5.2.3	Perfiles de desplazamiento lateral .....	88
5.2.4	Perfiles de deformación por corte .....	89
5.2.5	Rotación en la base .....	92
5.2.6	Distorsión angular .....	92
5.2.7	Perfiles de deformación longitudinal .....	94
5.2.8	Perfiles de deformación transversal .....	97
5.3	Especímen PH3 .....	99
5.3.1	Observaciones generales .....	99
5.3.2	Respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral .....	103
5.3.3	Perfiles de desplazamiento lateral .....	105
5.3.4	Perfiles de deformación por corte .....	106
5.3.5	Rotación en la base .....	108
5.3.6	Distorsión angular .....	109
5.3.7	Perfiles de deformación longitudinal .....	111
5.3.8	Perfiles de deformación transversal .....	113
5.4	Especímen PH4 .....	113



5.4.1	Observaciones generales .....	113
5.4.2	Respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral .....	117
5.4.3	Perfiles de desplazamiento lateral .....	119
5.4.4	Perfiles de deformación por corte .....	120
5.4.5	Perfiles de curvatura .....	122
5.4.6	Rotación en la base .....	123
5.4.7	Distorsión angular .....	124
5.4.8	Perfiles de deformación longitudinal .....	126
5.4.9	Perfiles de deformación transversal .....	131
5.5	Especímen PH5 .....	136
5.5.1	Observaciones generales .....	136
5.5.2	Respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral .....	140
5.5.3	Perfiles de desplazamiento lateral .....	142
5.5.4	Perfiles de deformación por corte .....	143
5.5.5	Perfiles de curvatura .....	145
5.5.6	Rotación en la base .....	146
5.5.7	Distorsión angular .....	147
5.5.8	Perfiles de deformación longitudinal .....	149
5.5.9	Perfiles de deformación transversal .....	154
<b>6</b>	<b>DISCUSIÓN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS .....</b>	<b>159</b>
6.1	Introducción .....	159
6.2	Evaluación de desempeño de los especímenes .....	159
6.2.1	Comparación y características de la respuesta histerética de los especímenes .....	159
6.2.1.1	Estado límite último .....	159
6.2.1.2	Estado límite de servicio .....	160
6.2.2	Capacidad de energía disipada acumulada .....	160
6.2.3	Capacidad de energía disipada pico a pico .....	161
6.2.4	Pérdida de rigidez pico a pico .....	163
6.2.5	Amortiguamiento histerético equivalente .....	164
6.3	Efecto de la configuración del refuerzo transversal .....	165
6.4	Comparación de resultados experimentales y teóricos .....	166
6.4.1	Momento-curvatura .....	166
6.4.2	Carga-desplazamiento lateral .....	167
6.4.2.1	Debido a flexión y cortante .....	167
6.4.2.2	Debido a cortante .....	180
6.5	Comparación de resultados respecto a otras investigaciones .....	182
6.6	Estimación de la capacidad a cortante .....	186
<b>7</b>	<b>SIMULACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO CÍCLICO DE LOS ESPECÍMENES .....</b>	<b>189</b>
7.1	Introducción .....	189
7.2	Modelación en el programa RUAUMOKO (Carr, 2002).....	189
7.2.1	Idealización matemática de los especímenes .....	189
7.2.2	Discretización de la sección .....	190
7.2.2.1	Concreto .....	190
7.2.2.2	Acero de refuerzo .....	191
7.2.3	Modelos de histéresis y parámetros .....	191
7.2.3.1	Modelo de Takeda .....	191
7.2.3.2	Modelo de Fukada .....	195
7.2.4	Resultados de la simulación .....	197
7.3	Modelación en el programa SAP 2000 (CSI, 2008).....	203
7.3.1	Idealización matemática de los especímenes .....	203
7.3.2	Discretización de la sección .....	204

7.3.3	Modelo de histéresis y parámetros .....	204
7.3.4	Resultados de la simulación .....	207
7.4	Modelación en el programa CANNY-E (Li, 1996) .....	212
7.4.1	Idealización matemática de los especímenes .....	212
7.4.2	Discretización de la sección .....	213
7.4.2.1	Concreto .....	213
7.4.2.2	Acero de refuerzo .....	214
7.4.3	Modelos de histéresis y parámetros de elementos plásticos .....	214
7.4.3.1	Concreto .....	215
7.4.3.2	Acero de refuerzo .....	217
7.4.4	Modelo de histéresis y parámetros de elementos centrales .....	220
7.4.5	Resultados de la simulación .....	220
7.5	Comparación de los resultados de las diferentes simulaciones .....	224
<b>8</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>226</b>
8.1	Introducción .....	226
8.2	Conclusiones .....	226
8.2.1	Efecto de la configuración del refuerzo transversal .....	226
8.2.2	Comportamiento y aspectos generales .....	228
8.2.3	Predicción de momento-curvatura .....	228
8.2.4	Predicción de desplazamientos laterales .....	229
8.2.5	Predicción de la resistencia .....	230
8.2.6	Estimación de la capacidad a cortante .....	230
8.2.7	Simulación numérica .....	231
8.3	Recomendaciones .....	232
	<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>234</b>
	<b>ANEXO A. DISEÑO DE CIMBRA .....</b>	<b>238</b>
	<b>ANEXO B. DISEÑO Y/O REVISIÓN DE PERFILES DE ACERO .....</b>	<b>248</b>
	<b>ANEXO C. LISTADO DE INSTRUMENTACIÓN .....</b>	<b>252</b>

## RESUMEN

La construcción de puentes de concreto reforzado en la ciudad de México, se ha incrementado significativamente durante los últimos años. Este incremento está representado por el desarrollo de autopistas a desnivel como parte de la solución a los problemas de movilidad y a la construcción de puentes carreteros. Estos últimos para vencer obstáculos naturales que reduzcan significativamente los tiempos de traslado y contribuya al desarrollo económico de la República Mexicana.

Este creciente número de estructuras de puentes, hace indispensable tener una mejor comprensión de su comportamiento ante sismos de moderada y gran intensidad con objeto de prever los posibles escenarios de riesgo y, a partir de ellos, desarrollar las políticas que garanticen la movilidad de vehículos y personal de emergencia inmediatamente después de un evento sísmico.

Con el ánimo de realizar aportes al estado del arte de puentes de concreto reforzado, en este trabajo de investigación se realizó un estudio experimental y analítico de cuatro especímenes de pilas huecas de sección transversal rectangular de concreto reforzado de puentes ante carga lateral cíclica reversible. En todos los especímenes se consideró la misma cuantía de refuerzo longitudinal y valor de carga axial. En este trabajo de investigación se plantea la hipótesis de que para una misma cuantía volumétrica de refuerzo transversal en una pila hueca de concreto reforzado de puentes, existen diferentes distribuciones o configuraciones que resulten en un mejor desempeño ante carga lateral cíclica reversible.

Los resultados de las pruebas realizadas en el presente estudio, mostraron que la hipótesis planteada es válida. Uno de los especímenes con una configuración del refuerzo transversal de alta viabilidad constructiva, evidenció un mayor desplazamiento lateral y aumentó el valor de la energía disipada acumulada desarrollando similares valores de pérdida de rigidez con respecto a los demás especímenes. Esta configuración de refuerzo transversal resultó muy adecuada desde el punto de vista de la respuesta elástica de la estructura, ya que también logró un aumento en el desplazamiento lateral correspondiente a la primera fluencia del refuerzo longitudinal.

Los resultados de la información capturada de la instrumentación externa e interna de todos los especímenes, son presentados mediante gráficos de perfiles de desplazamiento lateral, perfiles de curvatura y deformación unitaria, tanto en el refuerzo longitudinal como transversal. Los resultados generales de la presente investigación, fueron comparados con los de otras investigaciones realizadas en décadas pasadas. Paralelamente, el estudio propone un método para determinar el desplazamiento lateral debido a la rotación de cuerpo rígido que se presentó durante las pruebas en este tipo de elementos. Finalmente, en el estudio se realizó una simulación numérica de la respuesta carga-desplazamiento lateral de los especímenes, en donde se discuten sus resultados al compararlos con los obtenidos experimentalmente.

## ABSTRACT

The construction of reinforced concrete bridges in Mexico city has increased significantly in recent years. This increase is represented by the development of highway overpasses as part of the solution to the mobility issues, and the construction of highway bridges to overcome natural obstacles that significantly reduce the travel time, therefore contribute to the economic development of the Mexico.

Given this growing number of bridge structures, it is essential to have a better understanding of their behavior during moderate and high intensity earthquakes events in order to anticipate potential risk scenarios, and thus develop appropriate policies to ensure the immediately mobility of vehicles and emergency personnel after a seismic events.

With the objective to contribute to the state of the art of reinforced concrete bridges, this research conducted an experimental and analytical study of four hollow bridges piers specimens of rectangular cross-section of reinforced concrete under the influence of reversible cyclic loading. In all specimens the same amount of longitudinal reinforcement and axial load ratio was considered. This research hypothesizes that for the same amount of transverse volumetric reinforcement in a hollow bridges pier of reinforced concrete, there are several distributions or configurations that result into better performance under the influence of reversible cyclic loading.

The tests results in this study showed a valid hypothesis. One of the specimens with a transverse reinforcement configuration of high constructive viability, showed a greater lateral displacement and increased in the accumulated dissipated energy, developing similar peak-to-peak stiffness with respect to other specimens. From the structural point of view, this configuration of transversal reinforcement was beneficial to the elastic response of the structure, since also achieved an increase in lateral displacement corresponding to the first yielding of the longitudinal reinforcement.

The results captured here in from the external and internal instrumentation of all specimens were shown through graphic profiles of lateral displacement, curvature and strain in both longitudinal and transverse reinforcement. The overall results of this study were compared with other studies conducted in past decades. At the same time the study proposes a methodology to determine the lateral displacement of the columns due to the rotation of the rigid body presented in these types of elements during the tests. Finally, the study conducted a numerical simulation of the specimens response to the lateral load-displacement, which were compared with those obtained experimentally.

# 1 INTRODUCCIÓN

## 1.1 ANTECEDENTES Y JUSTIFICACIÓN

Durante la última década, la construcción de puentes de concreto reforzado en la ciudad de México, en especial para el desarrollo de autopistas a desnivel, se ha incrementado notablemente como parte de la solución a los problemas de movilidad en el valle de México, contribuyendo de esta manera al desarrollo económico y social de la ciudad. En la figura 1.1 se muestra la autopista a desnivel Periférico en la ciudad de México.



**Figura 1.1. Autopista a desnivel Periférico, ciudad de México**

Por su parte, en 2011 México fue sede de la vigésima cuarta edición del Congreso Mundial de Carreteras, evento que ha sido organizado por la Asociación Mundial de Carreteras. Este evento busca promulgar e intercambiar los avances tecnológicos y presentar lo más actual de la investigación en temas concernientes a todas las obras que conforman la infraestructura vial, entre ellos, los puentes carreteros. México, con la organización de este evento, pretende mejorar los conocimientos técnicos en materia de ingeniería con el ánimo de contribuir al desarrollo del Programa Nacional de Infraestructura a través de la Dirección General de Carreteras de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte (DGC-SCT), para retomar el liderazgo técnico de América Latina en la revisión y actualización de normas y, lo más importante, en la realización de proyectos viales de altas especificaciones con la presencia de puentes carreteros para vencer obstáculos naturales, que reduzcan significativamente los tiempos de traslado entre las diferentes zonas de la República Mexicana y se contribuya de esta manera en el desarrollo económico y social de la nación.

En la realización de obras de gran magnitud, como puentes carreteros y autopistas a desnivel, se hace necesario tener una mejor comprensión de su comportamiento ante sismos de moderada y gran intensidad con objeto de prever los posibles escenarios de riesgo.

Desde el punto de vista económico, es importante conocer el desempeño sísmico de las estructuras de puentes con objeto de desarrollar criterios adecuados de diseño que limiten los daños durante

eventos sísmicos moderados y, con ello, reduzcan los costos directos de la reparación del mismo y los indirectos asociados con la reducción de la operabilidad de la estructura durante y después de una emergencia.

Con algunas excepciones, las pilas de los puentes de concreto reforzado han tenido un desempeño satisfactorio ante los sismos de gran magnitud que han ocurrido en años recientes. Sin embargo, han existido fallas catastróficas como la del viaducto Hanshin durante el sismo de Kobe de 1995 como se ilustra en la figura 1.2. El colapso de este viaducto se atribuyó a deficiencias en la cuantía y distribución del refuerzo longitudinal y transversal de las pilas (Kawashima y Unjoh 1996).



**Figura 1.2. Falla de pilas del puente Hanshin expressway, Kobe 1995**  
(Iwasaki, 1996)

Los estudios sobre el comportamiento de pilas de concreto reforzado de puentes realizados en México han sido recientes. Entre ellos, se destaca la investigación sobre el procedimiento de diseño sísmico de columnas de puentes urbanos de concreto reforzado realizado por Rivera y Meli (2008) y el estudio sobre la evaluación simplificada de la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos por Rivera (2007). Así mismo, se reconoce el estudio sobre el desempeño de pilas de puentes de concreto reforzado huecas sujetas a cargas laterales de tipo cíclico desarrollado por López et al. (2009). Con el ánimo de contribuir a esta línea de investigación, se han enfocado esfuerzos en la continuación del estudio del comportamiento de pilas huecas de concreto reforzado de puentes ante cargas laterales provenientes de acciones sísmicas.

## **1.2 OBJETIVOS**

El objetivo principal de este trabajo de investigación es evaluar el efecto de la configuración o distribución del refuerzo transversal bajo una misma cuantía, en busca de un mejoramiento del desempeño de pilas huecas de concreto reforzado de puentes ante carga lateral cíclica reversible.

La investigación comprende el estudio experimental de cuatro especímenes de pilas huecas de concreto reforzado de sección rectangular y el desarrollo de simulaciones numéricas de este tipo de elementos estructurales, considerando como constantes la relación de la carga axial, la cuantía del refuerzo longitudinal y la cuantía volumétrica del refuerzo transversal. Este último con diferentes configuraciones en su armado, convirtiéndose así en la variable del estudio.

Los objetivos específicos de este trabajo de investigación son:

- a) Comparar el comportamiento de pilas huecas de concreto reforzado de puentes con diferentes configuraciones de refuerzo transversal en términos de resistencia, desplazamiento lateral y capacidad de energía disipada.
- b) Desarrollar modelos analíticos de la respuesta de los especímenes con base en el comportamiento de los materiales.
- c) Comparar la respuesta experimental de los especímenes con la respuesta de los modelos analíticos.
- d) Analizar los resultados experimentales con respecto a otras investigaciones sobre el comportamiento de pilas huecas de concreto reforzado.
- e) Proponer una ecuación para estimar el desplazamiento lateral de este tipo de elementos huecos, aspecto fundamental en el diseño sísmico de estructuras basado en desplazamientos.

### **1.3 HIPOTESIS**

Este trabajo de investigación plantea la hipótesis de que para una misma cuantía volumétrica de refuerzo transversal en una pila hueca de concreto reforzado de puentes, existen diferentes distribuciones o configuraciones que generan un mejor desempeño ante carga lateral cíclica reversible.

### **1.4 ESTRUCTURA DEL TRABAJO**

El estudio está dividido en ocho capítulos. En el capítulo 1, se hace referencia a los antecedentes, objetivos e hipótesis planteada en el presente estudio. En el capítulo 2, se describe la recopilación bibliográfica de estudios experimentales realizados en las últimas tres décadas de pilas huecas de concreto reforzado de puentes sometidos a carga lateral cíclica reversible.

En el capítulo 3, se realiza el diseño y análisis de los especímenes estudiados. Inicialmente, se describen las especificaciones de los materiales y las normas empleadas para el diseño de los especímenes. Luego, se presentan brevemente cada uno de los especímenes indicando sus dimensiones y cuantías de refuerzo tanto longitudinal como transversal. Por último, se mencionan los diferentes modelos de comportamiento monotónico de los materiales que fueron empleados para la predicción de los diagramas momento-curvatura y carga-desplazamiento lateral.

En el capítulo 4, se comenta el procedimiento constructivo empleado para la elaboración de los especímenes y de los dispositivos para la aplicación de la carga lateral y axial de los mismos. Se mencionan las diferentes pruebas realizadas a los materiales de construcción y sus resultados. Finalmente, se describe la historia de carga lateral aplicada y la designación de la nomenclatura y ubicación de la instrumentación externa e interna.

En el capítulo 5, se muestran y analizan los resultados experimentales obtenidos de las pruebas realizadas de cada uno de los cuatro especímenes diseñados y construidos en este estudio.

En el capítulo 6, se realiza una comparación de los resultados experimentales de todos los especímenes y se discuten a la luz de la bibliografía actual de planteamientos teóricos y con los

resultados de otras investigaciones realizadas. Paralelamente, se sugiere y se propone un método de cálculo para el desplazamiento lateral debido a la rotación de cuerpo rígido de las pilas evaluadas en este estudio. Este procedimiento está debidamente sustentado con base en los resultados obtenidos experimentalmente.

En el capítulo 7, se realiza la simulación numérica de la respuesta carga-desplazamiento lateral de los especímenes, empleando las herramientas computacionales RUAUMUKO (Carr 2002), SAP 2000 (CSI, 2008) y CANNY-E (Li, 1996). En este capítulo se explica la idealización matemática empleada y los modelos de histéresis para el concreto y el acero de refuerzo que se consideraron en la simulación de los especímenes. Por último, se discuten los resultados de esta simulación al confrontarlos con los resultados obtenidos experimentalmente.

Finalmente en el capítulo 8, se plantean las conclusiones y recomendaciones derivadas de este estudio.



## 2 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describe el estado del arte de columnas circulares y rectangulares huecas de concreto reforzado de puentes. La parte inicial de este capítulo, se dedica a realizar una descripción detallada de los especímenes ensayados y los resultados obtenidos de trabajos experimentales de investigación que se han realizado en diferentes partes del mundo respecto al tema. En la parte final del capítulo, se realiza una descripción de los trabajos de investigación teórico y experimental que se han realizado en México respecto a columnas de concreto reforzado de puentes.

### 2.2 A NIVEL INTERNACIONAL

El estudio del desempeño de columnas huecas de concreto reforzado de puentes ante carga lateral cíclica reversible, tuvo comienzo en la década de los años ochenta con el estudio realizado por Mander (1983). En este estudio realizaron pruebas a cuatro columnas cuadradas huecas de concreto reforzado como se muestra en la figura 2.1.

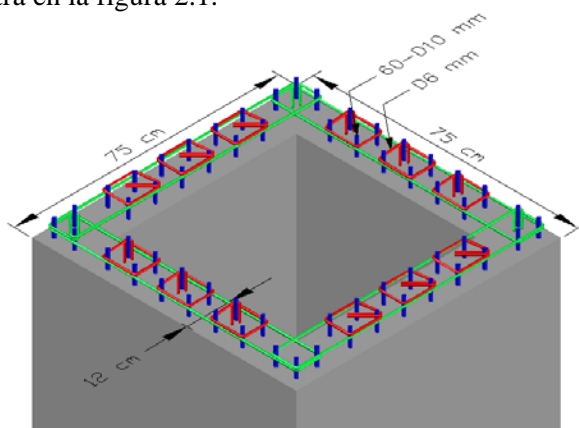


Figura 2.1. Sección transversal estudiada por Mander (1983)

Las variables consideradas en este estudio fueron el valor de la carga axial,  $P$ , y la cuantía volumétrica del acero de refuerzo transversal,  $\rho_s$ . En la tabla 2.1 se ilustra un resumen de las propiedades de los especímenes y las especificaciones de los materiales.

Tabla 2.1. Propiedades de los especímenes ensayados por Mander (1983)

Especímen	$f'_c$ MPa	$D$ cm	$t$ cm	$H$ cm	$\frac{P}{f'_c A_g}$	Ref. longitudinal		Ref. transversal		
						$f_y$ MPa	$\rho_l$	$f_{yh}$ MPa	$s$ cm	$\rho_s$
Columna A	30	75	12	320	0.10	335	0.0155	320	6	0.0243
Columna B	30	75	12	320	0.50	335	0.0155	320	3	0.0486
Columna C	29	75	12	320	0.30	335	0.0155	320	4	0.0365
Columna D	29	75	12	320	0.30	335	0.0155	320	6	0.0243

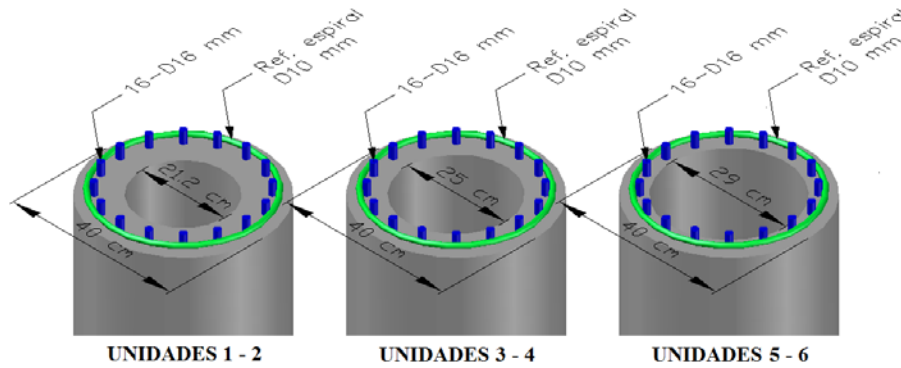
En la tabla 2.2 se muestra un resumen del factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu$ , y el modo de falla de dichos especímenes.

**Tabla 2.2. Resultados experimentales de los especímenes ensayados por Mander (1983)**

Espécimen	Ductilidad	Modo de falla
Columna A	8.0	Flexión
Columna B	2.0	Flexión-Cortante
Columna C	8.0	Flexión
Columna D	6.0	Flexión

Los resultados indicaron que el uso de las especificaciones de diseño de columnas sólidas de Nueva Zelanda, aplicado a columnas rectangulares huecas de concreto reforzado, parece razonable, ya que conlleva a altos factores de ductilidad de desplazamiento,  $\mu$ .

Posteriormente, Zahn et al. (1990), realizaron pruebas a seis columnas circulares huecas de concreto reforzado como se aprecia en la figura 2.2.



**Figura 2.2. Sección transversal estudiada por Zahn et al. (1990)**

Las variables que se manejaron fueron la relación del diámetro interno a externo,  $D_i/D$ , y el valor de la carga axial,  $P$ . En la tabla 2.3 se muestra un resumen de las características de los especímenes y las especificaciones de los materiales.

**Tabla 2.3. Propiedades de los especímenes ensayados por Zahn et al. (1990)**

Especímen	$f'_c$ MPa	$D$ cm	$D_i$ cm	$t$ cm	$H$ cm	$\frac{P}{f'_c A_g}$	Ref. longitudinal		Ref. transversal	
							$f_y$ MPa	$\rho_l$	$f_{yh}$ MPa	$\rho_s$
Unidad 1	29.6	40	21.2	9.4	180	0.08	306	0.0367	340	0.0169
Unidad 2	29.6	40	21.2	9.4	180	0.40	306	0.0367	318	0.0202
Unidad 3	29.6	40	25	7.5	180	0.10	306	0.0420	340	0.0208
Unidad 4	29.6	40	25	7.5	180	0.22	306	0.0420	318	0.0250
Unidad 5	27.3	40	29	5.5	180	0.12	306	0.0540	340	0.0294
Unidad 6	27.3	40	29	5.5	180	0.12	306	0.0540	318	0.0352

En la tabla 2.4 se ilustra un resumen del factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu$ , y el modo de falla de los especímenes.

**Tabla 2.4. Resultados experimentales de los especímenes ensayados por Zahn et al. (1990)**

Espécimen	Ductilidad	Modo de falla
Unidad 1	8.0	Flexión
Unidad 2	1.6	Cortante
Unidad 3	6.0	Flexión
Unidad 4	3.0	Flexión-cortante
Unidad 5	3.0	Flexión-cortante
Unidad 6	2.0	Cortante

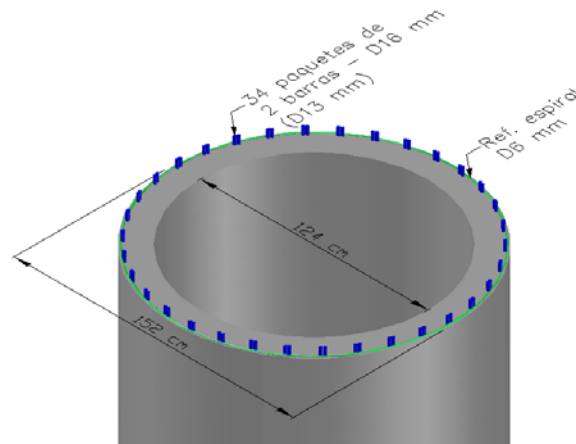
Los resultados indicaron que la posición del eje neutro influye significativamente en el factor de ductilidad de curvatura de la sección. Si la posición del eje neutro está cerca de la cara interna de la columna, las deformaciones longitudinales en la zona del concreto no confinado sometido a compresión son pequeñas, por lo tanto, la sección puede desarrollar un comportamiento dúctil.

Por el contrario, si la posición del eje neutro está en la proximidad del centroide de la sección, se desarrollan grandes deformaciones longitudinales en la zona del concreto no confinado sometido a compresión, causando prematuramente aplastamiento en el concreto y, por consecuencia, un bajo factor de ductilidad.

Para obtener un comportamiento dúctil, se logra con un bajo valor de carga axial,  $P$ , una baja cuantía de acero de refuerzo longitudinal,  $\rho_l$ , y un espesor no menor del 15% del diámetro externo de la columna. No hubo ningún indicio que la cantidad de refuerzo transversal en espiral, influyera significativamente en el comportamiento de este tipo de sección.

Finalmente, las pruebas realizadas indicaron que un valor de 0.008 en la deformación unitaria longitudinal del concreto a compresión,  $\epsilon_{cu}$ , puede ser usado como un estado límite seguro para determinar la curvatura última.

Luego, en el estudio realizado por Ranzo y Priestley (2000), se realizaron pruebas a tres columnas circulares huecas de concreto reforzado como se aprecia en la figura 2.3.



**Figura 2.3. Sección transversal estudiada por Ranzo y Priestley (2000)**

Las variables que se manejaron en este estudio, fueron el valor de la cuantía de acero de refuerzo longitudinal,  $\rho_l$ , y el valor de la carga axial,  $P$ . En la tabla 2.5 se muestra un resumen de las propiedades de los especímenes y las especificaciones de los materiales.

**Tabla 2.5. Propiedades de los especímenes ensayados por Ranzo y Priestley (2000)**

Especímen	$f'_c$ MPa	$D$ cm	$t$ cm	$H$ cm	$\frac{P}{f'_c A_g}$	Ref. longitudinal			Ref. transversal		
						$f_y$ MPa	$f_u$ MPa	$\rho_l$	$f_{yh}$ MPa	$f_u$ MPa	$\rho_s$
HS1	40	156.0	15.2	358	0.05	450	700	0.0140	635	820	0.0035
HS2	40	152.4	13.9	358	0.05	450	700	0.0230	635	820	0.0035
HS3	35	152.4	13.9	358	0.15	450	700	0.0230	635	820	0.0035

En la tabla 2.6 se ilustra un resumen del factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu$ , y el modo de falla de los especímenes.

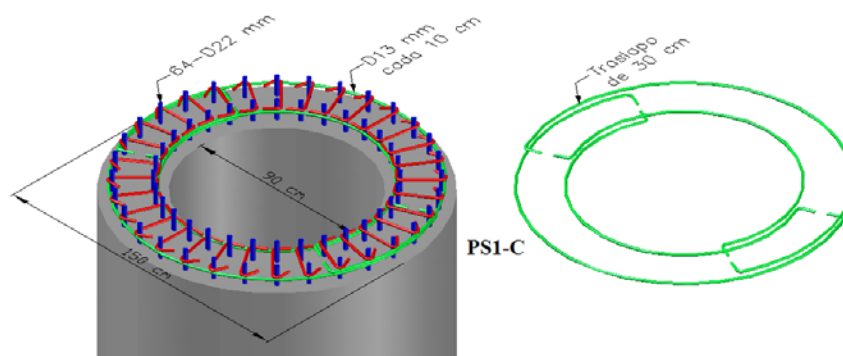
**Tabla 2.6. Resultados experimentales de los especímenes ensayados por Ranzo y Priestley (2000)**

Especímen	Ductilidad	Modo de falla
HS1	6.0	Flexión
HS2	3.5	Flexión-Cortante
HS3	1.5	Cortante

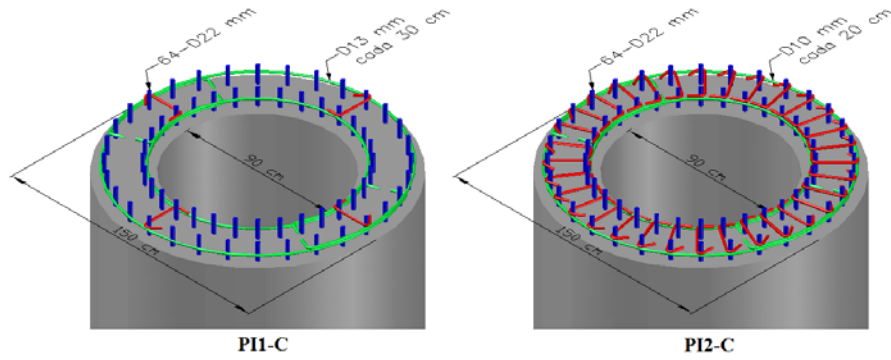
Los resultados de este estudio indicaron que con bajos valores de cuantía de acero de refuerzo longitudinal,  $\rho_l$ , y carga axial,  $P$ , se logró obtener relativamente un desempeño dúctil en las columnas. Además, se evidenció que el aplastamiento del concreto en la parte interna de la columna genera una rápida degradación de esfuerzos.

Finalmente, con base en los resultados de este estudio, se visualizó que el efecto de la carga axial,  $P$ , en el esfuerzo cortante en columnas circulares huecas de concreto reforzado, es despreciable.

En el estudio realizado por Yeh et al. (2001), se realizaron pruebas a tres columnas circulares huecas de concreto reforzado como se aprecia en la figura 2.4.



**a) Especímen PS1-C**



b) Espécimen PI1-C y PI2-C

Figura 2.4. Sección transversal y configuración del refuerzo estudiado por Yeh et al. (2001)

La variable que se manejó en este estudio fue el valor de la cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal,  $\rho_s$ , mientras que el valor de la cuantía de acero de refuerzo longitudinal,  $\rho_l$ , y carga axial,  $P$ , se mantuvo constante en los tres especímenes.

En la tabla 2.7 se muestra un resumen de las características de los especímenes y las especificaciones de los materiales.

Tabla 2.7. Propiedades de los especímenes ensayados por Yeh et al. (2001)

Especímen	$f'_c$ MPa	$D$ cm	$t$ cm	$H$ cm	$\frac{P}{f'_c A_g}$	Ref. longitudinal			Ref. transversal	
						$f_y$ MPa	$f_u$ MPa	$\rho_l$	$f_{yh}$ MPa	$\rho_s$
PS1-C	31.7	150	30	550	0.10	418	627	0.0112	410	0.0241
PI1-C	33.8	150	30	550	0.09	418	627	0.0112	410	0.0047
PI2-C	30.9	150	30	350	0.10	418	627	0.0112	410	0.0071

En la tabla 2.8 se ilustra un resumen del factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu$ , la distorsión lateral y el modo de falla de los especímenes.

Tabla 2.8. Resultados experimentales de los especímenes ensayados por Yeh et al. (2001)

Especímen	Ductilidad	Distorsión lateral (%)	Modo de falla
PS1-C	9.0	6.0	Flexión
PI1-C	2.8	1.6	Adherencia
PI2-C	5.0	3.0	Flexión-Cortante

Finalmente, los resultados de este estudio indicaron que la cantidad de refuerzo transversal influye significativamente en el factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu$ , desarrollada por la sección. De tal manera, que para altos valores de cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal,  $\rho_s$ , se obtiene un mejor desempeño y mayores factores de ductilidad de desplazamiento,  $\mu$ , en la columna.

Yeh et al. (2002a), realizaron pruebas a seis columnas cuadradas huecas de concreto reforzado como se aprecia en la figura 2.5.

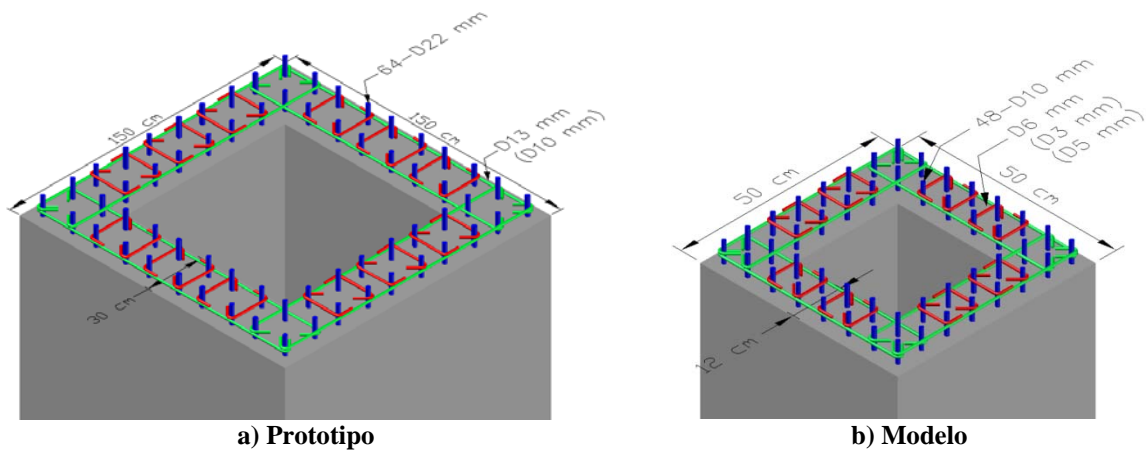


Figura 2.5. Sección transversal y configuración del refuerzo estudiado por Yeh et al. (2002a)

Las variables que se consideraron en este estudio fueron el valor de la carga axial,  $P$ , la cuantía volumétrica del acero de refuerzo transversal,  $\rho_s$ , y la relación de aspecto de la columna,  $M/VD$ . En la tabla 2.9 se muestra un resumen de las propiedades de los especímenes y las especificaciones de los materiales.

Tabla 2.9. Propiedades de los especímenes ensayados por Yeh et al. (2002)

Especímen	$f'_c$ MPa	$D$ cm	$t$ cm	$H$ cm	$\frac{P}{f'_c A_g}$	Ref. longitudinal			Ref. transversal	
						$f_y$ MPa	$f_u$ MPa	$\rho_l$	$f_{yh}$ MPa	$\rho_s$
PS1	34.0	150	30	650	0.082	460	647	0.0170	343	0.0270
PI1	34.0	150	30	450	0.082	460	647	0.0170	510	0.0100
MS1	32.6	50	12	180	0.093	476	648	0.0190	480	0.0320
MS2	30.6	50	12	180	0.176	476	648	0.0190	480	0.0320
MI1	33.6	50	12	180	0.086	476	648	0.0190	480	0.0150
MI2	29.1	50	12	180	0.185	476	648	0.0190	480	0.0150

En la tabla 2.10 se ilustra un resumen del factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu$ , y el modo de falla de los especímenes.

Tabla 2.10. Resultados experimentales de los especímenes ensayados por Yeh et al. (2002a)

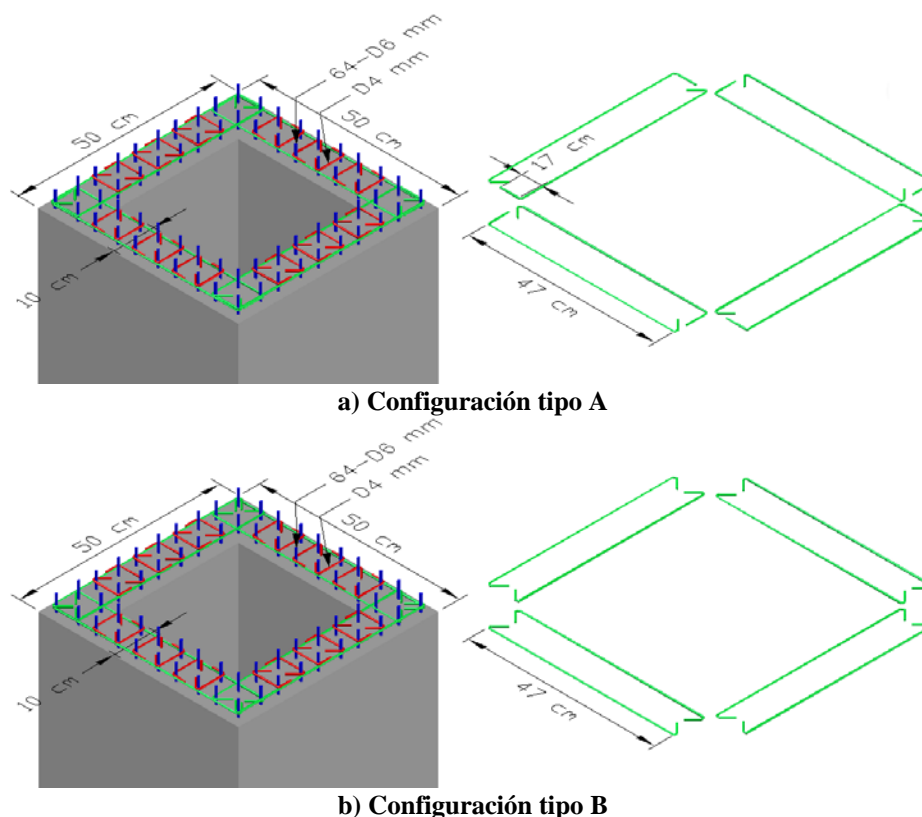
Especímen	Ductilidad	Modo de falla
PS1	11.1	Flexión
PI1	8.6	Flexión
MS1	5.5	Flexión
MS2	5.3	Flexión
MI1	4.3	Flexión-Cortante
MI2	3.5	Cortante

Los resultados de este estudio indicaron que el valor de la carga axial,  $P$ , influye significativamente en el factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu$ , desarrollada por la sección. De tal manera, que con valores bajos de carga axial,  $P$ , se obtiene valores mayores factores de ductilidad de desplazamiento,  $\mu$ , en la columna.

Por su parte, cuando la cantidad de refuerzo transversal es menor de la mitad de lo requerido por el ACI 318-95, es muy probable obtener un modo de falla en la columna de flexión cortante o cortante.

Los resultados del estudio también indicaron, que para columnas rectangulares huecas de concreto reforzado, el fenómeno de fatiga de bajo número de ciclos afecta significativamente el factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu$ , de la sección.

Otro estudio es el realizado por Mo et al. (2003), en donde realizaron pruebas a ocho columnas cuadradas huecas de concreto reforzado como se aprecia en la figura 2.6.



**Figura 2.6. Sección transversal y configuración del refuerzo estudiado por Mo et al. (2003)**

Las variables que se consideraron en este estudio fueron el valor de la resistencia del concreto,  $f'_c$ , la configuración y separación del refuerzo transversal,  $s$ , y el valor de la carga axial,  $P$ .

En la tabla 2.11 se muestra un resumen de las características de los especímenes y las especificaciones de los materiales.

**Tabla 2.11. Propiedades de los especímenes ensayados por Mo et al. (2003)**

Especímen	$f'_c$ MPa	$D$ cm	$t$ cm	$H$ cm	$\frac{P}{f'_c A_g}$	Ref. longitudinal			Ref. transversal	
						$f_y$ MPa	$f_u$ MPa	$\rho_l$	$f_{yh}$ MPa	$\rho_s$
NA4	22	50	10	200	0.19	460	633	0.0113	400	0.0168
NB4	22	50	10	200	0.09	460	633	0.0113	400	0.0168
NA8	22	50	10	200	0.11	460	633	0.0113	400	0.0084
NB8	22	50	10	200	0.11	460	633	0.0113	400	0.0084
HA4	41	50	10	200	0.11	460	633	0.0113	400	0.0168
HB4	41	50	10	200	0.06	460	633	0.0113	400	0.0168
HA8	41	50	10	200	0.08	460	633	0.0113	400	0.0084
HB8	41	50	10	200	0.08	460	633	0.0113	400	0.0084

En la tabla 2.12 se ilustra un resumen del factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu$ , y el modo de falla de los especímenes.

**Tabla 2.12. Resultados experimentales de los especímenes ensayados por Mo et al. (2003)**

Especímen	Ductilidad	Modo de falla
NA4	3.7	Flexión-Cortante
NB4	6.3	Flexión
NA8	6.6	Flexión
NB8	6.3	Flexión
HA4	5.6	Flexión
HB4	7.1	Flexión
HA8	7.2	Flexión
HB8	7.1	Flexión

Los resultados de este estudio indicaron que los dos tipos de configuraciones del refuerzo transversal analizados, no tuvieron una influencia significativa en el desempeño de las columnas rectangulares huecas de concreto reforzado.

El valor de la carga axial,  $P$ , influyó significativamente en el factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu$ , desarrollada por la sección. De tal modo, que valores altos de carga axial,  $P$ , generaron valores menores del factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu$ , en la columna.

Por último, el estudio indicó que valores altos en la resistencia del concreto,  $f'_c$ , contribuyeron a un mejor desempeño obteniendo valores altos de factores de ductilidad de desplazamiento,  $\mu$ , en la sección, siempre y cuando, el estado último de falla sea dominado por flexión.

En el mismo año, Pinto et al. (2003), realizaron pruebas a dos columnas rectangulares huecas de concreto reforzado como se aprecia en la figura 2.7. Los especímenes fueron construidos con diferentes deficiencias sísmicas, tales como traslapes dentro de la potencial región de plastificación,



inadecuada longitud de desarrollo, baja cuantía de refuerzo longitudinal y transversal, escasa longitud de traslape e inadecuados detalles del reforzamiento.

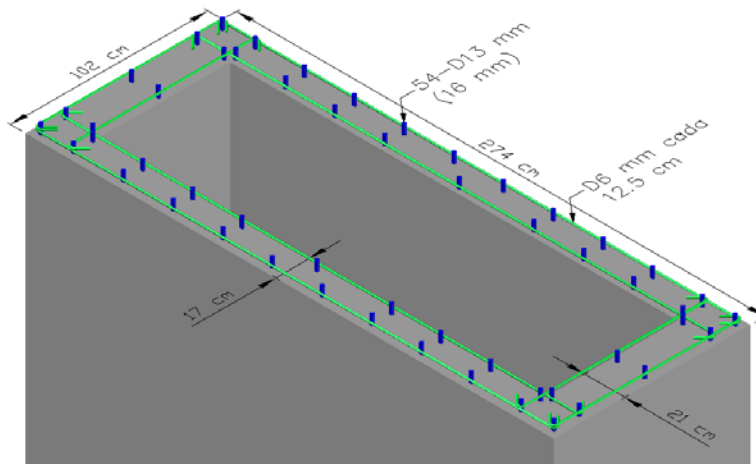


Figura 2.7. Sección transversal y configuración del refuerzo estudiado por Pinto et al. (2003)

En la tabla 2.13 se muestra un resumen de las propiedades de los especímenes y las especificaciones de los materiales.

Tabla 2.13. Propiedades de los especímenes ensayados por Pinto et al. (2003)

Especímen	$f'_c$ MPa	$D$ cm	$B$ cm	$t$ cm	$H$ cm	$\frac{P}{f'_c A_g}$	Ref. longitudinal			Ref. transversal	
							$f_y$ MPa	$f_u$ MPa	$\rho_l$	$f_{yh}$ MPa	$\rho_s$
Pila corta	38.9	274	102	21/17	650	0.09	543.1	632.6	0.0040	540.2	0.0009
Pila alta	51.6	274	102	21/17	1400	0.10	546.4	660.2	0.0070	540.2	0.0009

En la tabla 2.14 se ilustra un resumen del factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu$ , obtenido mediante diferentes definiciones de desplazamiento de fluencia.

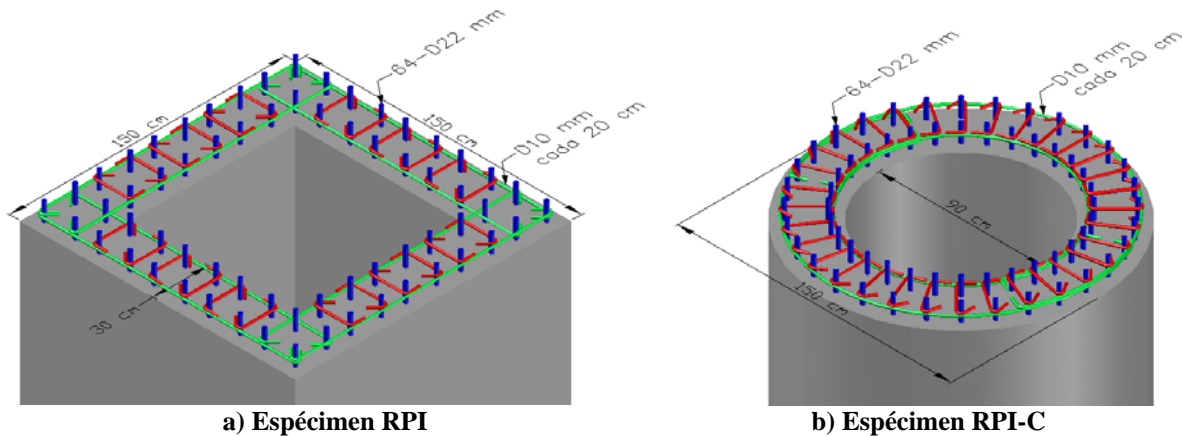
Tabla 2.14. Ductilidad de especímenes ensayados por Pinto et al. (2003)

Especímen	Ductilidad de desplazamiento, $\mu$ .		
	Modelo bilineal	Modelo trilineal	EC8
Pila corta	8.0	3.2	5.3
Pila alta	3.7	2.3	3.3

Los resultados de las pruebas indicaron que las columnas desarrollaron un pobre comportamiento histórico y baja capacidad de deformación.

En la última década, se han realizado algunas investigaciones de columnas huecas de sección circular y rectangular de concreto reforzado para puentes reforzadas con laminadas de polímero de fibra de carbón como refuerzo transversal, con el fin de evaluar su desempeño a flexión y fuerza cortante ante cargas laterales cíclicas reversibles.

Uno de esos estudios, es el realizado por Yeh y Mo (2005), en donde realizaron pruebas a dos columnas huecas de concreto reforzado, una de sección transversal cuadrada y otra cuadrada como se aprecia en la figura 2.8. En cuanto al refuerzo transversal, este estaba formado por cuatro laminadas de polímeros de fibra de carbón (CFRP), por sus siglas en inglés, para un espesor total de 0.55 mm espaciadas a cada 20 cm. El módulo de elasticidad y esfuerzo último de este material fue 230 GPa y 3480 MPa, respectivamente.



**Figura 2.8. Sección transversal y configuración del refuerzo estudiado por Yeh y Mo (2005)**

Los resultados de estos especímenes fueron comparados con el espécimen PI2 estudiado por Yeh et al. (2002b) para la sección cuadrada y, con el espécimen PI2-C estudiado por Yeh et al. (2001) para la sección circular.

En la tabla 2.15 se muestra un resumen de las características de los especímenes y las especificaciones de los materiales.

**Tabla 2.15. Propiedades de los especímenes ensayados por Yeh y Mo (2005)**

Especímen	$f'_c$ MPa	$D$ cm	$t$ cm	$H$ cm	$\frac{P}{f'_c A_g}$	Ref. longitudinal			Ref. transversal	
						$f_y$ MPa	$f_u$ MPa	$\rho_t$	$f_{yh}$ MPa	$\rho_s$
RPI <sup>a</sup>	18.0	150	30	350	0.15	420	634	0.0169	413	0.00636
PI2 <sup>b</sup>	32.0	150	30	350	0.08	418	626	0.0169	420	0.00636
RPI-C <sup>a</sup>	18.0	150	30	350	0.19	420	634	0.0215	413	0.00707
PI2-C <sup>c</sup>	30.9	150	30	350	0.10	418	626	0.0215	420	0.00707

<sup>a</sup> Especímenes reforzados con CFRP con un espesor de 0.55 mm.

<sup>b</sup> Especímenes estudiados por Yeh et al. (2002b)

<sup>c</sup> Especímenes estudiados por Yeh et al. (2001)

En la tabla 2.16 se ilustra un resumen del factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu$ , y el modo de falla de los especímenes.

**Tabla 2.16. Resultados experimentales de los especímenes ensayados por Yeh y Mo (2005)**

Especímen	Ductilidad	Modo de falla
RPI <sup>a</sup>	4.9	Flexión
PI2 <sup>b</sup>	3.3	Cortante
RPI-C <sup>a</sup>	5.5	Flexión
PI2-C <sup>c</sup>	5.0	Flexión-Cortante

<sup>a</sup> Especímenes reforzados con CFRP con un espesor de 0.55 mm.

<sup>b</sup> Especímenes estudiados por Yeh et al. (2002b)

<sup>c</sup> Especímenes estudiados por Yeh et al. (2001)

Al comparar el resultado del espécimen de sección cuadrada, PI2, del estudio de Yeh et al. (2002b) con el espécimen de sección cuadrada reforzado con láminas de CFRP de este estudio, RPI, se evidenció que el factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu$ , se incrementó de 3.3 a 4.9 y el modo de falla pasó de ser cortante a flexión.

De forma similar, al comparar el resultado del espécimen de sección circular, PI2-C, del estudio de Yeh et al. (2001) con el espécimen de sección circular reforzado con láminas de CFRP de este estudio, RPI-C, se evidenció que el factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu$ , se incrementó de 5.0 a 5.5 y el modo de falla pasó de ser flexión-cortante a flexión.

Finalmente, los resultados también indicaron que el confinamiento suministrado por láminas de CFRP, es más efectivo en columnas circulares que en rectangulares huecas de concreto reforzado.

Otros estudio como Lignola et al. (2007) y Yazici y Hadi (2009), han realizado una serie de pruebas en columnas circulares huecas de concreto reforzado utilizando láminas de polímeros de fibra de carbón (CFRP), por sus siglas en inglés, para confinar el núcleo de concreto. Estos especímenes fueron sometidos a carga axial excéntrica para inducir esfuerzos de compresión y flexión, con la finalidad de estudiar la ductilidad de curvatura y la capacidad de energía disipada de los especímenes.

Los resultados de estos estudios indicaron que la utilización de CFRP alrededor del núcleo de concreto de las columnas, mejoró el comportamiento de la capacidad de carga, una vez se alcanza la capacidad máxima, lo que conlleva a un mejor factor de ductilidad de curvatura y aumento en la capacidad de energía disipada en la sección.

En la tabla 2.17 se muestra un resumen de las pruebas realizadas a nivel internacional de los estudios anteriormente comentados, indicando las características más relevantes de los especímenes y sus resultados.

**Tabla 2.17. Características relevantes y resultados de pruebas realizadas a nivel internacional**

<b>Autores</b>	<b>Sección transversal</b>	<b>Espécimen</b>	<b>D cm</b>	<b>H cm</b>	<b><math>\frac{P}{f'_c A_g}</math></b>	<b>Relación aspecto M/VD</b>	<b>Relación esbeltez <math>X_u/t</math></b>	<b><math>\mu</math></b>	<b>Modo de falla</b>
Mander et al. (1983)	Cuadrada	Columna A	75	320	0.10	4.3	4.3	8.0	Flexión
		Columna B	75	320	0.50	4.3	4.3	2.0	Flex.-Cort.
		Columna C	75	320	0.30	4.3	4.3	8.0	Flexión
		Columna D	75	320	0.30	4.3	4.3	6.0	Flexión
Zahn et al. (1990)	Circular	Unidad 1	40	180	0.08	4.5	2.3	8.0	Flexión
		Unidad 2	40	180	0.40	4.5	23.	1.6	Cortante
		Unidad 3	40	180	0.10	4.5	3.3	6.0	Flexión
		Unidad 4	40	180	0.22	4.5	3.3	3.0	Flex.-Cort.
		Unidad 5	40	180	0.12	4.5	5.3	3.0	Flex.-Cort.
		Unidad 6	40	180	0.12	4.5	5.3	2.0	Cortante
Ranzo y Priestley (2000)	Circular	HS1	156	358	0.05	2.3	8.3	6.0	Flexión
		HS2	152	358	0.05	2.3	9.0	3.5	Flex.-Cort.
		HS3	152	358	0.15	2.3	9.0	1.5	Cortante
Yeh et al. (2001)	Circular	PS1-C	150	550	0.10	3.7	3.0	9.0	Flexión
		PI1-C	150	550	0.09	3.7	3.0	2.8	Adherencia
		PI2-C	150	350	0.10	2.3	3.0	5.0	Flex.-Cort.
Yeh et al. (2002a)	Cuadrada	PS1	150	650	0.082	4.3	3.0	11.1	Flexión
		PI1	150	450	0.082	3.0	3.0	8.6	Flexión
		MS1	50	180	0.093	3.6	2.2	5.5	Flexión
		MS2	50	180	0.176	3.6	2.2	5.3	Flexión
		MI1	50	180	0.086	3.6	2.2	4.3	Flex.-Cort.
		MI2	50	180	0.185	3.6	2.2	3.5	Cortante
Mo et al. (2003)	Cuadrada	NA4	50	200	0.19	4.0	3.0	3.7	Flexión
		NB4	50	200	0.09	4.0	3.0	6.3	Flexión
		NA8	50	200	0.11	4.0	3.0	6.6	Flexión
		NB8	50	200	0.11	4.0	3.0	6.3	Flexión
		HA4	50	200	0.11	4.0	3.0	5.6	Flexión
		HB4	50	200	0.06	4.0	3.0	7.1	Flexión
		HA8	50	200	0.08	4.0	3.0	7.2	Flexión
		HB8	50	200	0.08	4.0	3.0	7.1	Flexión
Pinto et al. (2003)	Rectangular	Pila corta	274	650	0.09	2.4	13.6	8.0	Flexión
		Pila alta	274	1400	0.10	5.1	13.6	3.7	Cortante

## 2.3 A NIVEL NACIONAL

En México, los estudios de investigación que contemplan un programa experimental para evaluar el desempeño de columnas huecas de concreto reforzado son escasos. Se tiene conocimiento del estudio realizado por López et al. (2009), en donde se realizaron pruebas a dos columnas rectangulares, una maciza y otra hueca, como se aprecia en la figura 2.9.

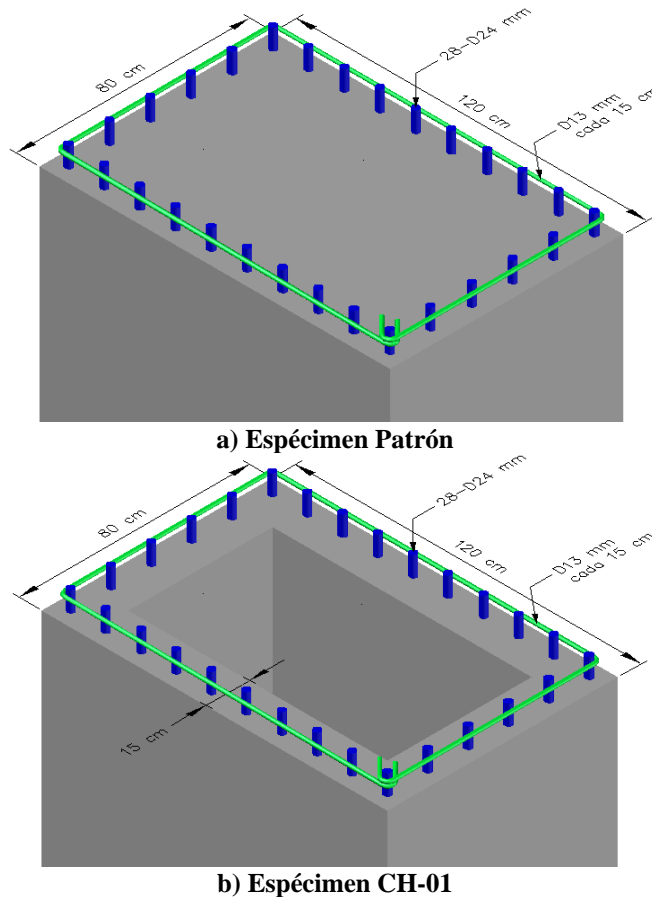


Figura 2.9. Sección transversal y configuración del refuerzo estudiado por López et al. (2009)

La variable que se manejó en este estudio fue la presencia del hueco en los especímenes. En la tabla 2.18 se muestra un resumen de las propiedades de los especímenes y las especificaciones de los materiales.

Tabla 2.18. Propiedades de los especímenes ensayados por López et al. (2009)

Especímen	$f'_c$ MPa	$D$ cm	$B$ cm	$t$ cm	$H$ cm	$\frac{P}{f'_c A_g}$	Ref. longitudinal		Ref. transversal	
							$f_y$ MPa	$\rho_l$	$f_{yh}$ MPa	$\rho_s$
Patrón	30	120	80	-	450	0	420	0.0148	420	0.0040
CH-01	30	120	80	15	450	0	420	0.0278	420	0.0081

Los resultados de este estudio mostraron, que en el intervalo elástico existe una clara diferencia en la rigidez inicial de ambos especímenes. La rigidez del espécimen Patrón, fue superior a la del

espécimen CH-01, que se caracterizó por la presencia del hueco. Sin embargo, en el intervalo inelástico, el desempeño de ambos especímenes fue muy similar en cuanto a capacidad de desplazamiento lateral y degradación de resistencia.

Los resultados de este estudio indicaron que la presencia del hueco en la sección transversal de la columna, no repercutió significativamente en el comportamiento global o en el mecanismo de falla del espécimen. También se observó, que existen diferencias en las características de desempeño entre los especímenes en el intervalo elástico, específicamente en el valor de resistencia al agrietamiento y en el valor de la rigidez inicial y a la fluencia, resultando mayores para el espécimen patrón.

Finalmente, del análisis de deformación en el intervalo elástico, se identificó una posible rotación en la base del espécimen de columna maciza, aspecto que no se evidenció con claridad en el espécimen de columna hueca.

Otro estudio experimental, es el realizado por Chávez et al. (2012) en donde se ensayaron cinco pilas huecas de puentes de concreto presforzado bajo carga laterales. Los resultados de esta investigación, indicaron que no existen diferencias significativas en el comportamiento de pos-fluencia de las columnas con pretensado parcial con respecto a la columna reforzada solamente con barras de refuerzo convencional. Esto mostró que el acero de presfuerzo puede ser usado como sustituto parcial del refuerzo normal para resistir las fuerzas de diseño.

Se han desarrollado otros estudios de investigación y aunque su objetivo no fue específicamente evaluar el desempeño de columnas huecas de concreto reforzado, se destacan por su aporte a la ingeniería mexicana.

Uno de esos estudios es el realizado por Rivera (2007), en donde se planteó una metodología para evaluar la vulnerabilidad de columnas de concreto reforzado de puentes, describiendo el riesgo sísmico y los daños físicos de la estructura.

Otro estudio es el realizado por Rivera y Meli (2008), en donde se propone un procedimiento de diseño sísmico de puentes de concreto reforzado basado en desplazamiento, en el que se establece dos niveles de desempeño; servicio y supervivencia.

El estado límite de servicio tiene como objetivo, garantizar la operación inmediata del puente después de un sismo, sin que requiera reparaciones. Mientras que el estado límite de supervivencia, se encarga de proteger la integridad física de los usuarios, aceptando daños severos en las columnas del puente, sin llegar al colapso de la estructura.

## 3 DISEÑO Y ANÁLISIS DE LOS ESPECÍMENES

### 3.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presenta el diseño, descripción y parámetros básicos del comportamiento de los cuatro especímenes ensayados en esta investigación. Inicialmente, se describen las especificaciones de los materiales y los parámetros de diseño que se tuvieron en cuenta para el dimensionamiento de los especímenes. Luego, se realiza una descripción detallada de cada uno de los especímenes indicando el valor de las cuantías de acero de refuerzo. Por último, se referencian los modelos de comportamiento del concreto y del acero de refuerzo que se consideraron para el planteamiento y elaboración de los diagramas momento-curvatura, diagramas de interacción y diagramas carga-desplazamiento lateral esperado para cada de los especímenes bajo carga monotónica.

### 3.2 DISEÑO

El diseño de todos los especímenes se hizo conforme a lo estipulado en la NTC (2004) y para resistir los esfuerzos provenientes de la aplicación de una carga lateral a 450 cm de altura y una relación de carga axial de  $0.06 f'_c A_g$ . Para el diseño de los especímenes se requirió definir las especificaciones de los materiales, la relación de aspecto,  $M/VD$ , y relación de esbeltez,  $\lambda_w$ , de la pila y los parámetros de diseño.

#### 3.2.1 Materiales

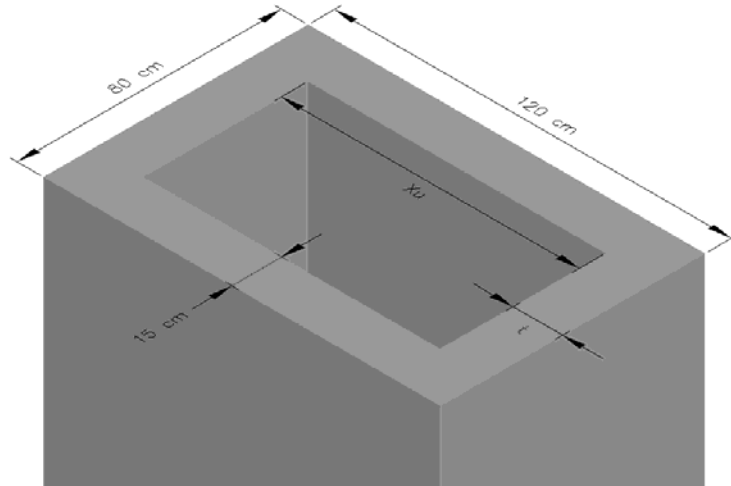
Para efectos de diseño, se consideró un concreto con una resistencia especificada a compresión,  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , empleado para fines estructurales clase 1 como lo define el parágrafo 1.5.1 de la NTC (2004).

Por su parte, para el acero corrugado empleado como refuerzo longitudinal, se consideró un esfuerzo especificado a la fluencia,  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , (Grado 42) que cumpliera con las características geométricas y mecánicas de la norma NMX-C-407. Mientras que para el acero liso empleado como refuerzo transversal o estribo, se consideró un esfuerzo especificado a la fluencia del acero de refuerzo,  $f_{yh} = 3000 \text{ kg/cm}^2$ , (Grado 30) que cumpliera con las características geométricas y mecánicas de la norma NMX-B-032.

#### 3.2.2 Dimensiones

En este estudio se decidió mantener las mismas dimensiones de los especímenes realizados por López et al. (2009). Lo anterior porque uno de los objetivos de esta investigación, fue realizar una comparación de los resultados obtenidos con los resultados de dicho trabajo. También, para aprovechar el armado del acero de refuerzo de dos especímenes que no fueron totalmente contruidos en dicha investigación.

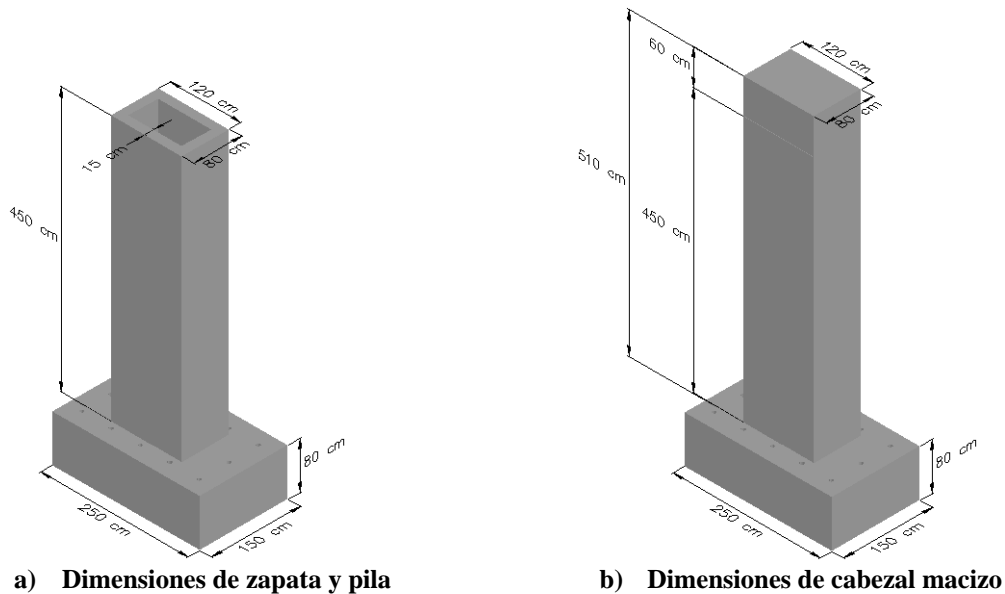
Las dimensiones de la sección transversal de estos especímenes fueron 120 x 80 cm y un espesor de pared de 15 cm, que corresponden a una relación de esbeltez,  $\lambda_w$ , definida como la mayor dimensión interna sobre el espesor de pared,  $X_u/t = 6$ . En la figura 3.1 se muestran la relación de esbeltez,  $X_u/t$ , y las dimensiones de la sección transversal de los especímenes.



**Figura 3.1. Relación de esbeltez y dimensiones de sección transversal**

La altura de las pilas fue de 510 cm a partir de la cara superior zapata, en donde los últimos 60 cm se consideraron como un cabezal macizo de concreto reforzado para efectos de la aplicación de la carga axial. La altura de este cabezal, fue la requerida para que los esfuerzos axiales generados por la aplicación de la carga, se distribuyan de manera uniforme sobre la sección transversal de la pila hueca, teniendo en cuenta una distribución con una relación de 2 a 1.

Por su parte, las dimensiones de la zapata de 150 x 250 cm y peralte de 80 cm, fueron las requeridas para resistir la demanda de esfuerzos provenientes de la carga lateral durante las pruebas y para garantizar la longitud de desarrollo,  $L_d$ , del refuerzo longitudinal de la pila de acuerdo con lo estipulado en el parágrafo 5.1.2 de la NTC (2004). En la figura 3.2 se ilustran las dimensiones de la pila y zapata de los especímenes.



**a) Dimensiones de zapata y pila**

**b) Dimensiones de cabezal macizo**

**Figura 3.2. Dimensiones de pila, cabezal macizo y zapata de los especímenes**

### 3.2.3 Refuerzo longitudinal

El refuerzo longitudinal además de cumplir con lo mencionado anteriormente en el parágrafo 3.2.1 de este documento, cumplió con lo estipulado en el capítulo 5 de la NTC (2004), concernientes a los



requisitos complementarios de longitud de desarrollo,  $L_d$ , barras con dobleces y separación entre barras. En cuanto a la cuantía de refuerzo longitudinal, todos los especímenes cumplieron con lo establecido en el párrafo 6.2.2 de la NTC (2004).

### 3.2.4 Refuerzo transversal

Las propiedades mecánicas del acero de refuerzo transversal cumplieron con lo mencionado anteriormente en el párrafo 3.2.1 de este documento. Por su parte, debido a la relación de escala de los especímenes y en algunos casos para poder comparar con los resultados de otras investigaciones, los especímenes de este estudio no cumplieron con los requisitos establecidos en los párrafos 6.2.3 y 7.3.4 de la NTC (2004), concernientes al diámetro de la barra y separación del refuerzo transversal.

## 3.3 DESCRIPCION DE LOS ESPECÍMENES

En el presente estudio se diseñaron y ensayaron cuatro especímenes de pilas huecas de concreto reforzado con diferentes configuraciones a las cuales se les designó como PH2, PH3, PH4 y PH5. En donde, PH hace referencia a pila hueca y el número corresponde a un consecutivo. Es necesario aclarar, que el consecutivo de la nomenclatura empieza con PH2, ya que este estudio, con el fin de unificar la nomenclatura, le asignó al “modelo patrón” y al modelo de pila “CH-01” del estudio de López et al. (2009), como PM (Pila Maciza) y PH1, respectivamente.

### 3.3.1 Espécimen PH2

El refuerzo a flexión de este espécimen estuvo formado por 112 barras de 1/2 de pulgada de diámetro (número 4), que representaron una cuantía de acero de refuerzo longitudinal,  $\rho_l = 0.0279$ . El refuerzo transversal estuvo formado por estribos en forma de aros rectangulares de barra de 1/4 de pulgada de diámetro (número 2) dispuestos a cada 15 cm, un aro rectangular grande por cada cara y varios aros rectangulares pequeños alrededor de cuatro barras longitudinales, que representaron una cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal,  $\rho_s = 0.0106$ . Este espécimen se diseñó con insuficiencia de resistencia al cortante conforme a lo estipulado al párrafo 2.5 de la NTC (2004). En la figura 3.3 se aprecian la geometría de la sección transversal y la configuración del refuerzo longitudinal y transversal del espécimen PH2.

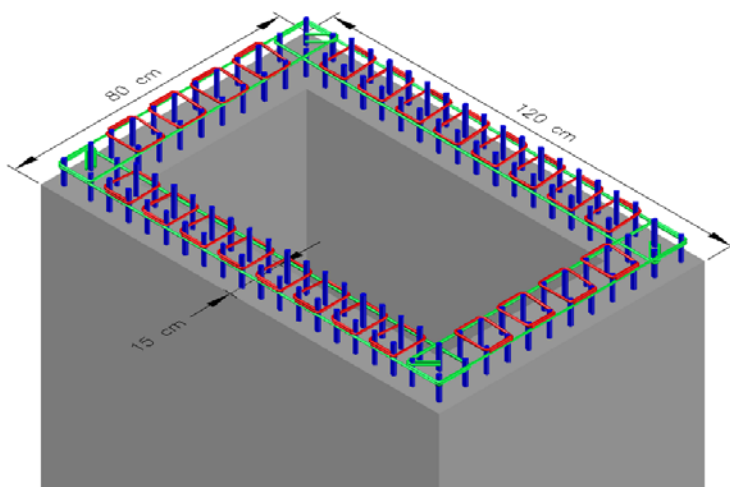
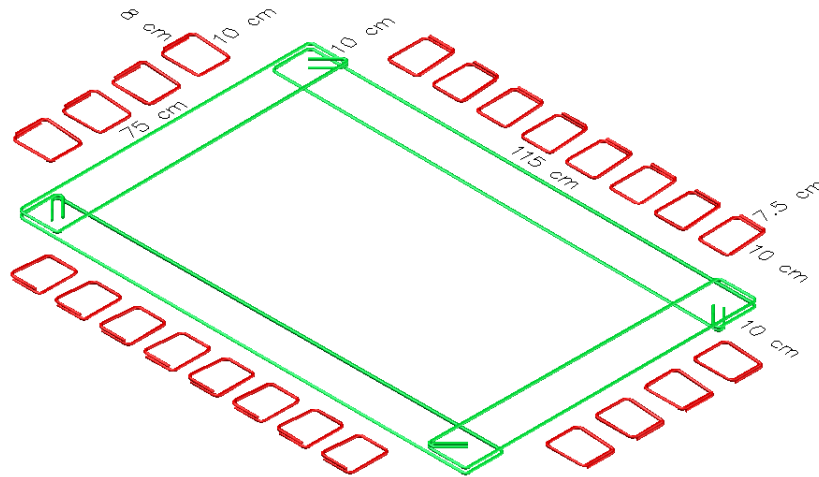


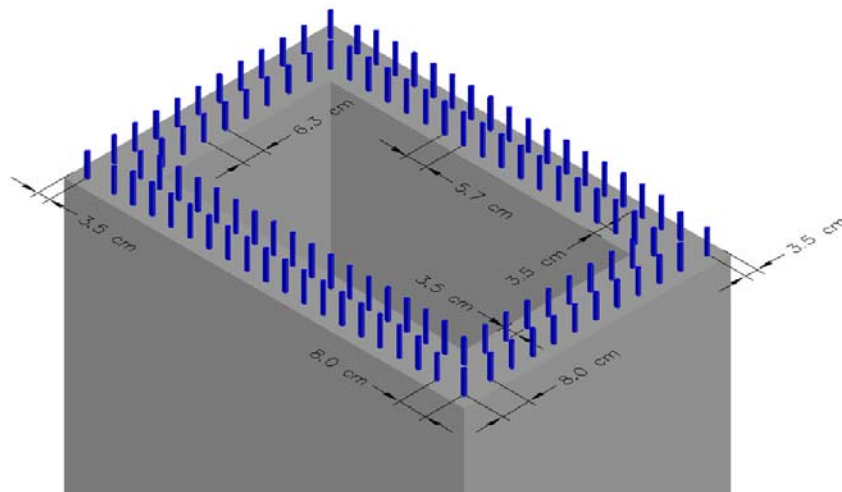
Figura 3.3. Geometría y configuración del refuerzo de espécimen PH2

En la figura 3.4 se muestran las dimensiones de los estribos de acero del refuerzo transversal del espécimen PH2.



**Figura 3.4. Dimensiones del refuerzo transversal de espécimen PH2**

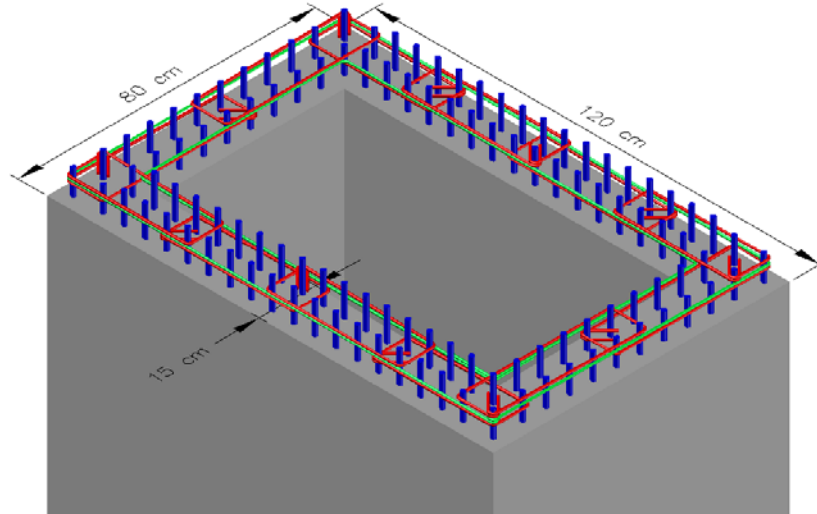
En la figura 3.5 se ilustran el recubrimiento y la separación de las barras de acero de refuerzo longitudinal del espécimen PH2. Estos valores se mantuvieron constantes para todos los especímenes de este estudio.



**Figura 3.5. Recubrimiento y separación del refuerzo longitudinal de espécimen PH2**

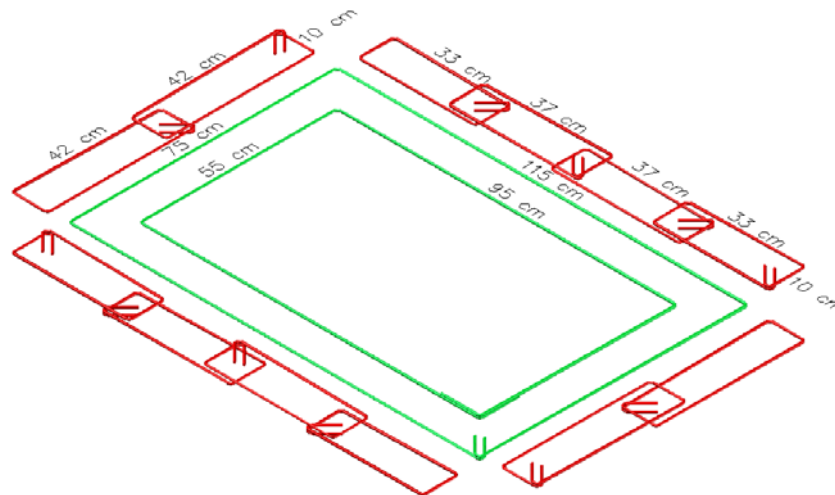
### 3.3.2 Espécimen PH3

El refuerzo a flexión mantuvo las 112 barras de 1/2 de pulgada de diámetro (número 4) para una cuantía de acero de refuerzo longitudinal,  $\rho_l = 0.0279$ . La diferencia con respecto al espécimen PH2, fue que a pesar de tener prácticamente la misma cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal,  $\rho_s = 0.0111$ , y la misma separación de 15 cm, la configuración o distribución de los estribos fue diferente. Este refuerzo estuvo formado por estribos en forma de aros rectangulares, cuatro aros alternados en su dimensión larga, 120 cm, y dos aros alternados en su dimensión corta, 80 cm. Además, presentó dos estribos perimetrales, uno en la fila externa y otro en la fila interna del acero de refuerzo longitudinal. En la figura 3.6 se aprecian la geometría de la sección transversal y la configuración del acero de refuerzo longitudinal y transversal del espécimen PH3.



**Figura 3.6. Geometría y configuración de refuerzo de espécimen PH3**

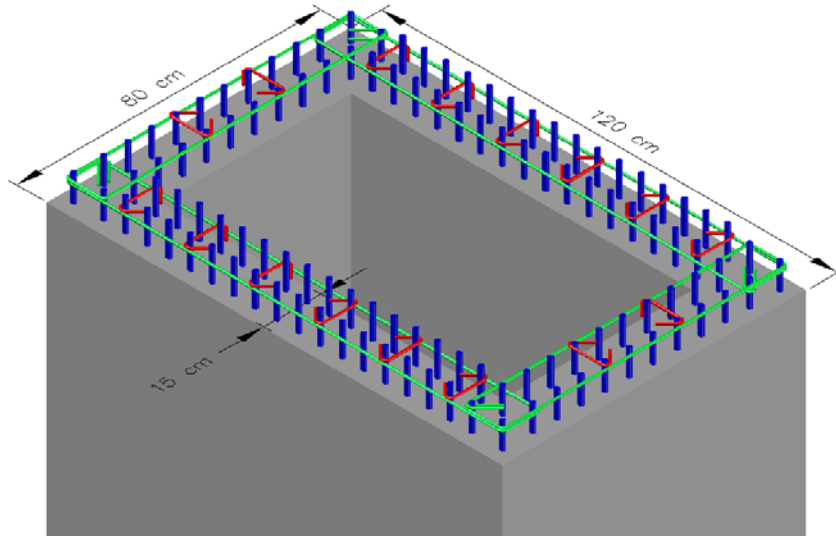
En la figura 3.7 se muestran las dimensiones de los estribos de acero del refuerzo transversal del espécimen PH3.



**Figura 3.7. Dimensiones del refuerzo transversal de espécimen PH3**

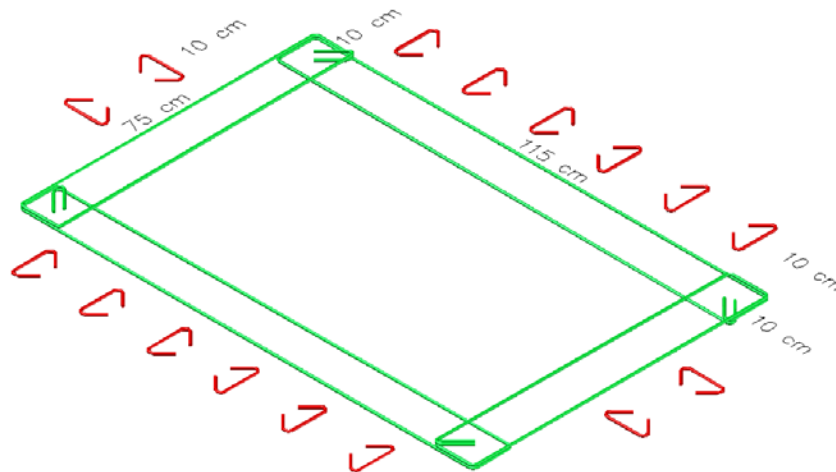
### 3.3.3 Espécimen PH4

El refuerzo a flexión mantuvo las 112 barras de 1/2 de pulgada de diámetro (número 4) para una cuantía de acero de refuerzo longitudinal,  $\rho_l = 0.0279$ . La diferencia con respecto a los especímenes PH2 y PH3, fue que a pesar de tener razonablemente la misma cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal,  $\rho_s = 0.0116$ , la configuración y la separación de los estribos fueron diferentes. La separación de los estribos para este espécimen fue de 8 cm y al igual que el espécimen PH2, estuvo formado por un estribo en forma de aro rectangular grande en cada cara y la adición de seis estribos suplementarios en forma de grapas en su dimensión larga, 120 cm, y dos en su dimensión corta, 80 cm. En la figura 3.8 se aprecian la geometría de la sección transversal y la configuración del refuerzo longitudinal y transversal del espécimen PH4.



**Figura 3.8. Geometría y configuración de refuerzo de espécimen PH4**

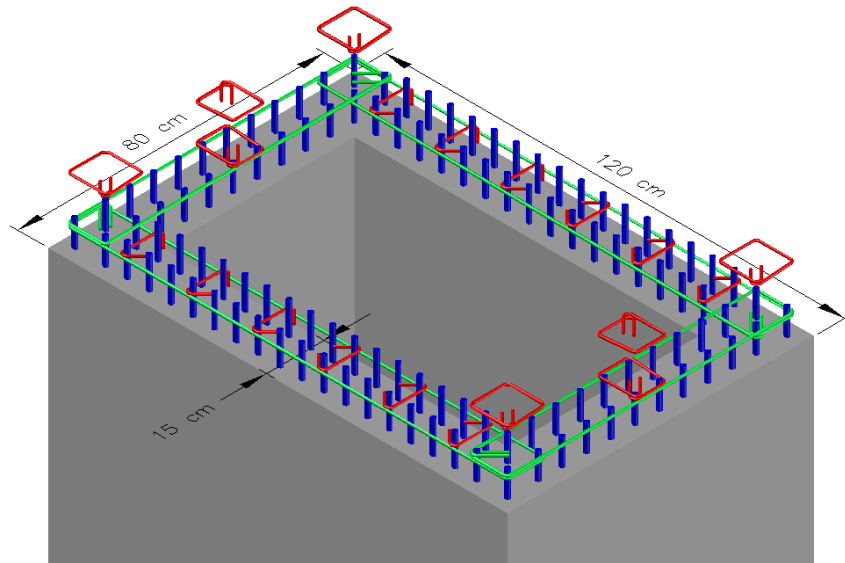
En la figura 3.9 se muestran las dimensiones de los estribos de acero del refuerzo transversal del espécimen PH4.



**Figura 3.9. Dimensiones del refuerzo transversal de espécimen PH4**

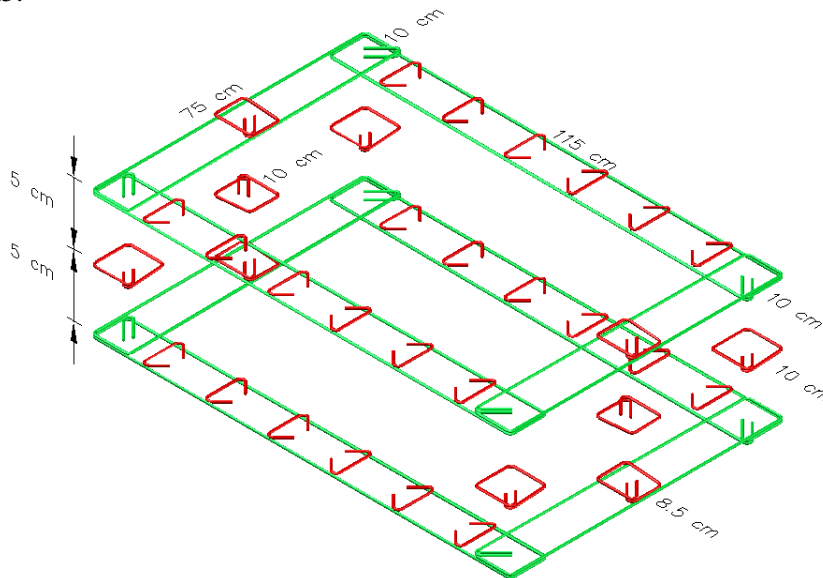
### 3.3.4 Espécimen PH5

El refuerzo a flexión mantuvo las 112 barras de 1/2 de pulgada de diámetro (número 4) para una cuantía de acero de refuerzo longitudinal,  $\rho_l = 0.0279$ . La diferencia con respecto a los especímenes anteriores, fue que a pesar de tener prácticamente la misma cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal,  $\rho_s = 0.0118$ , la configuración y la separación de los estribos fueron diferentes. Para este espécimen la separación de los estribos fue de 10 cm y al igual que el espécimen PH4, estuvo formado por un estribo en forma de aro rectangular grande en cada cara y por seis estribos suplementarios en forma de grapa en su dimensión larga, 120 cm, pero en su dimensión corta, 80 cm, las dos grapas fueron reemplazadas por un estribo en forma de aro rectangular alrededor de cuatro barras longitudinales. En la mitad de la separación de estos estribos, 5 cm, se dispuso de seis estribos en forma de aro rectangular alrededor de cuatro barras longitudinales, ubicados únicamente en las esquinas y en la mitad de la distancia de la cara corta del espécimen, 80 cm. En la figura 3.10 se aprecian la geometría de la sección transversal y la configuración del refuerzo longitudinal y transversal del espécimen PH5.



**Figura 3.10. Geometría y configuración de refuerzo de espécimen PH5**

En la figura 3.11 se muestran las dimensiones de los estribos de acero del refuerzo transversal del espécimen PH5.

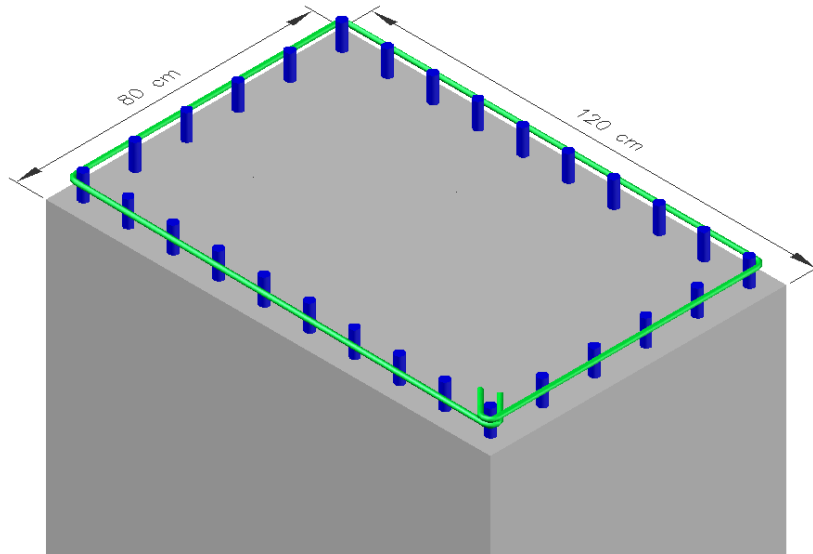


**Figura 3.11. Dimensiones del refuerzo transversal de espécimen PH5**

El presente estudio fue la continuación del trabajo de investigación realizado por López et al. (2009). Por lo tanto, se hace necesario realizar una breve descripción de los especímenes ensayados en dicha investigación. En ésta, los dos especímenes estudiados fueron nombrados como el modelo patrón y el modelo CH-01, pero con el fin de unificar la nomenclatura fueron designados en el presente estudio como los especímenes PM (Pila Maciza) y PH1, respectivamente.

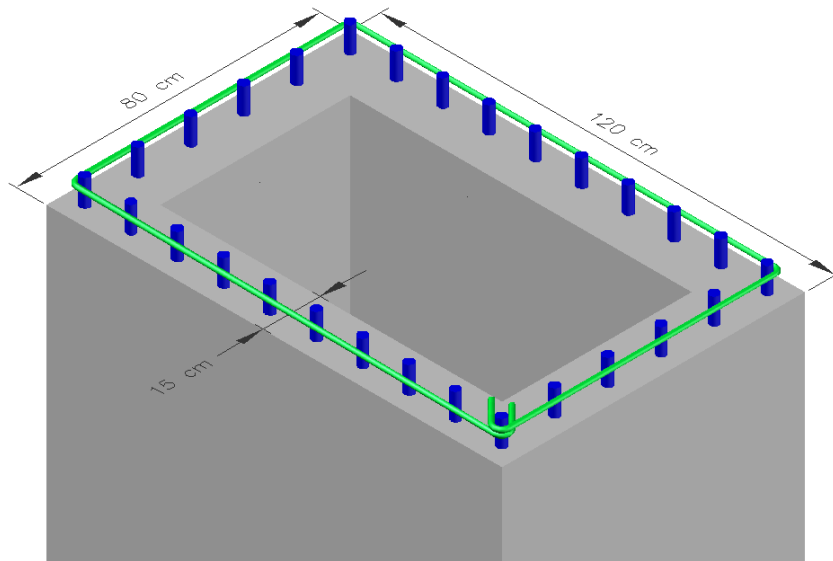
El espécimen designado como PM tuvo dimensiones en su sección transversal de 120 x 80 cm y una altura de 500 cm. Su refuerzo a flexión estuvo formado por 28 barras de una pulgada de diámetro (número 8), que representaron una cuantía de acero de refuerzo longitudinal,  $\rho_l = 0.0148$ . El refuerzo transversal estuvo formado por estribos en forma de aros rectangulares de barra de 3/8 de pulgada de diámetro (número 3) dispuestos a cada 15 cm, que representaron una cuantía

volumétrica de acero de refuerzo transversal,  $\rho_s = 0.0040$ . La zapata tuvo dimensiones de 150 x 250 cm y peralte de 80 cm. En la figura 3.12 se aprecian la geometría de la sección transversal y la configuración del refuerzo longitudinal y transversal del espécimen PM.



**Figura 3.12. Geometría y configuración de refuerzo de espécimen PM**

El espécimen PH1 tuvo dimensiones en su sección transversal de 120 x 80 cm, con espesor de pared de 15 cm y altura de 500 cm. Su refuerzo a flexión mantuvo las 28 barras de una pulgada de diámetro (número 8) para una cuantía de acero de refuerzo longitudinal,  $\rho_l = 0.0278$ . El refuerzo transversal estuvo formado por estribos en forma de aros rectangulares de barra de 3/8 de pulgada de diámetro (número 3) dispuestos a cada 15 cm, que representaron una cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal,  $\rho_s = 0.0081$ . En la figura 3.13 se muestran la geometría de la sección transversal y la configuración del refuerzo longitudinal y transversal del espécimen PH1.



**Figura 3.13. Geometría y configuración de refuerzo de espécimen PH1**

Los valores nominales de la resistencia de los materiales y condiciones de carga de los especímenes PM y PH1 se ilustran en la tabla 2.19.

### 3.4 MODELO DE COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES BAJO CARGA MONOTÓNICA

#### 3.4.1 Modelos de comportamiento del concreto

Para la predicción de la resistencia de los especímenes se utilizaron cuatro modelos de comportamiento de concreto. Lo anterior se hizo con el fin de establecer cuál de todos describe mejor el comportamiento real. Estos modelos fueron escogidos teniendo en cuenta su aplicabilidad a la forma rectangular tipo muro de la sección transversal de los especímenes analizados en este estudio.

A continuación se comenta cada uno de los modelos.

##### 3.4.1.1 Modelo Kent et al. (1982)

Es el modelo más conocido y comúnmente utilizado en elementos de concreto reforzado sometidos a compresión de sección transversal cuadrada o rectangular. En la figura 3.14 se aprecia la curva tipo esfuerzo-deformación unitaria de este modelo.

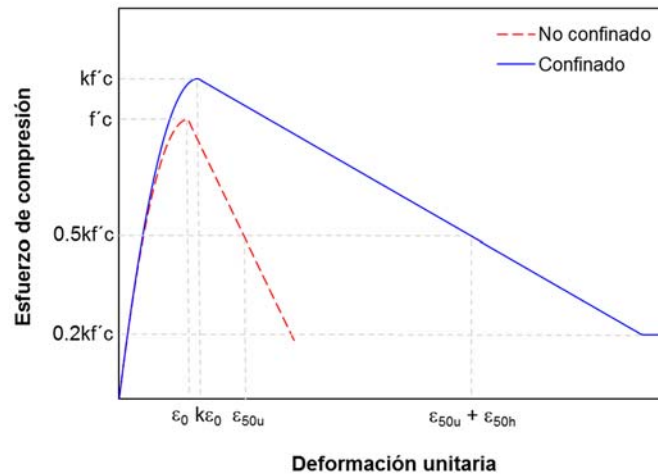


Figura 3.14. Curva esfuerzo-deformación unitaria del concreto, Kent et al. (1982)

Este modelo propone que la relación esfuerzo-deformación unitaria del concreto confinado en su parte inicial corresponde a una parábola ascendente de segundo orden expresada como:

$$f_c = kf'_c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{k\varepsilon_0} - \left( \frac{\varepsilon_c}{k\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (3.1)$$

donde

$$k = 1 + \rho_s \frac{f_{yh}}{f'_c} \quad (3.2)$$

$kf'_c$  : Esfuerzo de compresión máximo del concreto confinado,

$f'_c$  : Esfuerzo de compresión máximo del concreto no confinado,

$f_{yh}$  : Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal,

$k\varepsilon_0$  : Deformación unitaria correspondiente al esfuerzo de compresión máximo del concreto

confinado,  
 $\varepsilon_c$  : Deformación unitaria longitudinal del concreto,  
 $\rho_s$  : Cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal.

Una vez que se alcanza el esfuerzo de compresión máximo en el concreto, el modelo propone una disminución de la relación esfuerzo-deformación unitaria de forma lineal ajustando la pendiente de esta recta por medio del efecto del confinamiento. Esta disminución lineal se expresa como:

$$f_c = kf'_c [1 - Z_m (\varepsilon - k\varepsilon_0)] \geq 0.20 kf'_c \quad (3.3)$$

donde la pendiente está definida como:

$$Z_m = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - k\varepsilon_0} \quad (3.4)$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + \varepsilon_0 f'_c}{f'_c - 1000} \quad (f'_c \text{ en Psi}) \quad (3.5)$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b_c}{s}} \quad (3.6)$$

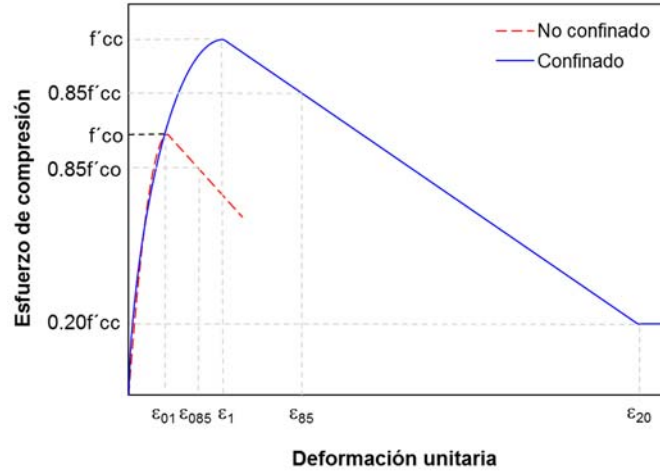
$\varepsilon_{50u}$  : Deformación unitaria correspondiente al 50% del esfuerzo de compresión máximo en el concreto no confinado,  
 $\varepsilon_{50h}$  : Deformación unitaria adicional a  $\varepsilon_{50u}$ , correspondiente al 50% del esfuerzo de compresión máximo en el concreto confinado,  
 $b_c$  : Dimensión centro a centro de ancho confinado,  
 $s$  : Separación del acero de refuerzo transversal.

El modelo plantea que el esfuerzo de compresión residual del concreto confinado a partir de una deformación unitaria,  $\varepsilon_{20}$ , no sea inferior al 20% del esfuerzo de compresión máximo del concreto confinado,  $kf'_c$ .

### 3.4.1.2 Modelo Saatcioglu y Razvi (1992)

Este modelo es aplicable a elementos de concreto reforzado sometidos a compresión para diversas formas geométricas de la sección transversal, como circular, cuadrada, rectangular y rectangular tipo muro. Esta última forma, es la que particularmente tiene mayor interés en este estudio. Este modelo ha sido comparado con un gran número de pruebas realizadas en columnas circulares, cuadradas y rectangulares tipo muro con diferentes configuraciones en el refuerzo transversal mostrando una buena concordancia en los resultados. En la figura 3.15 se muestra la curva tipo esfuerzo-deformación unitaria de este modelo.





**Figura 3.15. Curva esfuerzo-deformación unitaria del concreto, Saatcioglu y Razvi (1992)**

Este modelo propone que la relación esfuerzo-deformación unitaria del concreto confinado en su parte inicial corresponde a una parábola ascendente expresada como:

$$f_c = f'_{cc} \left[ 2 \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_1} \right) - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_1} \right)^2 \right]^{1/(1+2K_p)} \quad (3.7)$$

donde

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 f_{le} \quad (3.8)$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{01} (1 + 5K_p) \quad (3.9)$$

$f'_{cc}$  : Esfuerzo de compresión máximo del concreto confinado,

$f'_{co}$  : Esfuerzo de compresión máximo del concreto no confinado,

$\varepsilon_c$  : Deformación unitaria longitudinal del concreto,

$\varepsilon_1$  : Deformación unitaria correspondiente al esfuerzo de compresión máximo del concreto confinado,

$\varepsilon_{01}$  : Deformación unitaria correspondiente al esfuerzo de compresión máximo del concreto no confinado,

$K_p$  : Coeficiente exponencial de presión de confinamiento.

El efecto de la presión de confinamiento lateral generado por las diversas configuraciones del refuerzo transversal es evaluado a través de la superposición del efecto de confinamiento individual de cada configuración. De esta presión lateral promedio se calcula la presión uniforme equivalente a partir de la sección transversal y de las propiedades del material.

Las expresiones utilizadas para estimar el efecto de la presión de confinamiento son las siguientes:

$$K_p = \frac{k_1 f_{le}}{f'_{co}} \quad (3.10)$$

$$f_{le} = k_2 f_l \quad (3.11)$$

$$f_l = \frac{\sum A_{sh} f_{yh} \sin \alpha}{s b_c} \quad (3.12)$$

$$k_1 = 6.7 (f_{le})^{-0.17} \quad (f_{le} \text{ en MPa}) \quad (3.13)$$

$$k_2 = 0.26 \sqrt{\left(\frac{b_c}{s}\right) \left(\frac{b_c}{s_l}\right) \left(\frac{1}{f_l}\right)} \leq 1.0 \quad (f_l \text{ en MPa}) \quad (3.14)$$

donde

$k_1$  : Coeficiente de variación de la presión lateral,  
 $k_2$  : Coeficiente de variación de la presión lateral promedio,  
 $f_{le}$  : Presión lateral uniforme equivalente,  
 $f_l$  : Presión lateral de confinamiento,  
 $A_{sh}$  : Área de acero de refuerzo transversal,  
 $f_{yh}$  : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal,  
 $b_c$  : Dimensión centro a centro de ancho confinado,  
 $s$  : Separación del acero refuerzo transversal,  
 $s_l$  : Separación de barras longitudinales soportadas lateralmente.

En secciones transversales rectangulares tipo muro, donde la presión de distribución no es igual en las dos direcciones ortogonales, se puede ajustar el valor de la presión lateral uniforme equivalente mediante la siguiente expresión:

$$f_{le} = \frac{f_{lex} b_{cx} + f_{ley} b_{cy}}{b_{cx} + b_{cy}} \quad (3.15)$$

donde

$f_{lex}$ ,  $f_{ley}$  : Presión lateral de confinamiento actuando perpendicular a la dimensión confinada  $b_{cx}$  y  $b_{cy}$ , respectivamente,  
 $b_{cx}$ ,  $b_{cy}$  : Dimensión centro a centro de ancho confinado en la dirección  $x$  y  $y$  respectivamente.

Una vez que se alcanza el esfuerzo de compresión máximo en el concreto, el modelo propone una disminución de la relación esfuerzo-deformación unitaria de forma lineal ajustando la pendiente a una deformación unitaria correspondiente al 85% del esfuerzo máximo del concreto confinado.

Esta disminución se puede expresar como:

$$f_c = f'_{cc} - \frac{0.15 f'_{cc}}{\varepsilon_{85} - \varepsilon_1} (\varepsilon_c - \varepsilon_1) \geq 0.20 f'_{cc} \quad (3.16)$$

En donde la deformación unitaria,  $\varepsilon_{85}$ , está expresada en términos de parámetros de confinamiento de la forma:

$$\varepsilon_{85} = 260 \rho_s \varepsilon_1 + \varepsilon_{085} \quad (3.17)$$

donde

$$\rho = \frac{\sum A_s}{s (b_{cx} + b_{cy})} \quad (3.18)$$

$\epsilon_{85}$  : Deformación unitaria en la parte descendente de la curva correspondiente al 85% del esfuerzo de compresión máximo en el concreto confinado,

$\epsilon_{085}$  : Deformación unitaria en la parte descendente de la curva correspondiente al 85% del esfuerzo de compresión máximo en el concreto no confinado, generalmente tomado como 0.0038,

$\rho_s$  : Cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal.

### 3.4.1.3 Modelo Mander et al. (1988)

Este modelo también es aplicable a elementos de concreto reforzado sometidos a compresión para diversas formas geométricas de la sección transversal, como circular, cuadrada, rectangular y rectangular tipo muro. Esta última forma, es la que particularmente tiene mayor interés en este estudio. El modelo involucra una superficie de esfuerzos últimos especificados para esfuerzos de compresión multiaxial que permite estimar el esfuerzo de compresión del concreto confinado,  $f'_{cc}$ . El modelo ha sido comparado con un gran número de pruebas realizadas en columnas circulares, cuadradas y rectangulares tipo muro mostrando una buena predicción en los resultados. En la figura 3.16 se ilustra la curva tipo esfuerzo-deformación de este modelo.

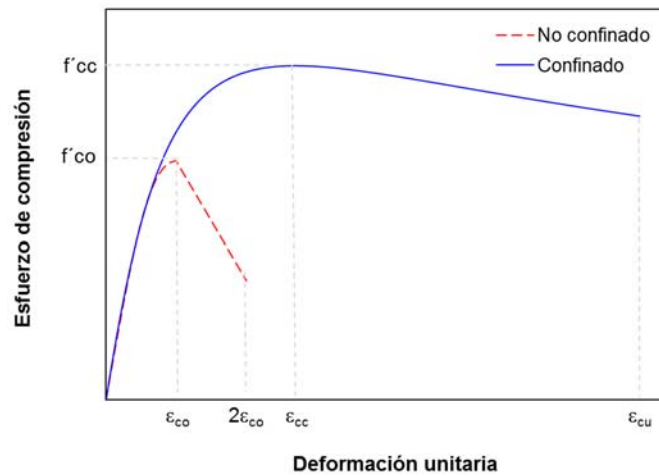


Figura 3.16. Curva esfuerzo-deformación unitaria del concreto, Mander et al. (1988)

Este modelo propone una única expresión fraccional para representar la parte ascendente inicial y la parte descendente final de la relación esfuerzo-deformación unitaria del concreto confinado. Esta ecuación fraccional está expresada como:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r_c}{r - 1 + x^{r_c}} \quad (3.19)$$

donde

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (3.20)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (3.21)$$

$$r_c = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3.22)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} \quad (f'_{co} \text{ en MPa}) \quad (3.23)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.24)$$

$f'_{cc}$  : Esfuerzo de compresión máximo del concreto confinado,

$f'_{co}$  : Esfuerzo de compresión máximo del concreto no confinado,

$\varepsilon_c$  : Deformación unitaria longitudinal del concreto,

$\varepsilon_{cc}$  : Deformación unitaria correspondiente al esfuerzo de compresión máximo del concreto confinado,

$\varepsilon_{co}$  : Deformación unitaria correspondiente al esfuerzo de compresión máximo del concreto no confinado,

$x$  : Relación de deformación unitaria del concreto confinado,

$r_c$  : Relación de módulo de elasticidad del concreto,

$E_c$  : Módulo de elasticidad del concreto,

$E_{sec}$  : Módulo de elasticidad secante del concreto.

El esfuerzo de compresión máximo del concreto confinado se calcula a partir de la ecuación,

$$f'_{cc} = f'_{co} \left( -1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right) \quad (3.25)$$

donde

$$f'_l = f_l k_e \quad (3.26)$$

$$f_l = \rho f_{yh} \quad (3.27)$$

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (3.28)$$

$$A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc}) \quad (3.29)$$

$f'_l$  : Presión lateral efectiva de confinamiento,

$f_l$  : Presión lateral de confinamiento,

$k_e$  : Coeficiente de efectividad de confinamiento,

$A_e$  : Área efectiva confinada de concreto,

$A_{cc}$  : Área del concreto confinado medido centro a centro del refuerzo transversal, excluyendo el área del refuerzo longitudinal,

$f_{yh}$  : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal,

$A_c$  : Área del concreto confinado medido centro a centro del refuerzo transversal,

$\rho_{cc}$  : Relación de área de acero de refuerzo longitudinal al área de concreto confinado.

El modelo propone un límite de deformación unitaria última del concreto a compresión,  $\varepsilon_{cu}$ , que puede ser estimado a partir de la capacidad de energía de deformación del acero de refuerzo transversal a la fractura y la energía absorbida por el concreto. Un valor estimado de la deformación última del concreto a compresión está dado por la expresión:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s f_{yh} \varepsilon_{sm} / f'_{cc} \quad (3.30)$$

donde

$\varepsilon_{sm}$  : Deformación unitaria en el acero de refuerzo correspondiente al máximo esfuerzo de tensión,  
 $\rho_s$  : Cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal.

Los valores típicos de deformación unitaria última en compresión están en el rango de 0.012 a 0.05.

#### 3.4.1.4 Modelo Hoshikuma et al. (1997)

Este modelo es aplicable especialmente a pilas de puentes de concreto reforzado de sección transversal circular, cuadrada y rectangular tipo muro. El modelo está basado en un análisis estadístico de los resultados experimentales de una serie de especímenes de columnas con diversas configuraciones en el acero de refuerzo transversal comúnmente empleadas en el diseño de pilas de puentes en Japón. Basados en este análisis estadístico y en expresiones analíticas, se propone este modelo con el fin predecir el comportamiento de la relación esfuerzo-deformación unitaria mostrando una buena correlación con los resultados experimentales. En la figura 3.17 se aprecia la curva tipo esfuerzo-deformación unitaria de este modelo.

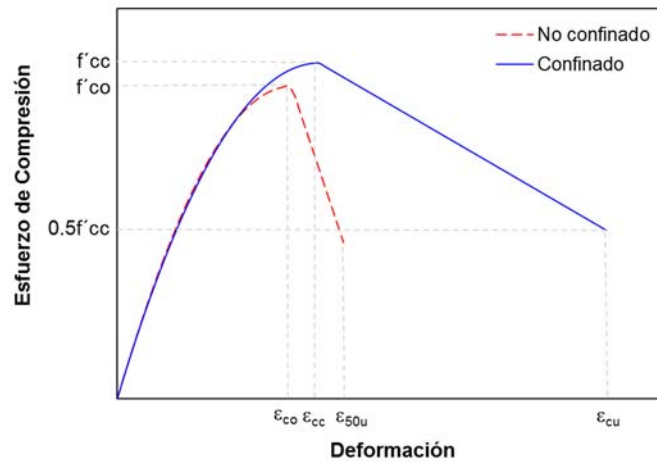


Figura 3.17. Curva esfuerzo-deformación unitaria de concreto, Hoshikuma et al. (1997)

El modelo propone que la relación esfuerzo-deformación unitaria del concreto confinado en su parte inicial corresponde a una parábola ascendente de orden  $n$  expresada como:

$$f_c = E_c \varepsilon_c \left[ 1 - \frac{1}{n_c} \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n_c - 1} \right] \quad (3.31)$$

donde

$$n_c = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - f'_{cc}} \quad (3.32)$$

$E_c$  : Módulo de elasticidad del concreto,

$\varepsilon_c$  : Deformación unitaria longitudinal del concreto,

$\varepsilon_{cc}$  : Deformación unitaria correspondiente al esfuerzo de compresión máximo del concreto confinado,

$n_c$  : Coeficiente de relación de esfuerzos de compresión del concreto confinado,

$f'_{cc}$  : Esfuerzo de compresión máximo del concreto confinado.

En la rama descendente, el modelo propone una disminución de la relación esfuerzo-deformación unitaria de forma lineal ajustando la pendiente de esta recta por medio de la tasa de deterioración del concreto,  $E_{des}$ . Esta disminución lineal se expresa como:

$$f_c = f'_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \quad (3.33)$$

donde

$$E_{des} = 11.2 \frac{f'_{co}{}^2}{\rho_s f_{yh}} \quad (f'_{co}, f_{yh} \text{ en MPa}) \quad (3.34)$$

$f'_{co}$  : Esfuerzo de compresión máximo del concreto no confinado,

$f_{yh}$  : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal,

$\rho_s$  : Cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal.

El esfuerzo de compresión máximo del concreto confinado,  $f'_{cc}$ , está dado por la ecuación:

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1.0 + 3.8 \alpha_o \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_{co}} \quad (3.35)$$

donde

$\alpha_o$  : Factor de modificación que depende de la forma de la sección transversal. Para sección transversal circular  $\alpha_o = 1.0$  y para sección transversal cuadrada  $\alpha_o = 0.2$ .

La deformación unitaria correspondiente al esfuerzo de compresión máximo del concreto confinado,  $\varepsilon_{cc}$ , se estima por medio de la expresión:

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \beta_o \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_{co}} \quad (3.36)$$

donde

$\beta_o$  : Factor de modificación que depende de la forma de la sección transversal. Para sección transversal circular  $\beta_o = 1.0$  y para sección transversal cuadrada  $\beta_o = 0.4$ .

El modelo propone una deformación unitaria última del concreto a compresión,  $\varepsilon_{cu}$ , como la deformación unitaria correspondiente al 50% del esfuerzo de compresión máximo del concreto confinado,  $f'_{cc}$ . Matemáticamente este valor se puede estimar por medio de la expresión:

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} + \frac{f'_{cc}}{2 E_{des}} \quad (3.37)$$

Para establecer una comparación en los diagramas momento-curvatura a partir de los modelos de concreto anteriormente descritos, se elaboró el perfil de esfuerzos en el concreto a compresión teniendo en cuenta el bloque rectangular equivalente de esfuerzos establecido en el ACI 318 (2011).

Cuando los esfuerzos presentes en el concreto son menores e iguales al 50% de la resistencia especificada a compresión,  $f'_c$ , el material sigue comportándose elástico o casi elástico. Por lo tanto, la relación esfuerzo-deformación unitaria del concreto en su parte inicial corresponde aproximadamente a una línea recta expresada como:

$$f_c = E_c \varepsilon_c \quad \text{si} \quad \varepsilon_c \leq \frac{0.50 f'_c}{E_c} \quad (3.38)$$

Cuando los esfuerzos en el concreto superan el 50% de la resistencia especificada a compresión,  $f'_c$ , el comportamiento deja de ser lineal. La relación esfuerzo-deformación unitaria sufre una leve pérdida de inclinación hasta alcanzar la resistencia máxima,  $f'_c$ . Cuando esto sucede, la deformación unitaria en el concreto es de aproximadamente 0.003, y a partir de ese punto, la relación esfuerzo-deformación unitaria empieza a decaer. Para simplificar la relación esfuerzo-deformación unitaria anteriormente descrita, el ACI 318 (2011) permite calcular el esfuerzo en el concreto utilizando el bloque rectangular equivalente de esfuerzos mediante la siguiente expresión:

$$f_c = 0.85 f'_c \quad \text{si} \quad \varepsilon_c > \frac{0.50 f'_c}{E_c} \quad (3.39)$$

Para calcular la fuerza de compresión ejercida por el concreto, la altura del bloque rectangular equivalente de esfuerzos, debe ser afectada por el coeficiente  $\beta_1$ , el cual depende de la resistencia máxima del concreto,  $f'_c$ . La siguiente expresión describe la variación del coeficiente  $\beta_1$ :

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{f'_c - 280}{70} ; 0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85 \quad (f'_c \text{ en } \text{kg/cm}^2) \quad (3.40)$$

### 3.4.2 Curva esfuerzo-deformación del concreto

Inicialmente para el diseño y análisis de los cuatro especímenes, se elaboraron las curvas esfuerzo-deformación unitaria con los diferentes modelos de comportamiento del concreto confinado anteriormente mencionados, considerando los valores nominales de los materiales. Para el caso del concreto, se consideró la resistencia especificada a compresión,  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , y su correspondiente deformación unitaria en el máximo esfuerzo,  $\varepsilon_0 = 0.0020$ . Para el acero de refuerzo transversal, se consideró la resistencia especificada a la fluencia,  $f_{yh} = 3000 \text{ kg/cm}^2$ .

Una vez realizados los ensayos a los materiales como parte del control y seguimiento de su resistencia durante el proceso de construcción, las curvas esfuerzo-deformación unitaria del concreto fueron recalculadas considerando los valores obtenidos experimentalmente en días próximos al ensayo de los especímenes y mostrados en las tablas 4.1, 4.2 y 4.7.

Estas curvas esfuerzo-deformación unitaria, fueron requeridas para la elaboración de los diagramas teóricos momento-curvatura de los especímenes. En la figura 3.18 se ilustran las curvas

esfuerzo-deformación unitaria con los diferentes modelos de comportamiento del concreto confinado para el espécimen PH2.

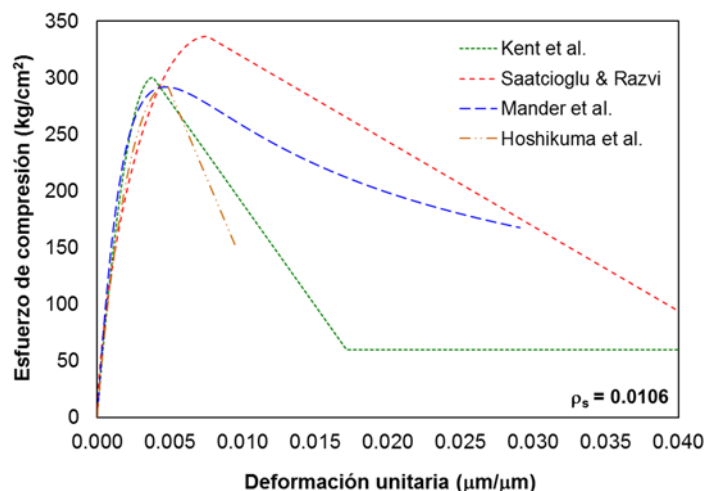


Figura 3.18. Curva esfuerzo-deformación unitaria del concreto de espécimen PH2

En la tabla 3.1 se aprecian los valores de esfuerzo máximo y deformación unitaria obtenidos de los diferentes modelos de comportamiento del concreto para el espécimen PH2.

Tabla 3.1. Esfuerzo máximo y deformación unitaria del concreto de espécimen PH2

	Kent et al.	Saatcioglu y Razvi	Mander et al.	Hoshikuma et al.
$f'_{cc}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	301	337	292	294
$\epsilon_{cc}$ (μm/μm)	0.0039	0.0076	0.0047	0.0048
$\epsilon_{cu}$ (μm/μm)	N/A	N/A	0.0292	0.0097

Estos valores se calcularon considerando  $f'_c = 273$  kg/cm<sup>2</sup>,  $\epsilon_o = 0.0035$  μm/μm y  $f_{yh} = 2626$  kg/cm<sup>2</sup>

En la figura 3.19, se muestran las curvas esfuerzo-deformación unitaria con los diferentes modelos de comportamiento del concreto confinado para el espécimen PH3.

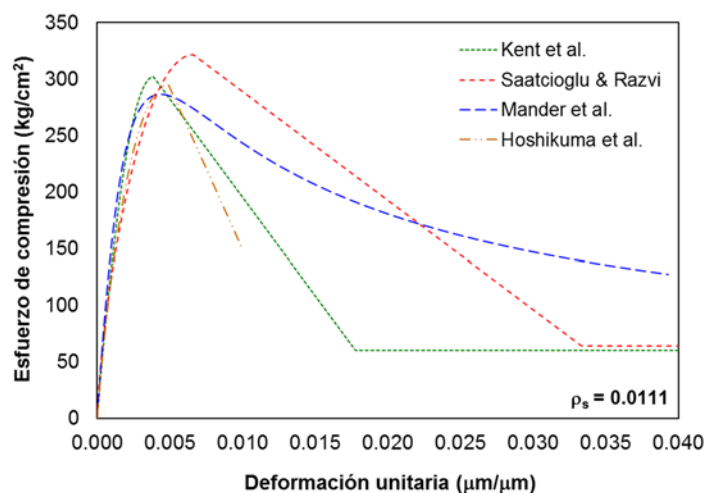


Figura 3.19. Curva esfuerzo-deformación unitaria del concreto de espécimen PH3



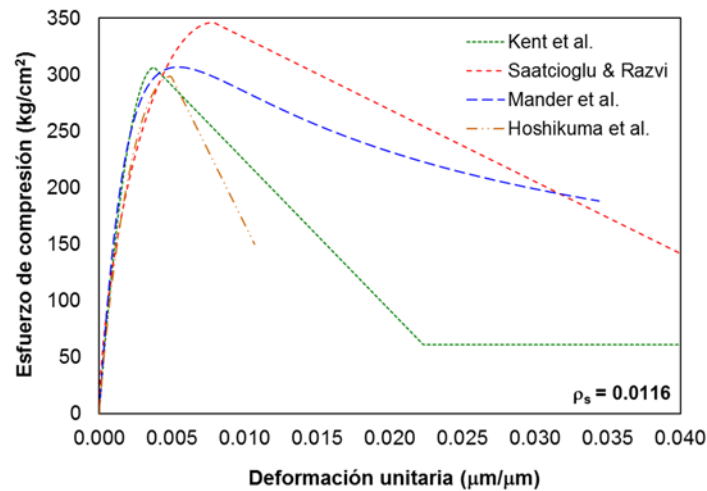
En la tabla 3.2 se ilustran los valores de esfuerzo máximo y deformación unitaria obtenidos de los diferentes modelos de comportamiento del concreto para el espécimen PH3.

**Tabla 3.2. Esfuerzo máximo y deformación unitaria del concreto de espécimen PH3**

	Kent et al.	Saatcioglu y Razvi	Mander et al.	Hoshikuma et al.
$f'_{cc}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	302	332	287	295
$\epsilon_{cc}$ (μm/μm)	0.0039	0.0066	0.0044	0.0049
$\epsilon_{cu}$ (μm/μm)	N/A	N/A	0.0394	0.0101

Estos valores se calcularon considerando  $f'_c = 273$  kg/cm<sup>2</sup>,  $\epsilon_o = 0.0035$  μm/μm y  $f_{yh} = 2626$  kg/cm<sup>2</sup>

En la figura 3.20 se aprecian las curvas esfuerzo-deformación unitaria con los diferentes modelos de comportamiento del concreto confinado para el espécimen PH4.



**Figura 3.20. Curva esfuerzo-deformación unitaria del concreto de espécimen PH4**

En la tabla 3.3 se muestran los valores de esfuerzo máximo y deformación unitaria obtenidos de los diferentes modelos de comportamiento del concreto para el espécimen PH4.

**Tabla 3.3. Esfuerzo máximo y deformación unitaria del concreto de espécimen PH4**

	Kent at al.	Saatcioglu y Razvi	Mander et al.	Hoshikuma et al.
$f'_{cc}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	306	346	307	299
$\epsilon_{cc}$ (μm/μm)	0.0038	0.0079	0.0054	0.0050
$\epsilon_{cu}$ (μm/μm)	N/A	N/A	0.0344	0.0107

Estos valores se calcularon considerando  $f'_c = 274$  kg/cm<sup>2</sup>,  $\epsilon_o = 0.0034$  μm/μm y  $f_{yh} = 2790$  kg/cm<sup>2</sup>

En la figura 3.21 se ilustran las curvas esfuerzo-deformación unitaria con los diferentes modelos de comportamiento del concreto confinado para el espécimen PH5.

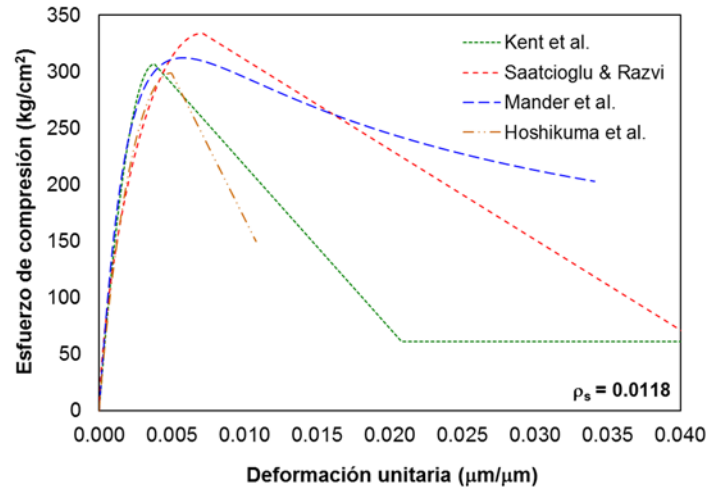


Figura 3.21. Curva esfuerzo-deformación unitaria del concreto de espécimen PH5

En la tabla 3.4 se aprecian los valores de esfuerzo máximo y deformación unitaria obtenidos de los diferentes modelos de comportamiento del concreto para el espécimen PH5.

Tabla 3.4. Esfuerzo máximo y deformación unitaria del concreto de espécimen PH5

	Kent et al.	Saatcioglu y Razvi	Mander et al.	Hoshikuma et al.
$f'_{cc}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	307	334	312	299
$\epsilon_{cc}$ (µm/µm)	0.0038	0.0071	0.0058	0.0050
$\epsilon_{cu}$ (µm/µm)	N/A	N/A	0.0342	0.0108

Estos valores se calcularon considerando  $f'_c = 274$  kg/cm<sup>2</sup>,  $\epsilon_o = 0.0034$  µm/µm y  $f_{yh} = 2790$  kg/cm<sup>2</sup>

### 3.4.3 Modelo de comportamiento del acero de refuerzo

Para la predicción de la resistencia de los especímenes, se tuvo en cuenta el modelo de comportamiento del acero de refuerzo propuesto por Mander et al. (1984), con la modificación realizada por Rodríguez y Botero (1995).

El modelo de Mander et al. (1984) propone que la relación esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo en la zona de endurecimiento por deformación bajo carga axial de tensión, corresponde a una parábola ascendente expresada como:

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left( \frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right)^{P_{sh}} \quad (3.41)$$

donde

$$P_{sh} = E_{sh} \left( \frac{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}}{f_{su} - f_y} \right) \quad (3.42)$$

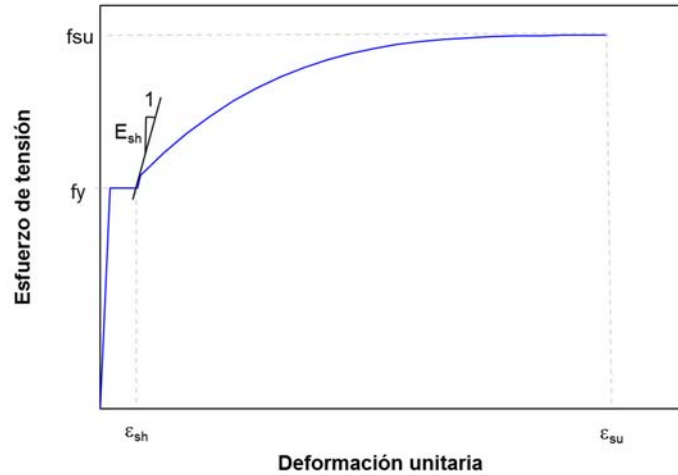
$f_{su}$  : Esfuerzo último del acero de refuerzo,

$f_y$  : Esfuerzo especificado a la fluencia del acero de refuerzo,

$P_{sh}$  : Parámetro que define la curva en la zona de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo,

- $\epsilon_{su}$  : Deformación unitaria última del acero de refuerzo,
- $\epsilon_s$  : Deformación unitaria longitudinal del acero de refuerzo,
- $\epsilon_{sh}$  : Deformación unitaria en el inicio de la zona de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo,
- $E_{sh}$  : Módulo de elasticidad inicial de la zona de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo.

En la figura 3.22 se muestra la curva tipo esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo de este modelo.



**Figura 3.22. Curva esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo, Mander et al. (1984)**

Rodríguez y Botero (1995), proponen una expresión alternativa para el cálculo del parámetro  $P_{sh}$  que no depende del módulo de elasticidad inicial de la zona de endurecimiento por deformación, ya que pequeñas variaciones de este conllevan a cambios significativos de los valores de  $P_{sh}$ . La ecuación propuesta es de la forma:

$$P_{sh} = \frac{\log \left( \frac{f_{su} - f_{sh1}}{f_{su} - f_y} \right)}{\log \left( \frac{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh1}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right)} \quad (3.43)$$

donde

- $f_{sh1}$  : Esfuerzo de un punto seleccionado sobre la zona de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo,
- $\epsilon_{sh1}$  : Deformación unitaria de un punto seleccionado sobre la zona de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo.

### 3.4.4 Curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo

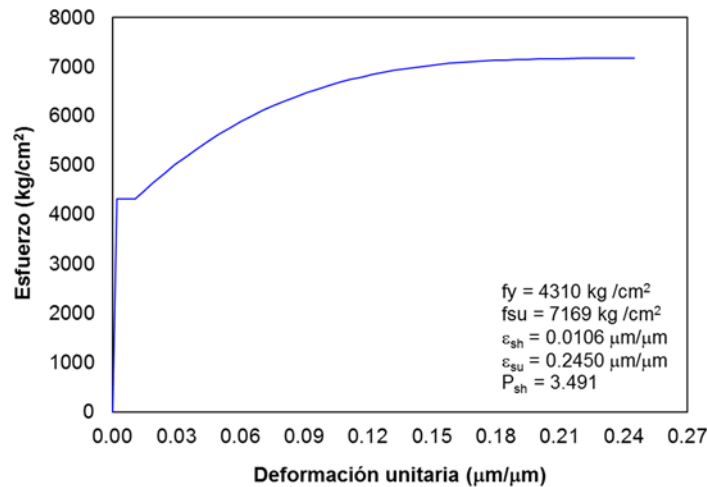
Inicialmente para el diseño y análisis de los cuatro especímenes, se elaboró la curva de esfuerzo-deformación unitaria con el modelo de comportamiento del acero de refuerzo anteriormente mencionado. Para ello, se consideraron los valores medidos experimentalmente a barras de acero corrugado de 1/2 de pulgada de diámetro producidos en México (Rodríguez y Botero, 1995). En la tabla 3.5 se ilustran estos valores de esfuerzo y deformación unitaria.

**Tabla 3.5. Esfuerzo y deformación unitaria del acero de refuerzo, Rodríguez y Botero (1995)**

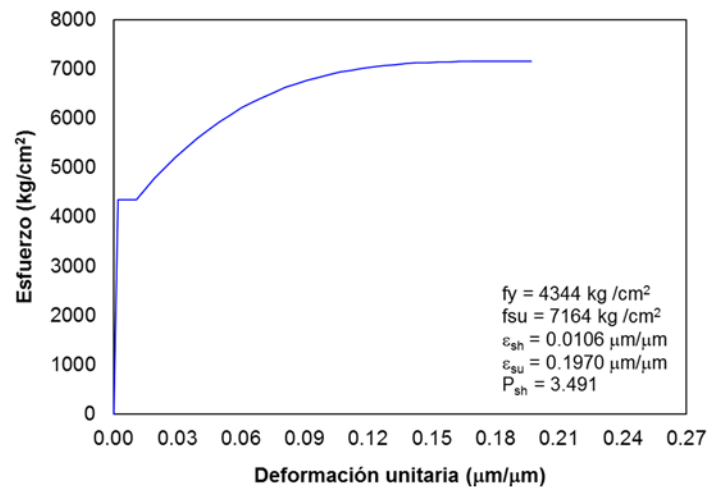
$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_{sh}$ ( $\mu\text{m}/\mu\text{m}$ )	$f_{su}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_{su}$ ( $\mu\text{m}/\mu\text{m}$ )	$P_{sh}$
4371	0.0082	7197	0.1490	3.491

Valores obtenidos a barras de acero corrugado grado 42 de 1/2 de pulgada de diámetro.

Una vez realizados los ensayos a los materiales como parte del control y seguimiento de su resistencia durante el proceso de construcción, la curva esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo longitudinal fue recalculada considerando los valores obtenidos experimentalmente y mostrados en las tablas 4.6 y 4.8. En ausencia de un valor de la deformación unitaria de endurecimiento por deformación,  $\epsilon_{sh}$ , de los especímenes PH2 y PH3, se tomó la decisión de utilizar el mismo valor obtenido experimentalmente de los especímenes PH4 y PH5. De igual manera, en ausencia de la medición del parámetro  $P_{sh}$  con la precisión adecuada, se tomó la decisión de considerar el valor obtenido del estudio de Rodríguez y Botero (1995). En las figuras 3.23 y 3.24 se aprecian las curvas esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo para los especímenes PH2 - PH3 y PH4 - PH5, respectivamente.



**Figura 3.23. Curva esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo de especímenes PH2 y PH3**



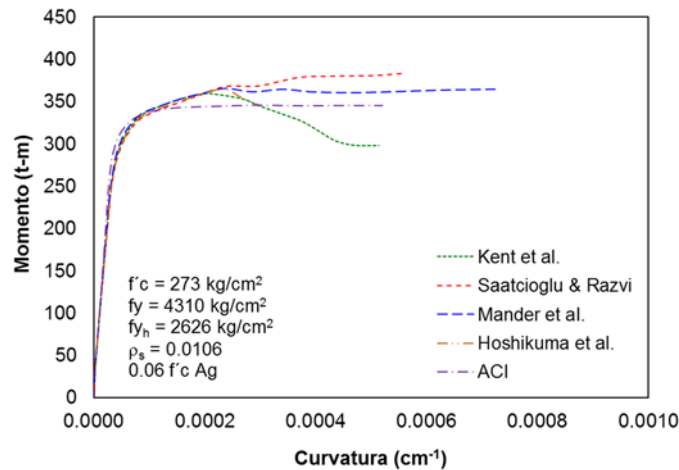
**Figura 3.24. Curva esfuerzo-deformación unitaria del acero de refuerzo de especímenes PH4 y PH5**

## 3.5 COMPORTAMIENTO MONOTÓNICO DE LOS ESPECÍMENES

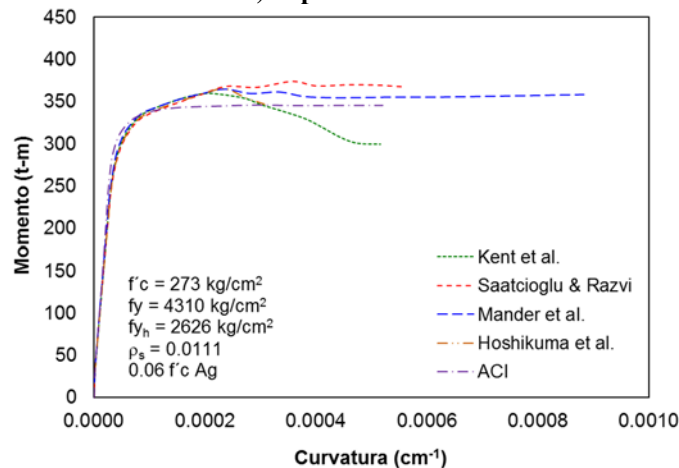
### 3.5.1 Diagrama momento-curvatura

La elaboración del diagrama momento-curvatura de los especímenes se hizo con un programa de elaboración propia basada en macros de Excel. Los resultados de este programa fueron comparados exitosamente con un programa previamente elaborado como el BIAX (Wallace e Ibrahim, 1996), para efectos de su veracidad.

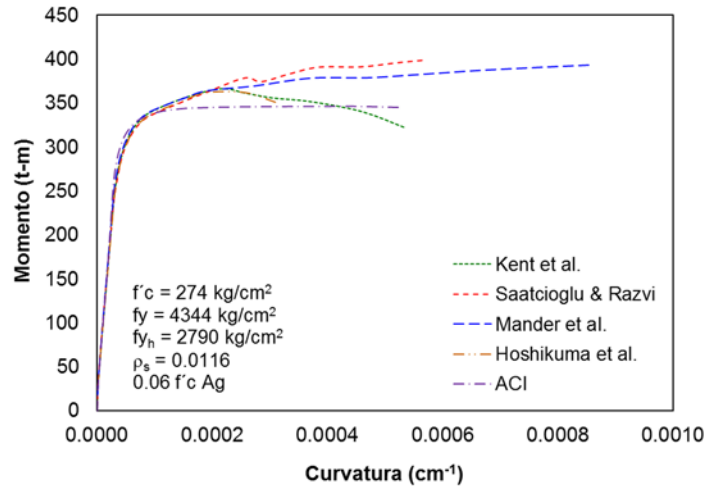
El programa funciona discretizando la sección transversal cada 5 mm y, con base en los diagramas esfuerzo-deformación unitaria del concreto y del acero de refuerzo, calcula la fuerza correspondiente en estos materiales en cada franja discretizada de acuerdo con el valor iterado de la deformación unitaria del concreto en la fibra extrema a compresión,  $\epsilon_c$ , de la sección transversal. Para cada valor de iteración, se encuentra la profundidad del eje neutro,  $c$ , que satisface la ecuación de equilibrio de fuerzas de compresión y tensión. Una vez realizado este procedimiento se calcula la curvatura como la deformación unitaria del concreto en la fibra extrema a compresión,  $\epsilon_c$ , sobre la profundidad del eje neutro,  $c$ . El momento se calcula como la suma de las fuerzas de compresión y de tensión de los respectivos materiales multiplicadas por la distancia de su ubicación con respecto al eje centroidal de la sección transversal. En la figura 3.25 se muestran los diagramas momento-curvatura de los especímenes considerando los diferentes modelos de comportamiento de los materiales.



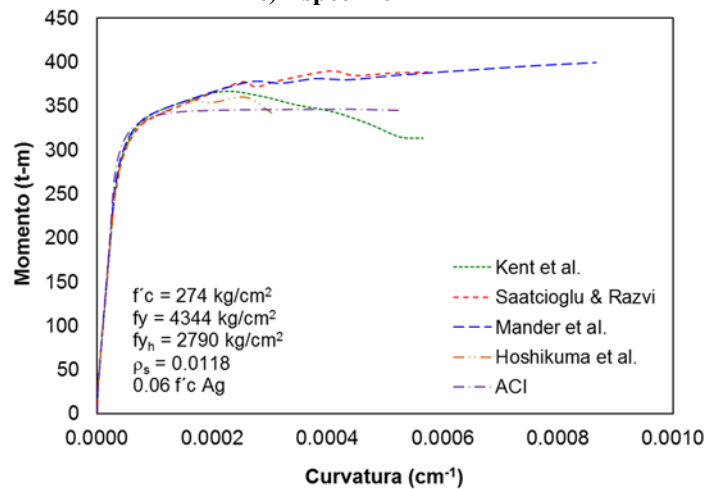
a) Espécimen PH2



b) Espécimen PH3



c) Especimen PH4



d) Especimen PH5

Figura 3.25. Diagrama momento-curvatura de especímenes

En el intervalo elástico inicial de los diagramas momento-curvatura de los especímenes, no existe una diferencia significativa ni entre los especímenes ni entre los modelos de comportamiento del concreto, incluyendo el método del bloque rectangular de esfuerzo del ACI 318 (2011). Sin embargo, en el intervalo inelástico se marca una diferencia del deterioro considerado en cada uno de los modelos de comportamiento del concreto.

Los diagramas momento-curvatura basados con los modelos de comportamiento del concreto de Mander et al. (1988) y Hoshikuma et al. (1997), se consideraron hasta la deformación unitaria última,  $\epsilon_{cu}$ , planteada en sus modelos. Mientras el diagrama basado con el modelo de comportamiento de Saatcioglu y Razvi (1992) al no establecer una deformación unitaria última en su modelo, se consideró hasta un valor medio de la deformación unitaria última planteada por los modelos anteriores. Por su parte, el diagrama basado con el modelo de comportamiento de Kent et al. (1982), se consideró hasta cuando el momento en el intervalo inelástico decayó al 85% del valor del momento máximo. En la tabla 3.6 se ilustran los valores del momento máximo esperado del diagrama momento-curvatura de los especímenes considerando los diferentes modelos de comportamiento del concreto.

Tabla 3.6. Momento máximo esperado de especímenes

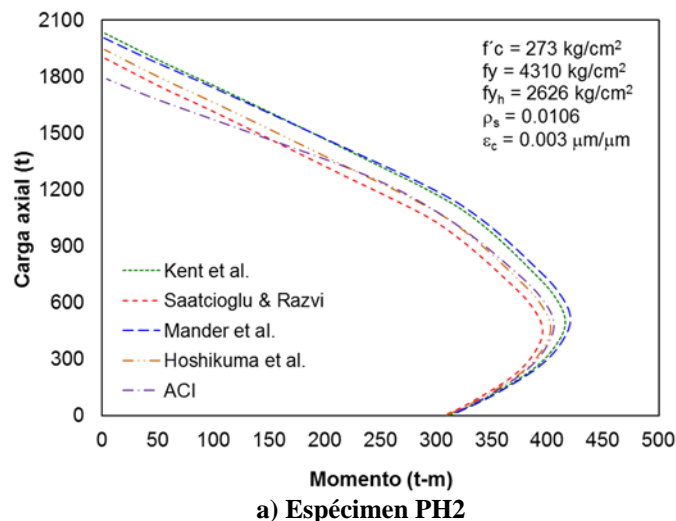
Especímen	Momento máximo esperado (t-m)				
	Kent et al.	Saatcioglu y Razvi	Mander et al.	Hoshikuma et al.	Bloque rect. (ACI)
PH2	359	383	366	365	339
PH3	360	374	365	366	339
PH4	366	399	393	362	339
PH5	367	390	400	360	339

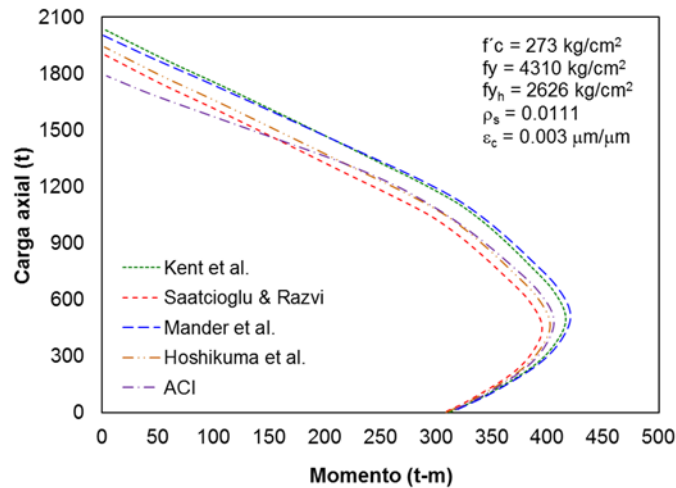
El mayor momento máximo esperado para cada espécimen, se obtuvo con los modelos de comportamiento de Saatcioglu y Razvi (1992) y Mander et al. (1988). Mientras que el momento de flexión obtenido con el método del bloque rectangular de esfuerzos del ACI 318 (2011) para efectos de diseño, fue el menor para todos los especímenes.

### 3.5.2 Diagrama de interacción

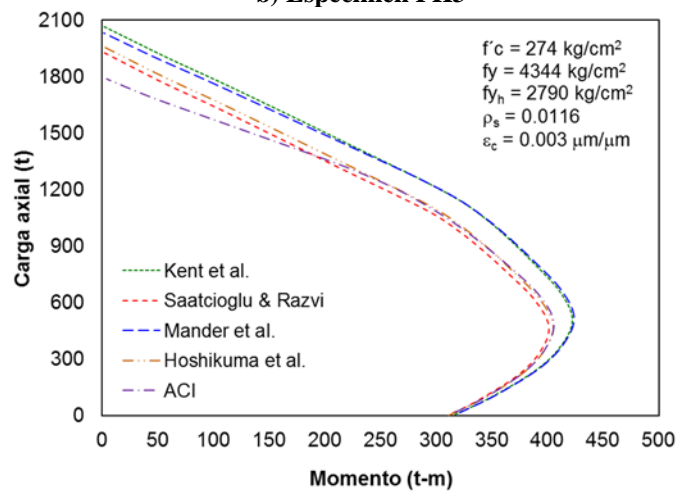
La elaboración del diagrama de interacción de los especímenes se hizo nuevamente con un programa de elaboración propia basada en macros de Excel. Los resultados de este programa fueron comparados exitosamente con un programa previamente elaborado como el BIAX (Wallace e Ibrahim, 1996), para efectos de su veracidad.

El programa funciona discretizando la sección transversal cada 5 mm y, con base a los diagramas esfuerzo-deformación unitaria del concreto y del acero de refuerzo, calcula la fuerza correspondiente en estos materiales en cada franja discretizada de acuerdo con el valor iterado de la profundidad del eje neutro,  $c$ . Para cada valor de iteración, se calcula la fuerza axial resultante y el momento de flexión. La fuerza axial resultante se calcula como la suma de las fuerzas de tensión y compresión de los materiales de cada franja discretizada. El momento se calcula como la suma de dichas fuerzas multiplicada por la distancia de su ubicación con respecto al eje centroidal de la sección transversal. El diagrama de interacción se elaboró considerando una deformación unitaria del concreto en la fibra extrema a compresión,  $\epsilon_c = 0.003 \mu\text{m}/\mu\text{m}$ . En la figura 3.26 se aprecian los diagramas de interacción de los especímenes considerando los diferentes modelos de comportamiento de los materiales.

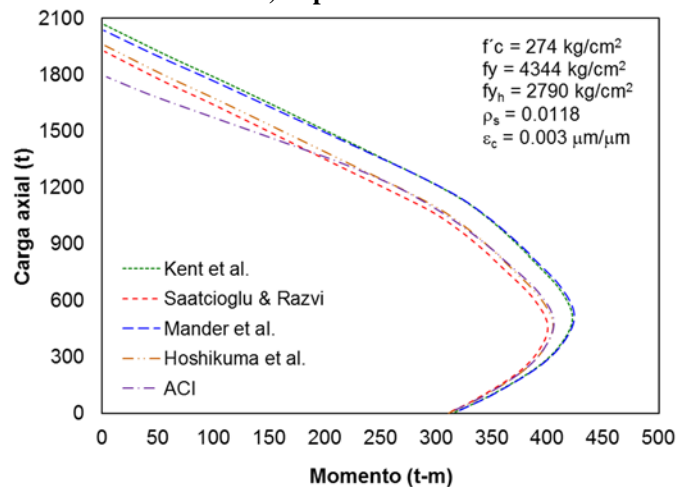




**b) Espécimen PH3**



**c) Espécimen PH4**



**d) Espécimen PH5**

**Figura 3.26. Diagrama de interacción de especímenes**

Para todos los especímenes, los diagramas de interacción de mayor área son los generados por los modelos de comportamiento de Kent et al. (1982) y Mander et al. (1988), describiendo curvas muy similares entre sí. En la zona de falla de tensión del diagrama de interacción cuando la excentricidad



tiende a infinito, todos los modelos de comportamiento exhiben valores de momento de flexión muy similares del orden de 312 t-m. Mientras que en la zona de falla a compresión cuando la excentricidad es cero, los valores de carga axial varían del orden de 1800 t para el método del bloque rectangular del ACI 318 (2011) hasta valores del orden de 2050 t para el modelo de comportamiento de Kent et al. (1982). En la tabla 3.7 se muestran los valores del momento nominal del diagrama de interacción de los especímenes correspondientes al valor de carga axial de 84 t, considerando los diferentes modelos de comportamiento del concreto.

**Tabla 3.7. Momento nominal de diagrama de interacción de especímenes**

Especímen	Momento nominal (t-m)				
	Kent et al.	Saatcioglu y Razvi	Mander et al.	Hoshikuma et al.	Bloque rect. (ACI)
PH2	341	335	342	337	339
PH3	341	335	342	337	339
PH4	344	338	344	339	339
PH5	344	338	344	339	339

Valores de momento de flexión correspondientes al valor de carga axial de 84 t y  $\varepsilon_c = 0.003 \mu\text{m}/\mu\text{m}$

### 3.5.3 Diagrama carga-desplazamiento lateral

#### 3.5.3.1 Debido a flexión

El desplazamiento lateral debido a flexión de los especímenes fue obtenido mediante las ecs. 3.44 y 3.45 a partir del diagrama momento-curvatura considerando los diferentes modelos de comportamiento del concreto.

$$\Delta_f = \frac{\varphi_y H^2}{3} \quad (3.44)$$

$$\Delta_f = \frac{\varphi_y H^2}{3} + (\varphi_u - \varphi_y) l_p \left( H - \frac{l_p}{2} \right) \quad (3.45)$$

donde

$\Delta_f$  : Desplazamiento lateral debido a flexión,

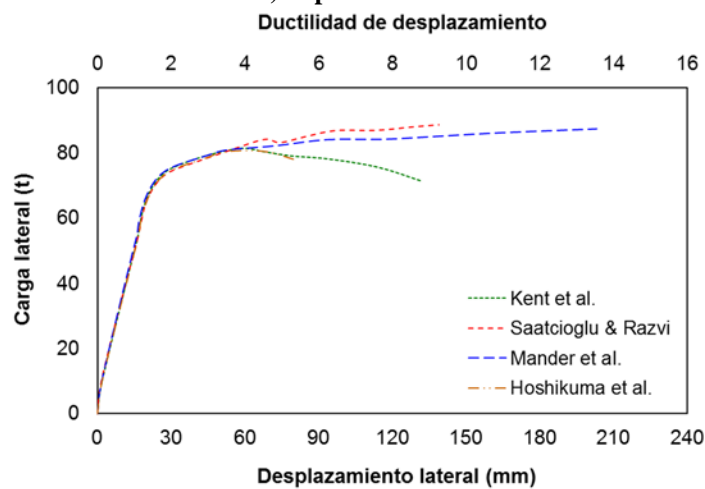
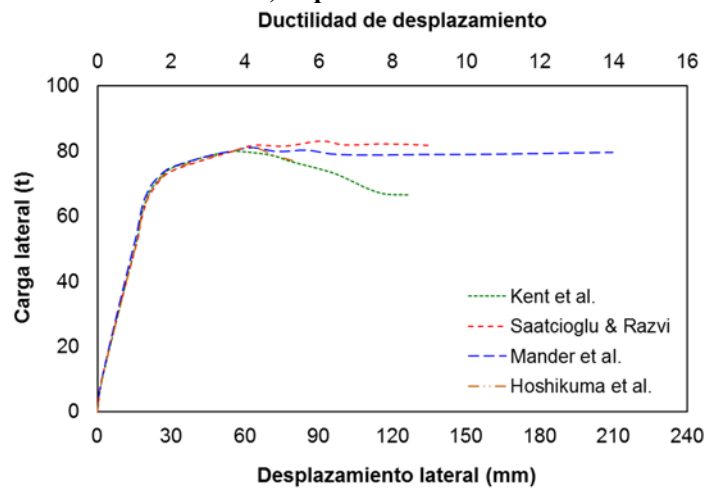
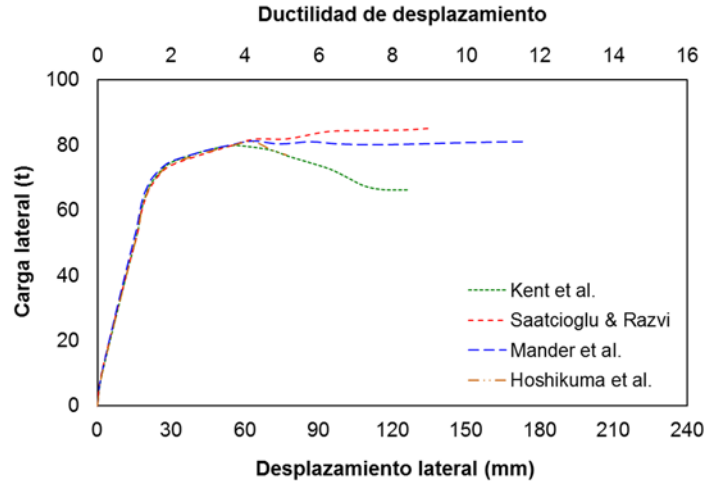
$\varphi_y$  : Curvatura correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal,

$\varphi_u$  : Curvatura última,

$H$  : Altura de la pila,

$l_p$  : Longitud plástica.

La ec. 3.44 se consideró para determinar el desplazamiento lateral hasta la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal y la ec. 3.45 para determinar el desplazamiento lateral en el intervalo inelástico de la pila. Por su parte, la longitud plástica se consideró como la mitad del peralte de la pila,  $l_p = 0.5 D$ , obteniendo como resultado una longitud plástica,  $l_p = 60 \text{ cm}$ . En la figura 3.27 se ilustran los diagramas carga-desplazamiento lateral debido a flexión de los especímenes considerando los diferentes modelos de comportamiento de los materiales.



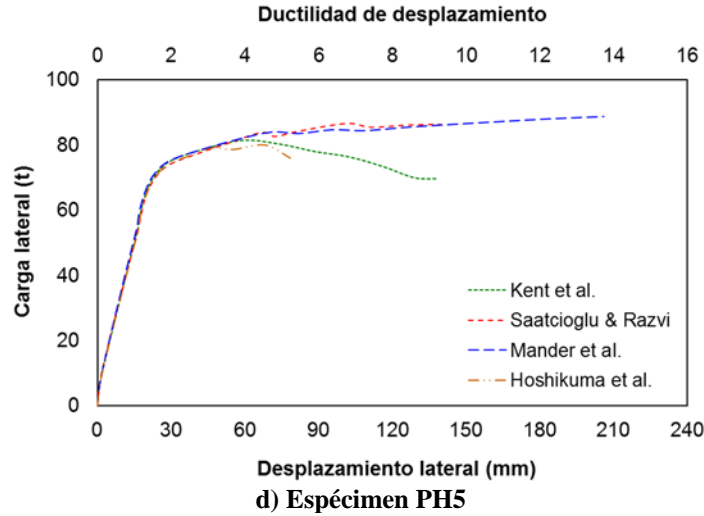


Figura 3.27. Diagrama carga-desplazamiento lateral debido a flexión de especímenes

### 3.5.3.2 Debido a cortante

Cuando la relación de aspecto de un elemento es  $M/VD > 3$ , las deformaciones por cortante son pequeñas y pueden ser ignoradas (Priestley et al., 2007). Sin embargo, a pesar que la relación de aspecto de los especímenes analizados en este estudio fue  $M/VD = 3.75$ , las deformaciones por cortante de los especímenes se tuvieron en cuenta en el análisis para determinar el desplazamiento lateral del mismo.

El desplazamiento lateral debido a cortante fue obtenido mediante el enfoque simplificado desarrollado por Miranda et al. (2005). Este modelo estima la deformación de cortante dividiendo en tres fases la respuesta de carga-desplazamiento lateral del elemento.

Una primera fase elástica previa a la formación de las grietas de cortante, en donde el desplazamiento lateral,  $\Delta_{s,1}$ , se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\Delta_{s,1} = \frac{V_c}{k_{s,ef}} \quad (3.46)$$

donde

$$k_{s,ef} = k_{s,g} \cdot \frac{E_c I_{ef}}{E_c I_g} \quad (3.47)$$

donde

$$k_{s,g} = \frac{GA_v}{H} \quad (3.48)$$

donde

$V_c$ : Fuerza resistente de cortante del concreto,  
 $E_c$ : Módulo de elasticidad del concreto,  
 $G$ : Módulo de elasticidad de cortante del concreto,

$H$  : Altura de la pila,  
 $A_v$  : Área de cortante de la sección transversal de la pila,  
 $k_{s,ef}$  : Rigidez a cortante de la sección efectiva,  
 $k_{s,g}$  : Rigidez a cortante de la sección total,  
 $I_{ef}$  : Momento de inercia de la sección efectiva,  
 $I_g$  : Momento de inercia de la sección total.

Una segunda fase elástica después de la formación de las grietas de cortante, en donde el desplazamiento lateral,  $\Delta_{s,N}$ , se obtiene a través de la siguiente ecuación:

$$\Delta_{s,N} = \Delta_{s,1} + \frac{(V_N - V_C)}{k_{s,cr}} \quad (3.49)$$

donde

$$k_{s,cr} = \frac{0.25 \rho_s}{0.25 + n\rho_s} \cdot E_s b_w d \quad (3.50)$$

donde

$V_N$ : Fuerza lateral nominal actuante,  
 $k_{s,cr}$  : Rigidez unitaria de cortante,  
 $\rho_s$  : Cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal,  
 $n$  : Relación modular,  
 $E_s$  : Módulo de elasticidad del acero de refuerzo,  
 $b_w$  : Ancho efectivo de la sección,  
 $d$  : Distancia de la fibra a compresión máxima del concreto al centroide de la primera fila de barras a tensión.

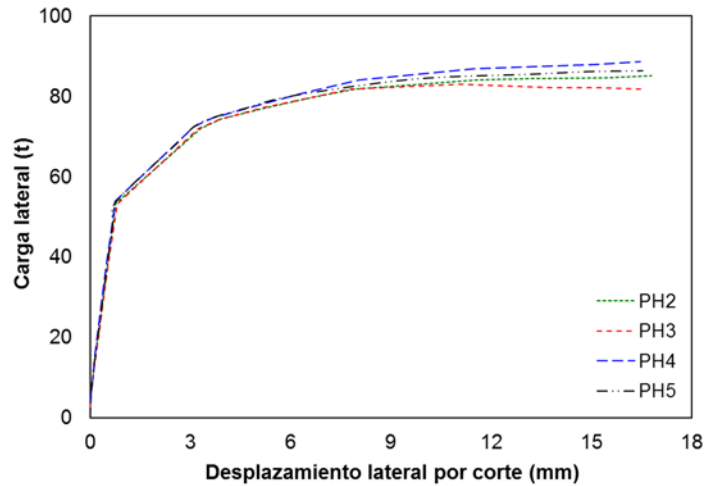
Y una tercera fase de pos-fluencia en donde el desplazamiento lateral,  $\Delta_{s,P}$ , se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$\Delta_{s,P} = \Delta_{f,P} \cdot \frac{\Delta_{s,N}}{\Delta_{f,N}} \quad (3.51)$$

donde

$\Delta_{f,P}$  : Desplazamiento lateral debido a flexión en fase de pos-fluencia,  
 $\Delta_{f,N}$  : Desplazamiento lateral debido a flexión después de la primera grieta de cortante,  
 $\Delta_{s,N}$  : Desplazamiento lateral debido a cortante después de la primera grieta de cortante.

En la figura 3.28 se aprecian los diagramas carga-desplazamiento lateral debido a cortante de los especímenes.



**Figura 3.28. Diagrama carga-desplazamiento lateral debido a cortante de especímenes**

Para los especímenes analizados en este estudio, el desplazamiento lateral teórico estimado debido a cortante fue aproximadamente un 12% del desplazamiento lateral teórico estimado debido a flexión.

Finalmente, el desplazamiento lateral total estimado de un elemento está definido como:

$$\Delta_t = \Delta_f + \Delta_s \quad (3.52)$$

donde

$\Delta_f$  : Desplazamiento lateral debido a flexión,

$\Delta_s$  : Desplazamiento lateral debido a cortante.

A continuación se tabulan los valores de carga y desplazamiento lateral total estimado, con el objetivo de compararlos en el capítulo 6 del presente documento, con los valores experimentales obtenidos de las pruebas de los especímenes.

En la tabla 3.8 se muestran los valores de la carga lateral estimada correspondiente al agrietamiento de los especímenes, considerando los diferentes modelos de comportamiento del concreto.

**Tabla 3.8. Carga lateral estimada correspondiente al agrietamiento de especímenes**

Especímen	Carga lateral (t)				
	Kent et al.	Saatcioglu y Razvi	Mander et al.	Hoshikuma et al.	Promedio
PH2	10.5	10.7	10.7	10.5	10.6
PH3	10.5	10.6	10.7	10.5	10.6
PH4	10.6	10.8	10.7	10.6	10.7
PH5	10.6	10.7	10.8	10.6	10.7

En la tabla 3.9 se ilustran los valores del desplazamiento lateral total estimado correspondiente al agrietamiento de los especímenes, considerando los diferentes modelos de comportamiento del concreto.

**Tabla 3.9. Desplazamiento lateral total estimado correspondiente al agrietamiento de especímenes**

Especímen	Desplazamiento lateral total (mm)				
	Kent et al.	Saatcioglu y Razvi	Mander et al.	Hoshikuma et al.	Promedio
PH2	2.2	1.9	2.1	2.1	2.1
PH3	2.2	2.0	2.1	2.1	2.1
PH4	2.2	1.9	2.1	2.2	2.1
PH5	2.2	2.0	2.1	2.2	2.1

En la tabla 3.10 se aprecian los valores de la carga lateral estimada correspondiente a la primera fluencia del refuerzo longitudinal de los especímenes, considerando los diferentes modelos de comportamiento del concreto.

**Tabla 3.10. Carga lateral estimada correspondiente a la primera fluencia de especímenes**

Especímen	Carga lateral (t)				
	Kent et al.	Saatcioglu y Razvi	Mander et al.	Hoshikuma et al.	Promedio
PH2	53.7	53.3	54.4	53.5	53.7
PH3	53.6	53.2	54.4	53.4	53.7
PH4	54.2	53.9	54.8	53.9	54.2
PH5	54.2	53.8	54.8	53.9	54.1

En la tabla 3.11 se muestran los valores del desplazamiento lateral total estimado correspondiente a la primera fluencia del refuerzo longitudinal de los especímenes, considerando los diferentes modelos de comportamiento del concreto.

**Tabla 3.11. Desplazamiento lateral total estimado correspondiente a la primera fluencia de especímenes**

Especímen	Desplazamiento lateral total (mm)				
	Kent et al.	Saatcioglu y Razvi	Mander et al.	Hoshikuma et al.	Promedio
PH2	17.2	17.2	16.8	17.3	17.1
PH3	17.2	17.3	16.7	17.3	17.1
PH4	17.2	17.2	16.8	17.4	17.2
PH5	17.2	17.2	16.8	17.4	17.2

En la tabla 3.12 se ilustran los valores de la carga lateral máxima estimada de los especímenes, considerando los diferentes modelos de comportamiento del concreto.

**Tabla 3.12. Carga lateral máxima estimada de especímenes**

Especímen	Carga lateral (t)				
	Kent et al.	Saatcioglu y Razvi	Mander et al.	Hoshikuma et al.	Promedio
PH2	79.8	85.2	81.3	81.1	81.9
PH3	79.9	83.1	81.1	81.2	81.3
PH4	81.4	88.7	87.4	80.5	84.5
PH5	81.5	86.7	88.8	80.1	84.3

En la tabla 3.13 se aprecian los valores del desplazamiento lateral total máximo estimado de los especímenes, considerando los diferentes modelos de comportamiento del concreto.

**Tabla 3.13. Desplazamiento lateral total máximo estimado de especímenes**

Especímen	Desplazamiento lateral total (mm)				
	Kent et al.	Saatcioglu y Razvi	Mander et al.	Hoshikuma et al.	Promedio
PH2	142	152	196	87	144
PH3	143	152	237	89	155
PH4	148	155	229	91	156
PH5	155	156	232	88	158

## 4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 4.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describe el programa experimental realizado durante el proyecto de investigación. Inicialmente, se describe en detalle el procedimiento constructivo de los especímenes y de los mecanismos de fijación tanto de la zapata a la losa de reacción como de los dispositivos empleados para la aplicación de la carga lateral y vertical. Luego, se comenta sobre las pruebas realizadas a los materiales de construcción y el control de seguimiento de la evolución de su resistencia. Finalmente, se describe la historia de carga aplicada a los especímenes y se explica la nomenclatura que se utilizó para referenciar la ubicación de la instrumentación externa e interna.

### 4.2 CONSTRUCCIÓN DE LOS ESPECÍMENES

La construcción de todos los especímenes se llevó a cabo conforme a lo estipulado en el párrafo 14 de la NTC (2004).

#### 4.2.1 Armado del acero de refuerzo

El armado del acero de refuerzo de todos los especímenes se realizó conforme a lo estipulado en el párrafo 14.2 de la NTC (2004).

##### 4.2.1.1 Zapata

El armado del acero de refuerzo de la zapata estuvo formado por barras longitudinales en su cara superior e inferior y por estribos. Las barras longitudinales estuvieron dispuestas en sentido paralelo y perpendicular a la dirección de la carga lateral, diseñadas a flexión y por retracción de temperatura y fraguado, respectivamente. Los estribos, al igual que el refuerzo longitudinal, estuvieron distribuidos en sentido paralelo y perpendicular a la dirección de la carga lateral, formando dos vigas en cada sentido alrededor del cuerpo de la pila y diseñadas para soportar los esfuerzos cortantes provenientes del anclaje a la losa de reacción. En la figura 4.1 se muestra el armado del acero de refuerzo de la zapata de los especímenes.



Figura 4.1. Armado del acero de refuerzo de la zapata de los especímenes



El radio interior del doblado de las barras longitudinales y de los estribos se hizo de acuerdo con lo estipulado en el párrafo 5.1.2.2 y 5.5 de la NTC (2004).

#### **4.2.1.2 Pila**

El armado del acero de refuerzo del cuerpo de la pila, estuvo formado por barras de acero de refuerzo longitudinal y estribos o refuerzo transversal. El refuerzo longitudinal se dispuso en dos filas, una externa y otra interna, las cuales penetraron hasta las barras del acero de refuerzo longitudinal inferior de la zapata garantizando así su longitud desarrollo. Por su parte, la distribución de los estribos varió para cada espécimen, pero en general se consideraron estribos en forma de aros rectangulares en cada cara y por estribos suplementarios en forma de aros cuadrados abrazando cuatro barras longitudinales y/o por grapas abrazando dos barras longitudinales. En la figura 4.2 se ilustra el armado del acero de refuerzo del cuerpo de la pila de dos especímenes.

Al igual que en la zapata, el radio interior del doblado de las barras longitudinales y transversales del cuerpo de la pila se realizó de acuerdo con lo estipulado en el párrafo 5.1.2.2 y 5.5 de la NTC (2004).



**Figura 4.2.** Armado del acero de refuerzo del cuerpo de la pila de los especímenes

#### **4.2.1.3 Cabezal macizo**

El armado del acero de refuerzo del cabezal macizo de concreto, además de contar con el refuerzo longitudinal y transversal proveniente del cuerpo de la pila, se consideró con barras de acero de refuerzo longitudinal y transversal formando una viga orientada en el sentido corto de la pila. Adicionalmente, se dispuso de una parrilla de refuerzo en la parte superior, media e inferior en dos direcciones para distribuir los esfuerzos provenientes de la aplicación de la carga axial sobre el espécimen y para controlar la retracción de temperatura y fraguado.

Esta viga tuvo una altura similar al cabezal macizo respetando las distancias de recubrimiento estipuladas en el párrafo 4.9 de la NTC (2004). En la figura 4.3 se aprecia el armado del acero de refuerzo del cabezal macizo de los especímenes.

Por su parte, al igual que en la zapata y en el cuerpo de la pila, el radio interior del doblado de las barras longitudinales y transversales del cabezal macizo se hizo de acuerdo con lo estipulado en el párrafo 5.1.2.2 y 5.5 de la NTC (2004).



Figura 4.3. Armado del acero de refuerzo del cabezal macizo de los especímenes

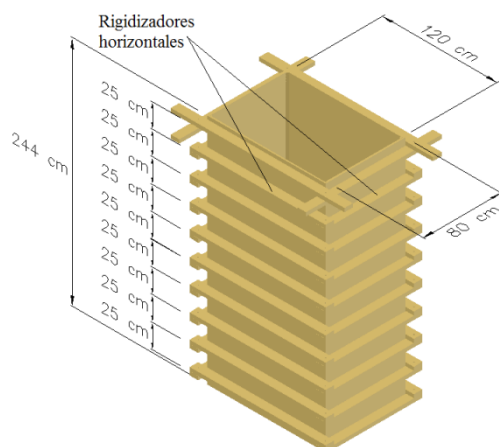
## 4.2.2 Armado de la cimbra

La construcción de la cimbra se llevó a cabo conforme a lo estipulado en el parágrafo 14.1 de la NTC (2004).

### 4.2.2.1 Paneles externos para la pila

Los paneles externos de la cimbra para la pila estuvieron formados por lámina triplay de 19 mm de espesor. Tuvieron una altura de 244 cm y un ancho de 120 cm y otro de 80 cm, correspondientes a las dimensiones externas del cuerpo de la pila. Cada panel estuvo reforzado por medio de rigidizadores horizontales de 3.8 x 9 cm orientados sobre su eje mayor modulados a cada 25 cm y diseñados para soportar la presión lateral ejercida por el concreto fresco.

Para darle soporte lateral a los cuatro paneles externos, se prolongaron 20 cm más la longitud de los rigidizadores horizontales con respecto a las dimensiones correspondientes del cuerpo de la pila. Estos 20 cm se distribuyeron por igual en cada extremo del rigidizador horizontal, con el fin de colocarlos en contacto con el rigidizador horizontal de la cara perpendicular, y así, poder sujetarlos a través de un tornillo de 3/8 de pulgada de diámetro. En la figura 4.4 se muestran las dimensiones y el armado de los paneles externos de la cimbra para la pila y en el anexo A se describe el diseño de la misma.



a) Dimensiones



b) Construcción

Figura 4.4. Armado de los paneles externos de la cimbra para la pila

#### 4.2.2 Paneles internos para la pila

Los paneles internos de la cimbra para la pila tuvieron una altura de 244 cm y un ancho de 90 cm y otro de 50 cm, correspondientes a las dimensiones internas de las pilas. Cada panel tuvo rigidizadores horizontales orientados sobre su eje menor modulados a cada 25 cm y diseñados para soportar la presión lateral ejercida por el concreto fresco. La orientación sobre su eje menor de estos rigidizadores horizontales, fue con el fin de mantener un espacio de trabajo al interior del cuerpo de la pila. En la figura 4.5 se ilustran las dimensiones de los paneles internos de la cimbra para la pila.

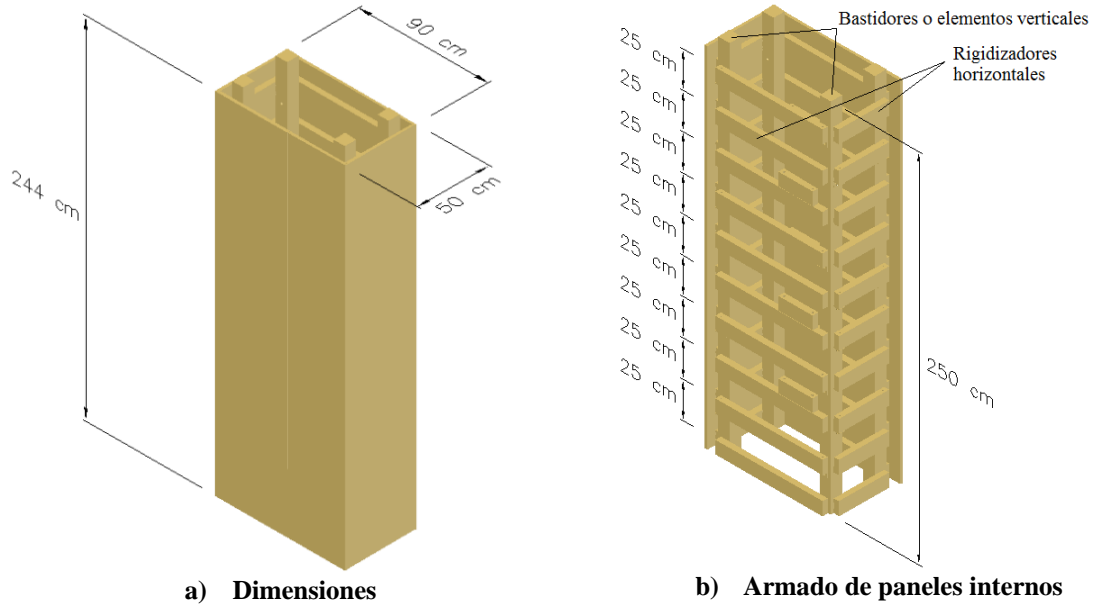


Figura 4.5. Paneles internos de la cimbra para la pila

Para darle soporte lateral a los cuatro paneles internos, se colocó un bastidor o elemento vertical en cada esquina interna de los mismos. Estos bastidores verticales tuvieron una altura de 250 cm y estuvieron soportados entre ellos en cuatro puntos diferentes por medio de barras roscadas de acero con un diámetro de 1/2 de pulgada. Estas barras roscadas soportaron la fuerza de compresión originadas por el empuje lateral del concreto fresco hacia el interior del cuerpo de la pila. En la figura 4.6 se aprecia el armado de los paneles internos de la cimbra para la pila y en el anexo A se describen el diseño de la misma y de las barras roscadas de acero.



Figura 4.6. Armado de los paneles internos de la cimbra para la pila

Es importante mencionar que los paneles internos de la cimbra para la pila fueron utilizados únicamente en los especímenes PH2 y PH3. Esto fue debido al excesivo deterioro que presentaron al utilizarlas durante la primera y segunda etapa de colado del cuerpo de la pila de estos especímenes.

Para formar el hueco del cuerpo de la pila de los especímenes PH4 y PH5, se utilizaron piezas de poliestireno expandido con las dimensiones internas del hueco. Debido a la baja densidad de estas piezas y su poca influencia en el comportamiento final de los especímenes, se consideraron no reutilizables, y por tanto, se dejaron en el interior de los mismos después de cada colado. Al utilizar las piezas de poliestireno expandido como cimbra interna para la pila, se evidenció un mejoramiento en el rendimiento constructivo sin afectar el aspecto económico.

#### 4.2.2.3 Paneles laterales para la zapata

Los paneles laterales de la cimbra para la zapata estuvieron formados por lámina triplay de 19 mm de espesor. Tuvieron una altura de 80 cm, una longitud de 250 cm y un ancho de 150 cm, correspondientes a las dimensiones externas de la zapata. Cada panel estuvo reforzado por medio de rigidizadores horizontales de 4.3 x 10 cm orientados sobre su eje mayor modulados a cada 22 cm. Debido a la alta presión proveniente del concreto fresco, estos rigidizadores se apoyaron en cuatro puntos intermedios sobre la cara larga de la zapata sobre bastidores o elementos verticales, de tal manera que quedaran enfrentados con sus homólogos de la cara opuesta. Lo anterior con el fin de conectarlos en sus extremos por medio de una barra roscada de acero de 1/2 de pulgada de diámetro.

Los rigidizadores de los paneles de la cimbra para la zapata también se prolongaron 20 cm más de longitud con respecto a las dimensiones correspondientes de la zapata. Estos 20 cm se distribuyeron por igual en cada extremo, con el fin de colocarlos en contacto con el rigidizador horizontal de la cara perpendicular, y así, poder sujetarlos a través de un tornillo de 3/8 de pulgada de diámetro.

Para mantener de forma concéntrica la zapata con respecto al cuerpo de la pila, los paneles externos de la cimbra se apoyaron a una estructura fija (columnas y yugos), los cuales estaban anclados a la losa de reacción. En la figura 4.7 se muestran las dimensiones y el armado de los paneles laterales de la cimbra para la zapata y en el anexo A se describen el diseño de los mismos y de las barras roscadas a tensión.

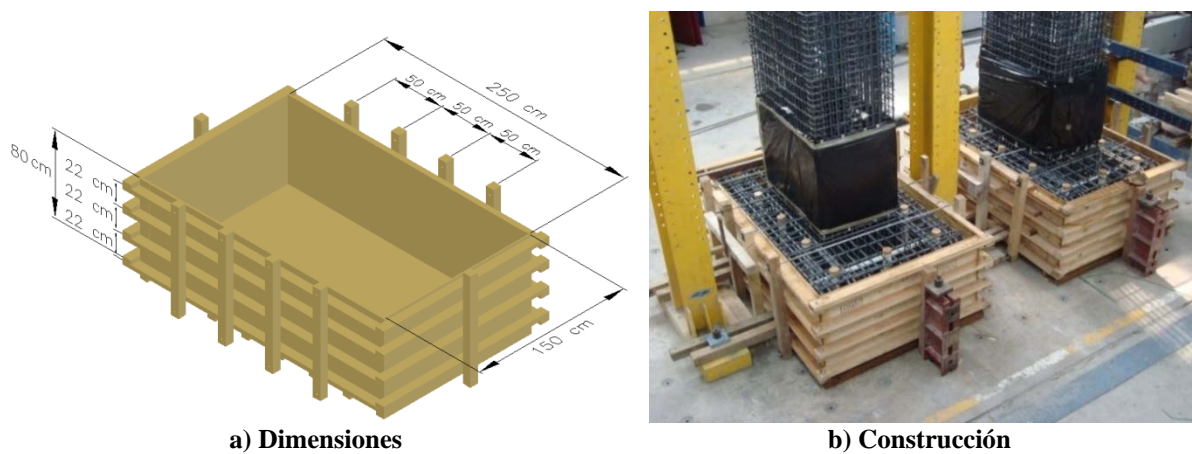


Figura 4.7. Armado de los paneles laterales de la cimbra para la zapata

### 4.2.3 Colado de los especímenes

El proceso de colado de los especímenes se hizo conforme a lo estipulado en el parágrafo 14.3.6 de la NTC (2004).

#### 4.2.3.1 Etapas del colado

El proceso de colado se realizó para dos especímenes simultáneamente. Los primeros especímenes en colarse fueron PH2 y PH3 y, posteriormente los especímenes PH4 y PH5. Es necesario mencionar que por razones de espacio en el laboratorio y por comodidad en todas las actividades, se tomó la decisión de realizar todo el proceso experimental de diseñar, construir y ensayar dos especímenes a la vez.

El colado de los especímenes se realizó en cuatro etapas y se contrató para todos ellos el servicio de concreto premezclado y el servicio de bomba estacionaria en los tres primeros. En la primera etapa se formó el volumen de las zapatas como se ilustra en la figura 4.8.a. En esta primera etapa de colado, se utilizó el servicio de bomba estacionaria por ser la mayor cantidad de volumen de concreto y por inaccesibilidad del camión revolver para llegar hasta el sitio donde se localizaban las zapatas.



a) Primera etapa de colado (zapata)



b) Segunda etapa de colado (pila)



c) Tercera etapa de colado (pila)



d) Cuarta etapa de colado (cabezal macizo)

Figura 4.8. Etapas del colado

En la segunda etapa se colaron los primeros 240 cm de altura del cuerpo de las pilas como se aprecia en la figura 4.8.b. En esta segunda etapa, nuevamente el colado se realizó con servicio de

bomba estacionaria por la dificultad en depositar el concreto en los 15 cm de espesor que tenía las paredes del cuerpo de la pila. Debido a la altura de este colado, fue necesario armar un cuerpo de andamios alrededor de los especímenes para alcanzar la altura requerida.

En la tercera etapa, se completaron hasta los 450 cm de altura del cuerpo de la pila como se muestra en la figura 4.8.c. En esta etapa, también se utilizó el servicio de bomba estacionaria y fue necesario añadir dos niveles más de cuerpos de andamios para alcanzar la altura de colado.

En la cuarta y última etapa se formó el cabezal macizo de 60 cm de altura en la parte superior de las pilas. En la figura 4.8.d se ilustra el proceso de colado de esta última etapa. En este colado a diferencia de los tres anteriores, se utilizó la bacha o tolva para la manipulación del concreto gracias a la facilidad de su colocación y al poco volumen a colar.

#### **4.2.3.2 Características del concreto**

El concreto que se utilizó para el colado de los especímenes fue premezclado con una resistencia especificada a compresión,  $f'_c$ , igual a 300 kg/cm<sup>2</sup> para las zapatas y de 250 kg/cm<sup>2</sup> para el cuerpo de las pilas, empleado para fines estructurales clase 1 como lo define el parágrafo 1.5.1 de la NTC (2004). El concreto para las zapatas se especificó con un tamaño máximo de agregado de 3/4 de pulgada y un revenimiento de 12 cm. Mientras que el concreto para el cuerpo de las pilas se especificó con un tamaño máximo de agregado de 3/8 de pulgada y un revenimiento de 18 cm.

#### **4.2.3.3 Control del concreto fresco**

En cada una de las diferentes etapas del colado, antes de la iniciación del mismo, se realizó la prueba de revenimiento de acuerdo con lo establecido en la NMX-C-156, para verificar que cumpliera con las especificaciones solicitadas permitiendo las tolerancias establecidas en la tabla 14.3 de la NTC (2004). En la figura 4.9 se aprecia una de las pruebas de revenimiento realizadas.



**Figura 4.9. Prueba de revenimiento**

#### **4.2.3.4 Control del concreto endurecido**

En cada una de las diferentes etapas del colado, se tomaron muestras de concreto aleatoriamente para la elaboración de cilindros de 30 cm de altura y 15 cm de diámetro y vigas de flexión. Esto con el objetivo de realizar la prueba de resistencia a compresión, prueba brasileña o tensión indirecta y ensaye de vigas a flexión cumpliendo con lo estipulado en la NMX-C-160 y en el parágrafo 14.3.4 de la NTC (2004). Los resultados de estos ensayos se comentan en el capítulo 4.7. En la figura 4.10

se muestran algunos de los cilindros de concreto y vigas de flexión realizados en una de las etapas del colado.



a) Cilindros

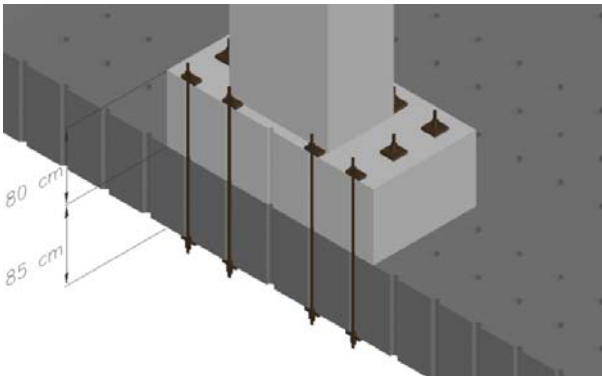


b) Vigas de flexión

**Figura 4.10. Toma de muestras de concreto para pruebas de resistencia**

### 4.3 SISTEMA DE FIJACIÓN A LOSA DE REACCIÓN

El sistema de fijación de los especímenes a la losa de reacción, se realizó por medio de diez barras roscadas de acero de pos-tensionado de un diámetro de  $1 \frac{1}{4}$  de pulgada y tensadas a 50 t cada una. La longitud de estas barras de acero fue de 200 cm, suficientes para atravesar y sujetar los 80 cm de peralte de la zapata y los 85 cm de espesor de la losa de reacción como se ilustra en la figura 4.11.a.



a) Proyectado



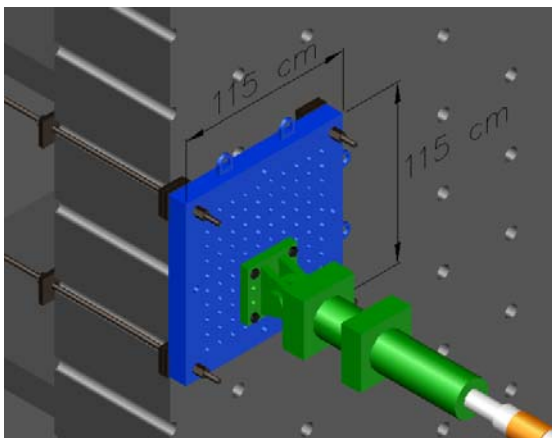
b) Ejecutado

**Figura 4.11. Sistema de fijación de los especímenes a la losa de reacción**

Para hacer esto posible, fue necesario dejar una serie de perforaciones verticales en la zapata con un diámetro de 3 pulgadas moduladas a cada 50 cm sobre su perímetro y de forma concéntrica, de tal manera que coincidiera con la serie perforaciones de 4 pulgadas de diámetro que posee la losa de reacción. En la figura 4.11.b se aprecia la fijación de los especímenes a la losa de reacción.

#### 4.4 SISTEMA DE FIJACIÓN DEL ACTUADOR HORIZONTAL AL MURO DE REACCIÓN

Para colocar y sujetar el actuador horizontal al muro de reacción a 450 cm de altura con respecto a la cara superior de la zapata, se utilizó una placa de acero rectangular de transición de 5 pulgadas de espesor y 115 cm de lado. Esta placa posee dos diámetros de perforaciones diferentes, de 4 cm y de 3 cm de diámetro. Las ocho perforaciones de 4 cm de diámetro están a cada 50 cm sobre el perímetro de la placa, con el objetivo de sujetar dicha placa al muro de reacción por medio de barras roscadas de acero de pos-tensionado. Debido a que la carga máxima del actuador es de 100 t, sólo se emplearon cuatro barras de acero tensadas a 50 t cada una. Las cien perforaciones de 3 cm de diámetro poseen rosca interna y están a cada 9.33 cm en las dos direcciones, con el objetivo que coincidan con las perforaciones de la placa base del actuador. En la figura 4.12 se muestra el sistema de fijación del actuador horizontal al muro de reacción.



a) Proyectado



b) Ejecutado

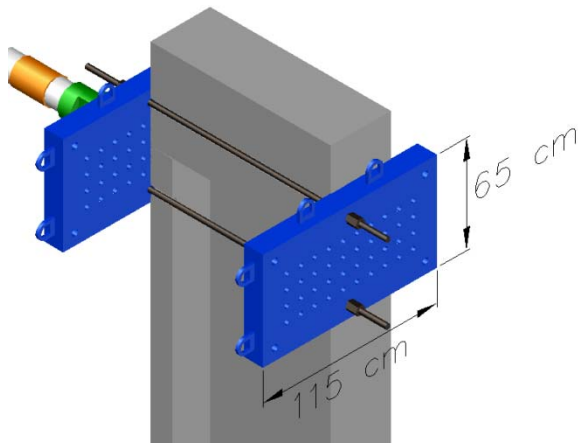
Figura 4.12. Sistema de fijación del actuador al muro de reacción

#### 4.5 SISTEMA DE FIJACIÓN DE ACTUADOR HORIZONTAL AL ESPÉCIMEN

Por otro lado, para colocar y sujetar el actuador horizontal al espécimen, se emplearon dos placas de acero de transición de 5 pulgadas de espesor, 115 cm de largo y 65 cm de ancho. Estas placas también poseen dos diámetros de perforaciones diferentes, de 4 cm y de 3 cm de diámetro. Las seis perforaciones de 4 cm de diámetro están a cada 50 cm sobre el perímetro de la placa y las cuarenta perforaciones de 3 cm de diámetro, poseen rosca interna y están a cada 9.33 cm en las dos direcciones. Estas últimas con el objetivo que coincidan con las perforaciones de la placa base del actuador.

Estas placas de transición se colocaron en la cara anterior y posterior del espécimen en la dirección de la aplicación de la carga lateral, sujetadas por medio de dos barras roscadas de acero atravesando el cuerpo de la pila. De las seis perforaciones de 4 cm de diámetro, sólo se pudieron aprovechar las dos centrales para sujetar el espécimen. Esto debido a que la posición de las otras cuatro perforaciones ocasionaba que las barras se intersectaran con las dos barras roscadas de acero de 10 m de longitud, las cuales fueron utilizadas para la aplicación de la carga axial. En la figura 4.13 se ilustra el sistema de fijación del actuador horizontal al espécimen.





a) **Proyectado**

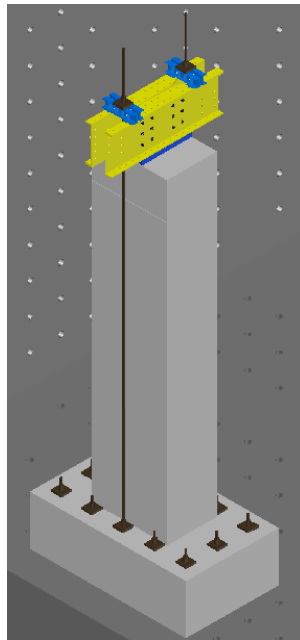


b) **Ejecutado**

**Figura 4.13. Sistema de fijación del actuador horizontal al espécimen**

## 4.6 DISPOSITIVO DE APLICACIÓN DE LA CARGA AXIAL

Para todos los especímenes, se consideró una relación de carga axial igual a  $0.06f'_cA_g$ , lo que representó 84 t aproximadamente, teniendo en cuenta que la resistencia especificada a compresión obtenida experimentalmente,  $f'_c$ , fue igual a  $273 \text{ kg/cm}^2$ . Esta carga axial se aplicó mediante dos barras roscadas de acero de 10 m de longitud, sujetas en su extremo inferior a la losa de reacción y en el extremo superior a dos vigas de acero ensambladas de 60 cm de peralte, que transmiten la carga aplicada al cabezal macizo de concreto. Estas vigas ensambladas brindaron apoyo a dos yugos de 20 cm de peralte, diseñados y fabricados para sujetar las barras roscadas de 10 m de longitud. En la figura 4.14 se aprecia el dispositivo de aplicación de la carga axial y en el Anexo B se describen el diseño y/o revisión de las vigas de acero ensambladas y los yugos.



a) **Proyectado**



b) **Ejecutado**

**Figura 4.14. Dispositivo de aplicación de carga axial**

Por razones de seguridad y facilidad, el tensionado de estas barras roscada de acero se realizó en su extremo inferior aplicando una carga de 40 t a cada una. La carga restante para completar la relación de carga axial, estuvo representada en el peso propio del cabezal macizo de concreto y los diferentes perfiles de acero que formaron el dispositivo para la aplicación de la carga axial y lateral.

Las vigas de acero ensambladas se apoyaron sobre el cabezal macizo de concreto a través una placa de acero de 3 pulgadas de espesor, 40 cm de ancho y 80 cm de largo, la cual contribuyó de una manera eficiente a distribuir los esfuerzos de compresión uniformemente sobre el cabezal macizo de concreto.

Finalmente, sobre los yugos se dispuso de una rótula de acero de forma cónica, para minimizar los posibles esfuerzos adicionales de flexión durante el ensaye generados por los desplazamientos laterales de la pila cuando se sometió al protocolo de carga. En la figura 4.15 se muestra en detalle el dispositivo de aplicación de la carga axial.

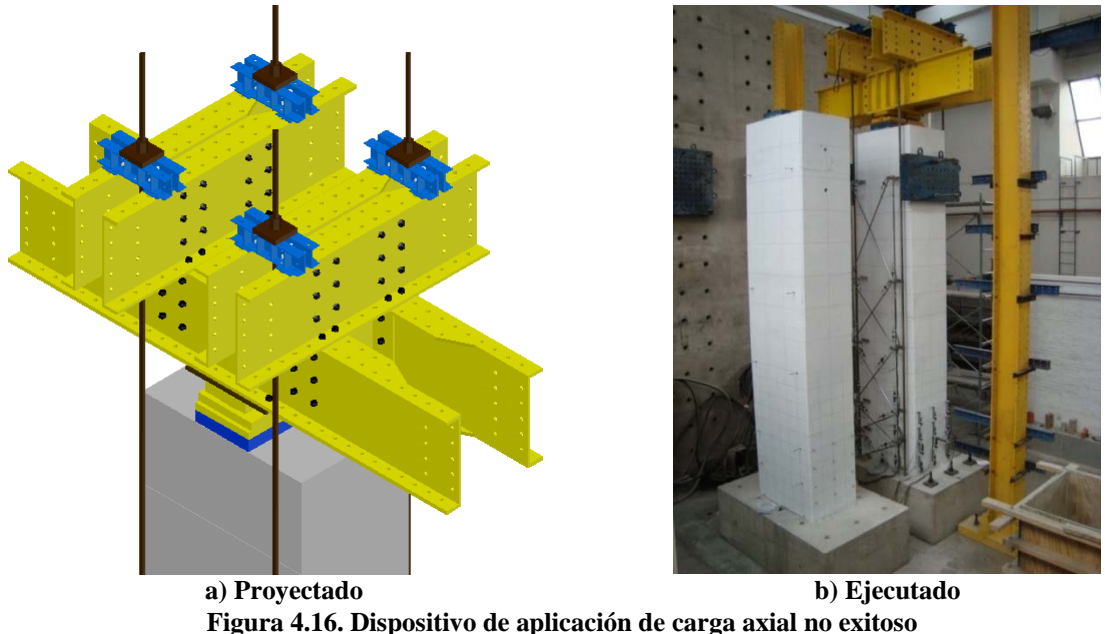


**Figura 4.15. Detalle del dispositivo de aplicación de carga axial**

Es importante mencionar, que el presente proyecto de investigación tenía contemplado inicialmente considerar una relación de carga axial de  $0.10f'_c A_g$ , lo que representaba 140 t aproximadamente, teniendo en cuenta que la resistencia especificada a compresión obtenida experimentalmente,  $f'_c$ , fue igual a  $273 \text{ kg/cm}^2$ .

Para este valor de carga axial y teniendo en cuenta que la capacidad del gato hidráulico para tensar las barras roscadas de acero es de 50 t, se requería que el dispositivo de la aplicación de la carga axial fuera a través de cuatro barras roscadas de acero tensadas a 35 t aproximadamente cada una.

Aprovechando la existencia a algunos perfiles en el laboratorio y el diseño y fabricación de otros, se dispuso de un dispositivo de aplicación de la carga axial que contemplara el tensado de cuatro barras sujetas en su extremo inferior a la losa de reacción y en el extremo superior a dos vigas de acero ensambladas de 60 cm de peralte y 180 cm de longitud, dispuestas en sentido transversal a la dirección de la carga lateral. Estas vigas transversales transmiten la carga vertical a otra viga de acero ensamblada de 330 cm de longitud y de similares características, orientada en sentido longitudinal a la dirección de la carga lateral. En la figura 4.16 se ilustra el montaje del dispositivo de aplicación de la carga axial no utilizado.



Debido a que la localización de las cuatro barras no coincide con el eje mayor principal o centroidal del espécimen, se requirió que todo el dispositivo estuviera apoyado sobre una articulación. Esto con el fin de que la disminución del tensado de las barras de un lado del dispositivo, se compense con el aumento del tensado de las barras del lado opuesto, y así, mantener el valor de la carga axial.

La presencia de la articulación en el dispositivo de aplicación de la carga axial, se requería que la carga de tensado de las barras roscadas de acero, se realizara de manera simultánea para mantener el equilibrio del sistema. Lamentablemente, en el momento de tensar estas cuatro barras utilizando la misma unidad hidráulica, esta no pudo mantener la misma presión en los cuatro gatos hidráulicos, por lo tanto, el sistema no se mantuvo en equilibrio.

**4.7 ENSAYE DE LOS MATERIALES**

Durante la construcción de los especímenes se tomaron muestras aleatorias de los materiales para llevar un control y seguimiento de su resistencia durante el proceso constructivo de los mismos. Para el caso particular del concreto, se tomaron muestras durante los colados para la elaboración de cilindros estándar y vigas de flexión. Para el caso del acero de refuerzo, se tomaron muestras aleatorias de las barras de acero corrugadas y lisas durante la construcción de los especímenes.

**4.7.1 Concreto**

Con las muestras tomadas de cilindros de concreto y las vigas de flexión, se realizaron las pruebas de resistencia a compresión monotónica y cíclica, la prueba brasileña y la prueba de flexión en vigas.

**4.7.1.1 Resistencia a compresión**

El ensaye para determinar la resistencia especificada a compresión,  $f'_c$ , se realizó de acuerdo con lo estipulado en la NMX-C-083. Como este estudio tiene especial interés en la base de la pila, por ser la región donde se presentan los mayores esfuerzos, sólo se comentarán los resultados de los ensayes correspondientes a dicha zona. En la figura 4.17 se aprecia la prueba de resistencia a

compresión y en la tabla 4.1 se muestran el número de cilindros ensayados para cada edad, su resistencia y la resistencia promedio para cada edad.



a) No instrumentado



b) Instrumentado

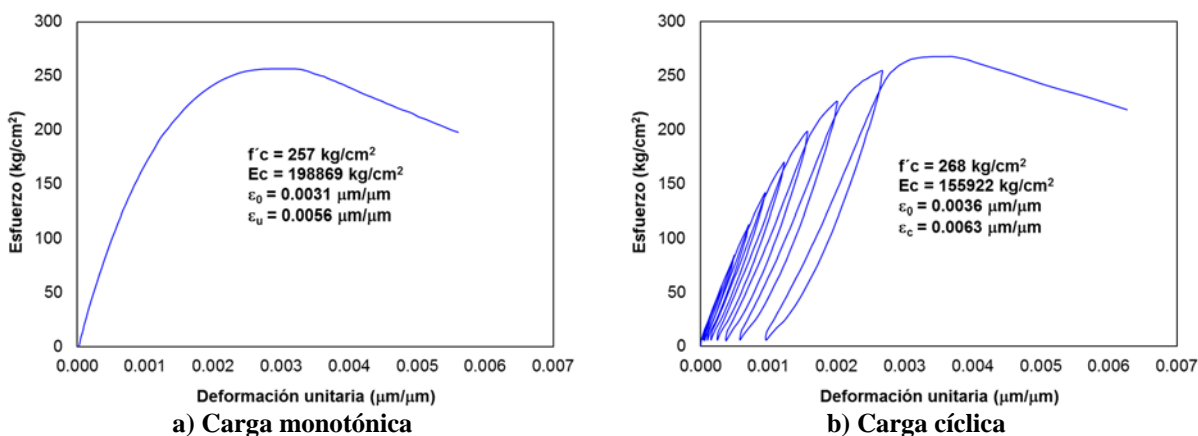
Figura 4.17. Prueba de resistencia a compresión

Tabla 4.1. Resistencia a compresión de cilindros

Día	Especímenes PH2 y PH3		Especímenes PH4 y PH5	
	$f_c$ kg/cm <sup>2</sup>	$f_c$ promedio kg/cm <sup>2</sup>	$f_c$ kg/cm <sup>2</sup>	$f_c$ promedio kg/cm <sup>2</sup>
7	152		209	
7	198	180	212	204
7	190		191	
14	227		243	
14	224	230	244	238
14	239		226	
28	277		257	
28	278		252	
28	274	276	258	256
28	277		257	
28	278		252	
28	274		259	
Ensaye	278		273	
Ensaye	276		267	
Ensaye	273	273	281	274
Ensaye	274		273	
Ensaye	271		267	
Ensaye	268		281	

Algunas de las pruebas de resistencia a compresión, se realizaron con cilindros instrumentados por medio de un compresómetro para obtener la curva esfuerzo-deformación unitaria. Estas pruebas se realizaron bajo carga monotónica y otras bajo carga cíclica.

En la figura 4.18 se ilustran las curvas esfuerzo-deformación unitaria obtenidas de las pruebas de resistencia a compresión de cilindros instrumentados y en la tabla 4.2 se aprecian el número de pruebas realizadas y los valores de resistencia y deformación unitaria.



a) Carga monotónica  
b) Carga cíclica  
Figura 4.18. Curva esfuerzo-deformación unitaria de cilindros de concreto

Tabla 4.2. Resistencia a la compresión y deformación unitaria de cilindros instrumentados bajo carga monotónica y cíclica

Día	Espécimen	Carga	$f'_c$ kg/cm <sup>2</sup>	$\epsilon_o$ μm/μm	$\epsilon_o$ prom μm/μm	$\epsilon_u$ μm/μm	$\epsilon_u$ prom μm/μm
28	PH2 - PH3	Monotónica	277	0.0033		0.0051	
28	PH2 - PH3	Monotónica	278	0.0032	0.0032	0.0046	0.0053
28	PH2 - PH3	Monotónica	274	0.0031		0.0062	
Ensaye	PH2 - PH3	Monotónica	274	0.0034		0.0062	
Ensaye	PH2 - PH3	Monotónica	271	0.0035	0.0035	0.0069	0.0065
Ensaye	PH2 - PH3	Cíclica	268	0.0036		0.0063	
28	PH4 - PH5	Monotónica	257	0.0031		0.0056	
28	PH4 - PH5	Monotónica	252	0.0031	0.0032	0.0050	0.0057
28	PH4 - PH5	Monotónica	259	0.0034		0.0065	
Ensaye	PH4 - PH5	Monotónica	273	0.0034		0.0053	
Ensaye	PH4 - PH5	Cíclica	267	0.0034	0.0034	0.0054	0.0057
Ensaye	PH4 - PH5	Cíclica	281	0.0034		0.0063	

Para la determinación del módulo de elasticidad del concreto,  $E_c$ , se siguió el procedimiento estipulado en la NMX-C-128. En la tabla 4.3 se muestran los valores del módulo de elasticidad del concreto de los cilindros instrumentados bajo carga monotónica.

**Tabla 4.3. Módulo de elasticidad de cilindros instrumentados bajo carga monotónica**

Día	Espécimen	$f'_c$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_c$ calculado kg/cm <sup>2</sup>	K	% error (K = 11000)	% error prom (K = 11000)
28	PH2 - PH3	277	184334	11658	6	
28	PH2 - PH3	278	176783	11181	2	
28	PH2 - PH3	274	191008	12080	10	
Ensaye	PH2 - PH3	274	166013	10500	-5	
Ensaye	PH2 - PH3	271	149734	9470	-14	4
28	PH4 - PH5	257	198869	12578	14	
28	PH4 - PH5	252	190261	12033	9	
28	PH4 - PH5	259	181147	11457	4	
Ensaye	PH4 - PH5	273	184460	11666	6	

K: Coeficiente numérico del módulo de elasticidad.  $K = E_c / \sqrt{f'_c}$ , donde  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

#### 4.7.1.2 Prueba brasileña o tensión por compresión diagonal

El ensaye para determinar la resistencia media a tensión del concreto,  $\bar{f}_t$ , se realizó de acuerdo con lo estipulado en la NMX-C-163. Esta prueba se realizó únicamente para los cilindros correspondientes al día del ensaye de los especímenes. En la figura 4.19 se ilustra la prueba brasileña a un cilindro estándar de concreto y en la tabla 4.4, se aprecian el número de cilindros ensayados y su resistencia media a tensión,  $\bar{f}_t$ , calculada con la siguiente expresión:

$$\bar{f}_t = \frac{2 P_{ci}}{\pi l_{ci} d_{ci}} \quad (4.1)$$

donde

$P_{ci}$  : Carga diametral máxima aplicada en el cilindro de concreto,  
 $l_{ci}$  : Longitud del cilindro de concreto,  
 $d_{ci}$  : Diámetro del cilindro de concreto.



a) Inicio de la prueba



b) Final de la prueba

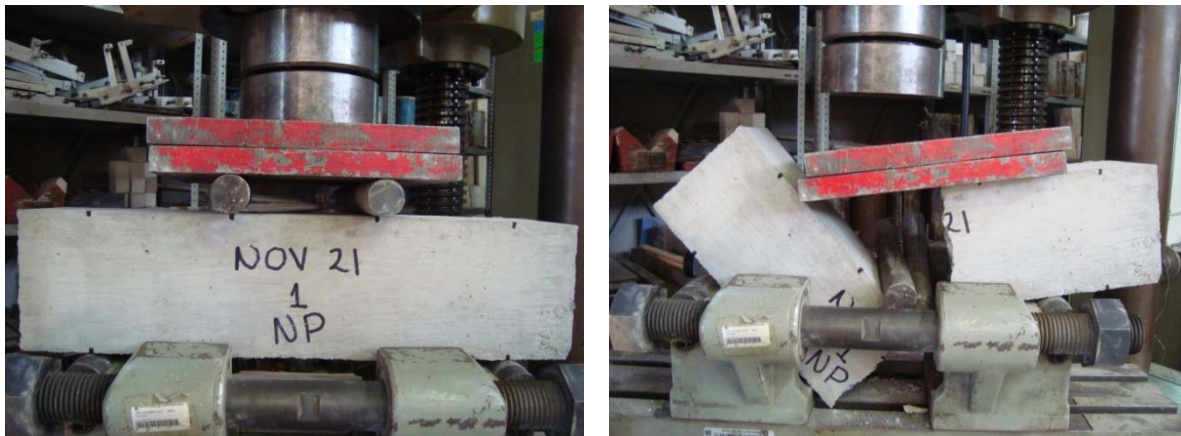
**Figura 4.19. Prueba brasileña o tensión por compresión diagonal**

**Tabla 4.4. Resistencia media a tensión**

Día	Espécimen	$P_{ci}$ kg	$\bar{f}_t$ kg/cm <sup>2</sup>	$\bar{f}_t$ prom kg/cm <sup>2</sup>
Ensaye	PH2 - PH3	15200	21	
Ensaye	PH2 - PH3	16450	23	22
Ensaye	PH2 - PH3	15850	22	
Ensaye	PH4 - PH5	14850	20	
Ensaye	PH4 - PH5	15400	22	21
Ensaye	PH4 - PH5	14850	21	

#### 4.7.1.3 Ensaye de vigas a flexión

El ensaye de flexión en vigas para determinar el módulo de ruptura o la resistencia media a tensión por flexión del concreto,  $\bar{f}_f$ , se realizó de acuerdo con lo estipulado en la NMX-C-191. Esta prueba se realizó únicamente para los cilindros correspondientes al día del ensaye de los especímenes. En la figura 4.20 se muestra la prueba a flexión de una viga de concreto y en la tabla 4.5 se ilustran el número de vigas ensayadas y la resistencia media a tensión por flexión del concreto,  $\bar{f}_f$ .



a) Inicio de la prueba

b) Final de la prueba

**Figura 4.20. Prueba a flexión de viga de concreto**

Debido a que la fractura se presentó en el tercio medio del claro de la viga para todos los especímenes ensayados, la resistencia media a tensión por flexión del concreto,  $\bar{f}_f$ , se calculó utilizando la siguiente expresión:

$$\bar{f}_f = \frac{P_v L_v}{b_v h_v^2} \quad (4.2)$$

donde

$P_v$  : Carga máxima aplicada a la viga de flexión de concreto,

$L$  : Distancia entre apoyos de la viga de flexión de concreto,

$b_v$  : Ancho promedio de la viga de flexión de concreto,

$h_v$  : Altura promedio de la viga de flexión de concreto.

**Tabla 4.5. Resistencia media a tensión por flexión**

Día	Espécimen	$P_v$ kg	$\bar{f}_f$ kg/cm <sup>2</sup>	$\bar{f}_f$ prom kg/cm <sup>2</sup>
Ensaye	PH2 - PH3	1500	23	
Ensaye	PH2 - PH3	1605	22	22
Ensaye	PH2 - PH3	1390	21	
Ensaye	PH4 - PH5	1695	25	
Ensaye	PH4 - PH5	1610	23	
Ensaye	PH4 - PH5	1565	24	24
Ensaye	PH4 - PH5	1760	26	
Ensaye	PH4 - PH5	1670	23	

#### 4.7.2 Acero

Con las muestras tomadas aleatoriamente de las barras de acero de refuerzo corrugado y liso, se realizaron los ensayos para determinar el esfuerzo especificado a la fluencia del acero de refuerzo,  $f_y$ , siguiendo el procedimiento estipulado en la NMX-B-172.

En la figura 4.21 se aprecia la prueba de resistencia a la tensión del acero de refuerzo y en las tablas 4.6 y 4.7, se muestran el número de pruebas realizadas, la resistencia de cada una y la resistencia promedio de las barras de acero del refuerzo corrugado y liso, respectivamente.



a) Barra corrugada



b) Barra lisa

**Figura 4.21. Prueba de resistencia a tensión**



**Tabla 4.6. Resistencia a la tensión de barras de acero de refuerzo corrugado**

Espécimen	Observaciones	$f_y$ kg/cm <sup>2</sup>	$f_y$ prom kg/cm <sup>2</sup>	$f_{su}$ kg/cm <sup>2</sup>	$f_{su}$ prom kg/cm <sup>2</sup>	$\epsilon_{su}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\epsilon_{su}$ prom kg/cm <sup>2</sup>
PH2 - PH3		4171		7283		0.213	
PH2 - PH3		4522		7185		0.270	
PH2 - PH3		4310		7047		0.267	
PH2 - PH3		4502	4310	7165	7169	0.249	0.245
PH2 - PH3		4225		6969		0.248	
PH2 - PH3		4131		7362		0.225	
PH4 – PH5	Def. eléctrico	4430		7359		0.175	
PH4 – PH5	Def. eléctrico	4329		7143		0.168	
PH4 – PH5	Def. eléctrico	4276		7082		0.161	
PH4 – PH5		4075	4344	6870	7164	0.264	0.197
PH4 – PH5		4473		7283		0.203	
PH4 – PH5		4482		7244		0.208	

**Tabla 4.7. Resistencia a la tensión de barras de acero de refuerzo liso**

Espécimen	Observaciones	$f_{yh}$ kg/cm <sup>2</sup>	$f_{yh}$ prom kg/cm <sup>2</sup>	$f_{su}$ kg/cm <sup>2</sup>	$f_{su}$ prom kg/cm <sup>2</sup>
PH2 - PH3		2635		3875	
PH2 - PH3		2641		3875	
PH2 - PH3		2648	2626	3875	3831
PH2 - PH3		2598		3750	
PH2 - PH3		2609		3781	
PH4 – PH5	Def. eléctrico	2900		4144	
PH4 – PH5	Def. eléctrico	2772		3991	
PH4 – PH5	Def. eléctrico	2778	2790	4078	4036
PH4 – PH5		2799		3969	
PH4 – PH5		2702		4000	

Las pruebas se instrumentaron por medio de un transductor externo tipo CDP-100 posicionado en las vigas de acero de la máquina universal, con el fin de medir la separación de estas durante la prueba como se ilustra en la figura 4.21. Con la información de la elongación de la barra y la carga de tensión aplicada, se pudo obtener la curva esfuerzo-deformación unitaria.

Además, algunas barras se instrumentaron con deformímetros eléctricos, con el objetivo de obtener los valores de la deformación unitaria correspondientes al esfuerzo de fluencia,  $\epsilon_y$ , y así, determinar el módulo de elasticidad del acero de refuerzo,  $E_s$ . En la figura 4.22 se aprecian las curvas esfuerzo-

deformación unitaria de las barras de refuerzo instrumentadas con deformímetros eléctricos y en las tablas 4.8 y 4.9 se muestran el número de pruebas realizadas y los valores de resistencia y deformación unitaria correspondientes a la fluencia de las barras de acero del refuerzo corrugado y liso, respectivamente.

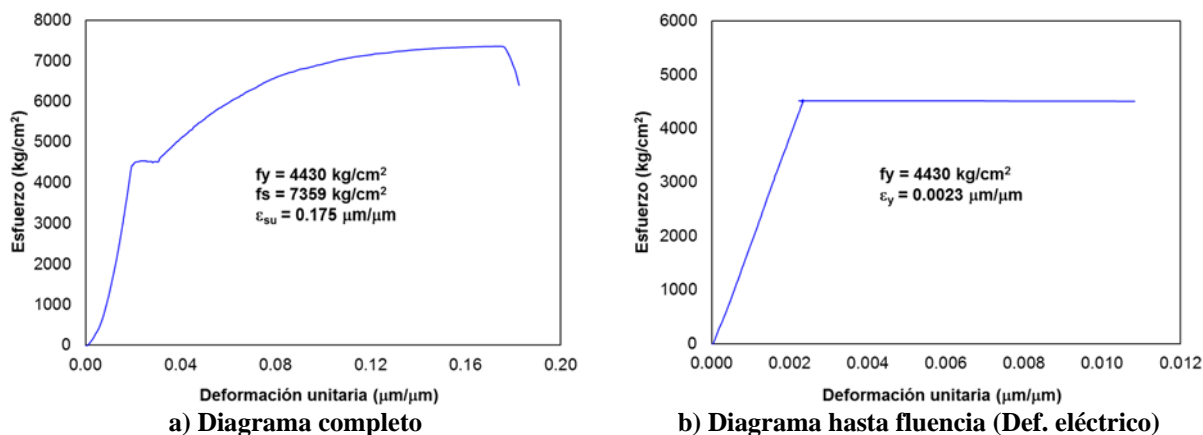


Figura 4.22. Curva esfuerzo-deformación unitaria de las barras de acero de refuerzo

Tabla 4.8. Resistencia a la tensión y deformación unitaria de barras de acero de refuerzo corrugado instrumentados con deformímetros eléctricos

Espécimen	$f_y$ kg/cm <sup>2</sup>	$\epsilon_y$ μm/μm	$\epsilon_y$ prom μm/μm	$\epsilon_{sh}$ μm/μm	$\epsilon_{sh}$ prom μm/μm
PH4 - PH5	4430	0.0023		NR	
PH4 - PH5	4329	0.0021	0.0022	0.0110	0.0106
PH4 - PH5	4276	0.0023		0.0102	

NR: Valor no registrado debido al daño del deformímetro eléctrico.

Tabla 4.9. Resistencia a la tensión y deformación unitaria de barras de acero de refuerzo liso instrumentados con deformímetros eléctricos

Espécimen	$f_{yh}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\epsilon_y$ μm/μm	$\epsilon_y$ prom μm/μm	$\epsilon_{sh}$ μm/μm	$\epsilon_{sh}$ prom μm/μm
PH4 - PH5	2900	0.0014		NR	
PH4 - PH5	2772	0.0020	0.0018	NR	NR
PH4 - PH5	2778	0.0020		NR	

NR: Valor no registrado debido al daño del deformímetro eléctrico.

Para la determinación del módulo de elasticidad del acero de refuerzo,  $E_s$ , se siguió el procedimiento estipulado en la NMX-B-172. En la tabla 4.10 se ilustran los valores del módulo de elasticidad del acero de las barras instrumentadas.

**Tabla 4.10. Módulo de elasticidad de barras de acero instrumentadas con deformímetros eléctricos**

Espécimen	Grado de acero	$f_y$ ó $f_{yh}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\epsilon_y$ µm/µm	$E_s$ calculado kg/cm <sup>2</sup>	$E_s$ prom calculado kg/cm <sup>2</sup>
PH4 - PH5	42	4430	0.0023	1931933	
PH4 - PH5	42	4329	0.0021	2026748	1946346
PH4 - PH5	42	4276	0.0023	1880207	
PH4 - PH5	30	2900	0.0014	2127660	
PH4 - PH5	30	2772	0.0020	1365456	1635399
PH4 - PH5	30	2778	0.0020	1413085	

## 4.8 HISTORIA DE CARGA

A continuación se describe la historia de carga tanto lateral como axial aplicada a los especímenes.

### 4.8.1 Carga lateral

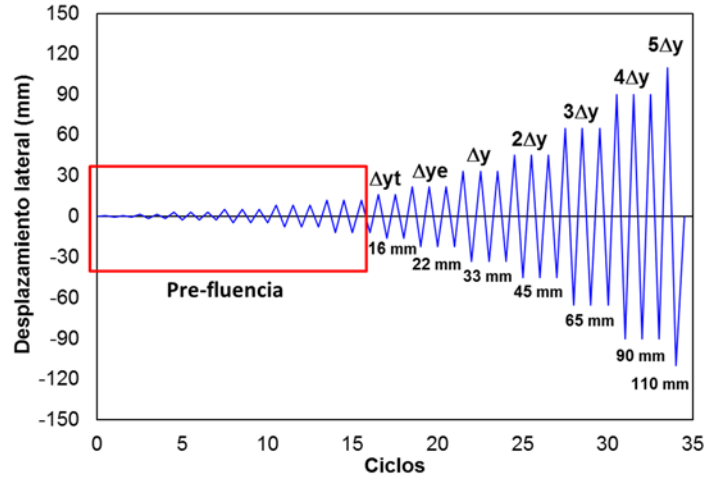
El protocolo de carga lateral que se aplicó a los especímenes, estuvo inicialmente controlado por valores definidos de dos ciclos carga de 3 y 6 t hasta alcanzar el desplazamiento de agrietamiento de tensión por flexión calculado como 11 t, en donde se aplicaron tres ciclos de carga con este valor.

Una vez alcanzada la carga de agrietamiento, el ensaye se controló aumentando la presión interna del actuador hasta lograr una serie de desplazamientos deseados a una altura de 408 cm de los especímenes, lugar donde se localizaban algunos de los transductores en posición horizontal. Estos desplazamientos fueron 5, 8, 12, 16 (desplazamiento de la primera fluencia teórica esperada) y 22 mm (desplazamiento de la primera fluencia experimental).

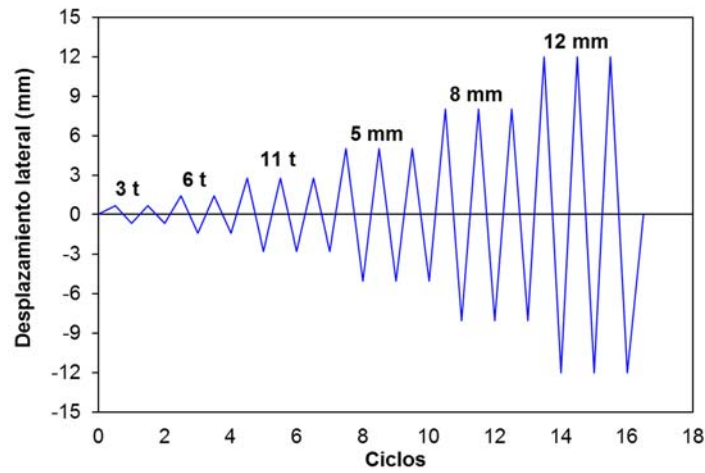
Después de lograr la primera fluencia experimental en los especímenes, se continuó el protocolo de carga aplicando desplazamientos laterales de 33, 45, 65, 90 y 110 mm. Estos valores representaron aproximadamente factores de ductilidad de desplazamiento,  $\mu = 1.5, 2, 3, 4$  y  $5$  respectivamente. En cada nivel de desplazamiento se realizaron tres ciclos.

Este protocolo de carga, sólo fue aplicable a los especímenes PH2, PH3 y PH4, ya que la primera fluencia experimental en los especímenes PH2 y PH3 se presentó cuando el desplazamiento lateral alcanzó los 22 mm. A pesar que el desplazamiento lateral correspondiente a la primera fluencia del espécimen PH4 fue 24 mm, se aplicó el mismo protocolo de carga. En la figura 4.23 se aprecia el protocolo de carga lateral aplicado a estos especímenes.

Como la primera fluencia experimental del espécimen PH5 se presentó cuando el lateral desplazamiento lateral fue de 28 mm, ocasionó que el protocolo de carga a partir de ese punto se modificara para mantener las mismos factores de ductilidad de desplazamiento,  $\mu$ , es decir,  $\mu = 1.5, 2, 3, 4$  y  $5$ . Estos nuevos desplazamientos fueron 42, 55, 85, 112 y 140 mm, respectivamente. La parte inicial del protocolo de carga no sufrió modificación. En la figura 4.24 se muestra el protocolo de carga lateral aplicado a este espécimen.

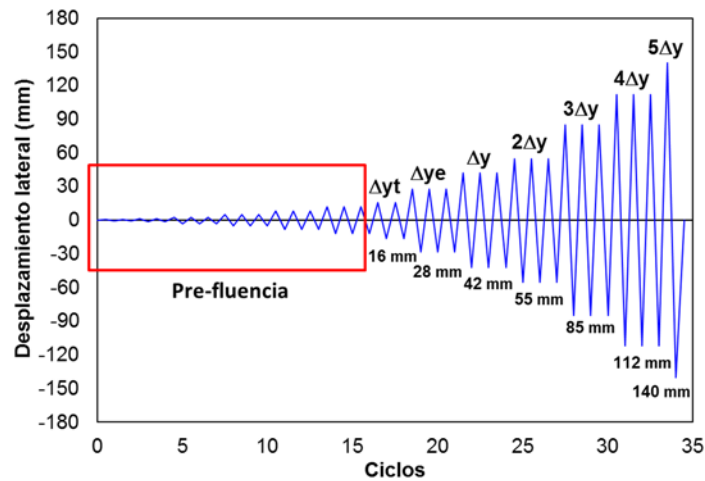


a) Protocolo de carga total

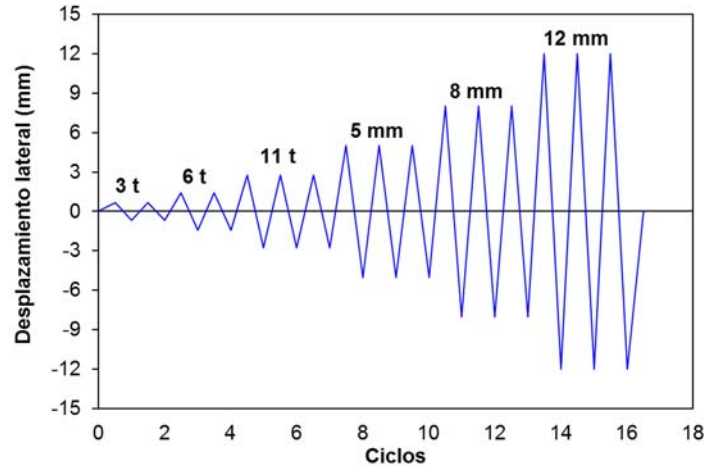


b) Protocolo de carga pre-fluencia

Figura 4.23. Protocolo de carga aplicado a los especímenes PH2, PH3 y PH4



a) Protocolo de carga total



b) Protocolo de carga pre-fluencia  
 Figura 4.24. Protocolo de carga aplicado al espécimen PH5

#### 4.8.2 Carga axial

El protocolo de carga axial que se aplicó a los especímenes, se realizó de manera simultánea por medio de las dos barras roscadas de acero de tensionado con incrementos de carga de 5 t hasta llegar a 40 t en cada barra. Estos incrementos de carga de forma gradual, se realizaron con el objetivo de tomar lectura de la instrumentación después de cada uno de ellos.

### 4.9 INSTRUMENTACIÓN EXTERNA

La instrumentación externa se realizó con transductores de desplazamiento tipo CDP instalados en distintos puntos de los especímenes, con el fin de conocer los desplazamientos laterales, deformaciones por corte y curvatura en la base. Además, se ubicaron transductores en otros sitios específicos para llevar un seguimiento de control de la posible deformación o desplazamiento de la zapata y de la separación de la junta fría entre la zapata y la pila. La instrumentación externa fue la misma para los cuatro especímenes.

#### 4.9.1 Descripción de nomenclatura

Para identificar la ubicación y posición de la instrumentación externa en los especímenes, se utilizó una nomenclatura con la siguiente estructura:

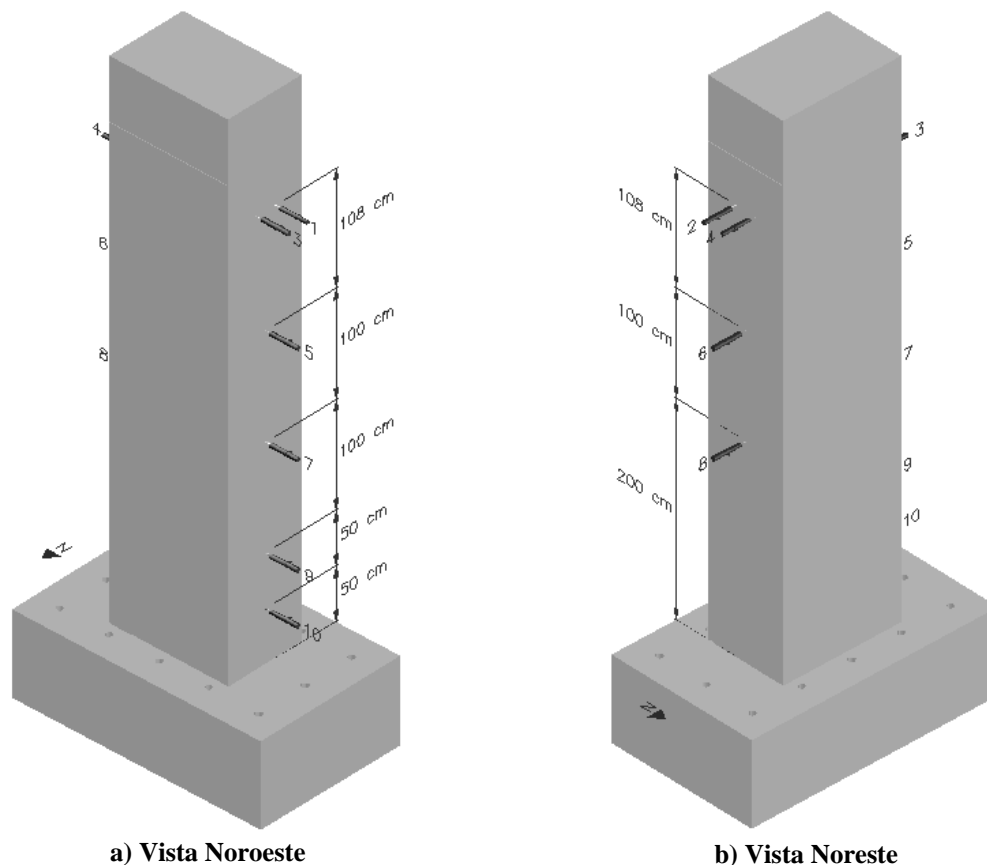
CB-CO-CC-PV-075

En donde el primer par de letras hace referencia al tipo de desplazamiento que se desea medir, por ejemplo, CB curvatura en la base, DC desplazamiento por corte, DL desplazamiento lateral y SJ separación de junta. El segundo par de letras hace referencia a la ubicación del transductor de desplazamiento en el espécimen, por ejemplo, CN cara Norte, CE cara Este y CO cara Oeste. El tercer par de letras hace referencia al costado donde se ubica el transductor de desplazamiento en la cara del espécimen, por ejemplo, CN costado Norte, CC costado Centro, CS costado Sur, CE costado Este y CO costado Oeste. El cuarto par de letras hace referencia a la posición del transductor de desplazamiento, por ejemplo, PV posición vertical, PD posición diagonal y PH posición horizontal. Los últimos tres dígitos hacen referencia a la altura en centímetros a la que se encuentra el transductor de desplazamiento con respecto a la base de la pila.

En el anexo C se ilustra el listado de la instrumentación indicando la numeración y posición de cada uno de los transductores.

#### 4.9.2 Desplazamiento lateral

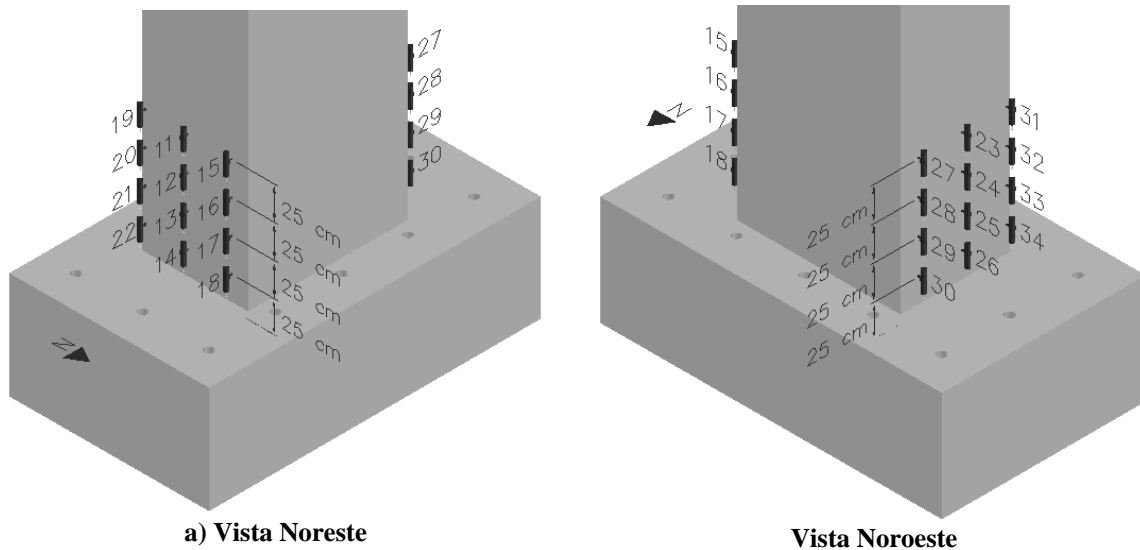
Para medir el desplazamiento lateral de los especímenes se colocaron transductores en posición horizontal a lo largo de la altura de la pila. Estos transductores se colocaron en la dirección del desplazamiento, es decir, sobre las caras Este y Oeste de los especímenes para que cada uno tomara la lectura del movimiento cuando el desplazamiento se realizara en el sentido correspondiente. Además, en la parte alta de la pila se colocaron transductores de respaldo para consolidar la información. En la figura 4.25 se aprecian la ubicación y numeración de los transductores para la medición del desplazamiento lateral de los especímenes.



**Figura 4.25. Ubicación de transductores para medición de desplazamiento lateral**

#### 4.9.3 Curvatura en la base

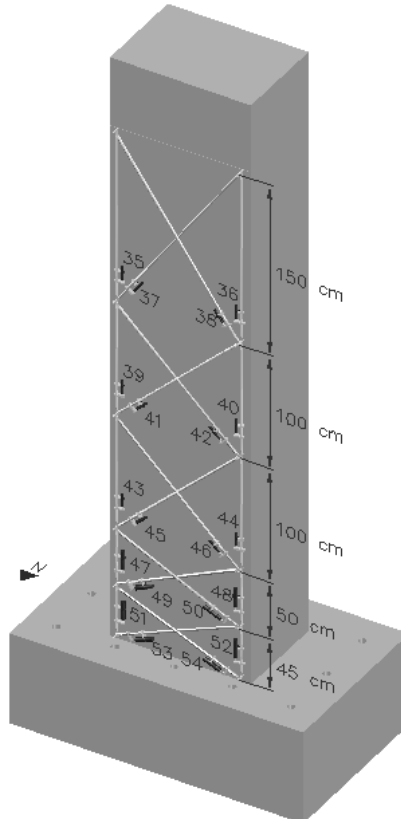
Para medir la curvatura en la base de los especímenes se colocaron transductores en posición vertical en la parte baja de la pila a una altura de 25, 50, 75 y 100 cm. Estos transductores se colocaron tanto en la cara Este como Oeste para tomar lecturas del movimiento en ambos sentidos del desplazamiento. Además, este arreglo de transductores se colocó en el costado Norte, Centro y Sur de cada cara, con el objetivo de medir los posibles movimientos torsionales de la pila y a su vez como respaldo de la información. En la figura 4.26 se muestran la ubicación y numeración de los transductores para la medición de la curvatura en la base de los especímenes.



**Figura 4.26. Ubicación de transductores para medición de curvatura en la base**

#### 4.9.4 Deformación por corte

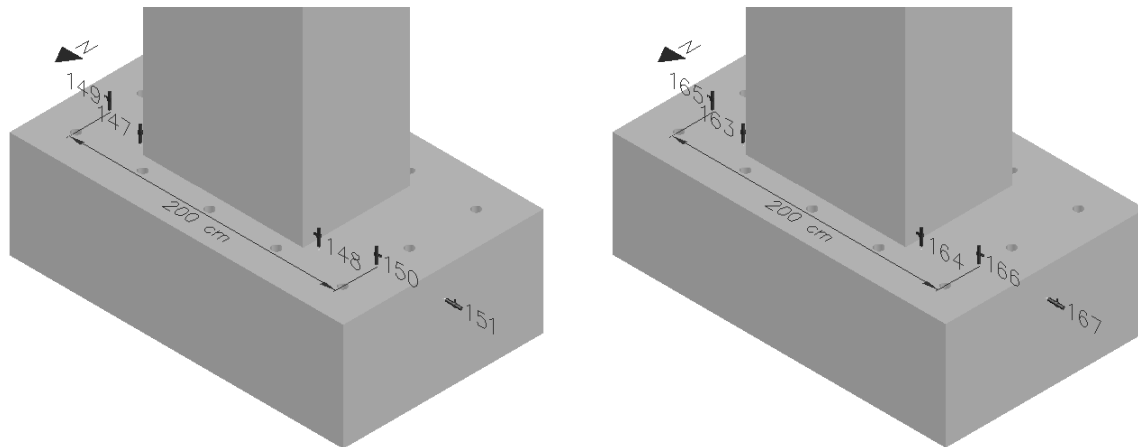
Para medir la deformación por corte en los especímenes se colocaron transductores en posición vertical y diagonal sobre la cara Norte a lo largo de la altura de la pila. Este arreglo serial de transductores se ubicaron a una altura de 50, 100, 200, 300 y 450 cm. En la figura 4.27 se ilustran la ubicación y numeración de los transductores para la medición de la deformación por corte de los especímenes.



**Figura 4.27. Posición de transductores para medición de deformación por corte**

Además, se ubicaron transductores en la zapata en posición horizontal y vertical en todos los especímenes. Esto con el fin de llevar un control de seguimiento del posible desplazamiento y/o movimiento de la zapata que pudieran afectar los resultados, especialmente el desplazamiento lateral de la pila durante la prueba.

Particularmente en los especímenes PH2 y PH3, se ubicó un transductor en las caras Este y Oeste de la pila a una altura de 5 cm con el objetivo de medir la curvatura lo más cerca posible a la base de la pila. En la figura 4.28 se aprecia la ubicación de los transductores sobre la zapata y base de la pila de los especímenes PH2 y PH3.

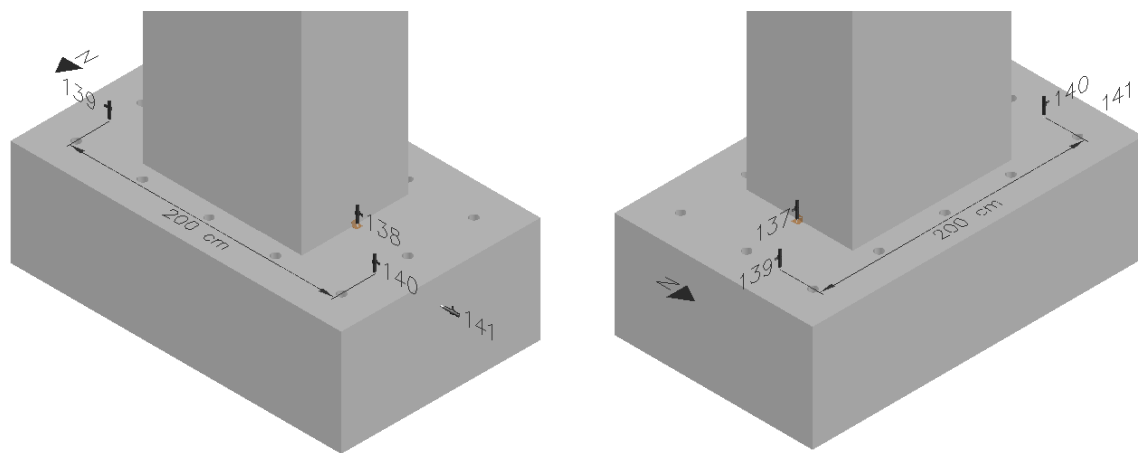


a) Especimen PH2

b) Especimen PH3

Figura 4.28. Ubicación de transductores sobre zapata y base de la pila

De acuerdo con las observaciones realizadas durante la prueba de los especímenes PH2 y PH3, se optó por cambiar la finalidad de los transductores sobre las caras Este y Oeste de la pila a una altura de 5 cm con respecto a su base. Estos transductores mantuvieron su ubicación sobre estas caras, pero esta vez apoyados sobre un ángulo de aluminio, pegado a la cara de la base de la pila manteniendo un espacio libre de 3 mm con respecto a la zapata. Esto con el objetivo de medir la abertura o separación de la junta fría de concreto entre la zapata y la pila. En las figuras 4.29 y 4.30 se muestran la ubicación de los transductores sobre la zapata y el detalle de la instrumentación para la medición de la abertura de la junta fría de concreto de los especímenes PH4 y PH5, respectivamente.

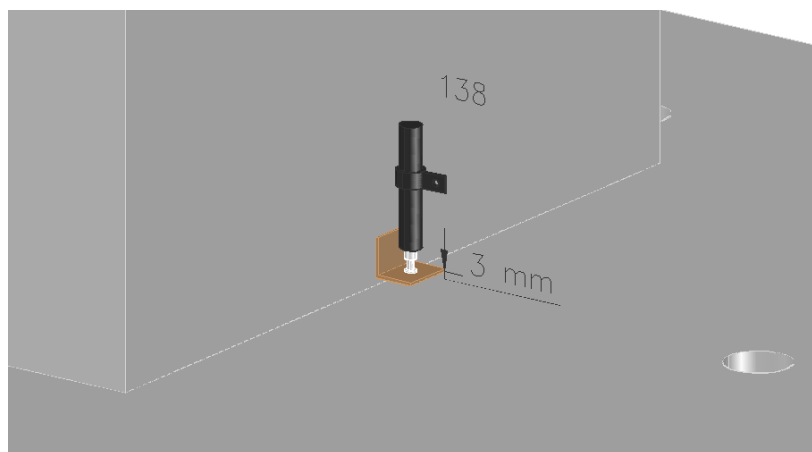


a) Vista Noroeste

b) Vista Noreste

Figura 4.29. Ubicación de transductores sobre zapata de especímenes PH4 y PH5





**Figura 4.30. Detalle de instrumentación de junta fría de concreto zapata-pila de especímenes PH4 y PH5**

## **4.10 INSTRUMENTACIÓN INTERNA**

La instrumentación interna se realizó con deformímetros eléctricos tipo FLA-2-11-5L dispuestos en el refuerzo longitudinal y transversal de los especímenes, con el fin de establecer los perfiles de deformación unitaria.

### **4.10.1 Descripción de nomenclatura**

Para identificar la localización de la instrumentación interna en el acero de refuerzo de los especímenes, se utilizó la siguiente nomenclatura:

RL-N1-FE-PI-005

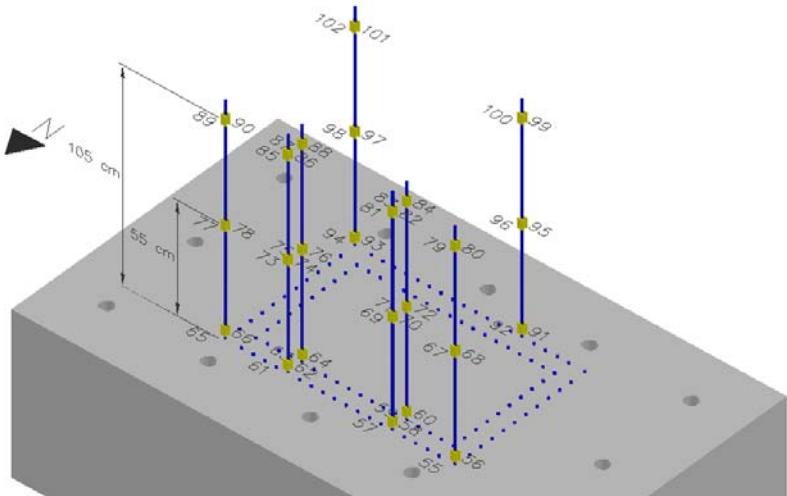
El primer par de letras hace referencia al elemento donde se encuentra adherido el deformímetro eléctrico, por ejemplo, RL refuerzo longitudinal y RT refuerzo transversal. El segundo grupo tiene una letra indicando la cara donde se ubica el refuerzo instrumentado y un número que crece secuencialmente de acuerdo con el número de deformímetros eléctricos instalados en dicha cara. El tercer par de letras indica la fila o rama del refuerzo donde se encuentra adherido el deformímetro eléctrico, por ejemplo, FE indica fila externa y FI indica fila interna. El cuarto par de letras señala la parte del perímetro del refuerzo donde se encuentra instalado el deformímetro eléctrico, por ejemplo, PE indica perímetro externo y PI indica perímetro interno. Los últimos tres dígitos identifican la altura en centímetros a la que se encuentra adherido el deformímetro eléctrico con respecto a la base de la pila.

En el anexo C se ilustra el listado de la instrumentación indicando la numeración y posición de cada uno de los deformímetros eléctricos.

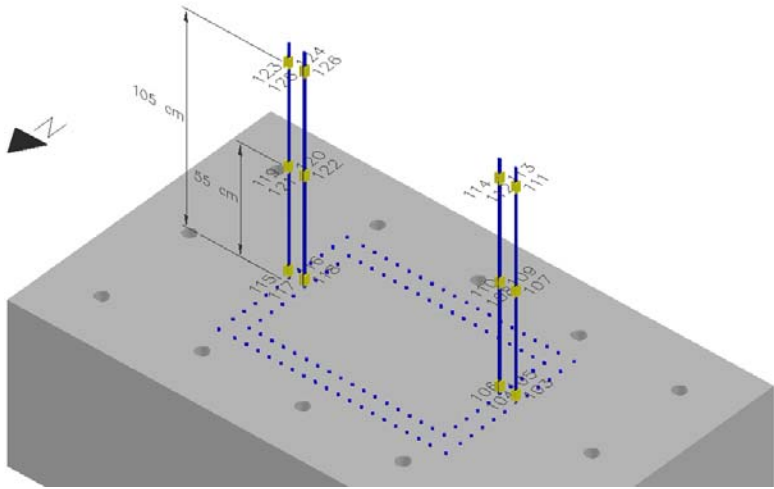
### **4.10.2 Refuerzo longitudinal**

Para medir la deformación unitaria en el refuerzo longitudinal de los especímenes, se colocaron deformímetros eléctricos en algunas de las barras longitudinales y en diferentes alturas. La ubicación de los deformímetros eléctricos fue diferente para los especímenes PH2 y PH3 con respecto a los especímenes PH4 y PH5.

Los deformímetros eléctricos en los especímenes PH2 y PH3, se instalaron en las barras longitudinales sobre las cuatro caras de la pila y a una altura de 5, 55 y 105 cm con respecto a la base de la misma. Todos ellos estaban adheridos sobre el perímetro interno y externo de las barras del refuerzo longitudinal. En la figura 4.31 se aprecian la ubicación y numeración de los deformímetros eléctricos sobre el refuerzo longitudinal en los especímenes PH2 y PH3.



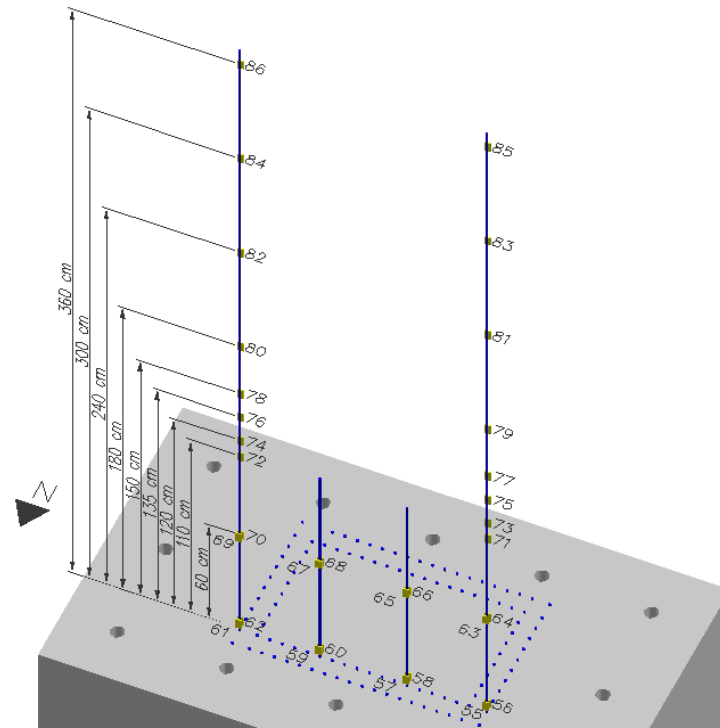
a) Caras Norte y Sur



b) Caras Este y Oeste

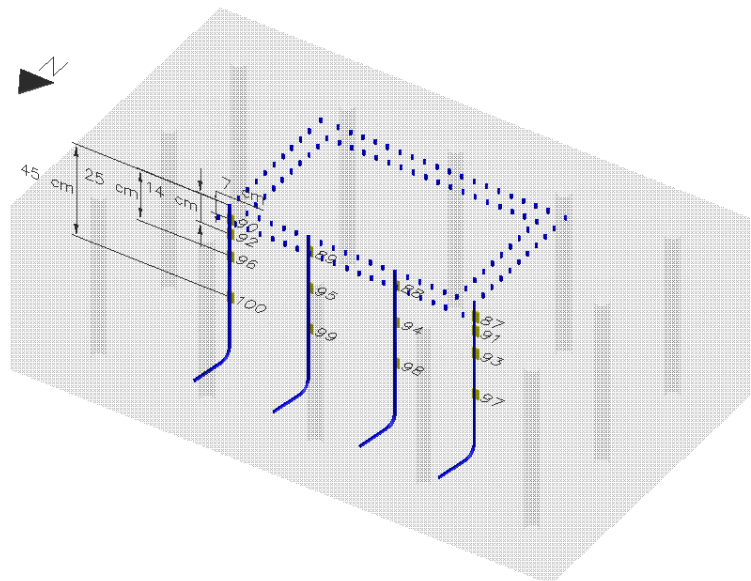
**Figura 4.31. Ubicación de deformímetros eléctricos en refuerzo longitudinal de especímenes PH2 y PH3**

Los deformímetros eléctricos en los especímenes PH4 y PH5, estuvieron adheridos en el perímetro interno de las barras longitudinales sobre la cara Norte únicamente y a una altura de 5, 60, 110, 120, 135, 150, 180, 240, 300 y 360 cm con respecto a la base de la pila para las barras de los extremos y, y a 5 y 60 cm de altura para las barras intermedias. Únicamente los deformímetros eléctricos localizados a una altura de 5 y 60 cm, estaban adheridos sobre el perímetro interno y externo de las barras del refuerzo longitudinal. En la figura 4.32 se muestran la ubicación y numeración de los deformímetros eléctricos sobre el refuerzo longitudinal en los especímenes PH4 y PH5.



**Figura 4.32. Ubicación de los deformímetros eléctricos sobre el refuerzo longitudinal de especímenes PH4 y PH5**

El refuerzo longitudinal de los especímenes PH4 y PH5, también estuvo instrumentado en la zona de la longitud de desarrollo dentro del peralte de la zapata. Estos deformímetros eléctricos estaban localizados en el perímetro interno de las mismas barras de la cara Norte y a una profundidad de 7, 14, 25 y 45 cm con respecto a la base de la pila para las barras de los extremos y, a 7, 25 y 45 cm de profundidad para las barras intermedias. En la figura 4.33 se ilustran la ubicación y numeración de los deformímetros eléctricos en la zona de longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal en los especímenes PH4 y PH5.



**Figura 4.33. Ubicación de deformímetros eléctricos en zona de longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal de especímenes PH4 y PH5**

### 4.10.3 Refuerzo transversal

Para medir la deformación unitaria en el refuerzo transversal de los especímenes, se colocaron deformímetros eléctricos en algunos de los refuerzos transversales y en diferentes alturas. La ubicación de los deformímetros fue diferente para los especímenes, debido a las diferentes configuraciones del refuerzo transversal. Los deformímetros eléctricos en los especímenes PH2 y PH3, estaban dispuestos sobre las caras Este y Oeste, y adheridos en el segundo, cuarto y sexto estribo de abajo hacia arriba. Lo que representó una altura de 25, 55 y 85 cm con respecto a la base de la pila. En las figuras 4.34 y 4.35 se aprecian la ubicación y numeración de los deformímetros eléctricos sobre el refuerzo transversal en los especímenes PH2 y PH3, respectivamente.

Los deformímetros eléctricos en el espécimen PH4, estaban dispuestos sobre las cuatro caras, y adheridos en el cuarto, noveno y décimo cuarto estribo de abajo hacia arriba. Lo que representó una altura aproximada de 25, 65 y 105 cm con respecto a la base de la pila. En la figura 4.36 se muestran la ubicación y numeración de los deformímetros eléctricos sobre el refuerzo transversal en el espécimen PH4.

Finalmente, los deformímetros eléctricos en el espécimen PH5, se localizaron sobre las cuatro caras, y adheridos en el tercero, séptimo y décimo primer estribo de abajo hacia arriba. Lo que representó una altura aproximada de 20, 60 y 100 cm con respecto a la base de la pila. En la figura 4.37 se ilustran la ubicación y numeración de los deformímetros eléctricos sobre el refuerzo transversal en el espécimen PH5.

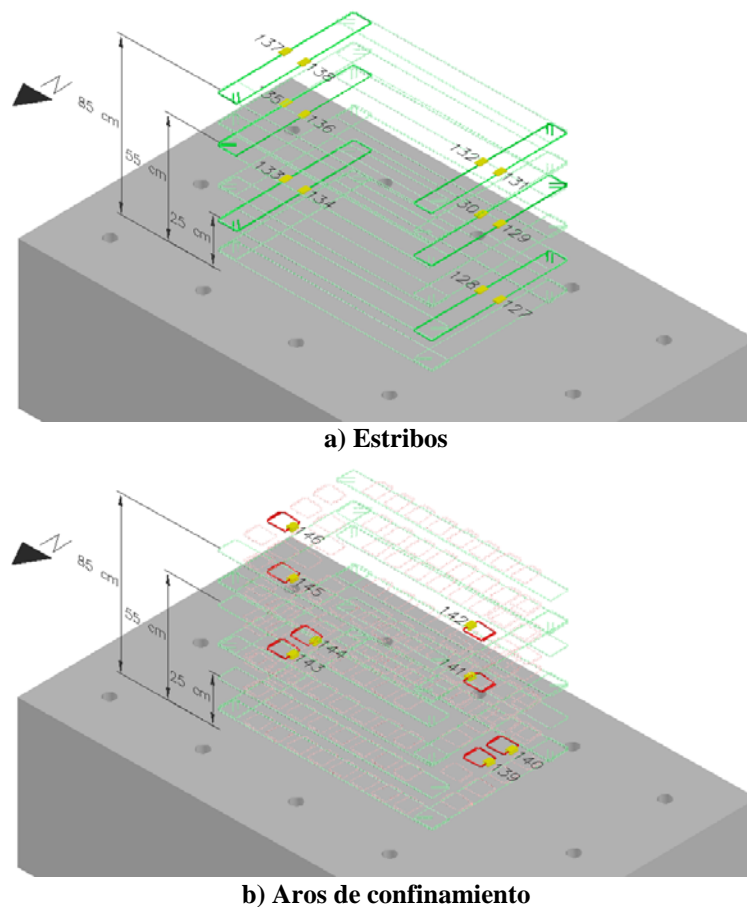
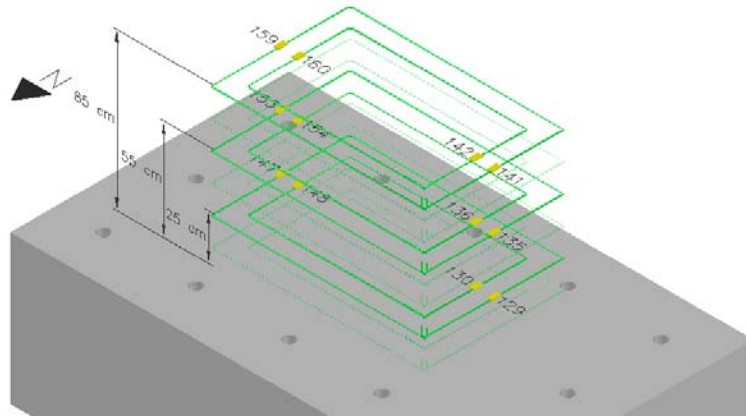
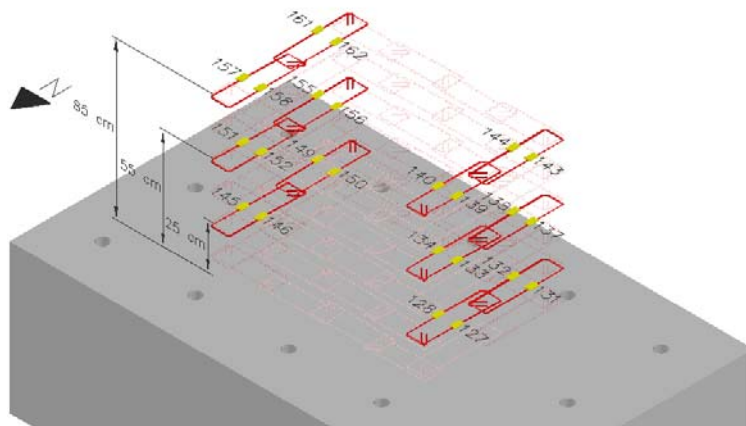


Figura 4.34. Ubicación de los deformímetros eléctricos sobre el refuerzo transversal del espécimen PH2

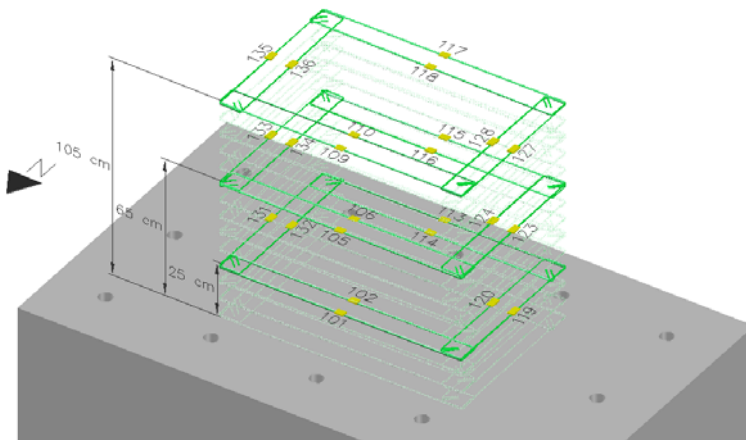


a) Estribos

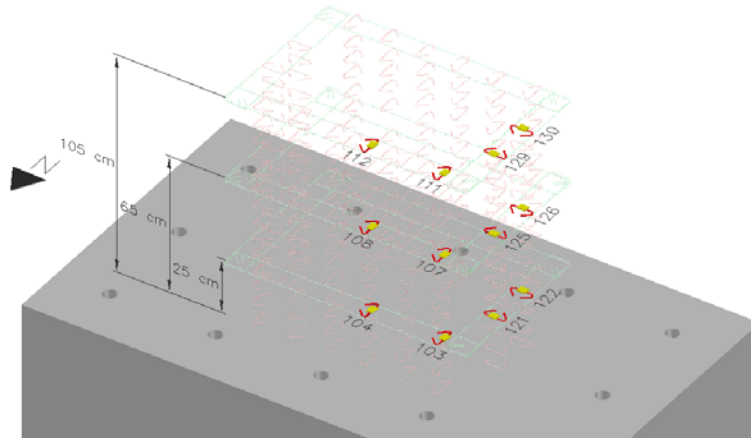


b) Aros de confinamiento

Figura 4.35. Ubicación de los deformímetros eléctricos sobre el refuerzo transversal del espécimen PH3

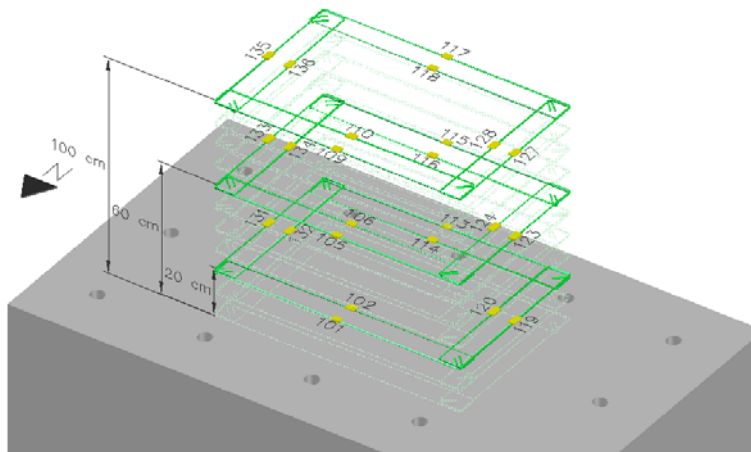


a) Estribos

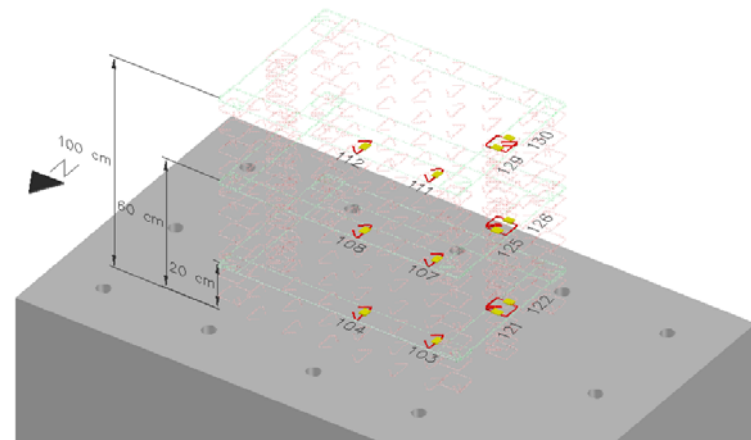


**b) Grapas de confinamiento**

**Figura 4.36. Ubicación de los deformímetros eléctricos sobre el refuerzo transversal del espécimen PH4**



**a) Estribos**



**b) Aros y grapas de confinamiento**

**Figura 4.37. Ubicación de los deformímetros eléctricos sobre el refuerzo transversal del espécimen PH5**

## 5 RESULTADOS EXPERIMENTALES

### 5.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan los resultados de las pruebas realizadas de cada uno de los cuatro especímenes estudiados en esta investigación. Para cada espécimen, inicialmente se describen las observaciones generales realizadas durante la prueba y su comportamiento. Luego, se ilustra y se describe en detalle la respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral de los especímenes. Finalmente, se muestran los datos procesados de la instrumentación mediante las gráficas de perfiles de desplazamiento lateral, deformación por corte, diagrama momento-curvatura, rotación en la base, distorsión angular y la deformación unitaria obtenida del acero de refuerzo longitudinal y transversal.

### 5.2 ESPÉCIMEN PH2

A continuación se muestran los resultados de las pruebas realizadas al espécimen designado como PH2.

#### 5.2.1 Observaciones generales

El espécimen no experimentó ningún daño previo a la carga de agrietamiento calculada y experimentada de 11 t. Alcanzado este valor de carga, aparecieron las primeras grietas de flexión por tensión en las caras Este y Oeste en la base de la pila como se muestra en la figura 5.1.

La aparición de estas grietas horizontales de flexión continuó hasta el desplazamiento lateral correspondiente a la primera fluencia del refuerzo longitudinal. En este nivel de desplazamiento, las grietas se formaron hasta una altura de 180 cm y mostraron un patrón de separación de aproximadamente 15 cm, la misma de los estribos. En la figura 5.2 se ilustra el patrón de grietas de flexión sobre las caras Este y Oeste del espécimen PH2.

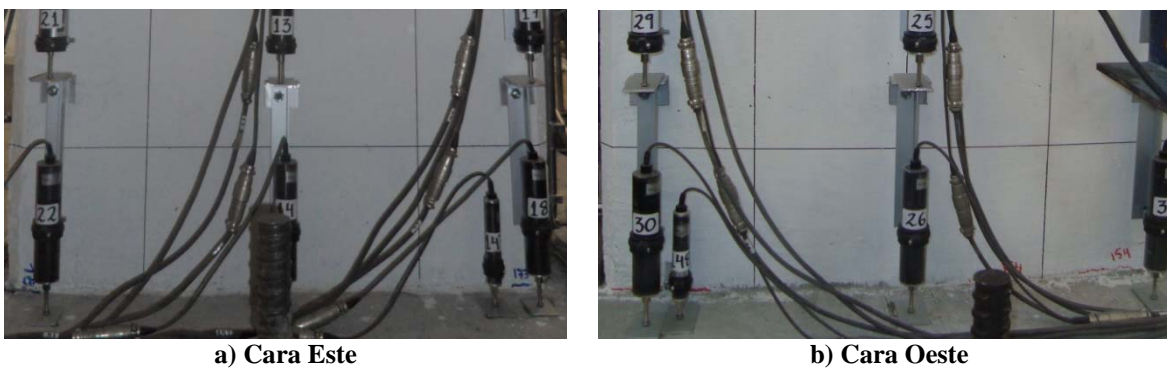
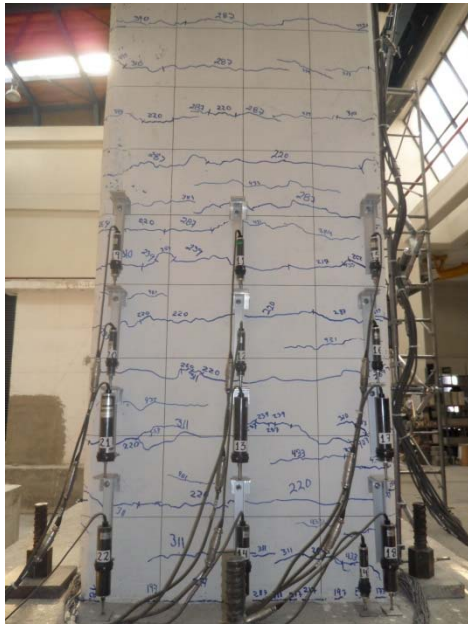
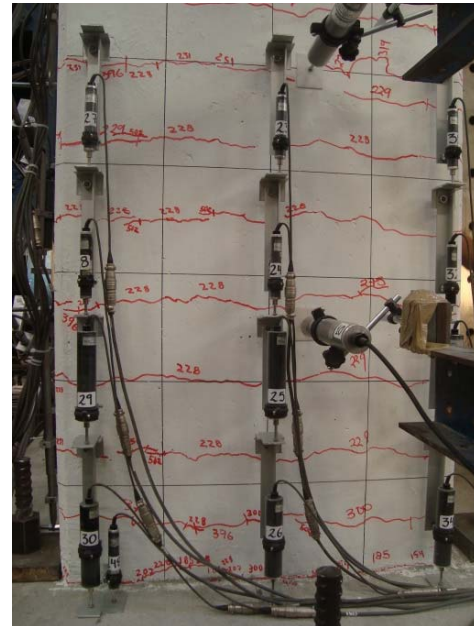


Figura 5.1. Primeras grietas de flexión de espécimen PH2



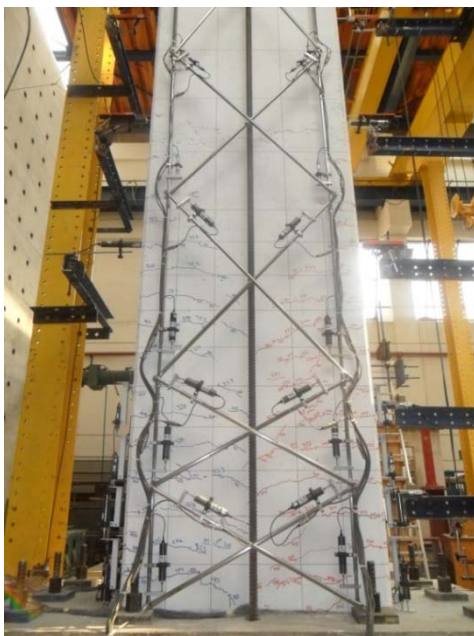
a) Cara Este



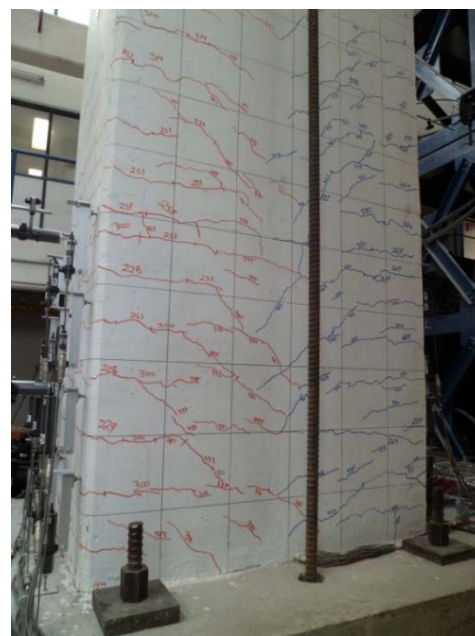
b) Cara Oeste

**Figura 5.2. Patrón de grietas de flexión de espécimen PH2**

Las grietas de flexión existentes sobre las caras Este y Oeste se extendieron hasta las caras de mayor dimensión, Norte y Sur. A partir de un desplazamiento lateral de 16 mm, es decir, el 75% del desplazamiento correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal, estas ya denotaban un patrón de comportamiento diagonal con una inclinación de  $45^\circ$  aproximadamente. En la figura 5.3 se aprecian las grietas de cortante sobre las caras Norte y Sur del espécimen PH2.



a) Cara Norte



b) Cara Sur

**Figura 5.3. Primeras grietas de cortante de espécimen PH2**

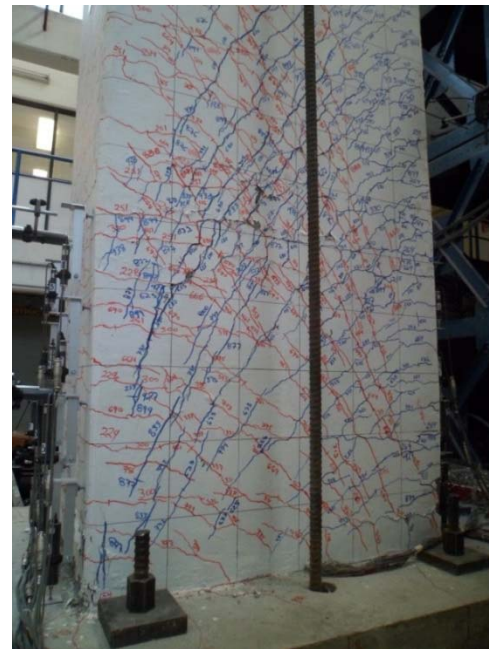
Después del desplazamiento lateral correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal (22 mm), se continuó la formación y prolongación de las grietas de flexión y de



cortante en el resto de la altura del espécimen, aumentando la densidad de grietas sobre la superficie de la pila. En la figura 5.4 se muestran la formación de las nuevas grietas y prolongación de las existentes en el intervalo inelástico del espécimen PH2.



a) Cara Norte



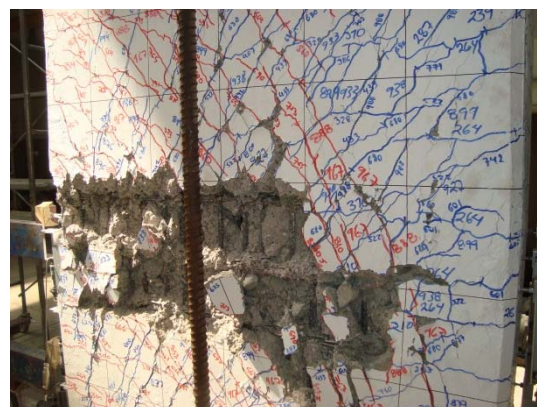
b) Cara Sur

**Figura 5.4. Formación y prolongación de grietas en el intervalo inelástico de espécimen PH2**

En el estado próximo a la falla, se evidenció un ligero pandeo de algunas de las barras del refuerzo longitudinal en la base de la cara Este y una pérdida del recubrimiento a un metro de altura sobre la cara Sur, debido a un notable aumento en el ancho de las grietas de cortante. En la figura 5.5 se ilustran el pandeo de las barras longitudinales y la pérdida de recubrimiento del espécimen PH2.



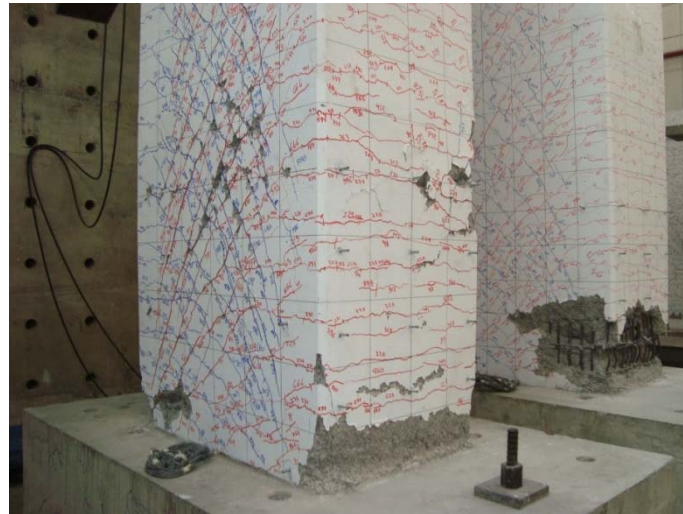
a) Pandeo de barras longitudinales



b) Pérdida de recubrimiento

**Figura 5.5. Pandeo de barras longitudinales y pérdida de recubrimiento de espécimen PH2**

Con base en lo anterior, este espécimen se caracterizó por tener un mecanismo de falla de cortante, presentando considerables grietas de cortante en la zona de articulación plástica sobre las caras de mayor dimensión, Norte y Sur. En la figura 5.6 se aprecian el estado final y el mecanismo de falla de cortante del espécimen PH2.



a) Cara Noroeste



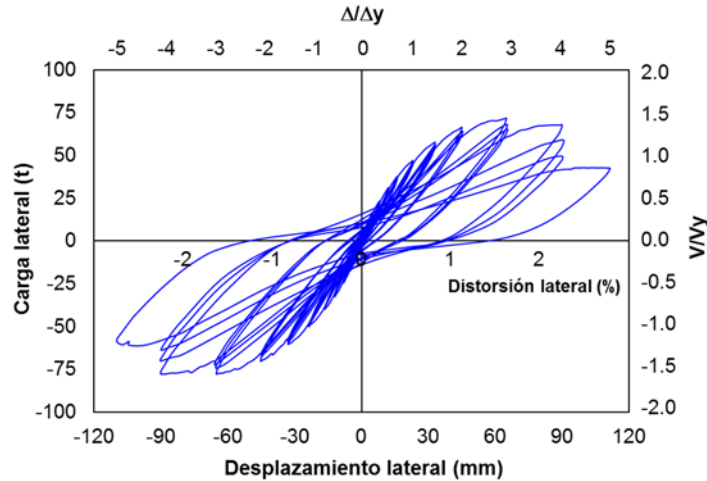
b) Cara Sureste

**Figura 5.6. Falla de cortante de espécimen PH2**

### 5.2.2 Respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral

El espécimen PH2 alcanzó una carga máxima de 77.8 t en sentido Oeste y de 71.6 t en sentido Este. Ante carga lateral cíclica reversible, alcanzó un desplazamiento lateral de 110 mm, que representó un factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu = 5$  y distorsión lateral,  $\delta = 2.7\%$ . En la figura 5.7 se muestra la respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral del espécimen PH2.

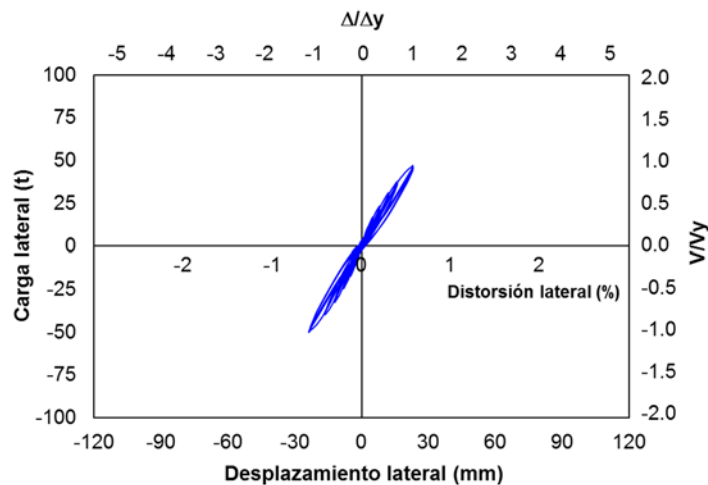
El desplazamiento lateral correspondiente a la primera fluencia del refuerzo longitudinal o factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu = 1$ , se alcanzó a los 22 mm con una carga de 49.1 t. Este valor de desplazamiento representó una distorsión lateral,  $\delta = 0.54\%$ . Los ciclos histeréticos denotaron una leve disipación de energía, debido a la aparición de las grietas de flexión y cortante. En la figura 5.8.a se ilustra la respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral hasta la primera fluencia del refuerzo longitudinal.



**Figura 5.7. Respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral de espécimen PH2**

A partir del primer ciclo del factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 2$ , las caras Este y Oeste del espécimen empezaron a experimentar la pérdida del recubrimiento. La energía disipada durante los factores de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 1.5$  y  $2$ , fue más notoria alcanzando valores de deformación permanente de  $6$  mm. El desplazamiento lateral alcanzado para el factor de ductilidad,  $\mu = 2$ , representó una distorsión lateral,  $\delta = 1.1\%$ . En la figura 5.8.b se aprecia la respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral para los factores de ductilidad,  $\mu = 1.5$  y  $2$ .

En el factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 3$ , se alcanzaron los valores máximos de carga anteriormente dichos. La deformación permanente en este factor de ductilidad fue del orden de  $16$  mm. En el factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 4$ , además de presentar una leve disminución de la carga aplicada, se presentó una degradación notoria ciclo a ciclo, debido al aumento considerable del ancho de las grietas de cortante y al pandeo de las barras de acero de refuerzo longitudinal. La energía disipada durante el factor de ductilidad,  $\mu = 4$ , fue considerable, alcanzando valores de deformación permanente del orden de  $33$  mm. Finalmente, en el factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 5$ , se presentó una disminución de la carga aplicada significativa y se consideró que la respuesta del espécimen no era estable. En la figura 5.8.c se muestra la respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral para los factores ductilidad,  $\mu = 3, 4$  y  $5$ .



**a) Hasta ductilidad 1**

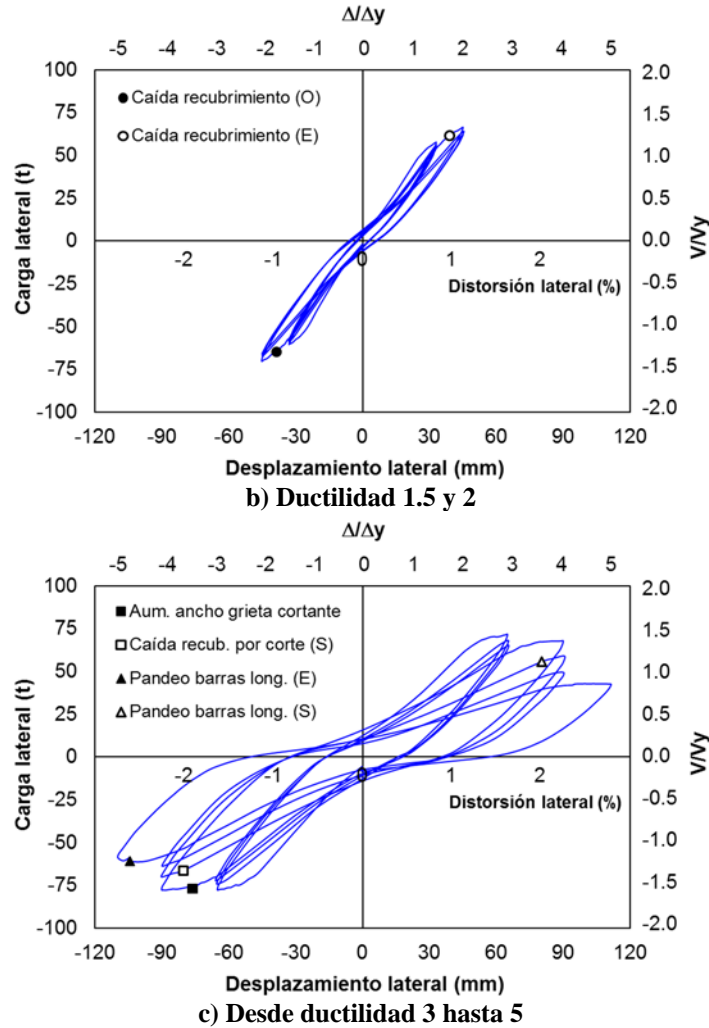


Figura 5.8. Respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral de espécimen PH2 (fraccionada)

### 5.2.3 Perfiles de desplazamiento lateral

El desplazamiento lateral del espécimen PH2 fue registrado por medio de los transductores ubicados a lo largo de su altura como se ilustra en la figura 4.25. Estos datos fueron procesados para obtener el perfil de desplazamiento lateral en cada una de las diferentes etapas de la prueba. En la figura 5.9 se aprecia el perfil de desplazamiento lateral para la totalidad de la carga y para el intervalo elástico del espécimen PH2.

La forma no convencional de los perfiles de desplazamientos correspondientes a los factores de ductilidades,  $\mu = 4$  y  $5$ , en su parte baja, fue ocasionada por la falla de cortante presentada en este espécimen a un metro de altura, y que originó el desplazamiento local del mismo hacia el Oeste. Este desplazamiento involucró la pérdida del recubrimiento y el pandeo de un conjunto de barras longitudinales sobre la cara Sur.

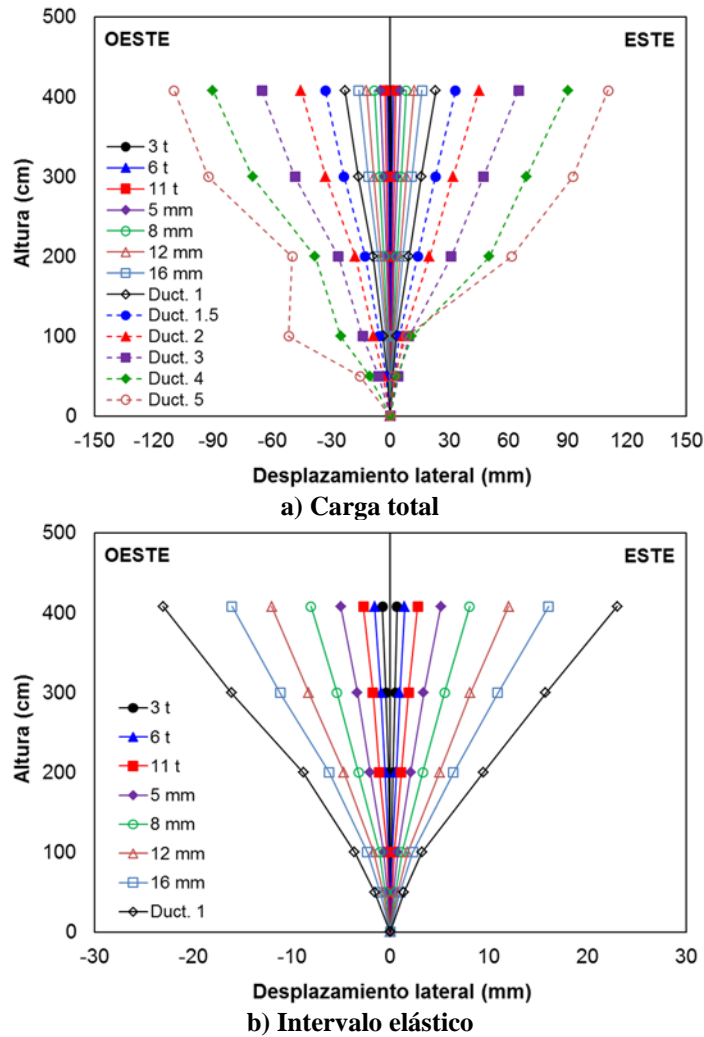


Figura 5.9. Perfil de desplazamiento lateral de espécimen PH2

Para el intervalo elástico, los perfiles de desplazamiento lateral denotaron una leve tendencia parabólica. Para el intervalo inelástico, los perfiles de desplazamiento lateral correspondientes a los factores de ductilidad,  $\mu = 1.5, 2$  y  $3$ , evidenciaron una tendencia lineal entre 100 a 408 cm de altura. La proyección de esta tendencia lineal no describió la posición de la lectura del desplazamiento lateral registrado a 50 cm de altura, denotando así, la posible formación de la articulación plástica en inmediaciones de dicha altura.

#### 5.2.4 Perfiles de deformación por corte

La deformación por corte del espécimen PH2 fue registrado por medio de los transductores ubicados en posición diagonal sobre la cara Norte de la pila como se muestra en la figura 4.27. Estos datos fueron procesados con el fin de obtener el perfil de desplazamiento en cada una de las diferentes etapas de la prueba. El desplazamiento lateral por cortante experimental se calculó mediante la siguiente expresión:

$$\Delta_c = \gamma_{prom} h_m \quad (5.1)$$

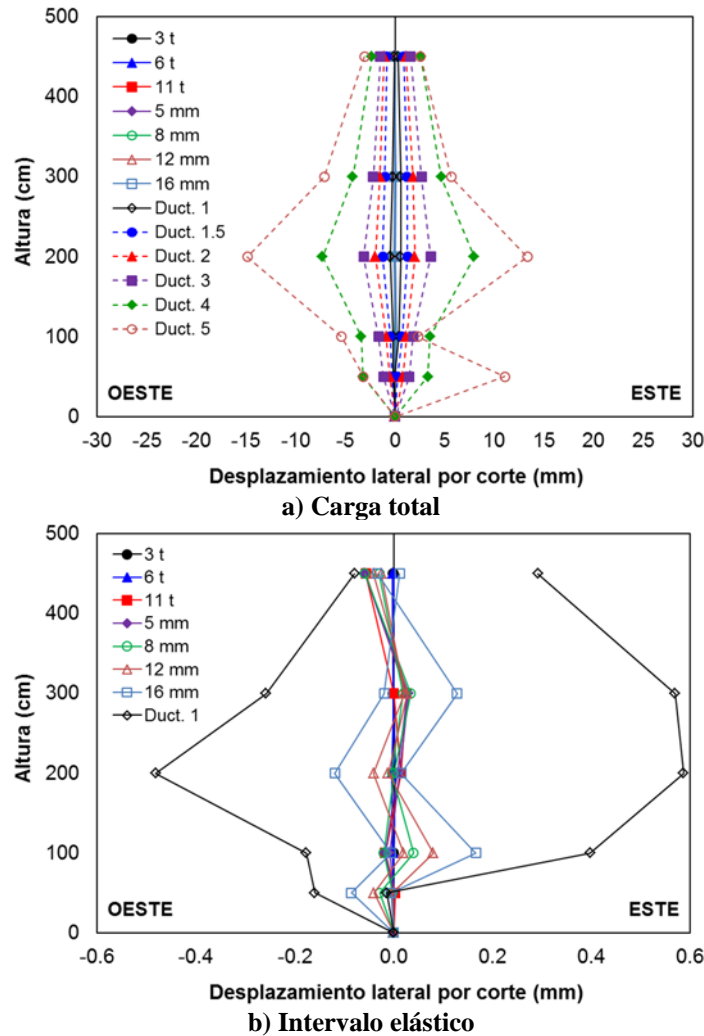
donde

$$\gamma_{prom} = \frac{d_1 D_1 - d_2 D_2}{2 h_m l_m} \quad (5.2)$$

$\gamma_{prom}$  : Distorsión angular promedio experimental,  
 $h_m$  : Altura de cada arreglo de diagonales instrumentadas,  
 $d_1$  : Desplazamiento medido por la diagonal de alargamiento  $D_1$ ,  
 $d_2$  : Desplazamiento medido por la diagonal de acortamiento  $D_2$ ,  
 $D_1$  : Diagonal de alargamiento,  
 $D_2$  : Diagonal de acortamiento,  
 $l_m$  : Ancho del arreglo de diagonales instrumentadas.

Para obtener el desplazamiento lateral por corte en la parte superior de la pila, fue necesario realizar la suma de los cinco arreglos de diagonales instrumentadas dispuestas en el espécimen.

En la figura 5.10 se ilustra el perfil de deformación por corte para la totalidad de la carga y para el intervalo elástico de cada arreglo de diagonales instrumentadas del espécimen PH2.



**Figura 5.10. Perfil de deformación por corte de cada arreglo de diagonales instrumentadas del espécimen PH2**

Hasta un desplazamiento lateral de 16 mm, se evidenció que las deformaciones máximas por corte se presentaron en el primer y segundo arreglo de diagonales instrumentadas comprendidas de 0 a 50 cm y de 50 a 100 cm de altura, respectivamente. También se visualizó, que existe otro punto de deformaciones máximas por corte en el cuarto arreglo de diagonales instrumentadas comprendido entre 200 a 300 cm de altura. Esto es atribuido al posible desplazamiento relativo presentado de la junta fría de concreto ubicada a 240 cm de altura con respecto a la base de la pila.

Después del desplazamiento lateral correspondiente a la primera fluencia, se observó que las deformaciones máximas por corte se concentraron en el tercer arreglo de diagonales instrumentadas comprendido entre 100 a 200 cm de altura. Esto posiblemente fue debido al aumento del ancho de las grietas de cortante que generaron la pérdida de recubrimiento sobre la cara Sur y el mecanismo de falla por cortante que experimentó este espécimen.

Al realizar la suma de las deformaciones por corte de cada arreglo de diagonales instrumentadas, se obtuvo el perfil de desplazamiento lateral acumulado por corte de la pila. En la figura 5.11 se aprecia el perfil de desplazamiento lateral acumulado por corte para la totalidad de la carga y para el intervalo elástico del espécimen PH2.

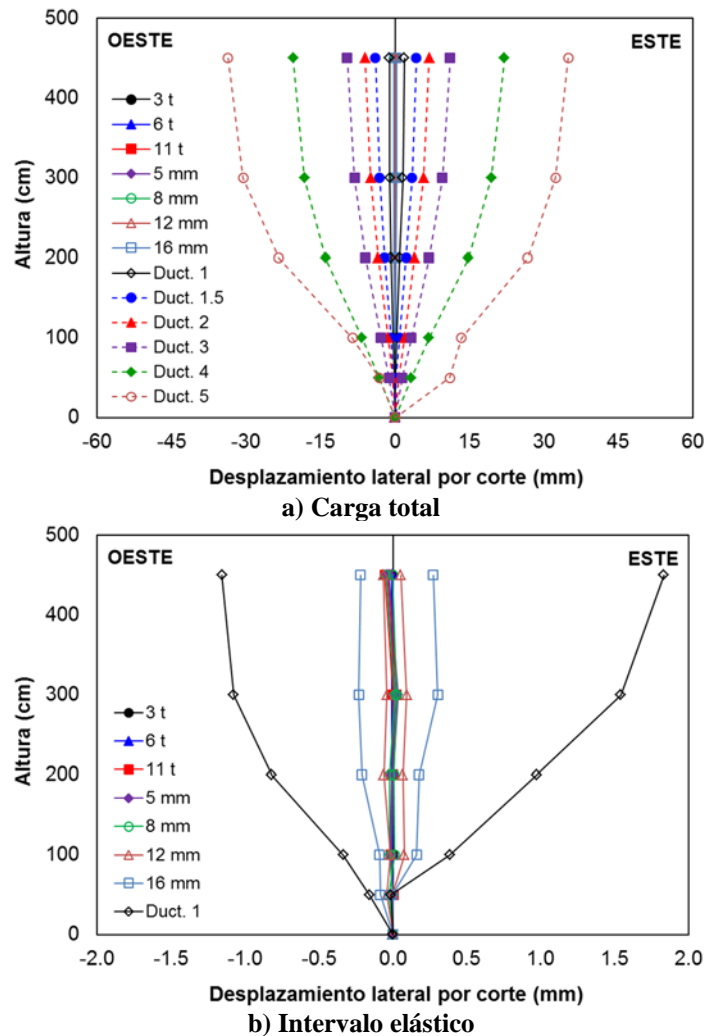
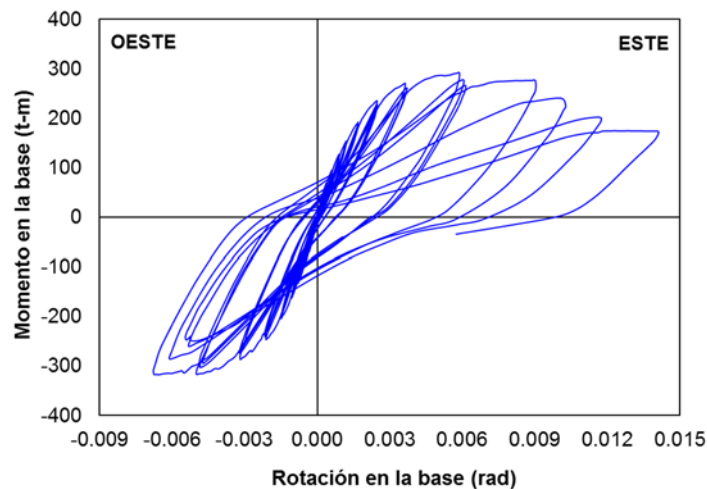


Figura 5.11. Perfil de desplazamiento lateral acumulado por corte del espécimen PH2

El desplazamiento lateral acumulado por corte se mantuvo en valores del orden de 0.30 mm en la parte superior de la pila hasta un desplazamiento lateral de 16 mm. A partir del factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 1$ , estos valores empezaron a incrementarse de manera notoria especialmente en los factores de ductilidad,  $\mu = 4$  y  $5$ , alcanzando valores del orden de 21 y 34 mm respectivamente, denotando así, el mecanismo de falla por cortante presentado por este espécimen.

### 5.2.5 Rotación en la base

La rotación en la base del espécimen PH2 fue registrado por medio de tres transductores ubicados en las caras Este y Oeste a una altura de 25 cm de la base de la pila como se muestra en la figura 4.26. Para efectos del procesamiento de los datos, se tomó el desplazamiento promedio de la lectura de los tres transductores de cada cara. La rotación en la base fue calculada dividiendo la suma de los desplazamientos de ambas caras por la distancia entre los transductores. Debe tenerse en cuenta que el registro de estos desplazamientos estuvo afectado por el posible deslizamiento de las barras de acero de refuerzo longitudinal por falta de adherencia y la evidente separación de la junta fría de concreto entre la zapata y la pila. El momento fue calculado como la fuerza lateral aplicada y registrada por medio de la celda de carga instalada en el actuador, multiplicada por la altura de su aplicación con respecto a la base de pila. En la figura 5.12 se ilustra la respuesta histerética de momento-rotación en la base del espécimen PH2.



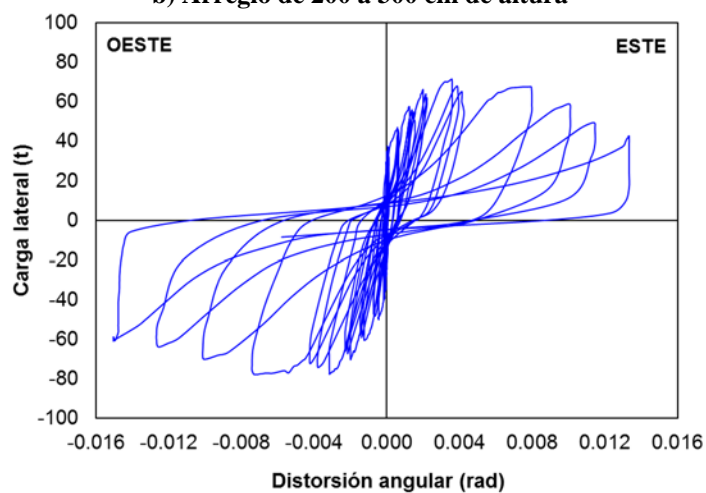
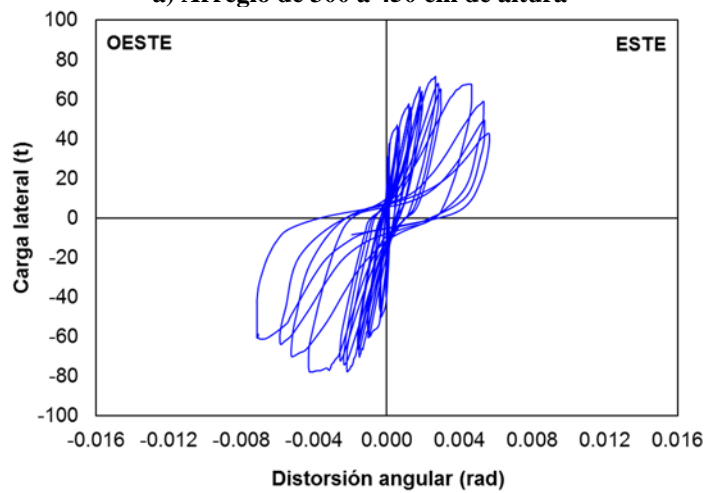
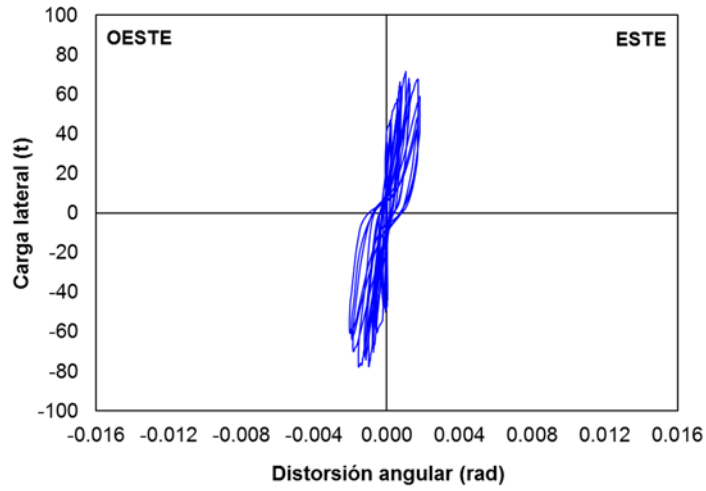
**Figura 5.12. Respuesta histerética de momento-rotación en la base de espécimen PH2**

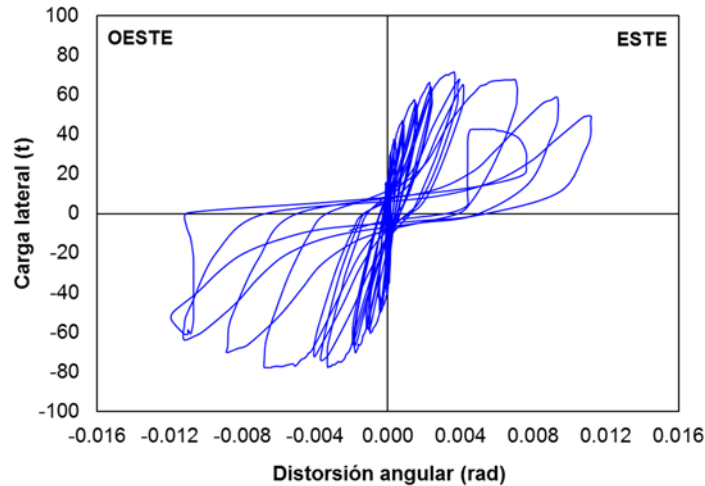
La rotación en la base del espécimen PH2 se desarrolló de forma razonablemente simétrica hasta valores del orden de 0.006 rad. A partir del factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 4$ , en sentido hacia el Este, los valores de rotación aumentaron considerablemente hasta 0.014 rad. Esto fue debido al posible movimiento del espárrago o barra roscada embebida en el concreto de donde se fijó el transductor, como consecuencia del inicio del pandeo de las barras de acero de refuerzo longitudinal sobre la cara Este, ocurrida a partir de dicho nivel de desplazamiento. Por lo tanto, estos valores no necesariamente reflejaron la verdadera rotación de la base a partir de ese punto.

### 5.2.6 Distorsión angular

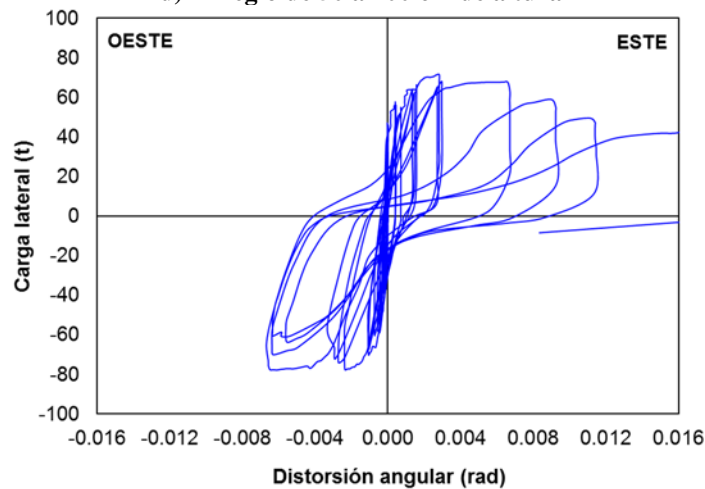
La distorsión angular del espécimen PH2 fue calculada a partir de la ec. 5.2 y registrada por el arreglo de transductores ubicados en posición diagonal sobre la cara Norte de la pila comentados anteriormente. En la figura 5.13 se aprecia la respuesta histerética de carga lateral-distorsión angular sobre las cinco regiones de la pila, delimitada por los arreglos de diagonales instrumentadas del espécimen PH2.







d) Arreglo de 50 a 100 cm de altura



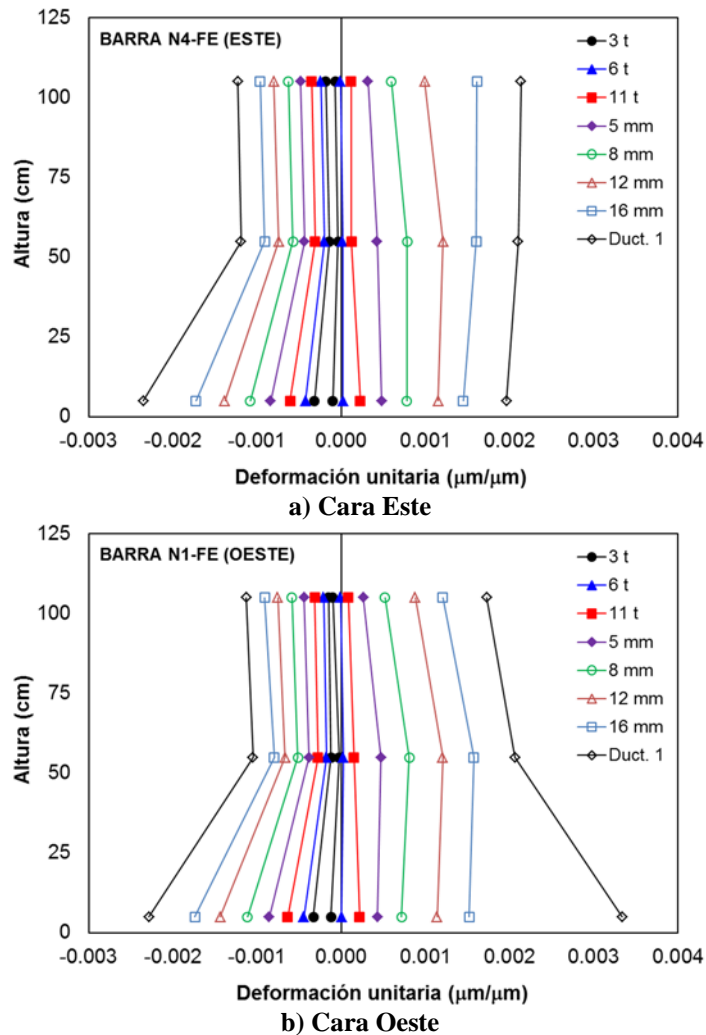
e) Arreglo de 0 a 50 cm de altura (Base)

Figura 5.13. Respuesta histerética de carga lateral-distorsión angular de espécimen PH2

Los valores máximos de la distorsión angular se alcanzaron del primer al tercer arreglo de diagonales instrumentadas comprendidos entre 0 a 50 cm, de 50 a 100 cm y de 100 a 200 cm de altura, respectivamente. Esto se debió al aumento del ancho de las grietas de cortante que generaron la pérdida de recubrimiento sobre la cara Sur y el mecanismo de falla por cortante, quedando registrado especialmente en el tercer arreglo de diagonales por su ubicación sobre la falla y desarrollando valores del orden de 0.015 rad.

### 5.2.7 Perfiles de deformación longitudinal

Los perfiles de deformación unitaria en el acero de refuerzo longitudinal fueron medidos por medio de deformímetros eléctricos adheridos a las barras sobre las caras Este y Oeste de la pila como se muestra en la figura 4.31. Debido a la posición de los deformímetros eléctricos sólo se pudo elaborar un perfil de deformación hasta una altura de 110 cm. En la figura 5.14 se ilustra el perfil de deformación unitaria de las barras de acero de refuerzo longitudinal ubicadas sobre las caras Este y Oeste del espécimen PH2.

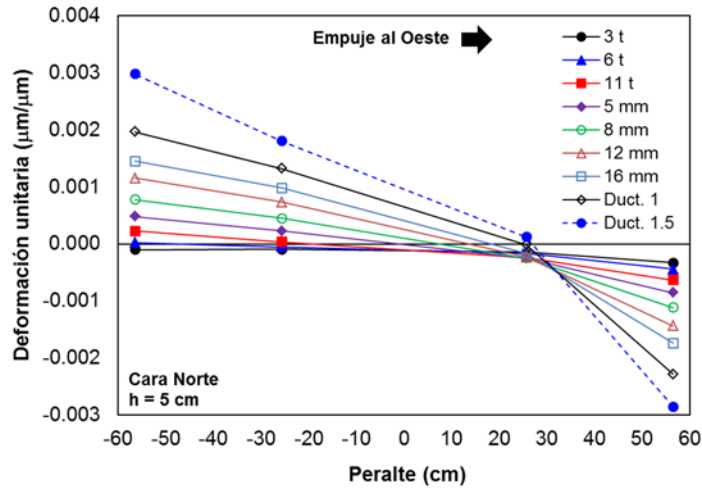


**Figura 5.14. Perfil de deformación unitaria de refuerzo longitudinal de espécimen PH2**

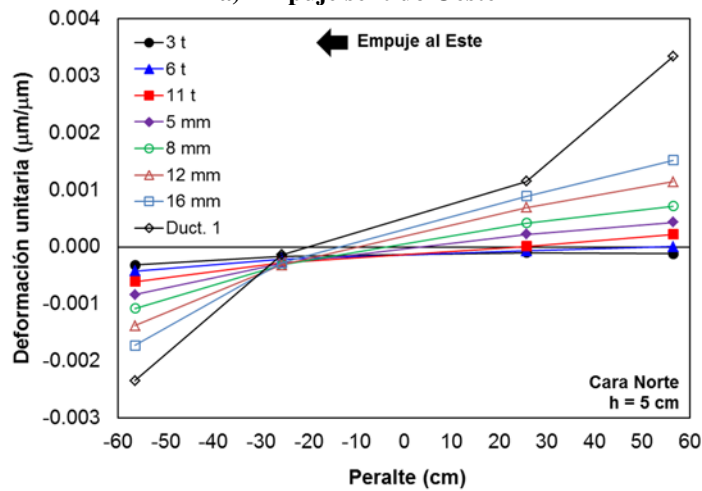
Debido a la falla de algunos deformímetros eléctricos durante la construcción, se omitieron los perfiles de deformación unitaria de algunas de las barras instrumentadas. En algunos casos los deformímetros eléctricos sólo registraron confiablemente la información hasta un factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 1$ .

Las deformaciones unitarias máximas se presentaron en la base de la pila, a excepción del perfil de deformación unitaria de la barra de acero de refuerzo longitudinal a tensión sobre la cara Este (valores positivos), los cuales mostraron un comportamiento atípico a partir de un desplazamiento lateral de 8 mm. Lo anterior se debe probablemente, a que se haya presentado un deslizamiento de la barra de acero de refuerzo longitudinal por falta de adherencia.

Los deformímetros eléctricos también se ubicaron de tal forma que se pudiera registrar la variación del eje neutro experimental. En las figuras 5.15 y 5.16 se muestran los perfiles de deformación unitaria de la sección transversal de la pila a una altura de 5 y 55 cm, respectivamente.

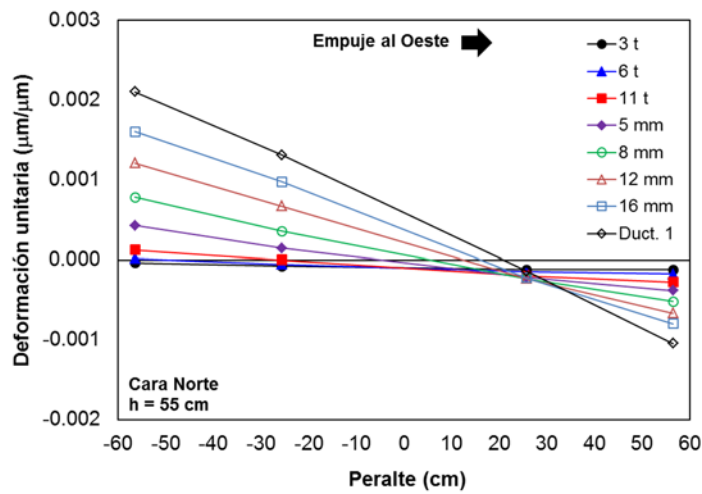


a) Empuje sentido Oeste

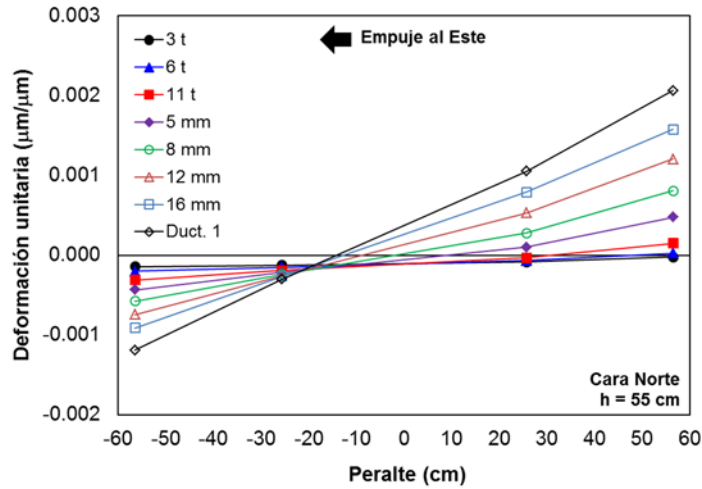


b) Empuje sentido Este

Figura 5.15. Perfil de deformación unitaria de sección transversal a 5 cm de altura de espécimen PH2



a) Empuje sentido Oeste

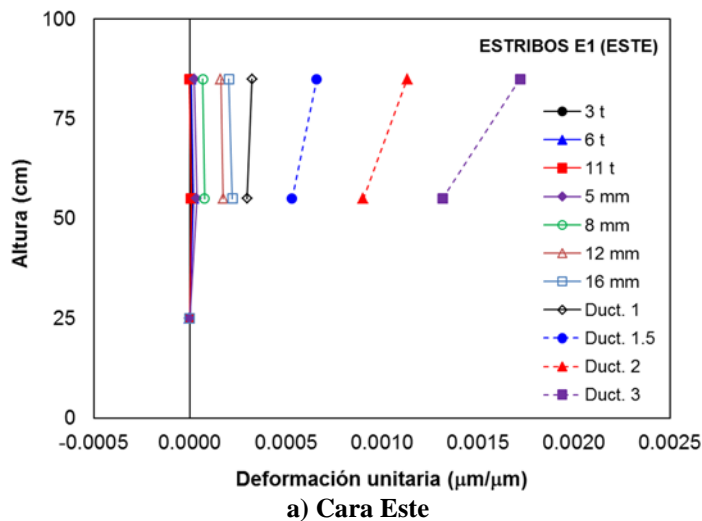


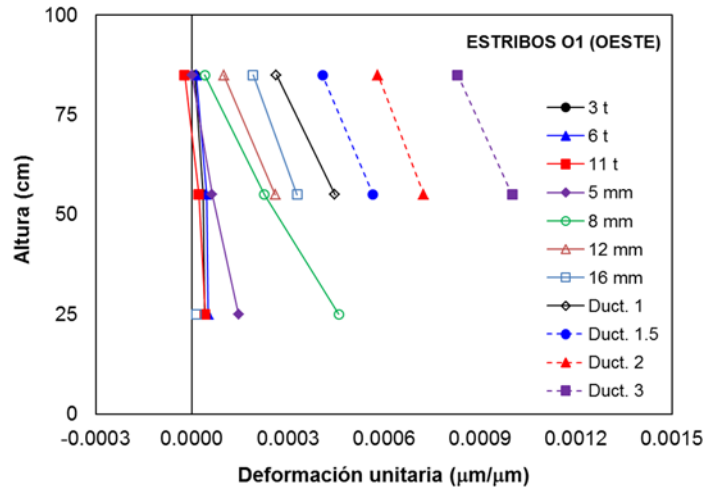
**Figura 5.16. Perfil de deformación unitaria de sección transversal a 55 cm de altura de espécimen PH2**

El perfil de deformación unitaria sobre el plano de la sección transversal de la pila a una altura de 5 cm con respecto a su base, permaneció relativamente plano hasta un desplazamiento lateral de 5 mm. Sin embargo, el perfil de deformación unitaria sobre el plano de la sección transversal de la pila a una altura de 55 cm con respecto a su base, permaneció plano para todos los niveles de desplazamientos registrados en ambas direcciones.

### 5.2.8 Perfiles de deformación transversal

Los perfiles de deformación unitaria en el refuerzo transversal fueron medidos por medio de deformímetros eléctricos ubicados en los estribos y aros de confinamiento sobre las caras Este y Oeste de la pila como se ilustra en la figura 4.34. Para el procesamiento de los datos, se tomó el promedio de la lectura de los deformímetros eléctricos adheridos a cada rama del estribo. En la figura 5.17 se aprecia el perfil de deformación unitaria de los estribos del espécimen PH2.





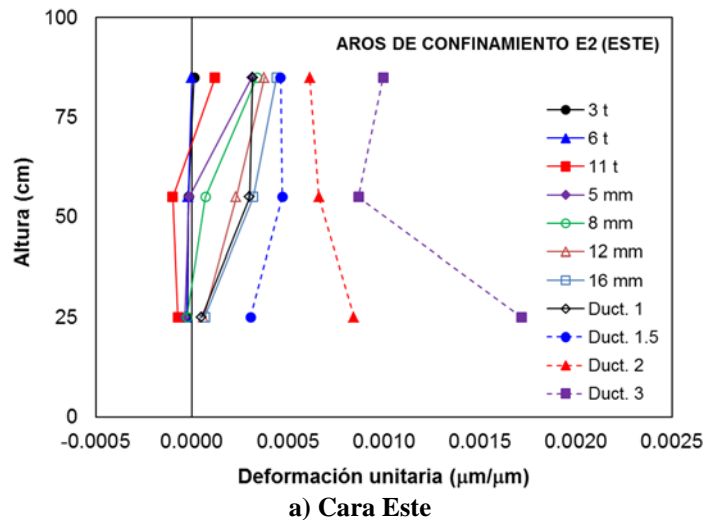
b) Cara Oeste

**Figura 5.17. Perfil de deformación unitaria de estribos del espécimen PH2**

Los deformímetros eléctricos adheridos al segundo estribo, localizados a 25 cm de la base de la pila, registraron confiablemente, la información hasta un desplazamiento lateral de 8 mm. Sin embargo, con la información registrada se evidenció que el nivel de esfuerzos de estos estribos durante la prueba, se mantuvo dentro del intervalo elástico del material.

En la figura 5.18 se muestra el perfil de deformación unitaria de los aros de confinamiento del espécimen PH2. Una situación similar ocurrió con los aros de confinamiento sobre las caras Este y Oeste del espécimen, en donde los resultados indicaron que la deformación unitaria de estos elementos también estuvo dentro del intervalo elástico durante la prueba.

Se evidenció que a partir de un factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 2$ , la magnitud en los valores en la deformación unitaria en los estribos y aros de confinamiento, mostraron un ligero aumento en la deformación unitaria.



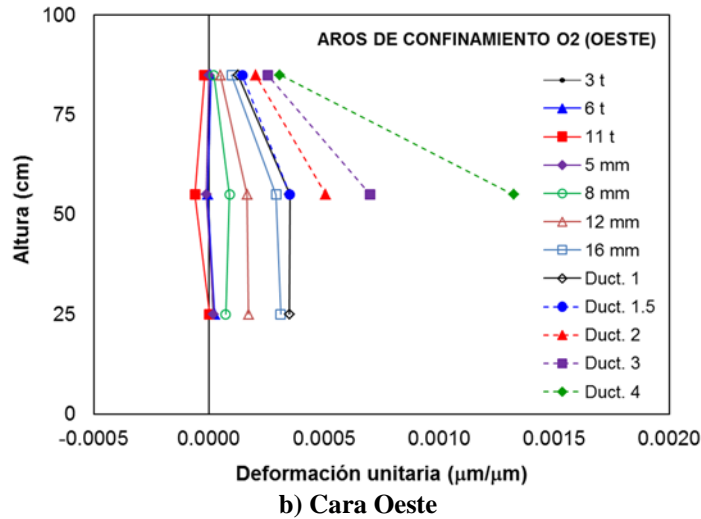


Figura 5.18. Perfil de deformación unitaria de aros de confinamiento del espécimen PH2

### 5.3 ESPÉCIMEN PH3

A continuación se muestran los resultados de las pruebas realizadas al espécimen designado como PH3.

#### 5.3.1 Observaciones generales

Este espécimen al igual que el PH2, no experimentó ningún tipo de daño previo a la carga de agrietamiento calculada y experimentada de 11 t. Cuando alcanzó este valor de carga, aparecieron las primeras grietas de flexión por tensión en las caras Este y Oeste en la base de la pila como se ilustra en la figura 5.19.



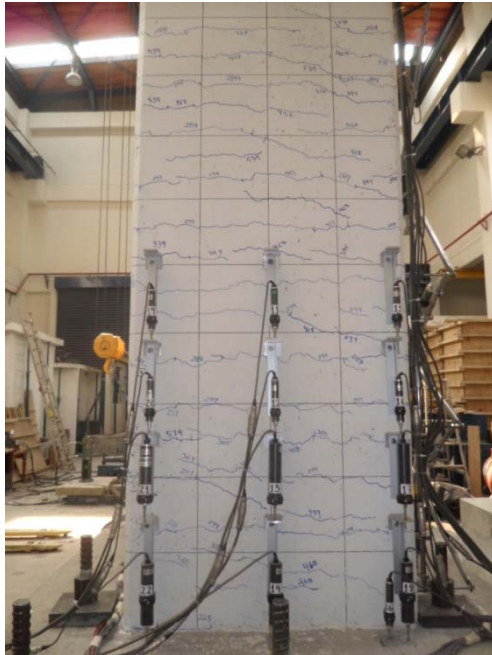
a) Cara Este



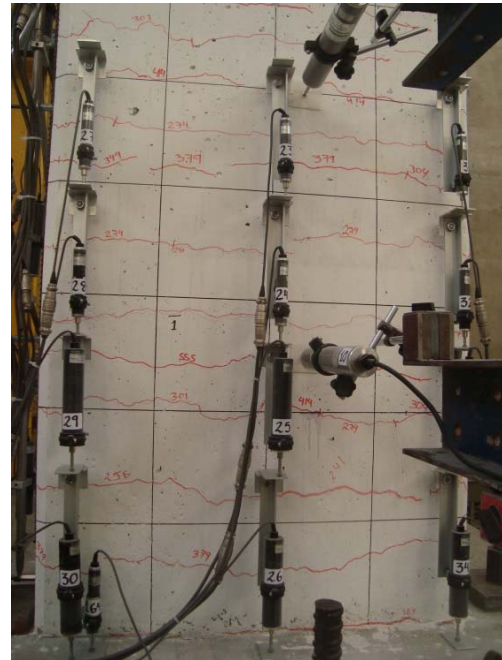
b) Cara Oeste

Figura 5.19. Primeras grietas de flexión de espécimen PH3

La aparición de estas grietas horizontales de flexión continuó hasta el desplazamiento lateral correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal. En este nivel de desplazamiento, las grietas se formaron hasta una altura de 240 cm y evidenciaron un patrón de separación de aproximadamente 10 cm. En la figura 5.20 se aprecia el patrón de grietas de flexión sobre las caras Este y Oeste del espécimen PH3.



a) Cara Este



b) Cara Oeste

**Figura 5.20. Patrón de grietas de flexión de espécimen PH3**

Las grietas de flexión existentes sobre las caras Este y Oeste de la pila se propagaron hasta las caras de mayor dimensión, Norte y Sur, conservando su alineamiento horizontal. Cuando la prueba alcanzó el desplazamiento lateral correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal, es decir, 22 mm, estas grietas ya habían perdido su tendencia horizontal denotando un patrón de comportamiento diagonal con una inclinación de  $45^\circ$  aproximadamente. En la figura 5.21 se muestran las grietas de cortante sobre las caras Norte y Sur del espécimen PH3.



a) Cara Norte



b) Cara Sur

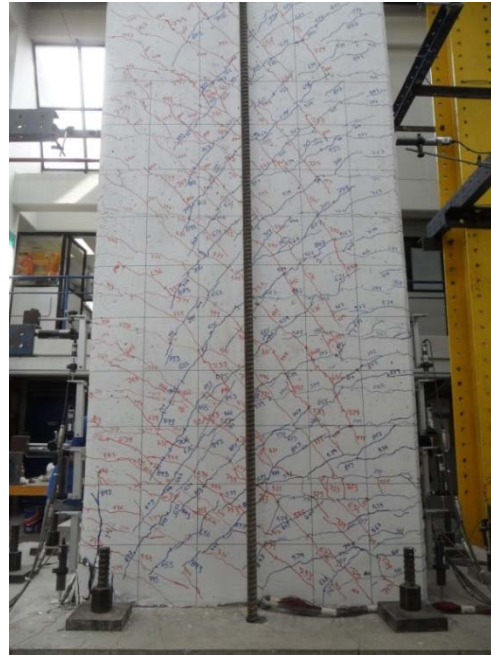
**Figura 5.21. Primeras grietas de cortante de espécimen PH3**



Posteriormente, durante el intervalo inelástico de la prueba, con el objetivo de alcanzar los diferentes factores de ductilidad de desplazamiento lateral, se continuó la formación y prolongación de las grietas de flexión y de cortante en el resto de la altura del espécimen, aumentando la densidad de grietas sobre la superficie de la pila. En la figura 5.22 se ilustran la formación de las nuevas grietas y prolongación de las existentes en el intervalo inelástico del espécimen PH3.



a) Cara Norte



b) Cara Sur

**Figura 5.22. Formación y prolongación de grietas en el intervalo inelástico de espécimen PH3**

En el estado próximo a la falla, se presentó el pandeo de las barras de acero de refuerzo longitudinal sobre las caras Este y Oeste en la base de la pila, seguido por la fractura de seis barras de acero de refuerzo longitudinal y un estribo sobre la cara Oeste de la misma. Es importante mencionar, que dichas barras que experimentaron la fractura, fueron las que presentaban un mejor confinamiento proveniente de la intersección de los estribos y aros del refuerzo transversal. En la figura 5.23 se aprecian el pandeo y la fractura de las barras de acero de refuerzo longitudinal y del estribo del espécimen PH3.



a) Pandeo de barras longitudinales



b) Fractura de barras longitudinales (Noroeste)



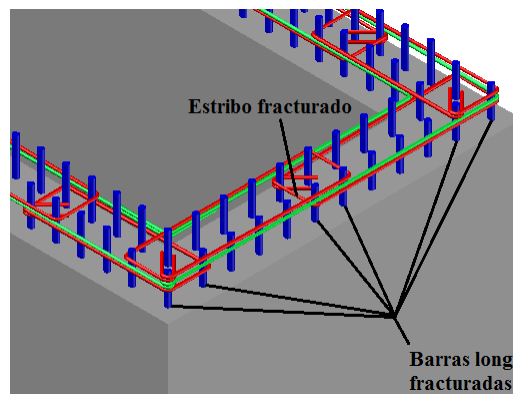
**c) Fractura de barras longitudinales (Oeste)**



**d) Fractura de barras longitudinales (Suroeste)**



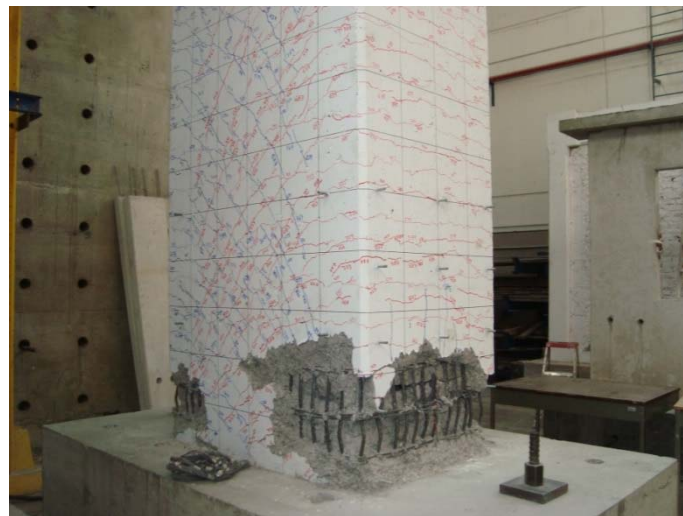
**e) Fractura de estribo (Oeste)**



**f) Esquema de posición de refuerzo fracturado**

**Figura 5.23. Pandeo y fractura de barras longitudinales y estribo del espécimen PH3**

Es evidente que este espécimen se caracterizó por tener un mecanismo de falla de flexión, por el desarrollo de pandeo y fractura de algunas de las barras del refuerzo longitudinal y del estribo. En la figura 5.24 se muestran el estado final y el mecanismo de falla de flexión del espécimen PH3.



**a) Cara Noroeste**



b) Cara Sureste

Figura 5.24. Falla de flexión de espécimen PH3

### 5.3.2 Respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral

El espécimen PH3 alcanzó una carga máxima de 83 t en sentido Oeste y de 82.5 t en sentido Este, denotando así, una buena simetría en carga aplicada. Desarrolló un desplazamiento lateral de 110 mm, que representó un factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu = 5$  y distorsión lateral,  $\delta = 2.7\%$ . En la figura 5.25 se ilustra la respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral del espécimen PH3.

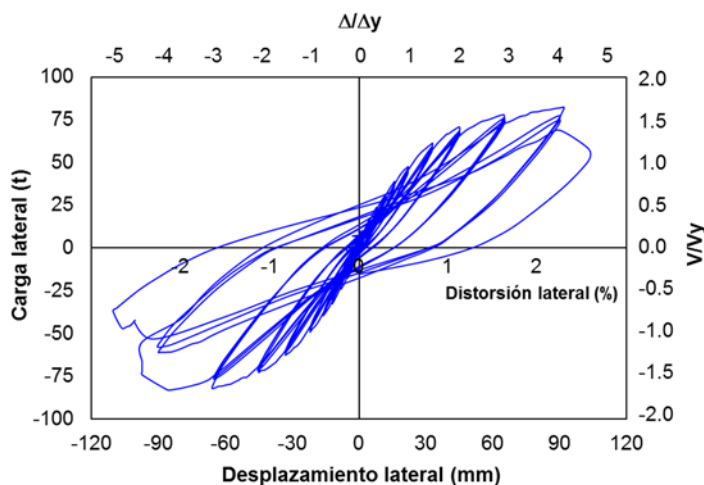


Figura 5.25. Respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral de espécimen PH3

El desplazamiento lateral correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal o factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 1$ , se alcanzó a los 22 mm con una de carga de 49.2 t. Este valor de desplazamiento representó una distorsión lateral,  $\delta = 0.54\%$ . Los ciclos histeréticos, ya denotaban una leve energía disipada, debido a la aparición de las grietas de flexión y cortante. En la figura 5.26.a se aprecia la respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral hasta la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal únicamente.

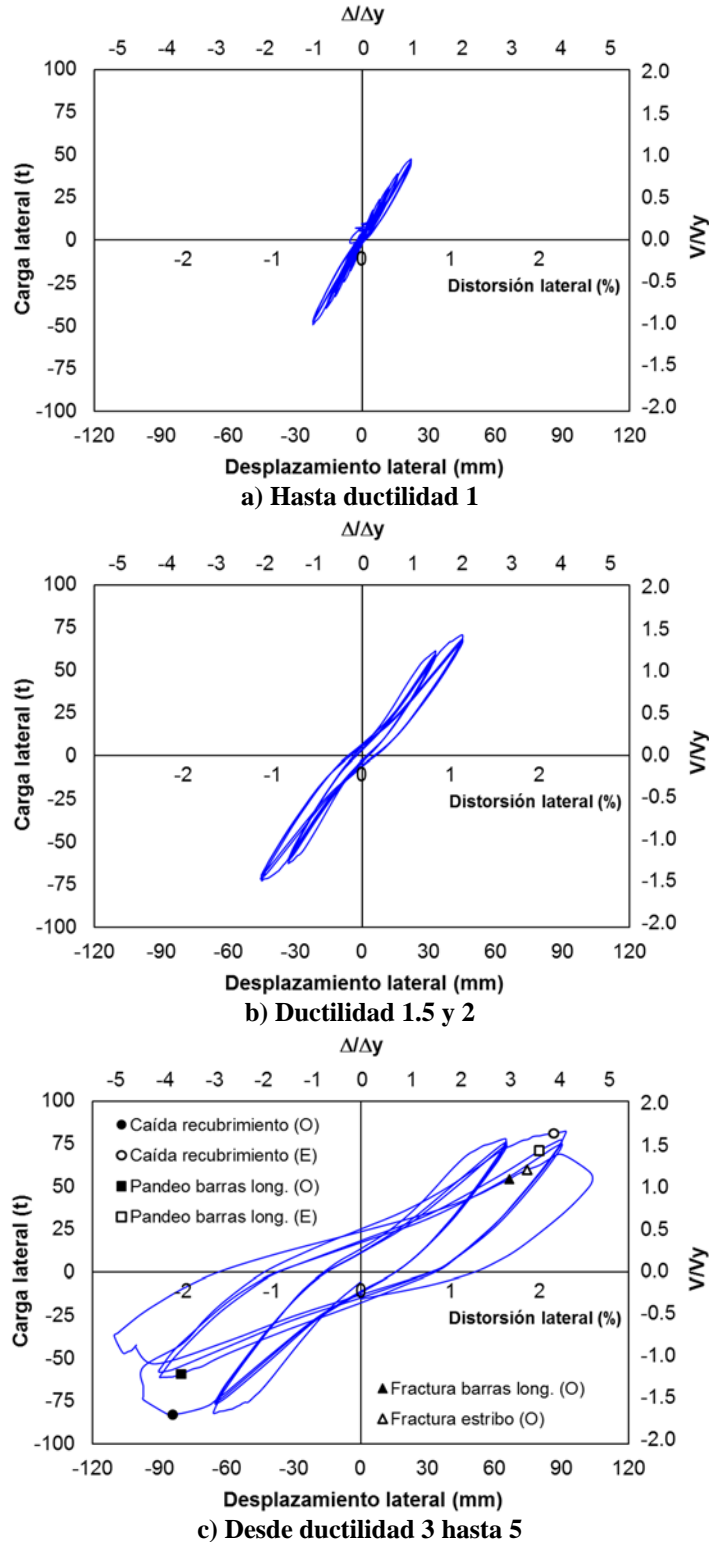


Figura 5.26. Respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral de espécimen PH3 (fraccionada)

La energía disipada en los factores de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 1.5$  y  $2$ , fue más notoria alcanzando valores de deformación permanente del orden de  $6$  mm. El desplazamiento lateral alcanzado para el factor de ductilidad,  $\mu = 2$ , representó una distorsión lateral,  $\delta = 1.1\%$ . En

la figura 5.26.b se muestra la respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral para los factores de ductilidad de desplazamiento,  $\mu = 1.5$  y 2.

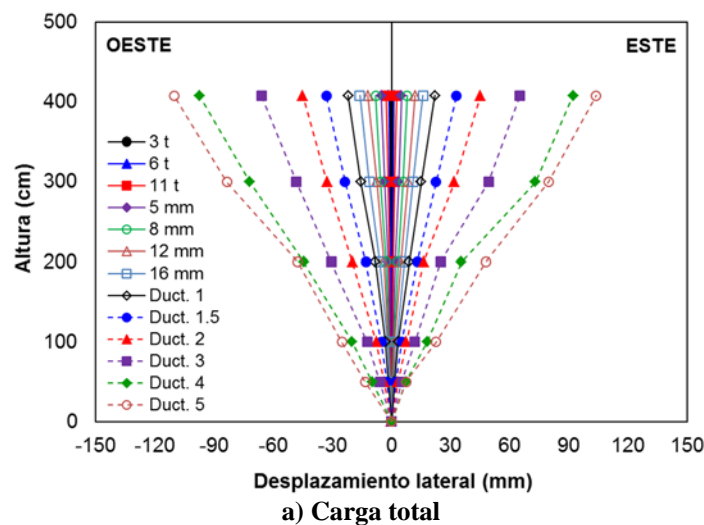
En el factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 3$ , la deformación permanente fue del orden de 17 mm. En el factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 4$ , se alcanzaron los valores máximos de carga comentados anteriormente. En el primer ciclo de este factor de ductilidad de desplazamiento lateral, el espécimen empezó a experimentar la pérdida del recubrimiento sobre las caras Este y Oeste, y en el segundo ciclo, se presentó el pandeo de las barras de acero de refuerzo longitudinal en la base de las caras mencionadas anteriormente. En el tercer ciclo, se produjo de forma secuencial, la fractura de seis barras de acero de refuerzo longitudinal y el ramal de un estribo sobre la cara Oeste del espécimen. La deformación permanente en este factor de ductilidad de desplazamiento lateral alcanzó 34 mm.

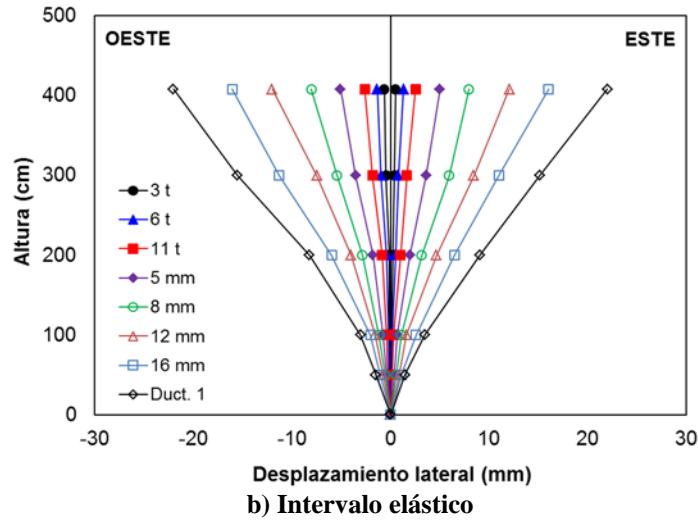
En el segundo ciclo del factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 4$ , se presentó una degradación considerable de la respuesta del espécimen en sentido Oeste. Es conveniente comentar, que el desplazamiento lateral objetivo de este factor de ductilidad fue de 90 mm, pero durante el primer ciclo hacia el Oeste, de manera accidental, se llegó hasta un desplazamiento lateral de 97 mm. Es probable que este hecho, haya afectado la respuesta del espécimen PH3 en sentido Oeste con respecto al sentido Este.

Finalmente, en el factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 5$ , se presentó una considerable disminución de la carga aplicada, determinando así, que la respuesta del espécimen no era estable. En la figura 5.26.c se ilustra la respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral para los factores de ductilidad,  $\mu = 3, 4$  y 5.

### 5.3.3 Perfiles de desplazamiento lateral

El desplazamiento lateral del espécimen PH3 fue registrado por medio de los transductores ubicados a lo largo de la altura de la pila como se aprecia en la figura 4.25. Estos datos fueron procesados para obtener el perfil de desplazamiento lateral en cada una de las diferentes etapas de la prueba. En la figura 5.27 se muestra el perfil de desplazamiento lateral para la totalidad de la carga y para el intervalo elástico del espécimen PH3.



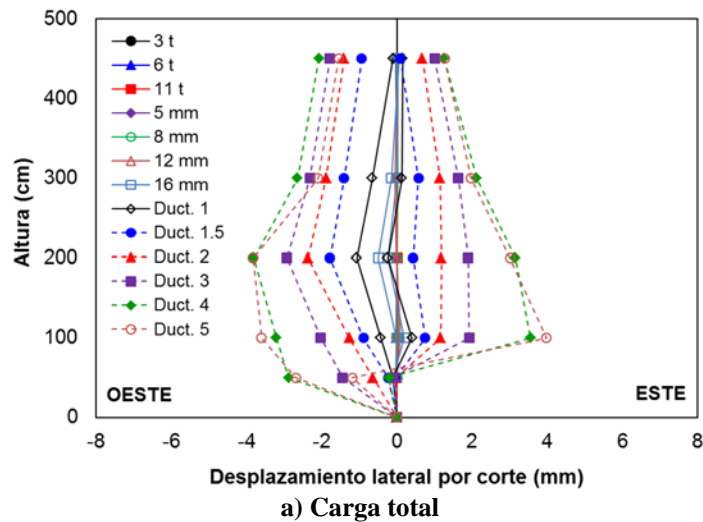


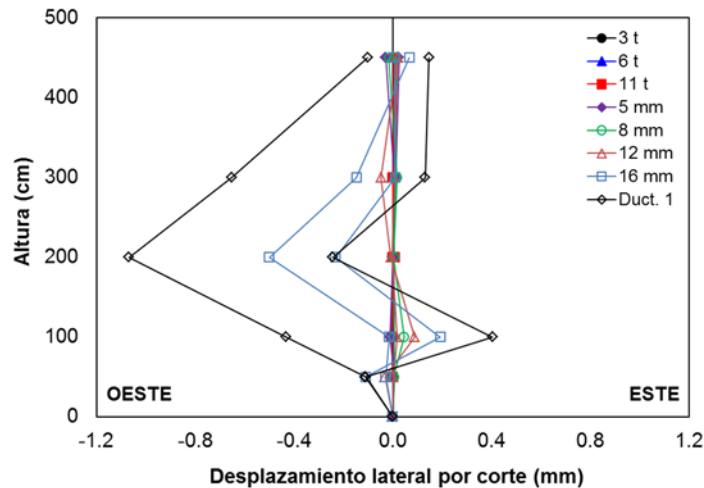
**Figura 5.27. Perfil de desplazamiento lateral de espécimen PH3**

Para el intervalo elástico del espécimen PH3, los perfiles de desplazamiento lateral denotaron una tendencia parabólica. Mientras que en el intervalo inelástico, los perfiles de desplazamiento lateral, con algunas excepciones, evidenciaron una tendencia lineal entre 100 a 408 cm de altura. La proyección de esta tendencia lineal no describió la posición de la lectura del desplazamiento lateral registrado a 50 cm de altura, denotando así, la probable formación de la articulación plástica en inmediaciones de dicha altura.

### 5.3.4 Perfiles de deformación por corte

La deformación por corte del espécimen PH3 fue registrado por medio de los transductores ubicados en posición diagonal sobre la cara Norte de la pila como se ilustra en la figura 4.27. Estos datos fueron procesados para obtener el perfil de desplazamiento en cada una de las diferentes etapas de la prueba. El desplazamiento lateral por cortante, se calculó mediante las ecs. 5.1 y 5.2. En la figura 5.28 se aprecia el perfil de deformación por corte para la totalidad de la carga y para el intervalo elástico de cada arreglo de diagonales instrumentadas del espécimen PH3.

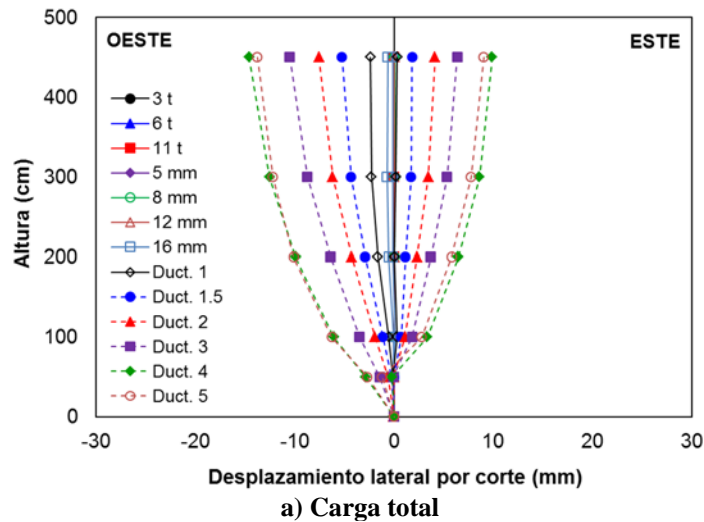


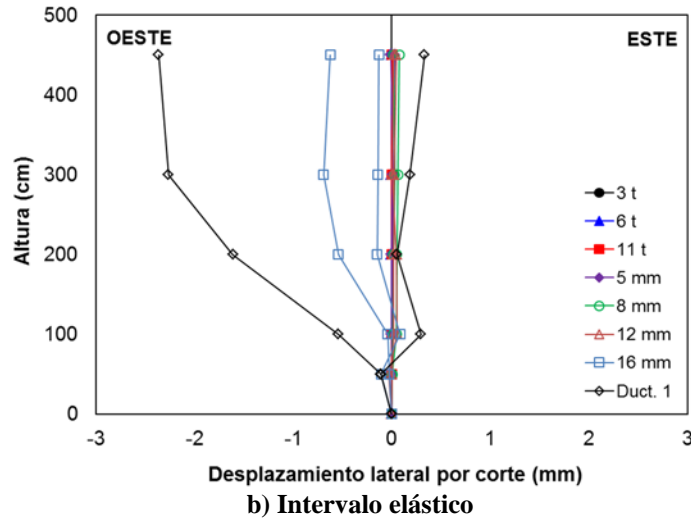


**Figura 5.28. Perfil de deformación por corte de cada arreglo de diagonales instrumentadas del espécimen PH3**

Hasta el desplazamiento lateral de 12 mm, las deformaciones máximas por corte se presentaron en el primer y segundo arreglo de diagonales instrumentadas comprendidos de 0 a 50 cm y de 50 a 100 cm de altura, respectivamente. También se visualizó que existe otro punto de deformaciones máximas por corte en el cuarto arreglo de diagonales instrumentadas comprendido entre 200 a 300 cm de altura. Lo anterior, es atribuido posiblemente al desplazamiento relativo de la junta fría de concreto ubicada a 240 cm de altura con respecto a la base de la pila.

Los valores no registrados a una altura de 50 cm, se debió a que los tubos no funcionaron correctamente al no presentar un deslizamiento entre ellos. Esto ocasionó un error en la lectura de manera sistemática, ya que este hecho generó un movimiento en las barras roscadas embebidas en el concreto, generando así, un error en la lectura de las otras diagonales instrumentadas que llegaban a estos puntos. Este error se vio reflejado en la sobrestimación de los valores de deformación por corte en sentido Oeste y la subestimación en sentido Este.





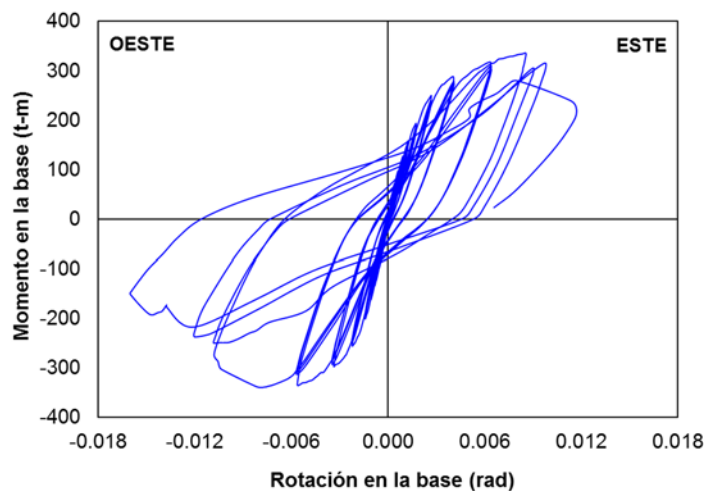
**Figura 5.29. Perfil de desplazamiento lateral acumulado por corte del espécimen PH3**

Al realizar la suma de las deformaciones por corte de cada arreglo de diagonales instrumentadas, se obtuvo el perfil de desplazamiento lateral acumulado por corte de la pila. En la figura 5.29 se muestra el perfil de desplazamiento lateral acumulado por corte para la totalidad de la carga y para el intervalo elástico del espécimen PH3.

A pesar de la falla de la diagonal instrumentada, se podría estimar que el desplazamiento lateral por corte promedio en la parte superior del espécimen PH3, fue en el orden de 13 mm.

### 5.3.5 Rotación en la base

La rotación en la base del espécimen PH3 fue registrado por medio de tres transductores ubicados en las caras Este y Oeste a una altura de 25 cm de la base de la pila como se ilustra en la figura 4.26. Para efectos del procesamiento de los datos, se tomó el desplazamiento promedio de la lectura de los tres transductores de cada cara. La rotación en la base fue calculada dividiendo la suma de los desplazamientos de ambas caras por la distancia entre los transductores. Debe tenerse en cuenta que el registro de estos desplazamientos estuvo afectado por el posible deslizamiento de las barras de acero de refuerzo longitudinal por falta de adherencia y la evidente separación de la junta fría de concreto entre la zapata y la pila.



**Figura 5.30. Respuesta histerética de momento-rotación en la base de espécimen PH3**

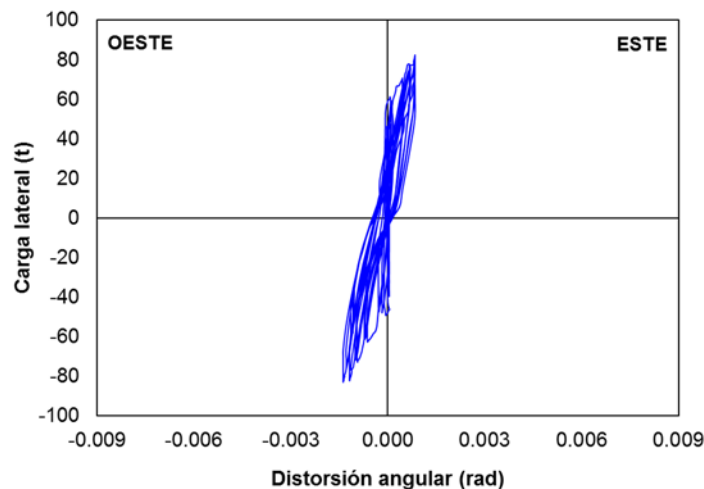


El momento fue calculado como la fuerza lateral aplicada y registrada por medio de la celda de carga instalada en el actuador, multiplicada por su altura con respecto a la base de pila. En la figura 5.30 se aprecia la respuesta histerética de momento-rotación en la base del espécimen PH3.

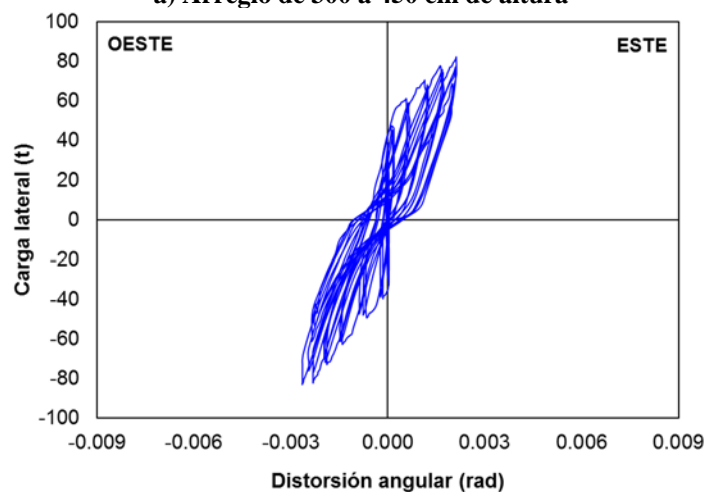
La rotación en la base del espécimen PH3 se comportó de forma relativamente simétrica hasta valores del orden de 0.006 rad. A partir del factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 4$ , especialmente en sentido Oeste, los valores de rotación aumentaron considerablemente hasta 0.016 rad. Esto fue debido al posible movimiento del espárrago o barra roscada embebida en el concreto de donde se fijó el transductor, como consecuencia del inicio del pandeo y fractura de las barras longitudinales sobre la cara Oeste ocurrida a partir de dicho nivel de desplazamiento. Por lo tanto, estos valores no necesariamente reflejaron la verdadera rotación de la base a partir de ese punto.

### 5.3.6 Distorsión angular

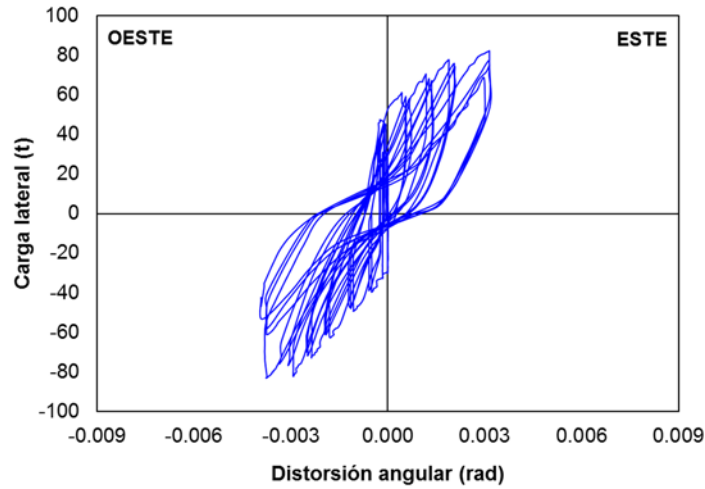
La distorsión angular del espécimen PH3 fue calculada a partir de la ec. 5.2 y registrada por el arreglo de transductores ubicados en posición diagonal sobre la cara Norte de la pila comentados anteriormente. En la figura 5.31 se muestra la respuesta histerética de carga lateral-distorsión angular sobre las cinco regiones de la pila, delimitada por los arreglos de diagonales instrumentadas del espécimen PH3.



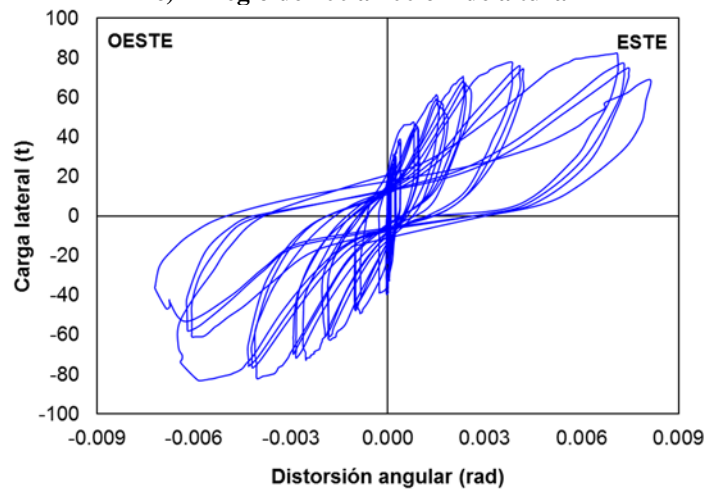
a) Arreglo de 300 a 450 cm de altura



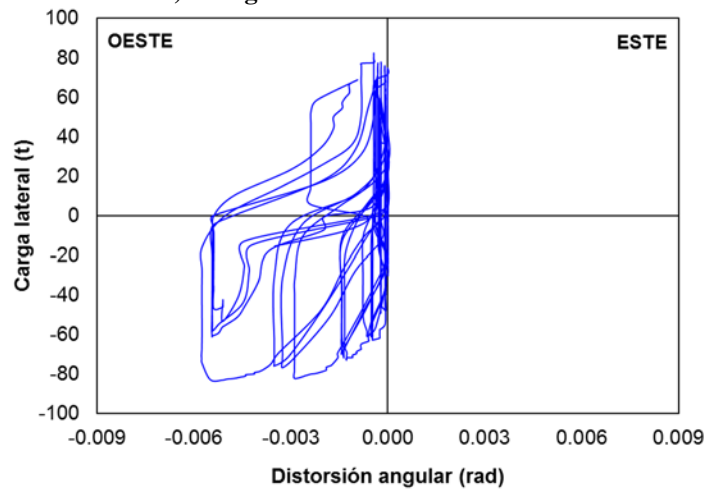
b) Arreglo de 200 a 300 cm de altura



c) Arreglo de 100 a 200 cm de altura



d) Arreglo de 50 a 100 cm de altura



e) Arreglo de 0 a 50 cm de altura (Base)

**Figura 5.31. Respuesta histerética de carga lateral-distorsión angular de espécimen PH3**

Los valores máximos de la distorsión angular se alcanzaron en el segundo arreglo de diagonales instrumentadas comprendido entre 50 a 100 cm de altura, desarrollando valores del orden de 0.008 rad. También se confirmó la ausencia de datos registrados en sentido Este en el primer arreglo

de diagonales instrumentadas, debido al no deslizamiento de los tubo donde se fijó el transductor. Como consecuencia de lo anterior, los valores de la distorsión angular calculados mediante la ec. 5.2 en dicho arreglo en sentido Oeste, fueron sobreestimados.

### 5.3.7 Perfiles de deformación longitudinal

Los perfiles de deformación unitaria en el refuerzo longitudinal fueron medidos por medio de deformímetros eléctricos adheridos en las barras de las caras Este y Oeste de la pila como se ilustra en la figura 4.31. Debido a la posición de los deformímetros eléctricos sólo se pudo elaborar un perfil de deformación hasta una altura de 110 cm. Para el procesamiento de los datos, se tomó el promedio de la lectura de los dos deformímetros eléctricos de cada altura. En la figura 5.32 se aprecia el perfil de deformación unitaria de las barras ubicadas sobre las caras Este y Oeste del espécimen PH3.

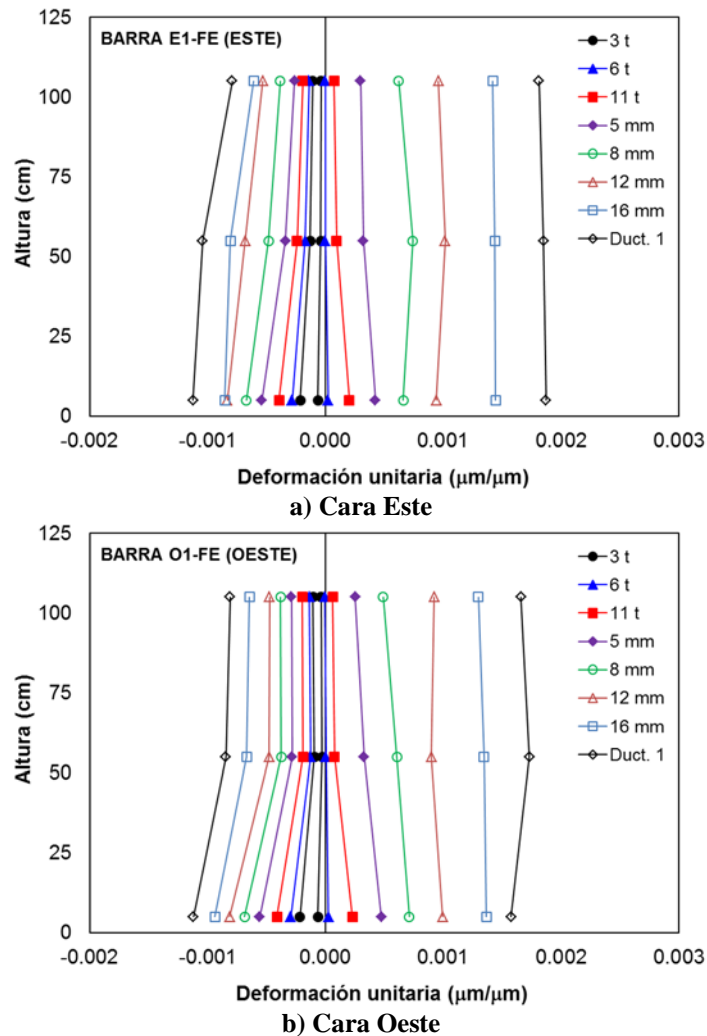
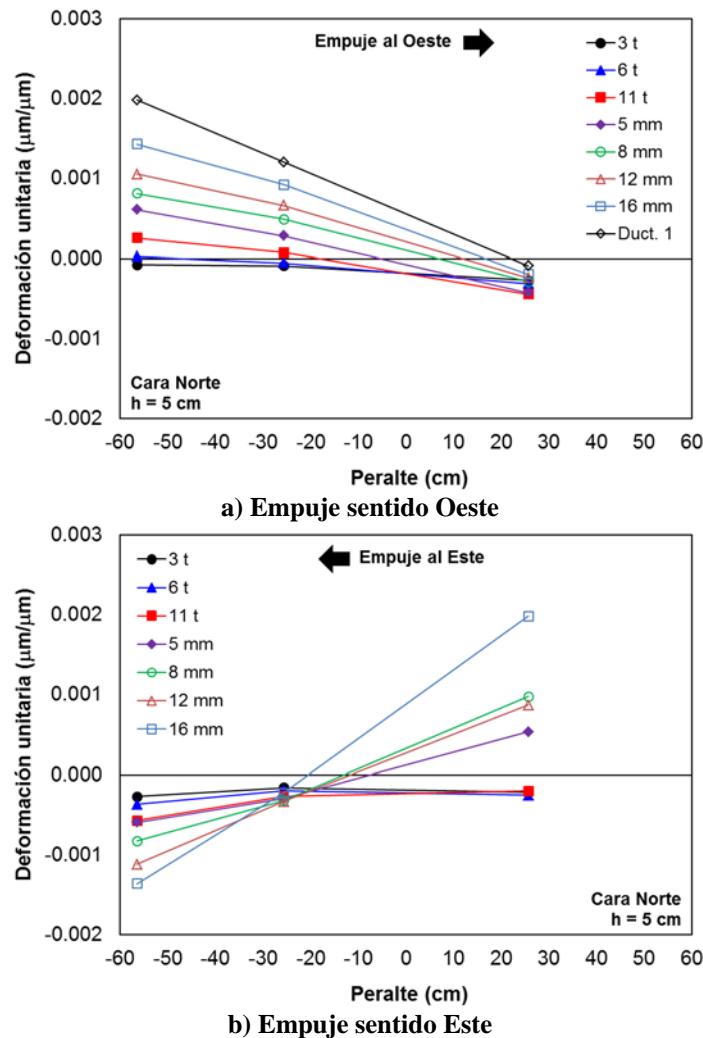


Figura 5.32. Perfil de deformación unitaria de refuerzo longitudinal de espécimen PH3

Debido a la falla de algunos deformímetros eléctricos durante la construcción, se omitieron los perfiles de deformación unitaria de algunas de las barras de acero instrumentadas. Los deformímetros eléctricos sólo registraron confiablemente la información hasta un factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 1$ . La deformación unitaria de las barras de acero de refuerzo longitudinal a compresión, presentaron su máximo valor en la base de la pila. Mientras que

la deformación unitaria de las barras de acero de refuerzo longitudinal a tensión, sólo mostraron este comportamiento hasta un determinado valor del desplazamiento lateral. Esto posiblemente fue debido, a que se presentó un deslizamiento de las barras de acero de refuerzo longitudinal por falta de adherencia.

Los deformímetros eléctricos también se ubicaron de tal forma que se pudiera registrar la variación del eje neutro experimental. En la figura 5.33 se muestra el perfil de deformación unitaria de la sección transversal de la pila a una altura de 5 cm.



**Figura 5.33. Perfil de deformación unitaria de sección transversal a 5 cm de altura de espécimen PH3**

A pesar de que no se registraron las lecturas de la barra de acero de refuerzo longitudinal sobre la cara Oeste, se evidenció que el perfil de deformación unitaria sobre el plano de la sección transversal de la pila a una altura de 5 cm, con respecto a su base, permaneció razonablemente plano durante el intervalo elástico de la prueba. Una situación muy similar se presentó para el perfil de deformación unitaria sobre el plano de la sección transversal de la pila a una altura de 55 cm con respecto a su base, en donde se puede considerar que permaneció relativamente plano para todos los niveles de desplazamiento lateral registrados en ambas direcciones. En la figura 5.34 se ilustra el perfil de deformación unitaria de la sección transversal de la pila a una altura de 55 cm.

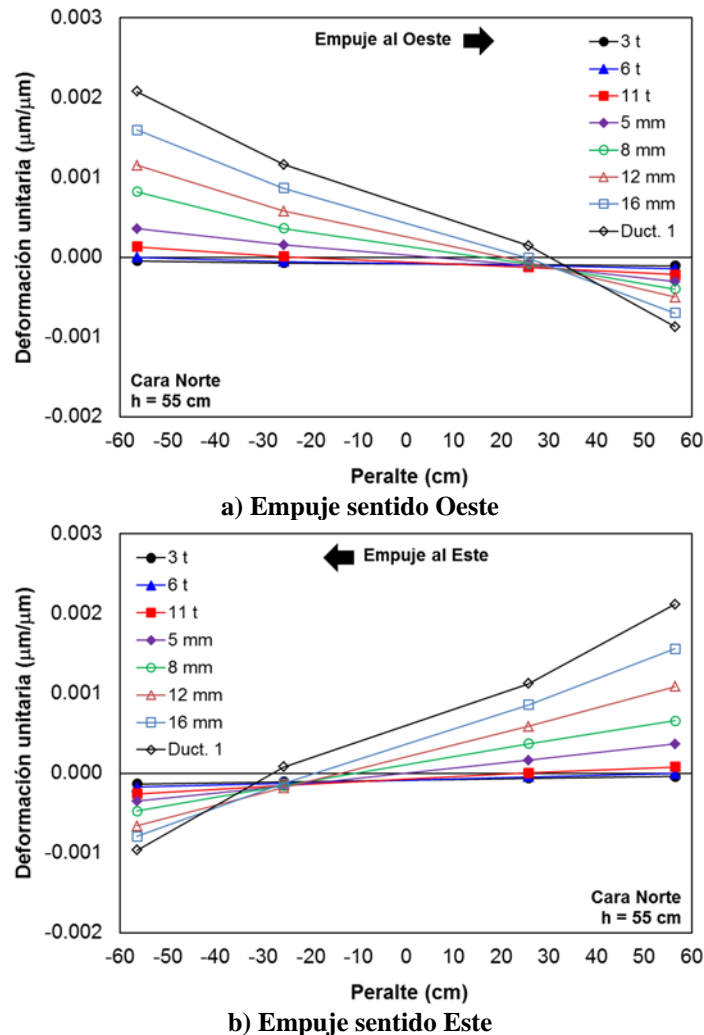


Figura 5.34. Perfil de deformación unitaria de sección transversal a 55 cm de altura de espécimen PH3

### 5.3.8 Perfiles de deformación transversal

La mayoría de los deformímetros eléctricos adheridos al refuerzo transversal del espécimen PH3, fallaron durante el proceso de construcción de la misma. Por lo tanto, no se pudo elaborar un perfil de deformación con la poca información que se registró.

## 5.4 ESPÉCIMEN PH4

A continuación se muestran los resultados de las pruebas realizadas al espécimen designado como PH4.

### 5.4.1 Observaciones generales

Este espécimen tampoco experimentó algún tipo de daño previo a la carga de agrietamiento calculada y experimentada de 11 t. Una vez se alcanzó dicho valor de carga, aparecieron las primeras grietas de flexión por tensión en las caras Este y Oeste en la base de la pila como se aprecia en la figura 5.35.



a) Cara Este



b) Cara Oeste

**Figura 5.35. Primeras grietas de flexión de espécimen PH4**

La aparición de estas grietas horizontales de flexión continuó hasta el desplazamiento lateral correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal. La formación de las grietas en este nivel de desplazamiento lateral, alcanzó una altura de 300 cm y evidenció un patrón de separación de aproximadamente 8 cm, la misma de los estribos. En la figura 5.36 se muestra el patrón de grietas de flexión sobre las caras Este y Oeste del espécimen PH4.



a) Cara Este

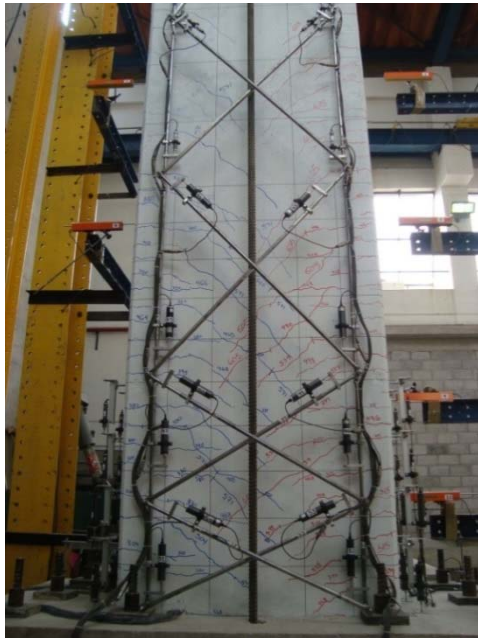


b) Cara Oeste

**Figura 5.36. Patrón de grietas de flexión de espécimen PH4**

Las grietas de flexión existentes sobre las caras Este y Oeste de la pila se propagaron hasta las caras de mayor dimensión, Norte y Sur, conservando su alineamiento horizontal. Cuando la prueba alcanzó el desplazamiento lateral correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal, es decir, 24 mm, estas grietas ya habían perdido su tendencia horizontal denotando un patrón de comportamiento diagonal con una inclinación de 45° aproximadamente. En la figura 5.37 se ilustran las grietas de cortante sobre las caras Norte y Sur del espécimen PH4.

Durante el intervalo inelástico de la prueba, se continuó la formación y prolongación de las grietas de flexión y de cortante en el resto de la altura del espécimen, aumentando la densidad de grietas sobre la superficie de la pila. En la figura 5.38 se aprecian la formación de las nuevas grietas y prolongación de las existentes en el intervalo inelástico del espécimen PH4.



a) Cara Norte

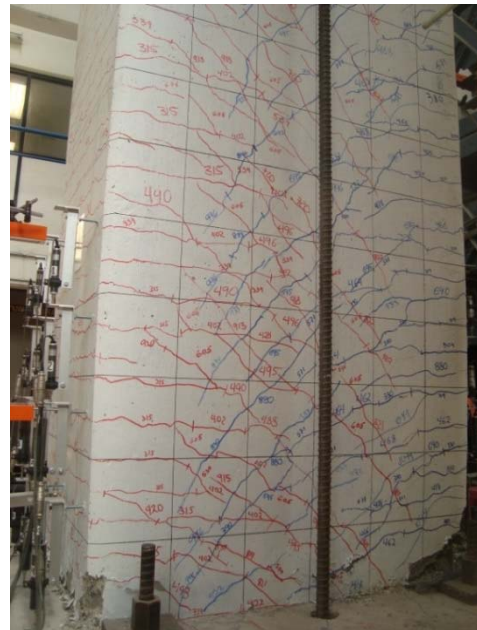


b) Cara Sur

**Figura 5.37. Primeras grietas de cortante de espécimen PH4**



a) Cara Norte



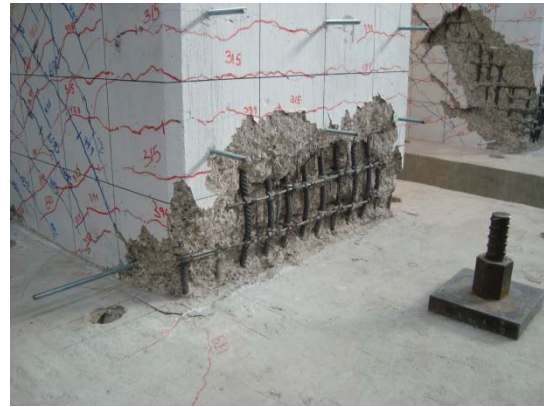
b) Cara Sur

**Figura 5.38. Formación y prolongación de grietas en el intervalo inelástico de espécimen PH4**

En el estado próximo a la falla, se presentó el pandeo de las barras de acero de refuerzo longitudinal de las caras Este y Oeste en la base de la pila, seguido por la fractura de seis barras de acero de refuerzo longitudinal sobre la cara Este de la misma. Las barras que experimentaron la fractura, fueron las que presentaban confinamiento proveniente de la intersección de los estribos únicamente. El gancho de las grapas del refuerzo transversal, se abrió ante la fuerza generada por el pandeo de las barras de acero de refuerzo longitudinal. En la figura 5.39 se muestran el pandeo y la fractura de las barras de acero de refuerzo longitudinal del espécimen PH4.



a) Pandeo de barras longitudinales cara Este



b) Pandeo de barras longitudinales cara Oeste



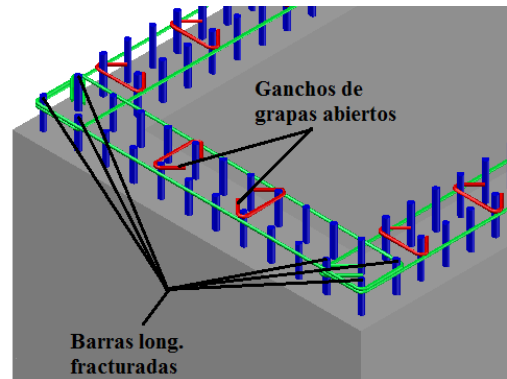
c) Fractura de barras longitudinales (Noreste)



d) Fractura de barras longitudinales (Sureste)



e) Gancho de grapas abiertos



f) Esquema de posición de refuerzo fracturado

**Figura 5.39. Pandeo y fractura de barras longitudinales del espécimen PH4**

Por lo anterior, este espécimen se caracterizó por tener un mecanismo de falla de flexión, desarrollando pandeo y fractura de algunas de las barras de acero de refuerzo longitudinal. En la figura 5.40 se ilustran el estado final y el mecanismo de falla de flexión del espécimen PH4.





a) Cara Noreste



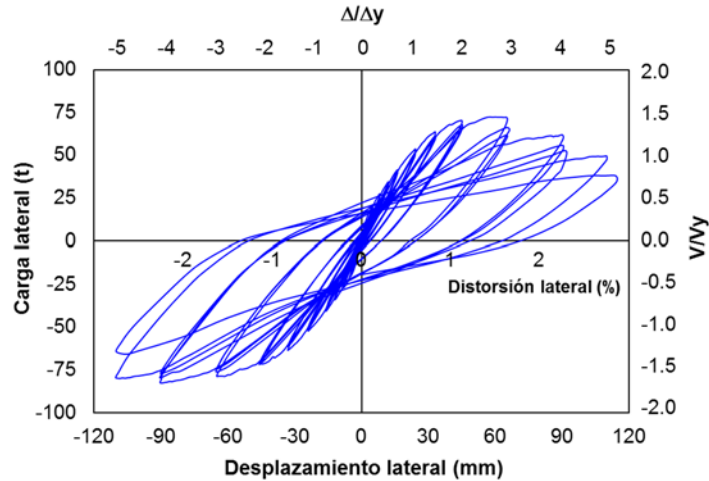
b) Cara Suroeste

**Figura 5.40. Falla de flexión de espécimen PH4**

#### **5.4.2 Respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral**

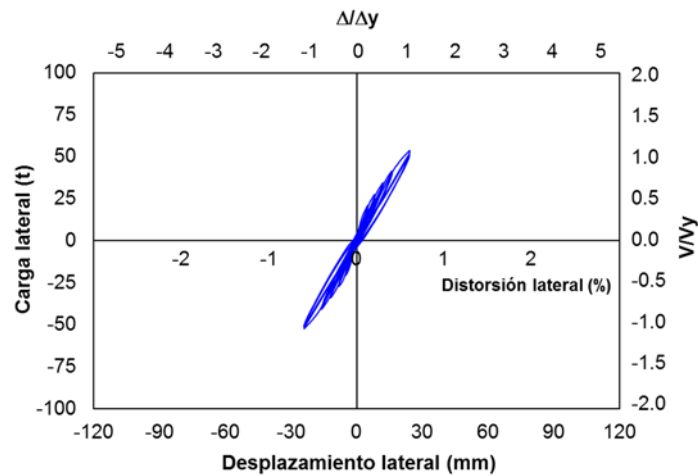
El espécimen PH4 alcanzó una carga máxima de 82.7 t en sentido Oeste y de 72.4 t en sentido Este. El desplazamiento lateral alcanzado por este espécimen ante carga lateral cíclica reversible fue 110 mm, lo que representó un factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu = 5$  y distorsión lateral,  $\delta = 2.7\%$ . En la figura 5.41 se aprecia la respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral del espécimen PH4.

El desplazamiento lateral correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal o factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 1$ , se alcanzó a los 24 mm con una carga de 52.3 t. Este valor de desplazamiento representó una distorsión lateral,  $\delta = 0.59\%$ . Los ciclos histeréticos denotaron una leve energía disipada, debido a la aparición de las grietas de flexión y cortante. En la figura 5.42.a se muestra la respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral hasta la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal únicamente.

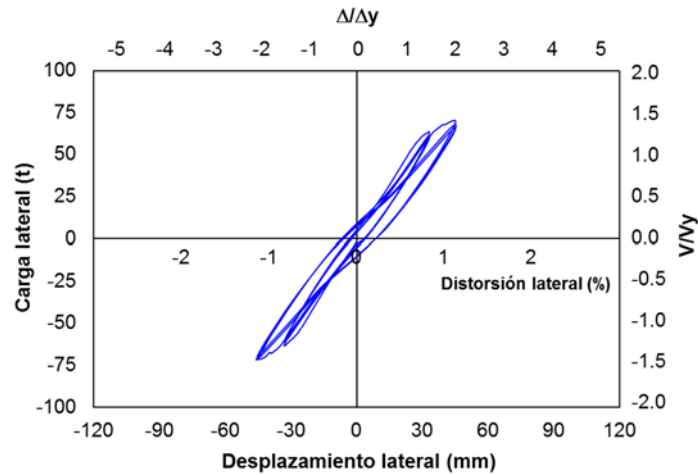


**Figura 5.41. Respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral de espécimen PH4**

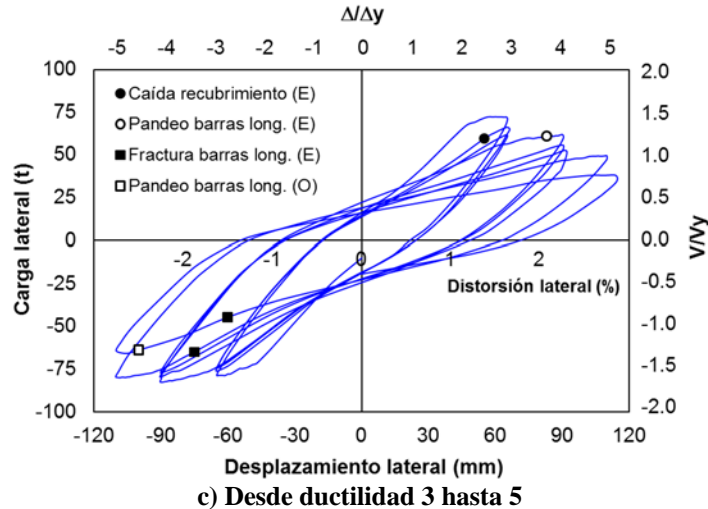
La energía disipada de los factores de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 1.5$  y 2, alcanzó una deformación permanente del orden de 8.5 mm. El desplazamiento lateral alcanzado para el factor de ductilidad,  $\mu = 2$ , representó una distorsión lateral,  $\delta = 1.1\%$ . En la figura 5.42.b se ilustra la respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral para los factores de ductilidad,  $\mu = 1.5$  y 2.



**a) Hasta ductilidad 1**



**b) Ductilidad 1.5 y 2**



**Figura 5.42. Respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral de espécimen PH4 (fraccionada)**

En el factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 3$ , se alcanzó el valor máximo de carga de 72.4 t en sentido Este. En el segundo ciclo de este factor de ductilidad, se presentó la primera pérdida de recubrimiento sobre la base de la cara Este. La deformación permanente de este nivel de desplazamiento lateral fue del orden de 22 mm.

El factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 4$ , alcanzó la carga máxima de 82.7 t en sentido Oeste. En este nivel de desplazamiento lateral se presentó una degradación de la respuesta del espécimen únicamente en sentido Este. Lo anterior puede ser debido, al pandeo de las barras de acero de refuerzo longitudinal en la base de la misma cara, generando la pérdida de rigidez en dicho sentido. La deformación permanente de este nivel de desplazamiento lateral alcanzó 48 mm.

Finalmente, en el factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 5$ , se presentó degradación ciclo a ciclo de la respuesta del espécimen y se consideró que este ya no era estable. Durante los dos únicos ciclos de carga de este nivel de desplazamiento lateral, se presentó la fractura de las seis barras de acero de refuerzo longitudinal sobre la cara Este y el pandeo de las barras de acero de refuerzo longitudinal sobre la cara Oeste del espécimen. En la figura 5.42.c se aprecia la respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral para los factores de ductilidad,  $\mu = 3, 4$  y 5.

### 5.4.3 Perfiles de desplazamiento lateral

El desplazamiento lateral del espécimen PH4 fue registrado por medio de los transductores ubicados a lo largo de su altura como se muestra en la figura 4.25. Estos datos fueron procesados para obtener el perfil de desplazamiento lateral en cada una de las diferentes etapas de la prueba. En la figura 5.43 se ilustra el perfil de desplazamiento lateral para la totalidad de la carga y para el intervalo elástico del espécimen PH4.

Para el intervalo elástico, se evidenció que los perfiles de desplazamiento lateral denotaron una tendencia parabólica. Para el intervalo inelástico, los perfiles de desplazamiento lateral evidenciaron una tendencia lineal entre 100 a 408 cm de altura. La proyección de esta tendencia lineal no describió la posición de la lectura del desplazamiento lateral registrado a 50 cm de altura, denotando así, la formación de la articulación plástica en inmediaciones de dicha altura.

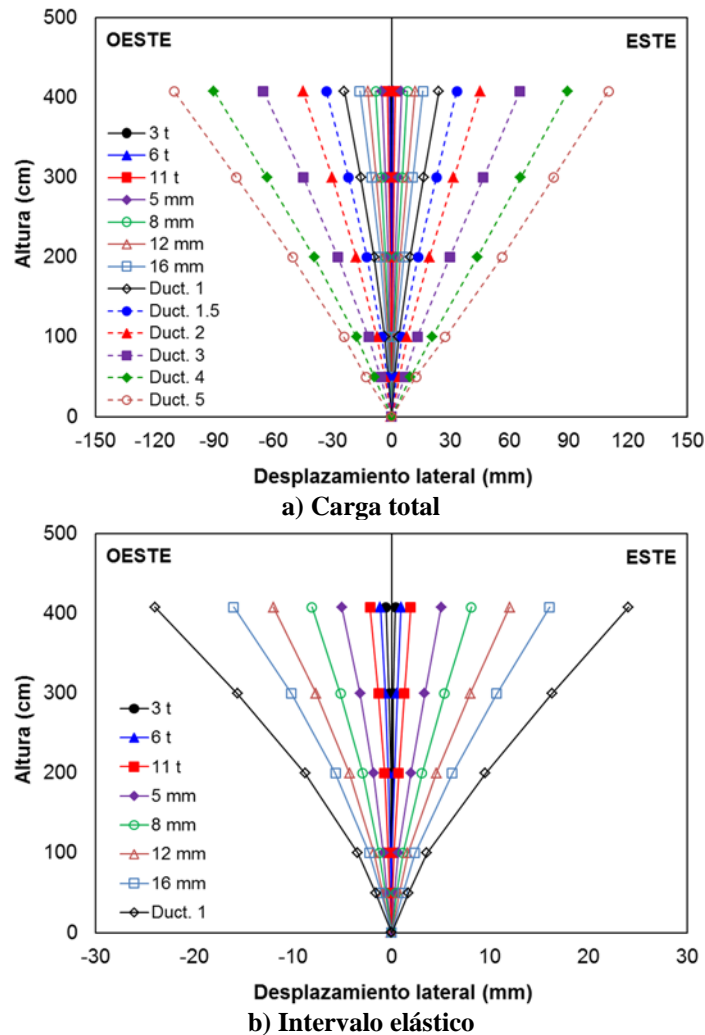


Figura 5.43. Perfil de desplazamiento lateral de espécimen PH4

#### 5.4.4 Perfiles de deformación por corte

La deformación por corte del espécimen PH4 fue registrado por medio de los transductores ubicados en posición diagonal sobre la cara Norte de la pila como se aprecia en la figura 4.27. Estos datos se procesaron con el fin de obtener el perfil de desplazamiento en cada una de las diferentes etapas de la prueba. El desplazamiento lateral por cortante se calculó mediante las ecs. 5.1 y 5.2. En la figura 5.44 se muestra el perfil de deformación por corte para la totalidad de la carga y para el intervalo elástico de cada arreglo de diagonales instrumentadas del espécimen PH4.

Hasta un desplazamiento lateral de 16 mm, las deformaciones máximas por corte se presentaron en el primer y segundo arreglo de diagonales instrumentadas comprendidas de 0 a 50 cm y de 50 a 100 cm de altura, respectivamente. También se visualizó que existe otro punto de deformaciones máximas por corte en el cuarto arreglo de diagonales instrumentadas comprendido entre 200 a 300 cm de altura. Lo anterior, es atribuido al posible desplazamiento relativo de la junta fría de concreto ubicada a 240 cm de altura con respecto a la base de la pila.

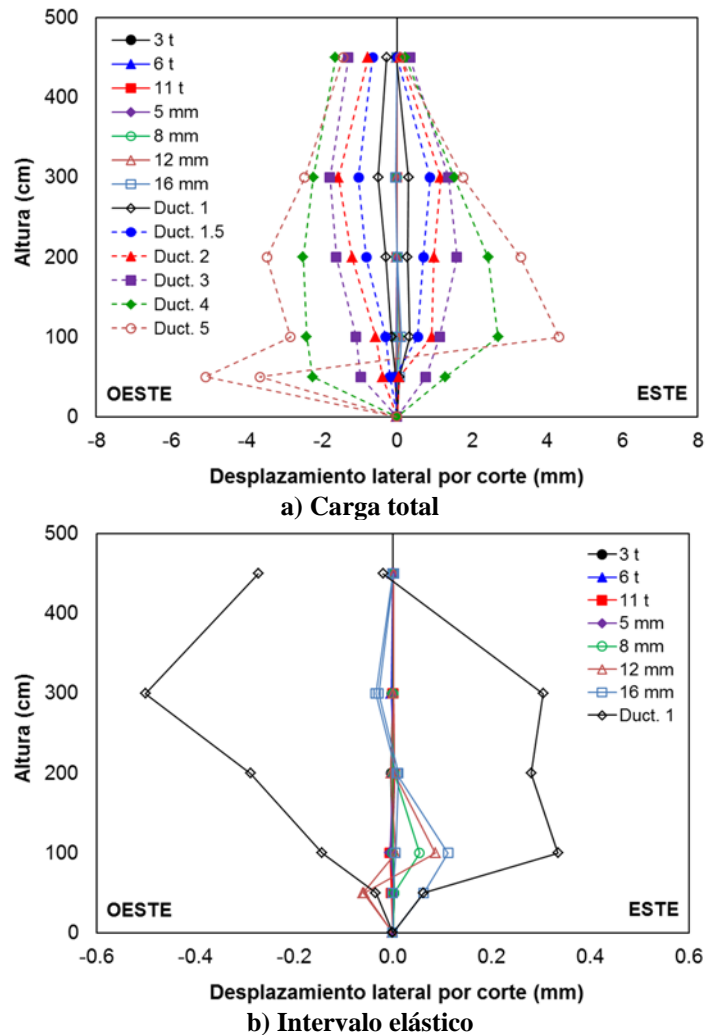


Figura 5.44. Perfil de deformación por corte de cada arreglo de diagonales instrumentadas del espécimen PH4

Entre el desplazamiento lateral de 16 y 24 mm, este último correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal, se evidenció un aumento considerable en los valores del perfil de deformación por corte. Lo anterior posiblemente fue debido a que la formación de las grietas por cortante sobre las caras Norte y Sur del espécimen, se originaron en este intervalo de desplazamiento lateral.

Los valores no consistentes a una altura de 50 cm en sentido Este en el intervalo inelástico, se debe posiblemente a dos razones: 1) debido a que los tubos no funcionaron correctamente al no presentar un deslizamiento entre ellos a partir de un factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu = 2$  y, 2) al movimiento del espárrago o barra roscada embebida en el concreto donde se fijó la instrumentación, como consecuencia de la pérdida de recubrimiento y al pandeo de la barra de acero de refuerzo longitudinal en dicha cara. Esto ocasionó un error en la lectura de forma sistemática a partir de ese punto, generando la sobrestimación de los valores de deformación por corte en sentido Oeste y la subestimación en sentido Este.

Al realizar la suma de las deformaciones por corte de cada arreglo de diagonales instrumentadas, se obtuvo el perfil de desplazamiento lateral acumulado por corte de la pila. En la figura 5.45 se ilustra

el perfil de desplazamiento lateral acumulado por corte para la totalidad de la carga y para el intervalo elástico del espécimen PH4.

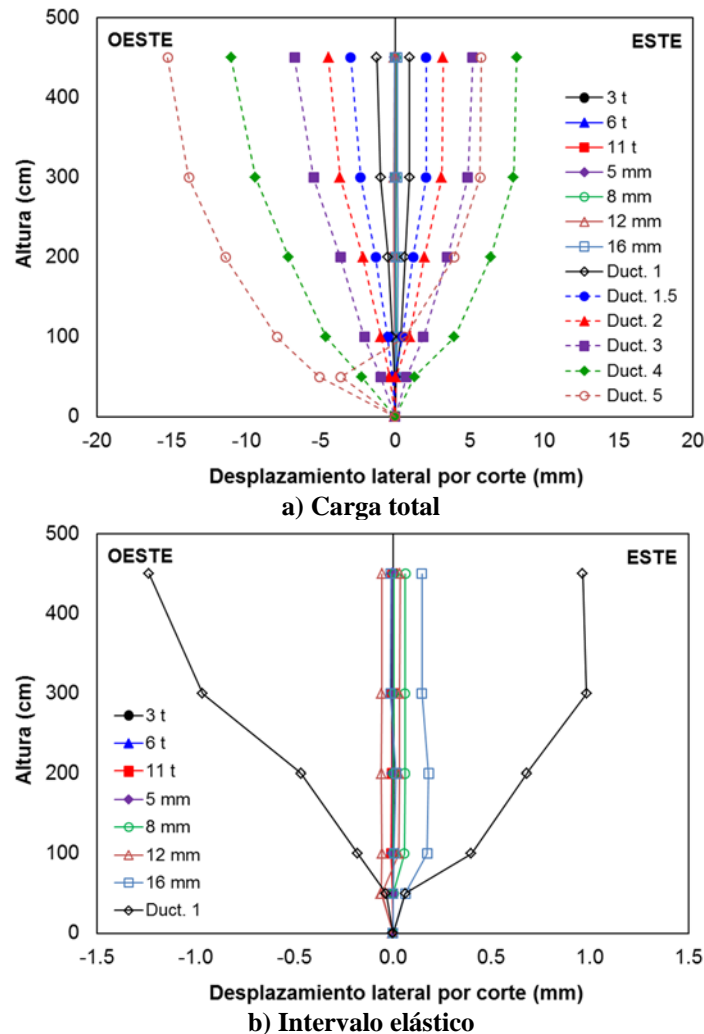


Figura 5.45. Perfil de desplazamiento lateral acumulado por corte del espécimen PH4

El desplazamiento lateral acumulado por corte se mantuvo en valores del orden de 0.15 mm en la parte superior de la pila hasta un desplazamiento lateral de 16 mm. A partir de un factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 1$ , estos valores empezaron a incrementarse de manera notoria hasta alcanzar valores de desplazamiento lateral del orden de 15 mm.

Debido a lo comentado anteriormente, los perfiles de desplazamiento lateral por corte fueron sobreestimados en sentido Oeste y subestimados en sentido Este del espécimen a partir del factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu = 2$

#### 5.4.5 Perfiles de curvatura

Los perfiles de curvatura del espécimen PH4 fueron registrados por medio de los deformímetros eléctricos adheridos a lo largo de las barras de acero de refuerzo longitudinal sobre las caras Este y Oeste como se aprecia en la figura 4.32. Estos datos fueron procesados para obtener el perfil de curvatura en cada una de las diferentes etapas de la prueba. La curvatura fue calculada como la suma de la deformación unitaria en dichas barras dividida por la distancia entre ellas. En la figura

5.46 se muestra el perfil de curvatura para la totalidad de la carga y para el intervalo elástico del espécimen PH4.

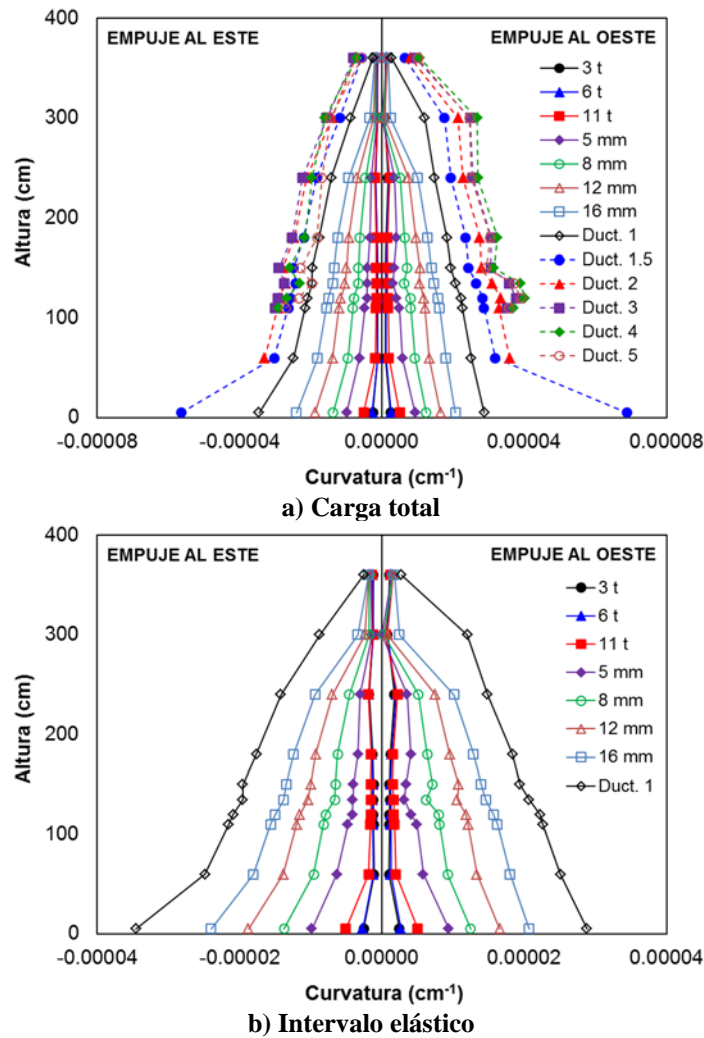


Figura 5.46. Perfil de curvatura de espécimen PH4

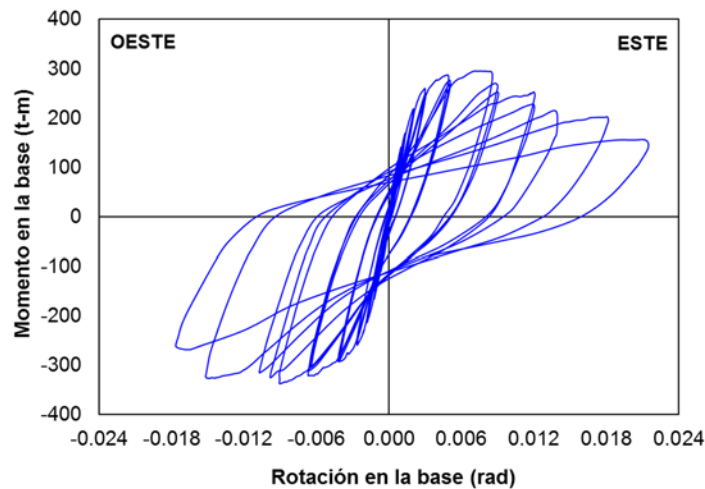
Los deformímetros eléctricos adheridos a 5 y 60 cm de altura en las barras de acero de refuerzo longitudinal, no registraron confiablemente la totalidad de la información en el intervalo inelástico de la prueba, debido a que la deformación de pos-fluencia de estas, excedieron la capacidad de los deformímetros instalados. Por esta razón no se indicaron dichos puntos. El perfil de curvatura para todas las amplitudes de desplazamiento lateral, alcanzaron sus valores máximos en la base del espécimen.

Con base en los valores de deformación unitaria y a la forma de los perfiles de curvatura correspondientes a las barras de acero de refuerzo longitudinal, se podría interpretar que la longitud de la articulación plástica fue del orden de 60 cm.

#### 5.4.6 Rotación en la base

La rotación en la base del espécimen PH4 fue registrado por medio de tres transductores ubicados en las caras Este y Oeste a una altura de 25 cm de la base de la pila como se ilustra en la figura 4.26. Para efectos del procesamiento de los datos, se tomó el desplazamiento promedio de la lectura de

los tres transductores de cada cara. La rotación en la base fue calculada dividiendo la suma de los desplazamientos de ambas caras por la distancia entre los transductores. Debe tenerse en cuenta que el registro de estos desplazamientos estuvo afectado por el posible deslizamiento de las barras de acero de refuerzo longitudinal por falta de adherencia y la evidente separación de la junta fría de concreto entre la zapata y la pila. El momento fue calculado como la fuerza lateral aplicada y registrada por medio de la celda de carga instalada en el actuador, multiplicada por la altura de su aplicación con respecto a la base de pila. En la figura 5.47 se aprecia la respuesta histerética de momento-rotación en la base del espécimen PH4.



**Figura 5.47. Respuesta histerética de momento-rotación en la base de espécimen PH4**

La rotación en la base del espécimen PH4 se comportó de forma razonablemente simétrica hasta una rotación de 0.006 rad. A partir de ese punto, los valores de rotación aumentaron considerablemente hasta 0.021 rad en sentido Este. Lo anterior, fue atribuido al posible movimiento de la barra roscada embebida en el concreto de donde se fijó el transductor, como consecuencia del inicio del pandeo y fractura de las barras de acero de refuerzo longitudinal sobre la cara Este ocurrida a partir del factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu = 4$ . Por lo tanto, estos valores no necesariamente reflejaron la verdadera rotación de la base a partir de ese punto.

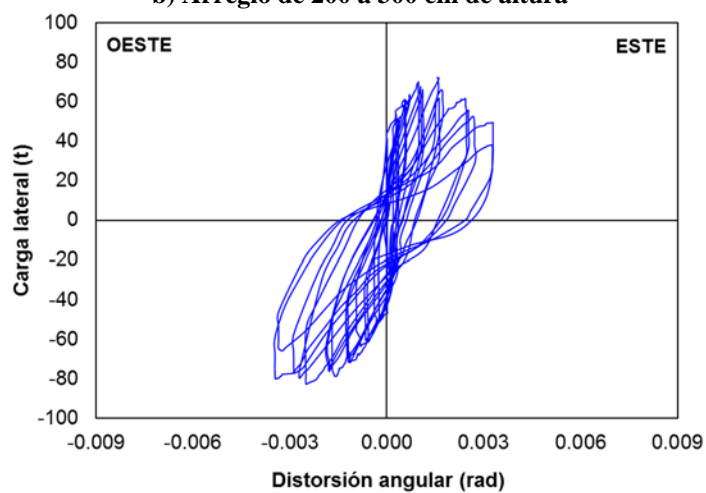
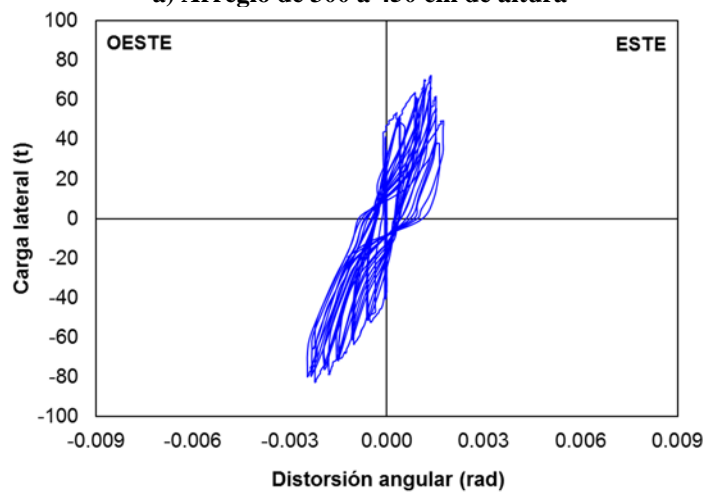
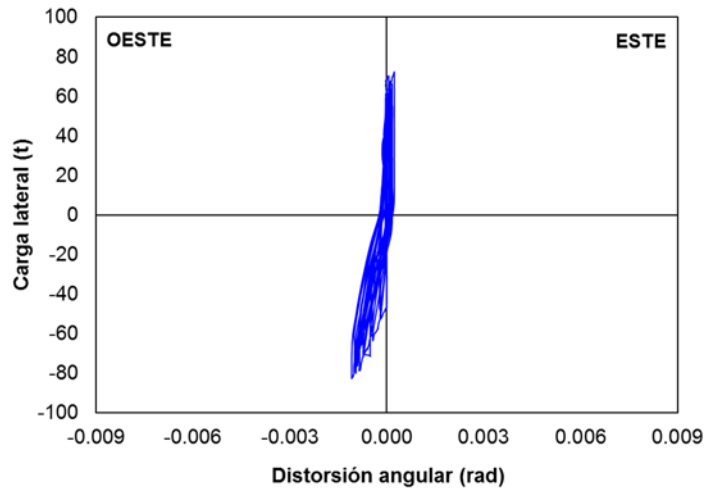
#### 5.4.7 Distorsión angular

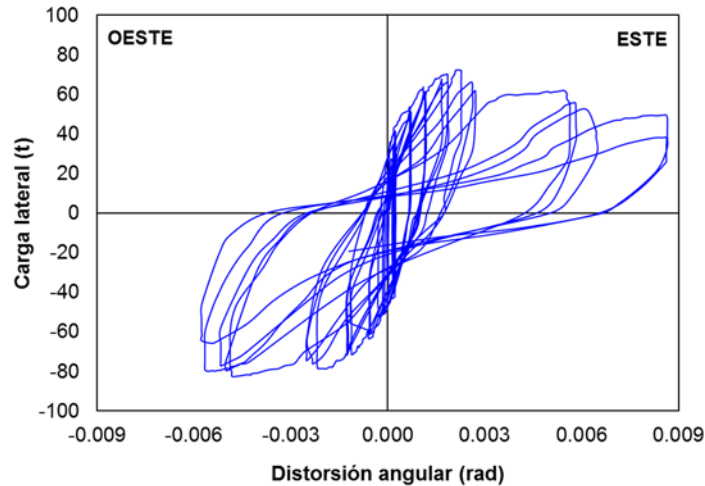
La distorsión angular del espécimen PH4 fue calculada a partir de la ec. 5.2 y registrada por el arreglo de transductores ubicados en posición diagonal sobre la cara Norte de la pila como se muestra en la figura 4.27. En la figura 5.48 se ilustra la respuesta histerética de carga lateral-distorsión angular del espécimen PH4.

Los valores máximos de la distorsión angular se alcanzaron en el segundo arreglo de diagonales instrumentadas comprendido entre 50 a 100 cm de altura, desarrollando valores del orden de 0.009 rad. Mientras que los valores mínimos, se presentaron en la parte superior del espécimen.

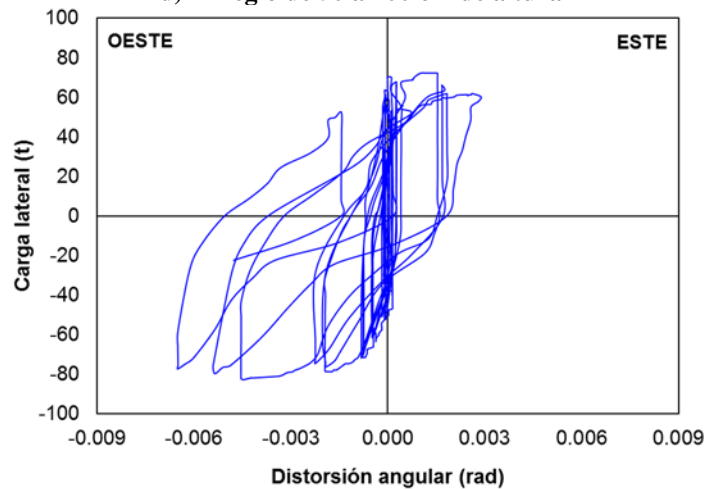
Debido al inconveniente comentado anteriormente, el primer arreglo de diagonales instrumentadas comprendido entre 0 a 50 cm de altura, generó la sobrestimación de los valores sentido Oeste y la subestimación en sentido Este. Por lo tanto, estos valores no representan la verdadera distorsión angular en la base de la pila.







d) Arreglo de 50 a 100 cm de altura



e) Arreglo de 0 a 50 cm de altura (Base)

Figura 5.48. Respuesta histerética de carga lateral-distorsión angular de espécimen PH4

#### 5.4.8 Perfiles de deformación longitudinal

Los perfiles de deformación unitaria en el refuerzo longitudinal fueron medidos por medio de deformímetros eléctricos ubicados en diferentes alturas en una barra de acero de las caras Este y Oeste de la pila como se aprecia en la figura 4.32.

Para el procesamiento de los datos a 5 y 60 cm de altura, se tomó el promedio de la lectura de los dos deformímetros eléctricos adheridos a cada barra. En las figuras 5.49 y 5.50 se muestran los perfiles de deformación unitaria de las barras de acero de refuerzo longitudinal ubicadas sobre las caras Este y Oeste del espécimen PH4, respectivamente.

Los deformímetros eléctricos adheridos a 5 y 60 cm de altura en el refuerzo longitudinal, no registraron la totalidad de la deformación unitaria en el intervalo inelástico de la prueba, por esta razón no se indicaron dichos puntos.

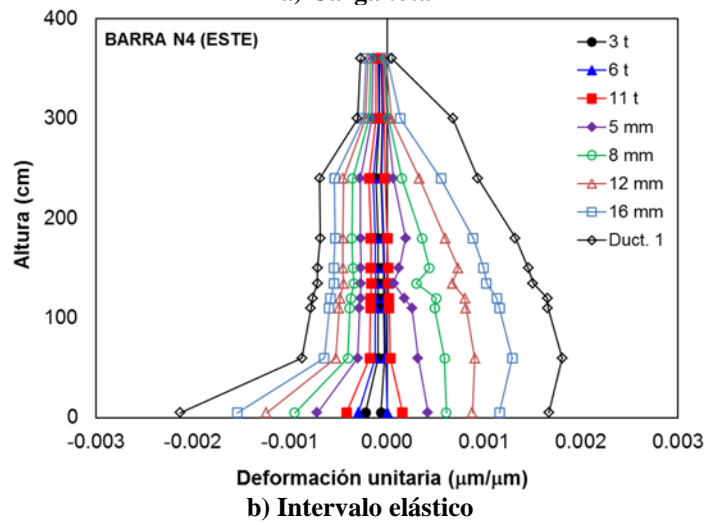
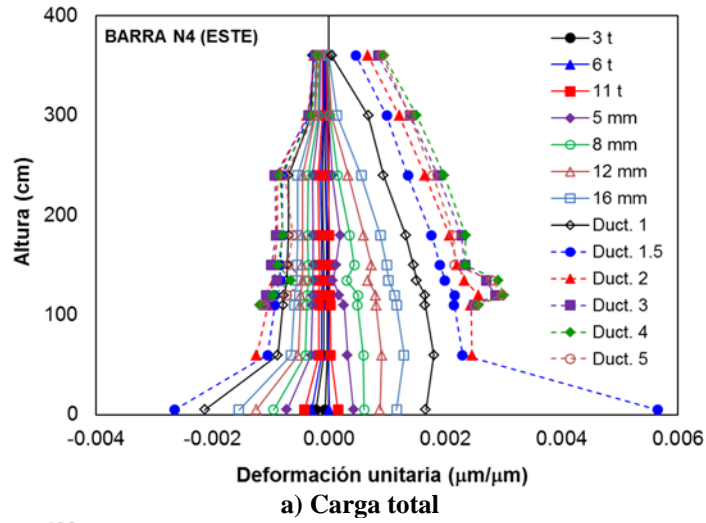
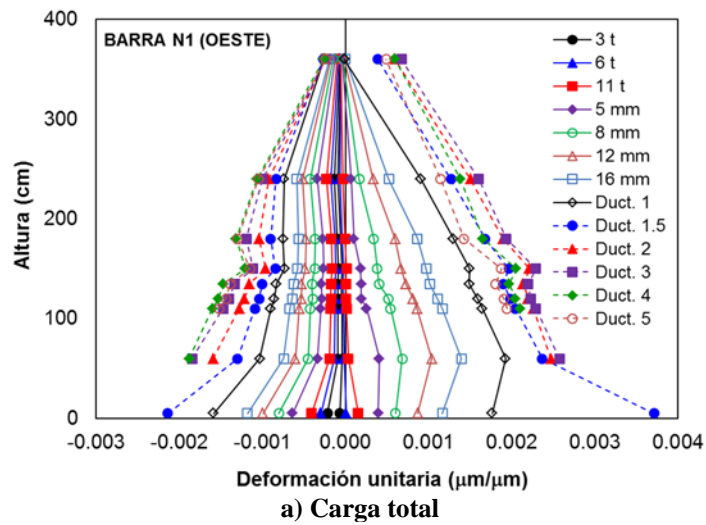
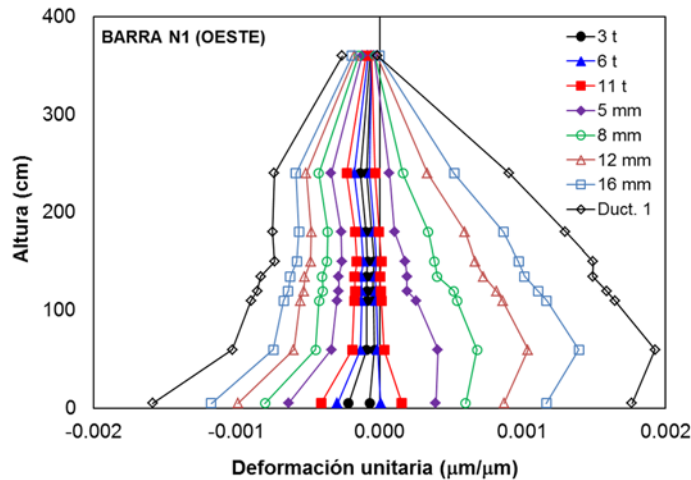


Figura 5.49. Perfil de deformación unitaria de refuerzo longitudinal sobre cara Este de espécimen PH4





b) Intervalo elástico

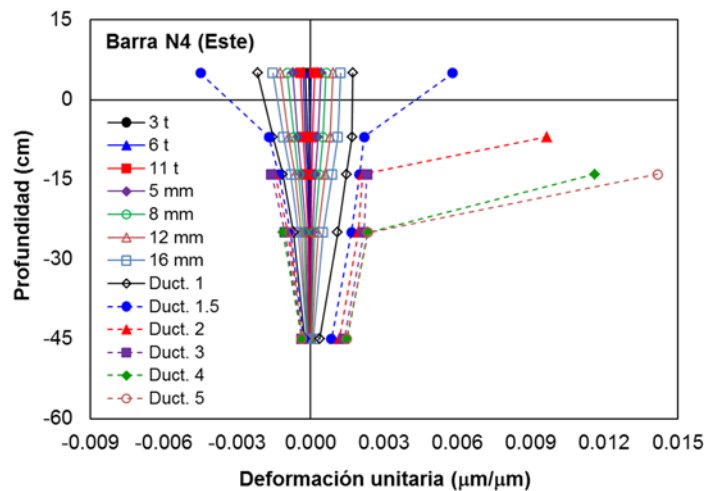
Figura 5.50. Perfil de deformación unitaria de refuerzo longitudinal sobre cara Oeste de espécimen PH4

La deformación unitaria a compresión, alcanzó su valor máximo en la base de la pila. Mientras que la deformación unitaria a tensión, sólo mostró este comportamiento hasta un determinado valor del desplazamiento lateral. Esto fue atribuido, al posible deslizamiento de las barras de acero de refuerzo longitudinal por falta de adherencia.

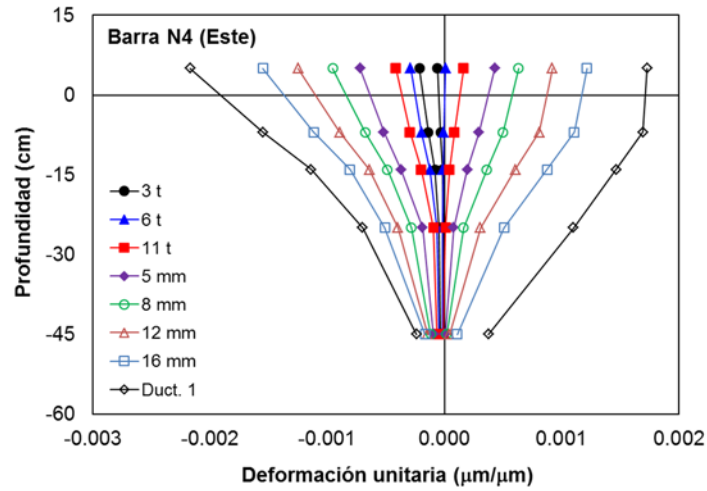
Los perfiles de deformación unitaria para los factores de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 4$  y 5, evidenciaron una disminución en la magnitud de sus valores con respecto a las ductilidades anteriores. Probablemente, fue debido al pandeo de las barras del refuerzo longitudinal que ocurrió sobre las caras Este y Oeste del espécimen a partir de dicho nivel de desplazamiento lateral.

Con el objetivo de elaborar los perfiles de deformación unitaria del refuerzo longitudinal de la pila embebido en la zapata, se ubicaron deformímetros eléctricos en diferentes profundidades sobre la misma barra de las caras Este y Oeste de la pila como se ilustra en la figura 4.33.

En las figuras 5.51 y 5.52 se aprecian los perfiles de deformación unitaria de las barras del refuerzo longitudinal embebido en la zapata ubicadas sobre las caras Este y Oeste del espécimen PH4, respectivamente.

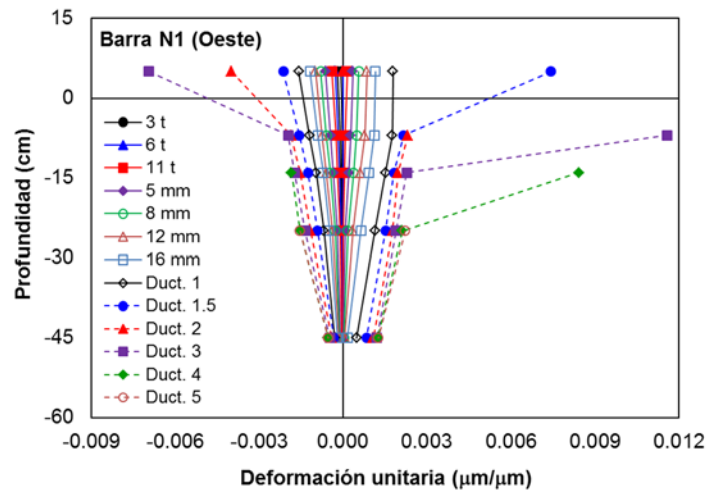


a) Carga total

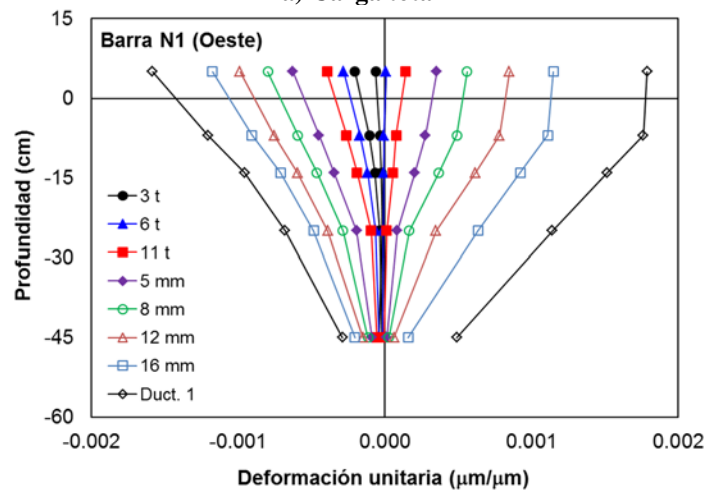


b) Intervalo elástico

Figura 5.51. Perfil de deformación unitaria de refuerzo longitudinal embebido en la zapata sobre cara Este de espécimen PH4



a) Carga total



b) Intervalo elástico

Figura 5.52. Perfil de deformación unitaria de refuerzo longitudinal embebido en la zapata sobre cara Oeste de espécimen PH4

Los perfiles de deformación unitaria del refuerzo longitudinal embebido en la zapata evidenciaron una tendencia de comportamiento lineal hasta el desarrollo de la primera fluencia del material ocurrido en la base de la pila. Aunque la ubicación de los deformímetros eléctricos no alcanzó a registrar la profundidad de los perfiles de deformación unitaria de las barras instrumentadas, estas se pudieron estimar por interpolación alcanzando una profundidad del orden de 60 cm durante el intervalo elástico de la prueba. Este valor fue concordante con la longitud de desarrollo,  $L_d$ , de la barra a tensión de refuerzo longitudinal empleado, es decir, de 1/2 de pulgada de diámetro.

Durante el intervalo inelástico, los valores del perfil de deformación unitaria aumentaron considerablemente hasta una profundidad del orden de 15 cm, que representó el 25% de la longitud de desarrollo,  $L_d$ , de la barra a tensión. También se evidenció, que a una profundidad de 25 cm, es decir, el 42% de la longitud de desarrollo,  $L_d$ , de la barra a tensión, la deformación unitaria del acero de refuerzo longitudinal se mantuvo en el intervalo elástico del material durante toda la prueba.

Los deformímetros eléctricos también se ubicaron de tal manera que se pudiera registrar la variación del eje neutro experimental. En la figura 5.53 se muestra el perfil de deformación unitaria de la sección transversal de la pila a una altura de 5 cm.

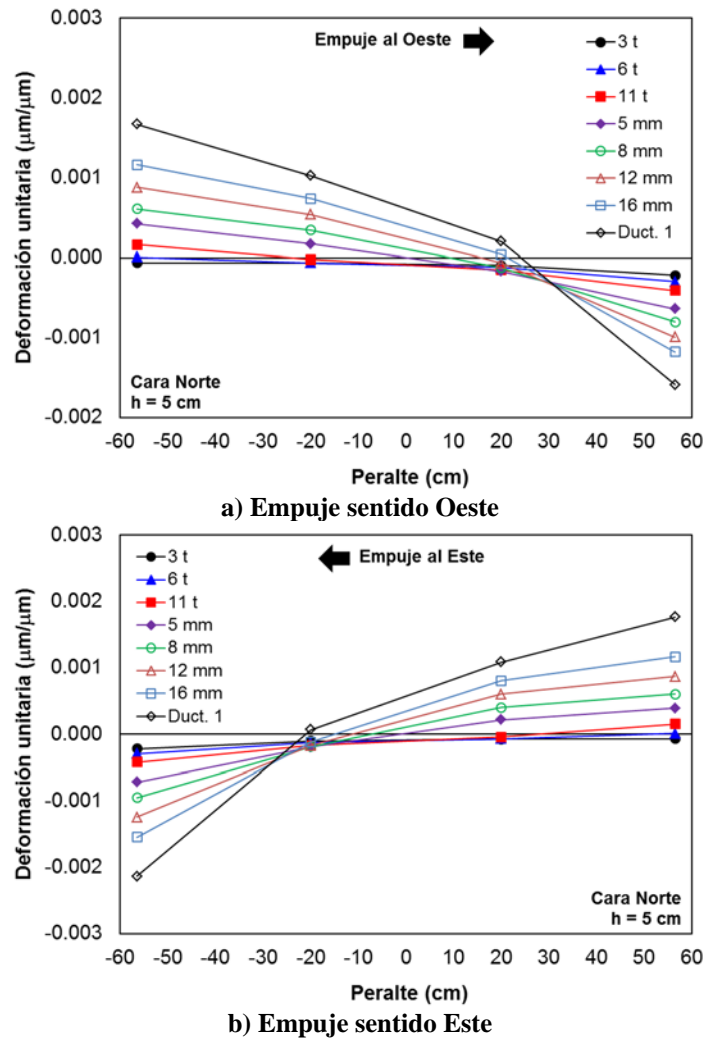


Figura 5.53. Perfil de deformación unitaria de sección transversal a 5 cm de altura de espécimen PH4

El perfil de deformación unitaria sobre el plano de la sección transversal de la pila a una altura de 5 cm con respecto a su base, permaneció relativamente plano hasta la carga de agrietamiento de 11 t. Mientras que el perfil de deformación unitaria sobre el plano de la sección transversal de la pila a una altura de 60 cm con respecto a su base, permaneció razonablemente plano hasta el desplazamiento lateral correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal en ambas direcciones. En la figura 5.54 se ilustra el perfil de deformación unitaria de la sección transversal de la pila a una altura de 60 cm.

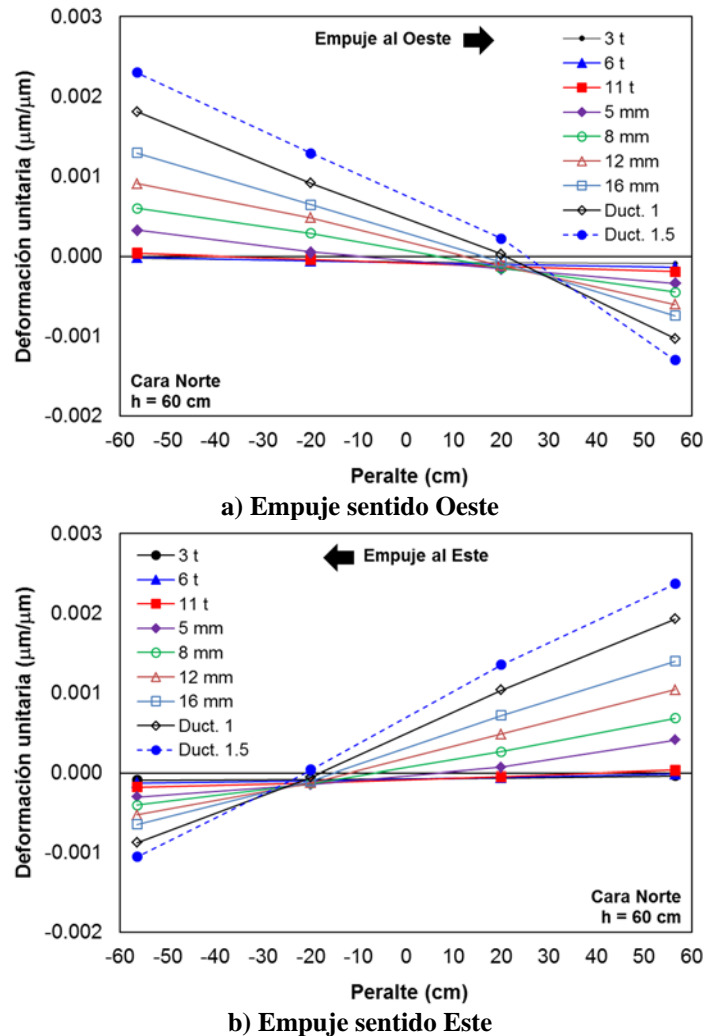
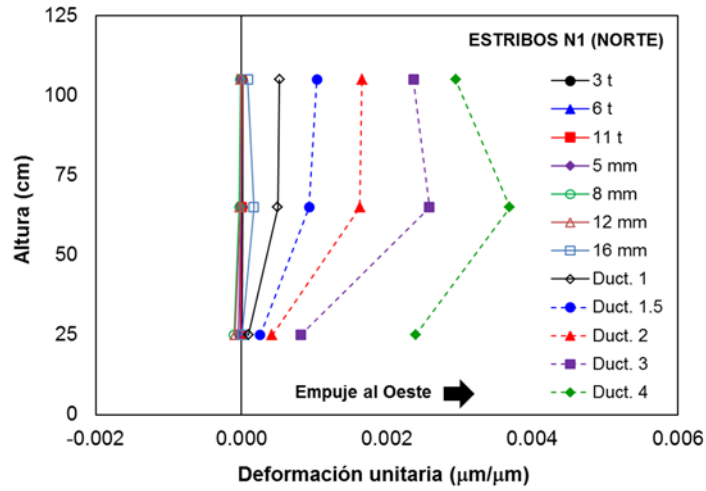


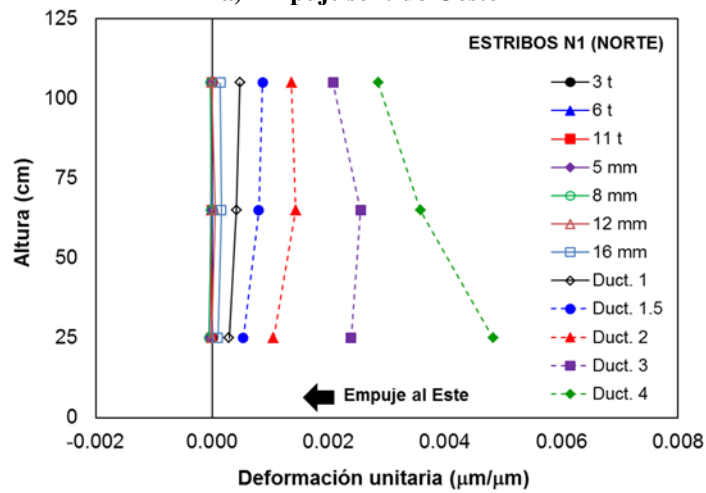
Figura 5.54. Perfil de deformación unitaria de sección transversal a 60 cm de altura de espécimen PH4

#### 5.4.9 Perfiles de deformación transversal

Los perfiles de deformación unitaria en el refuerzo transversal fueron medidos por medio de deformímetros eléctricos ubicados en los estribos y grapas de confinamiento en las cuatro caras de la pila como se aprecia en la figura 4.36. Para el procesamiento de los datos, se tomó el promedio de la lectura de los deformímetros eléctricos adheridos a cada rama del estribo. En las figuras 5.55 y 5.56 se muestran los perfiles de deformación unitaria de los estribos sobre la cara Norte y Sur del espécimen PH4, respectivamente.

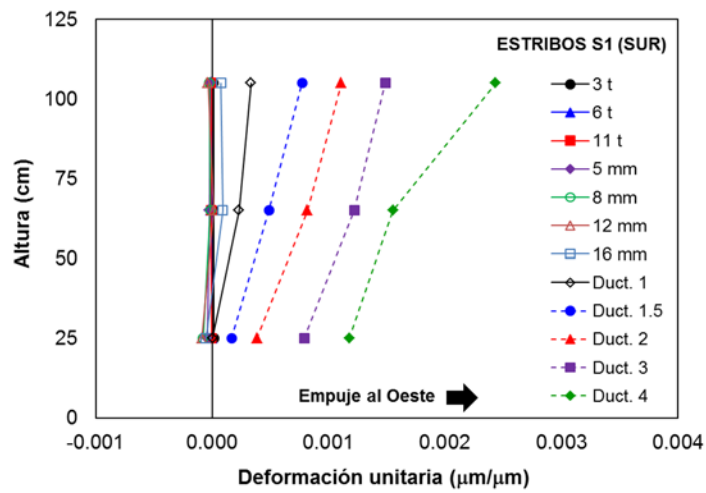


a) Empuje sentido Oeste



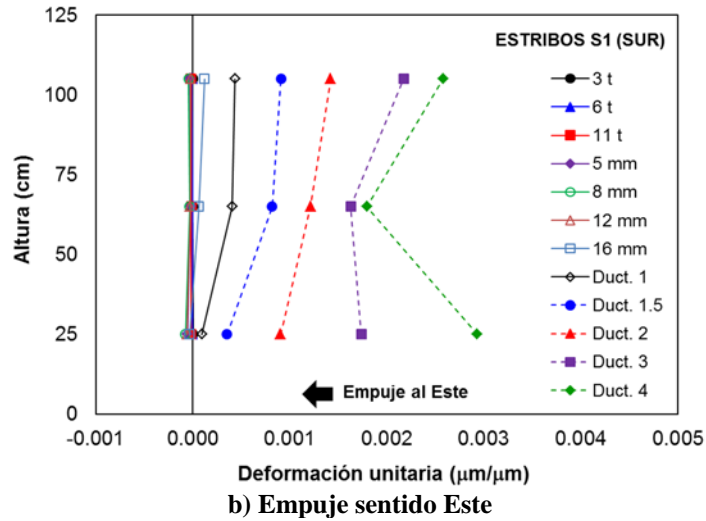
b) Empuje sentido Este

Figura 5.55. Perfil de deformación unitaria de estribos de la cara Norte del espécimen PH4



a) Empuje sentido Oeste



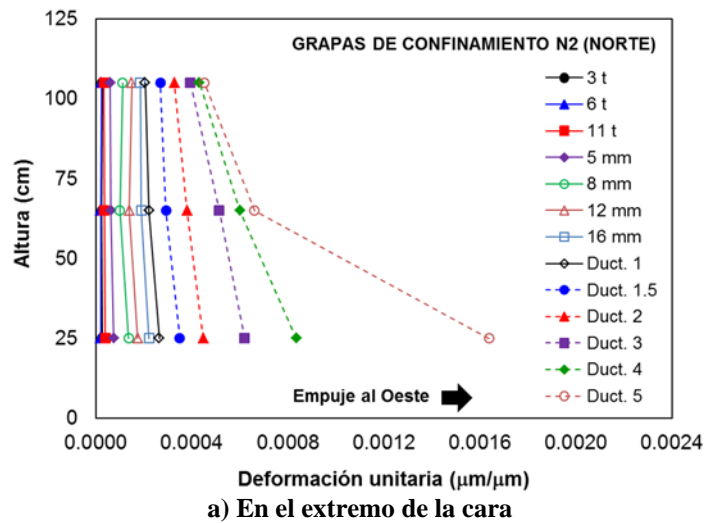


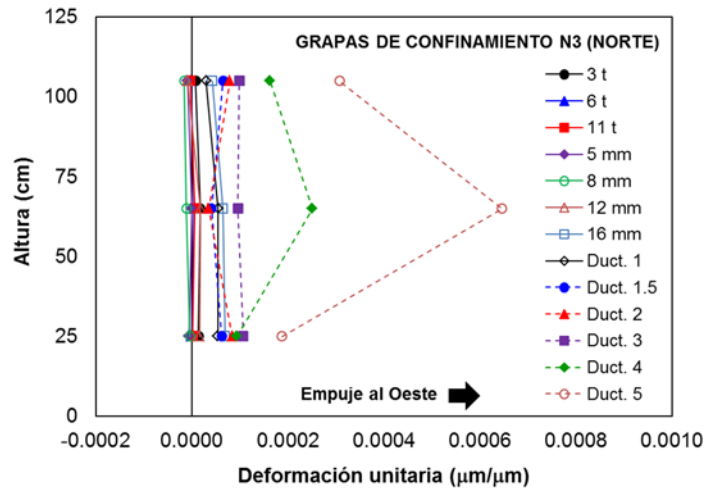
**Figura 5.56. Perfil de deformación unitaria de estribos de la cara Sur del espécimen PH4**

La baja o casi nula deformación unitaria registrada en dichos estribos, indicó que la fuerza cortante generada por la carga lateral aplicada al espécimen fue resistida por el concreto hasta un desplazamiento lateral de 12 mm. Posteriormente, entre el desplazamiento lateral de 16 y 24 mm, este último correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal, el refuerzo transversal empezó a soportar la fuerza cortante alcanzando valores de deformación unitaria del orden de  $0.004 \mu\text{m}/\mu\text{m}$ .

Este hecho, fue concordante con lo comentado en la sección 5.4.1 del presente documento acerca de la formación de las grietas de cortante sobre las caras Norte y Sur del espécimen, las cuales se originaron en dicho intervalo de desplazamiento lateral.

En la figura 5.57 se ilustra el perfil de deformación unitaria de las grapas de confinamiento sobre la cara Norte del espécimen PH4.

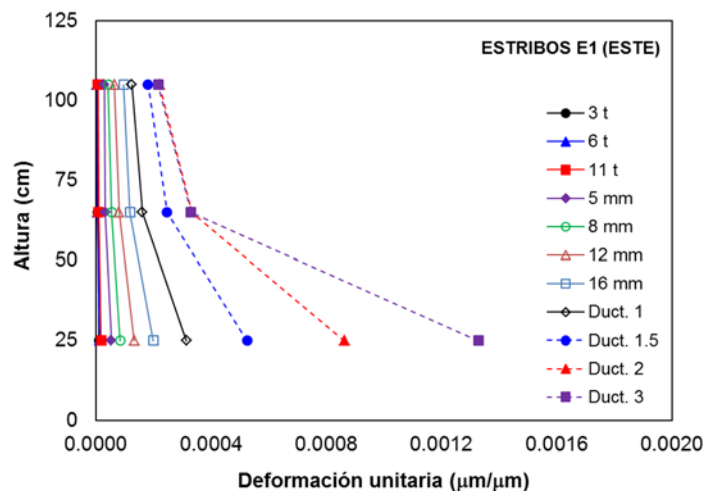


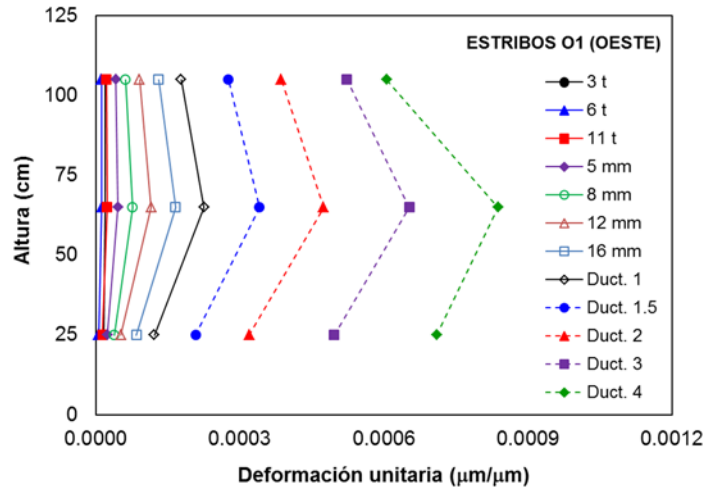


**Figura 5.57. Perfil de deformación unitaria de grapas de confinamiento de la cara Norte del espécimen PH4**

Los resultados indicaron que la deformación unitaria de las grapas de confinamiento ubicadas en el centro y en el extremo de la cara Norte del espécimen, mantuvieron valores dentro del intervalo elástico del material. Sin embargo, se evidenció que las grapas ubicadas en el extremo experimentaron una mayor deformación unitaria. Esto posiblemente fue debido, a que su localización estuvo dentro de la profundidad de eje neutro, cuando dicho extremo se sometió al máximo esfuerzo de compresión.

En la figura 5.58 se aprecia el perfil de deformación unitaria de los estribos sobre las caras Este y Oeste del espécimen PH4. La deformación unitaria de estos estribos, también conservaron valores dentro del intervalo elástico. No se evidenció una clara tendencia de comportamiento entre la magnitud de los valores de la deformación unitaria y la altura de los estribos instrumentados. El aumento de los valores de la deformación unitaria en los últimos factores de ductilidad de desplazamiento lateral en el estribo ubicado a 25 cm de altura sobre la cara Este del espécimen, podría atribuirse al pandeo de las barras del refuerzo longitudinal que se presentaron en dicha cara.





b) Cara Oeste

Figura 5.58. Perfil de deformación unitaria de estribos de las caras Este y Oeste del espécimen PH4

En la figura 5.59 se muestra el perfil de deformación unitaria de las grapas de confinamiento sobre la cara Oeste del espécimen PH4.

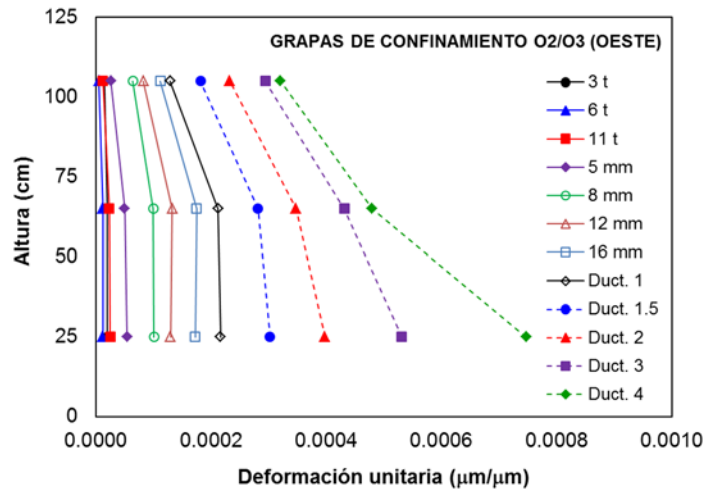


Figura 5.59. Perfil de deformación unitaria de grapas de confinamiento de la cara Oeste del espécimen PH4

La deformación unitaria de las grapas de confinamiento sobre la cara Oeste, mantuvo valores dentro del intervalo elástico durante la prueba. Los resultados indicaron que la deformación unitaria de las grapas ubicadas a una altura de 25 y 65 cm, presentaron valores similares entre ellas para los diferentes niveles de desplazamiento lateral dentro del intervalo elástico. Sin embargo, durante el intervalo inelástico el estribo a 25 cm de altura, presentó el mayor incremento en los valores del perfil de la deformación unitaria. Lo anterior posiblemente se debe, al incremento del esfuerzo proveniente de las barras de acero de refuerzo longitudinal, debido a la tendencia de experimentar el pandeo durante los ciclos de compresión en la base de la pila.

## 5.5 ESPÉCIMEN PH5

A continuación se muestran los resultados de las pruebas realizadas al espécimen designado como PH5.

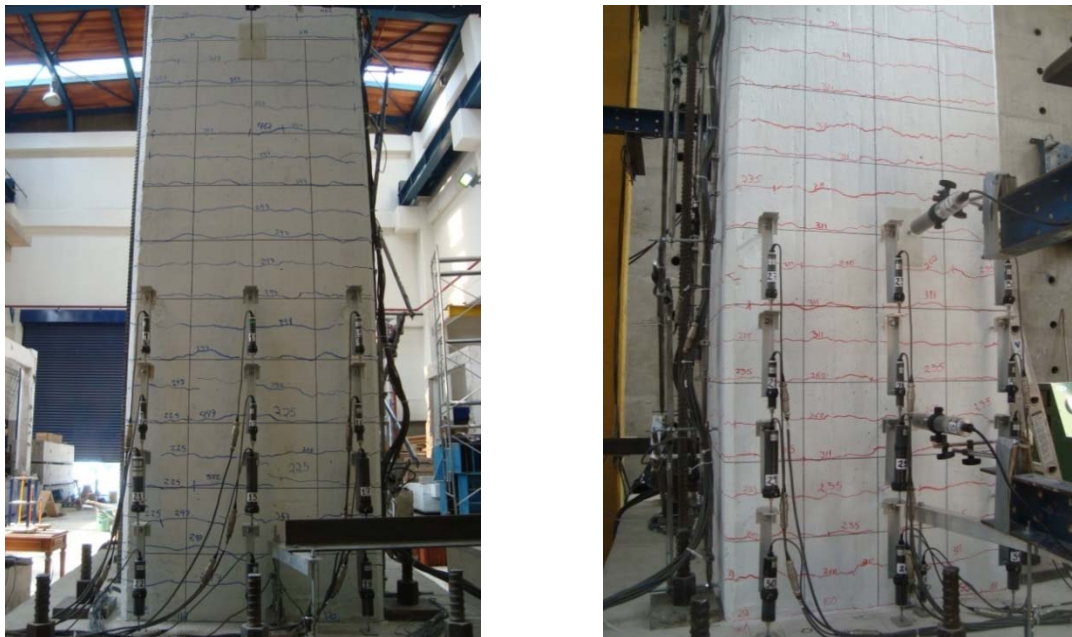
### 5.5.1 Observaciones generales

Este espécimen al igual que los anteriores, sólo experimentó daño alguno hasta la carga de agrietamiento calculada y experimentada de 11 t. Con este valor de carga, aparecieron las primeras grietas de flexión por tensión en las caras Este y Oeste en la base de la pila como se ilustra en la figura 5.60.



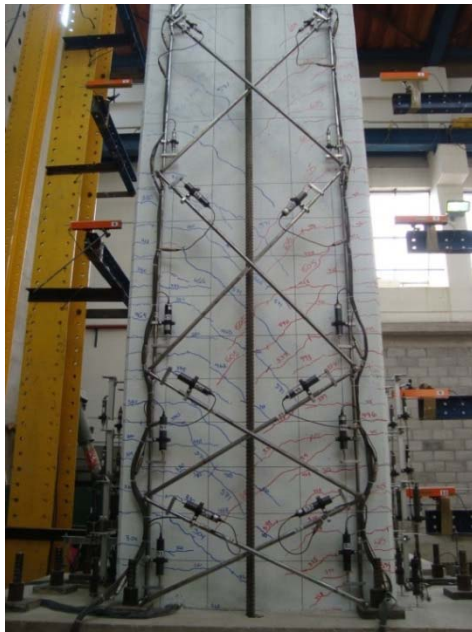
a) Cara Este  
b) Cara Oeste  
**Figura 5.60. Primeras grietas de flexión de espécimen PH5**

La aparición de estas grietas horizontales de flexión continuó hasta el desplazamiento lateral correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal. La formación de las grietas en este nivel de desplazamiento lateral, alcanzó una altura de 320 cm y evidenció un patrón de separación de aproximadamente 10 cm, la misma de los estribos. En la figura 5.61 se aprecia el patrón de grietas de flexión sobre las caras Este y Oeste del espécimen PH5.

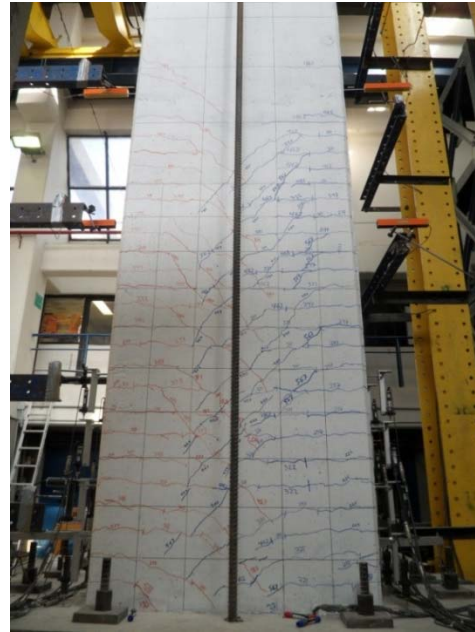


a) Cara Este  
b) Cara Oeste  
**Figura 5.61. Patrón de grietas de flexión de espécimen PH5**

Las grietas de flexión existentes sobre las caras Este y Oeste de la pila se propagaron hasta las caras de mayor dimensión, Norte y Sur, conservando su alineamiento horizontal. Cuando la prueba alcanzó el desplazamiento lateral correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal, es decir, 28 mm, estas grietas ya habían perdido su tendencia horizontal denotando un patrón de comportamiento diagonal con una inclinación de  $45^\circ$  aproximadamente. En la figura 5.62 se muestran las grietas de cortante sobre las caras Norte y Sur del espécimen PH5.

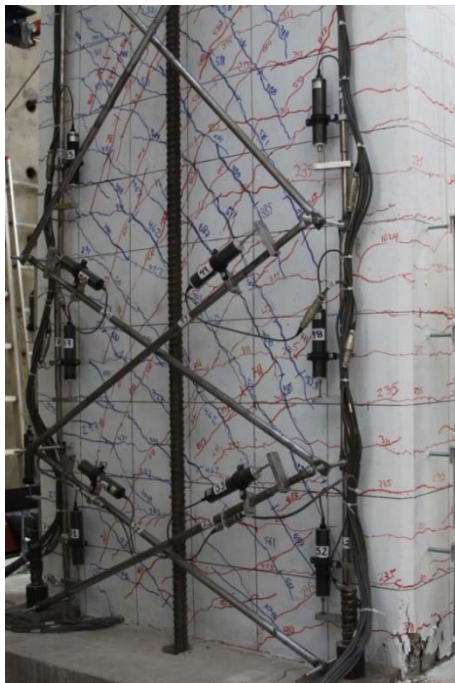


a) Cara Norte

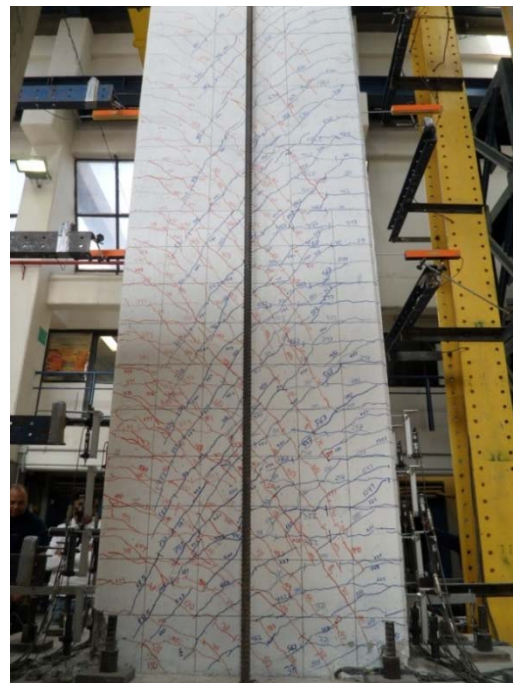


b) Cara Sur

**Figura 5.62. Primeras grietas de cortante de espécimen PH5**



a) Cara Norte



b) Cara Sur

**Figura 5.63. Formación y prolongación de grietas en el intervalo inelástico de espécimen PH5**

Durante el intervalo inelástico de la prueba se continuó la formación y prolongación de las grietas de flexión y de cortante en el resto de la altura del espécimen, aumentando la densidad de grietas sobre la superficie de la pila. En la figura 5.63 se ilustran la formación de las nuevas grietas y la prolongación de las existentes en el intervalo inelástico del espécimen PH5.

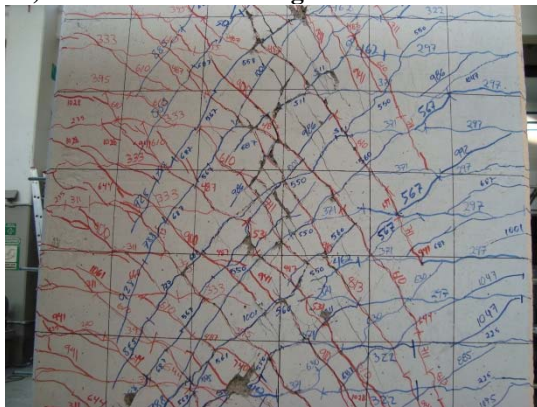
En el estado próximo a la falla, se presentó el pandeo de las barras del refuerzo longitudinal de las caras Este y Oeste en la base de la pila. Las barras que experimentaron pandeo fueron las que no presentaban confinamiento proveniente de los aros dispuestos a cada 5 cm.



**a) Pandeo de barras longitudinales cara Este**



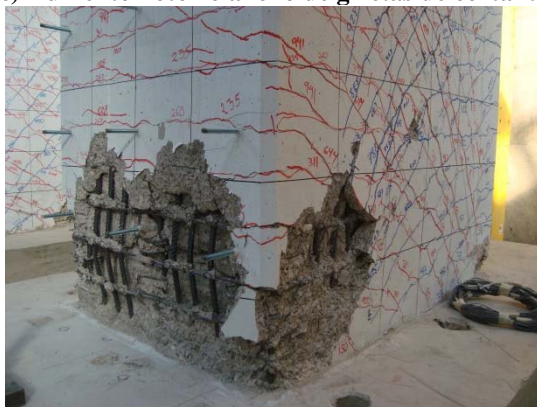
**b) Pandeo de barras longitudinales cara Oeste**



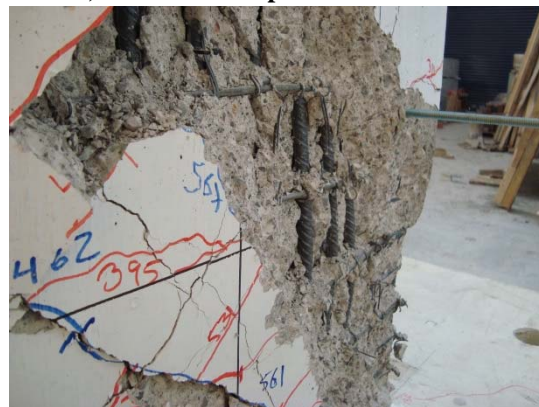
**c) Aumento notorio ancho de grietas de cortante**



**d) Puntal de compresión cara Norte**



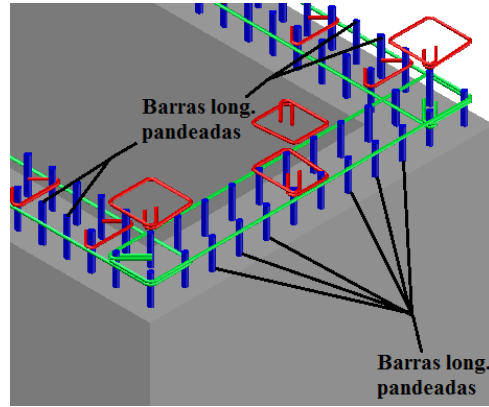
**e) Puntal de compresión cara Sur**



**f) Pandeo de barras longitudinales cara Norte**



g) Pandeo de barras longitudinales cara Sur



f) Esquema de posición de refuerzo

Figura 5.64. Pandeo de barras longitudinales y puntales de compresión del espécimen PH5

El espécimen evidenció un aumento considerable en las grietas de cortante sobre las caras de mayor dimensión y la formación del puntal de compresión sobre la base de las caras Norte y Sur de la pila, que ocasionó el pandeo de un conjunto de barras del refuerzo longitudinal de las mismas caras por fuera de su plano de acción. En la figura 5.64 se aprecian el pandeo de las barras longitudinales, el aumento notorio del ancho de las grietas de cortante y los puntales de compresión del espécimen PH5.

Con base en lo anterior, este espécimen se caracterizó por tener un mecanismo de falla de flexión y cortante, ya que a pesar de que desarrolló pandeo de algunas de las barras de acero de refuerzo longitudinal, también presentó considerables grietas de cortante alcanzando a evidenciar los puntales de compresión en la zona de articulación plástica sobre las caras Norte y Sur de la pila. En la figura 5.65 se muestran el estado final y el mecanismo de falla de flexión y cortante del espécimen PH5.



a) Cara Noroeste



b) Cara Sureste

Figura 5.65. Falla de flexión y cortante de espécimen PH5

### 5.5.2 Respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral

El espécimen PH5 alcanzó una carga máxima de 81.2 t en sentido Oeste y de 82.7 t en sentido Este, denotando la mejor simetría en carga aplicada de todos los especímenes ensayados en este estudio. El desplazamiento lateral alcanzado por este espécimen ante carga lateral cíclica reversible fue 140 mm, que representó un factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu = 5$ , y distorsión lateral,  $\delta = 3.4\%$ . En la figura 5.66 se ilustra la respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral del espécimen PH5.

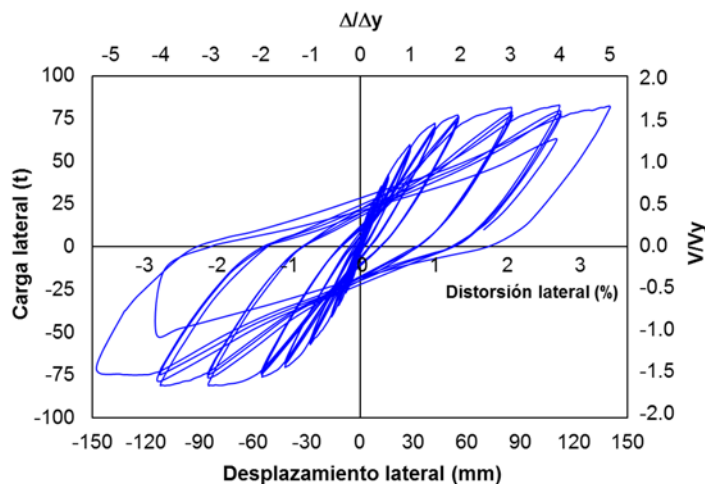


Figura 5.66. Respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral de espécimen PH5

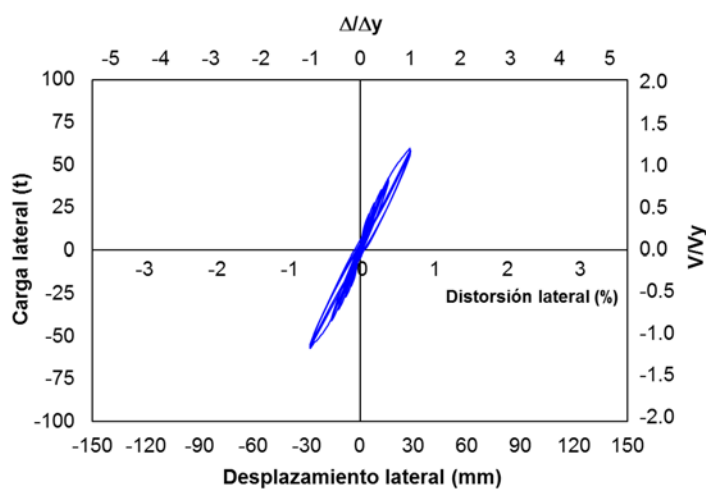
El desplazamiento lateral correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal o factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 1$ , se alcanzó a los 28 mm con una de carga de 57.1 t. Este desplazamiento representó una distorsión lateral,  $\delta = 0.69\%$ . Los ciclos histeréticos denotaron una leve energía disipada, debido a la aparición de las grietas de flexión y cortante. En la figura 5.67.a se aprecia la respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral hasta la primera fluencia del refuerzo longitudinal únicamente.



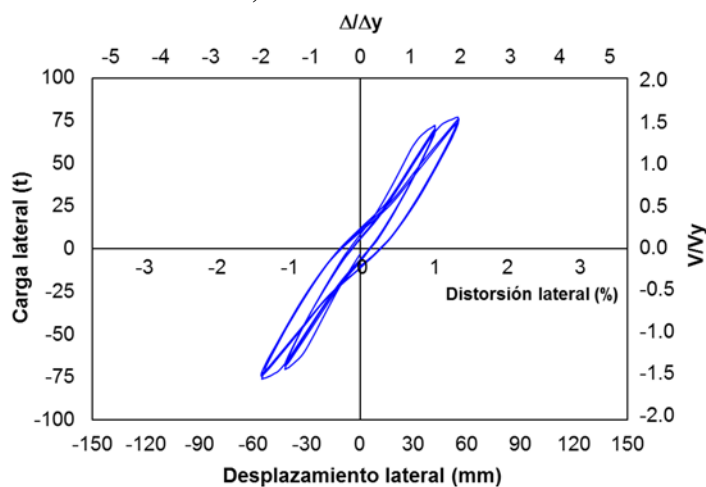
La energía disipada en los factores de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 1.5$  y  $2$ , fue más notoria alcanzando una deformación permanente de  $11.5$  mm. Sus desplazamientos laterales representaron una distorsión lateral,  $\delta = 1.0$  y  $1.3\%$ , respectivamente. En la figura 5.67.b se muestra la respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral para dichos niveles de desplazamiento.

En el factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 3$ , la deformación permanente fue del orden de  $32$  mm. En el factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 4$ , se alcanzaron los valores de la carga máxima en ambas direcciones. En este nivel de desplazamiento se presentó la primera pérdida de recubrimiento sobre la base de la cara Oeste y la deformación permanente alcanzó un valor de  $52.2$  mm.

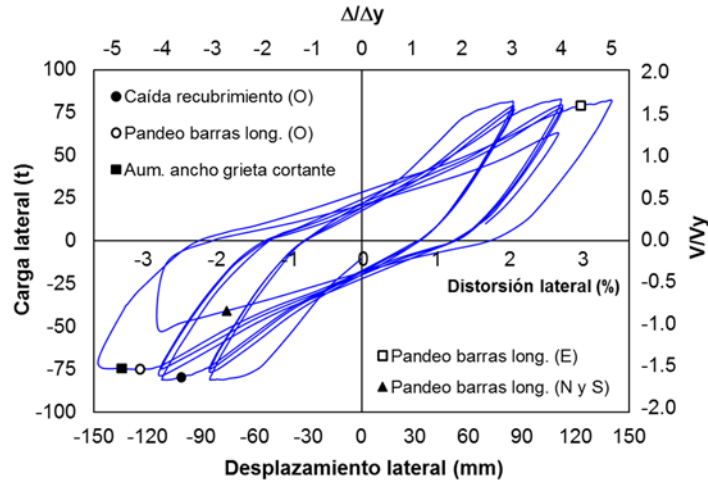
Finalmente, en el factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 5$ , se presentó una ligera degradación de la respuesta del espécimen en sentido Oeste. En el primer ciclo de este nivel de desplazamiento, se presentó el pandeo de las barras de acero de refuerzo longitudinal de las caras Este y Oeste y, un aumento notorio en el ancho de las grietas de cortante. En el segundo y último ciclo, se presentó el pandeo de las barras de acero de refuerzo longitudinal de las caras Norte y Sur por fuera de su plano de acción. Además, se evidenció claramente la formación del puntal de compresión sobre dichas caras. En la figura 5.67.c se ilustra la respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral para los factores de ductilidad,  $\mu = 3, 4$  y  $5$ .



**a) Hasta ductilidad 1**



**b) Ductilidad 1.5 y 2**



c) Desde ductilidad 3 hasta 5

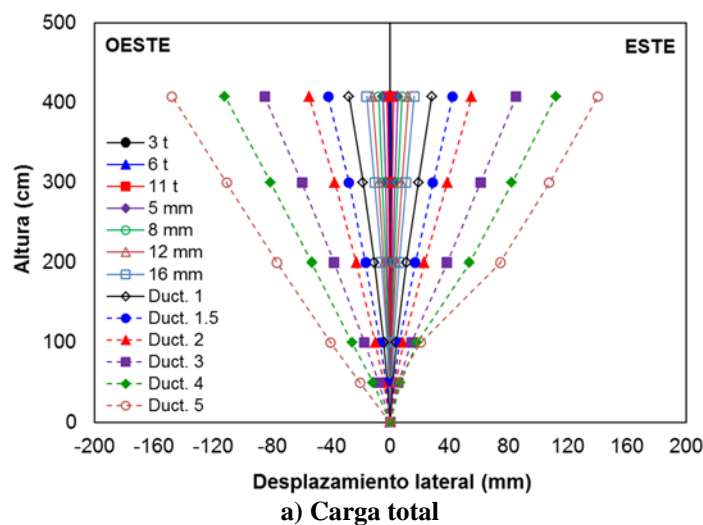
Figura 5.67. Respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral de espécimen PH5 (fraccionada)

### 5.5.3 Perfiles de desplazamiento lateral

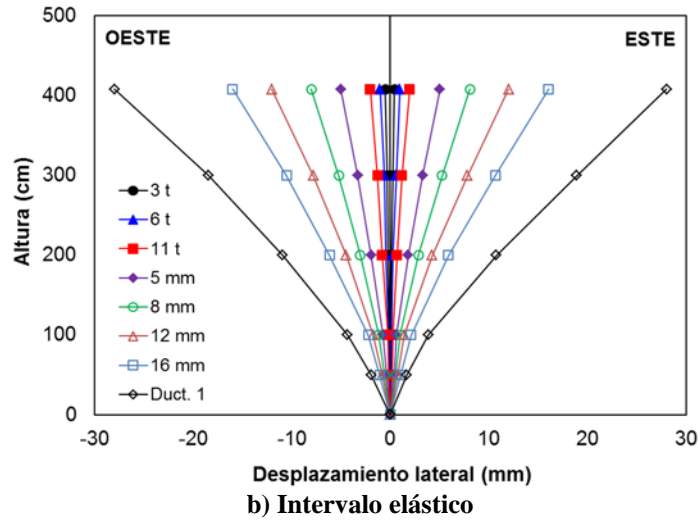
El desplazamiento lateral del espécimen PH5 fue registrado por medio de los transductores ubicados a lo largo de su altura como se aprecia en la figura 4.25. Estos datos fueron procesados para obtener el perfil de desplazamiento lateral en cada una de las diferentes etapas de la prueba. En la figura 5.68 se muestra el perfil de desplazamiento lateral para la totalidad de la carga y para el intervalo elástico del espécimen PH5.

Para el intervalo elástico, se evidenció que los perfiles de desplazamiento lateral denotaron una clara tendencia parabólica. Incluso, esta tendencia parabólica se alcanza a evidenciar levemente hasta un factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu = 2$ .

La forma no convencional del perfil de desplazamiento lateral correspondiente al factor de ductilidad,  $\mu = 5$ , en su parte baja, probablemente fue como consecuencia de la falla por cortante presentada en este espécimen que originó el desplazamiento local del mismo en sentido Oeste.



a) Carga total

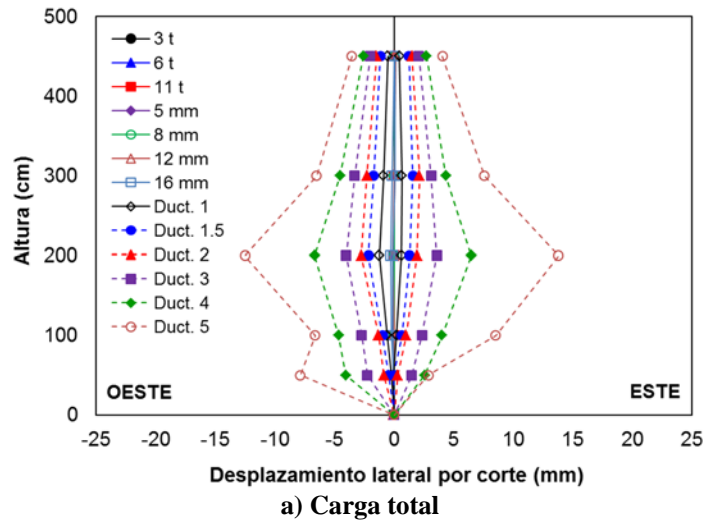


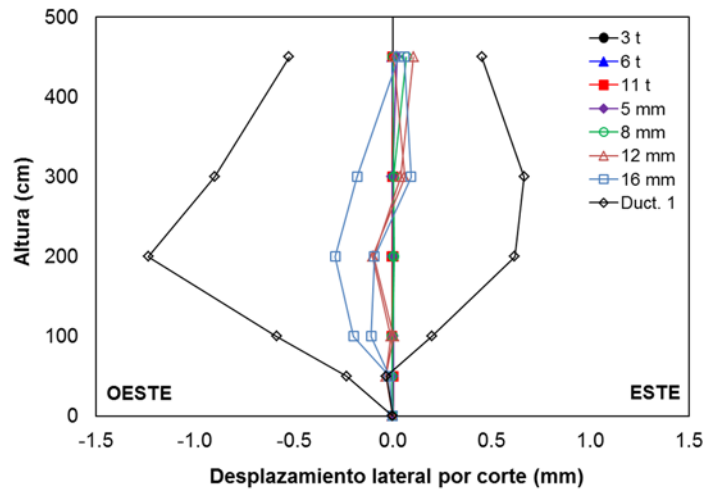
**Figura 5.68. Perfil de desplazamiento lateral de espécimen PH5**

### 5.5.4 Perfiles de deformación por corte

La deformación por corte del espécimen PH5 fue registrado por medio de los transductores ubicados en posición diagonal sobre la cara Norte de la pila como se ilustra en la figura 4.27. Estos datos fueron procesados con el fin de obtener el perfil de desplazamiento en cada una de las diferentes etapas de la prueba. El desplazamiento lateral por cortante se calculó mediante las ecs. 5.1 y 5.2. En la figura 5.69 se aprecia el perfil de deformación por corte para la totalidad de la carga y para el intervalo elástico de cada arreglo de diagonales instrumentadas del espécimen PH5.

Hasta un desplazamiento lateral de 8 mm, no se evidenció una tendencia de comportamiento de la deformación por corte. A partir del desplazamiento lateral de 12 mm, las máximas deformaciones por corte se presentaron en el tercer arreglo de diagonales instrumentadas comprendido entre 200 a 300 cm de altura. Lo anterior, fue atribuido al posible desplazamiento relativo de la junta fría de concreto ubicada a 240 cm de altura con respecto a la base de la pila.





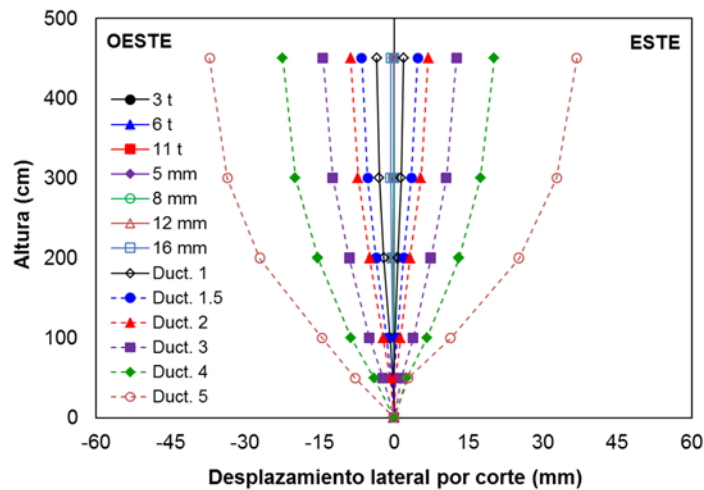
b) Intervalo elástico

Figura 5.69. Perfil de deformación por corte de cada arreglo de diagonales instrumentadas del espécimen PH5

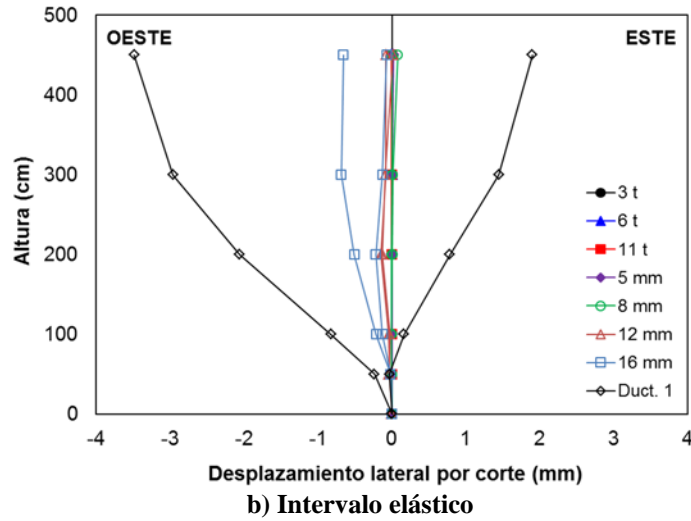
Entre el desplazamiento lateral de 16 y 28 mm, este último correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal, se evidenció un aumento considerable en los valores del perfil de deformación por corte. Esto posiblemente fue debido, a que la formación de las grietas por cortante, se originaron en este intervalo de desplazamiento.

El valor de la deformación por corte registrado a una altura de 50 cm en el factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 5$ , en sentido Oeste, fue atribuido al aumento notorio del ancho de las grietas de cortante, generando un movimiento local del espécimen en dicho sentido.

Al realizar la suma de las deformaciones por corte de cada arreglo de diagonales instrumentadas, se obtuvo el perfil de desplazamiento lateral acumulado por corte de la pila. En la figura 5.70 se muestra el perfil de desplazamiento lateral acumulado por corte para la totalidad de la carga y para el intervalo elástico del espécimen PH5.



a) Carga total

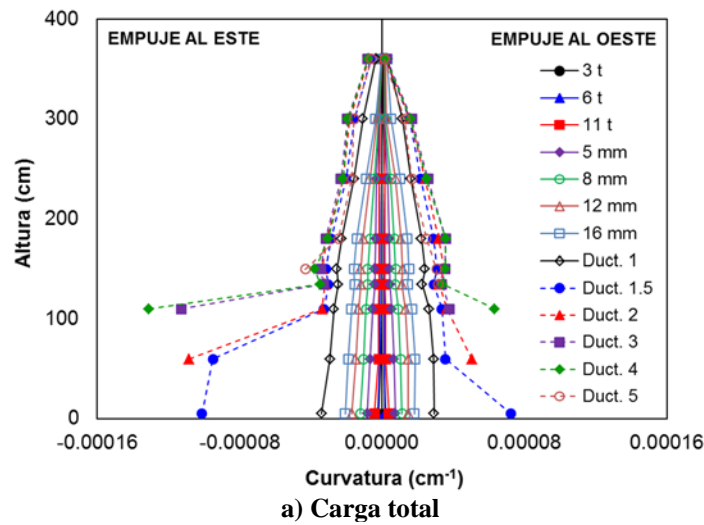


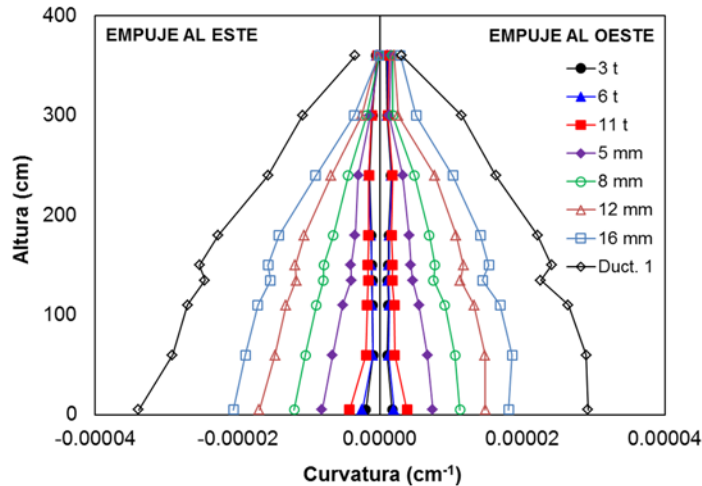
**Figura 5.70. Perfil de desplazamiento lateral acumulado por corte del espécimen PH5**

El desplazamiento lateral acumulado por corte se mantuvo en valores del orden de 0.66 mm en la parte superior de la pila hasta un desplazamiento lateral de 16 mm. A partir del factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 1$ , estos valores empezaron a incrementarse de manera notoria hasta alcanzar valores de desplazamiento lateral por corte del orden de 37 mm.

### 5.5.5 Perfiles de curvatura

Los perfiles de curvatura del espécimen PH5 fueron registrados por medio de los deformímetros eléctricos adheridos a lo largo de las barras de acero de refuerzo longitudinal sobre las caras Este y Oeste como se ilustra en la figura 4.32. Estos datos fueron procesados para obtener el perfil de curvatura en cada una de las diferentes etapas de la prueba. La curvatura fue calculada como la suma de la deformación unitaria en dichas barras dividida por la distancia entre estas. En la figura 5.71 se aprecia el perfil de curvatura para la totalidad de la carga y para el intervalo elástico del espécimen PH5.





b) Intervalo elástico

Figura 5.71. Perfil de curvatura de espécimen PH5

Los deformímetros eléctricos adheridos a 5 y 60 cm de altura sobre las barras de acero de refuerzo longitudinal, no registraron confiablemente la información en el intervalo inelástico de la prueba, por esta razón no se indicaron dichos puntos. El perfil de curvatura para todos los niveles de desplazamiento lateral, alcanzó su valor máximo en la base del espécimen, mostrando un considerable aumento dentro de los primeros 110 cm de altura. Lo anterior indicó, que la longitud de la articulación plástica podría haber estado en la proximidad de este valor.

### 5.5.6 Rotación en la base

La rotación en la base del espécimen PH5 fue registrado por medio de tres transductores ubicados en las caras Este y Oeste a una altura de 25 cm de la base de la pila como se muestra en la figura 4.26. Para efectos del procesamiento de los datos, se tomó el desplazamiento promedio de la lectura de los tres transductores de cada cara. La rotación en la base fue calculada dividiendo la suma de los desplazamientos de ambas caras por la distancia entre los transductores. Debe tenerse en cuenta que el registro de estos desplazamientos estuvo afectado por el posible deslizamiento de las barras de acero de refuerzo longitudinal por falta de adherencia y la evidente separación de la junta fría de concreto entre la zapata y la pila.

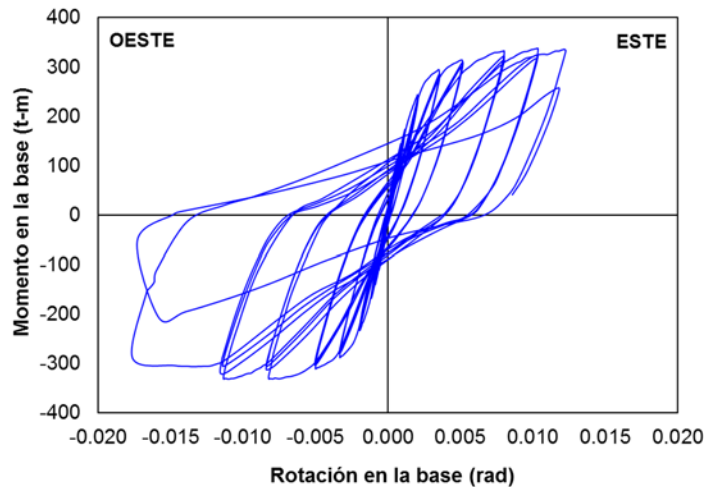


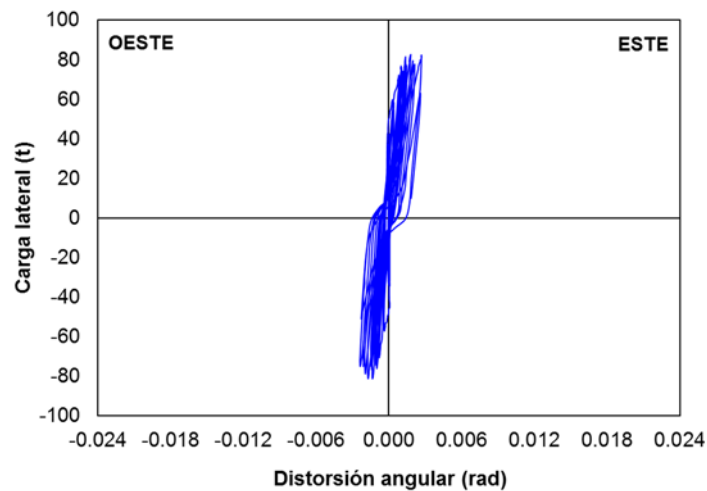
Figura 5.72. Respuesta histerética de momento-rotación en la base de espécimen PH5

El momento fue calculado como la fuerza lateral aplicada y registrada por medio de la celda de carga instalada en el actuador, multiplicada por la altura de su aplicación con respecto a la base de pila. En la figura 5.72 se ilustra la respuesta histerética de momento-rotación en la base del espécimen PH5.

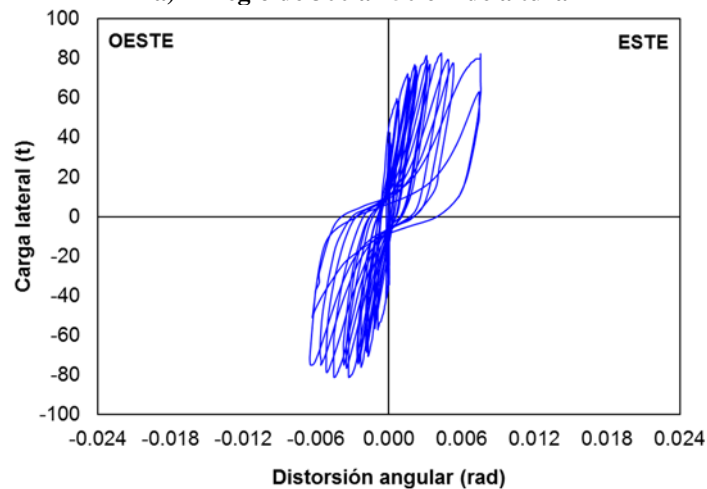
La rotación en la base del espécimen PH5 se comportó de manera razonablemente simétrica hasta valores del orden de 0.012 rad. A partir del factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 5$ , en sentido Oeste, los valores de rotación aumentaron considerablemente hasta 0.018 rad. Lo anterior fue debido, al posible movimiento presentado en la barra roscada embebida en el concreto de donde se fijó el transductor, como consecuencia de la formación del puntal de compresión.

### 5.5.7 Distorsión angular

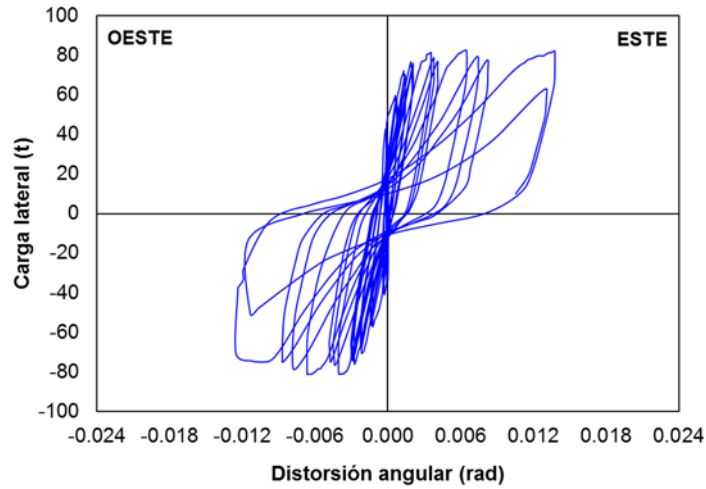
La distorsión angular del espécimen PH5 fue calculada a partir de la ec. 5.2 y registrada por el arreglo de transductores ubicados en posición diagonal sobre la cara Norte de la pila como se aprecia en la figura 4.27. En la figura 5.73 se muestra la respuesta histerética de carga lateral-distorsión angular del espécimen PH5.



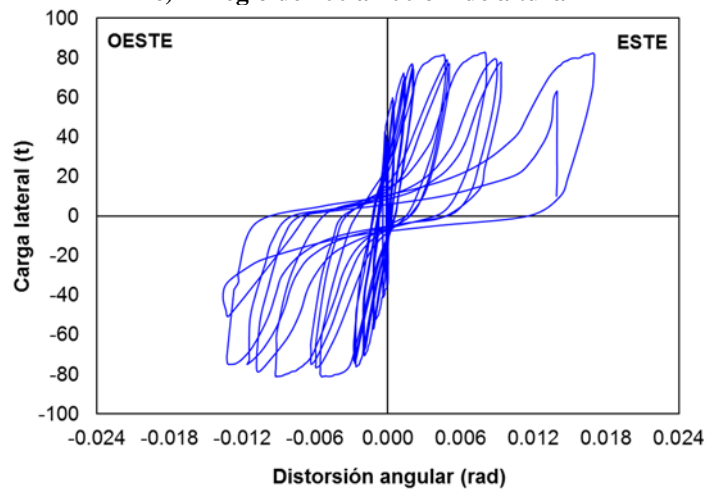
a) Arreglo de 300 a 450 cm de altura



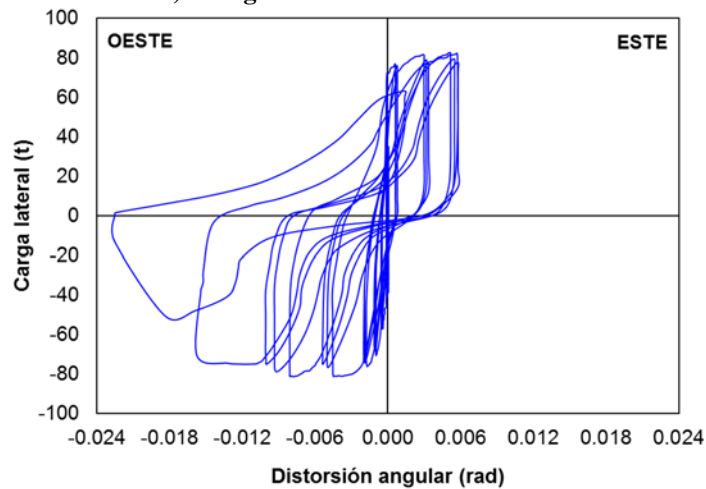
b) Arreglo de 200 a 300 cm de altura



c) Arreglo de 100 a 200 cm de altura



d) Arreglo de 50 a 100 cm de altura



e) Arreglo de 0 a 50 cm de altura (Base)

**Figura 5.73. Respuesta histerética de carga lateral-distorsión angular de espécimen PH5**

Los valores máximos de la distorsión angular se alcanzaron en el segundo y tercer arreglo de diagonales instrumentadas comprendidos entre 50 a 100 cm y de 100 a 200 cm de altura, respectivamente. En estos arreglos, se evidenció un aumento considerable en los valores de la



distorsión angular para el factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 5$ , debido al aumento en el ancho de las grietas de cortante que tuvo lugar en esa instancia de la prueba.

En el primer arreglo de diagonales instrumentadas comprendido de 0 a 50 cm de altura, también se observó un aumento considerable en los valores de la distorsión angular para el factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 5$ , en sentido Oeste, pero estos fueron como consecuencia al movimiento de la barra roscada embebida en el concreto de donde se fijó el transductor, durante la formación del puntal de compresión.

### 5.5.8 Perfiles de deformación longitudinal

Los perfiles de deformación unitaria en el refuerzo longitudinal fueron medidos por medio de deformímetros eléctricos ubicados en las barras sobre las caras Este y Oeste de la pila como se ilustra en la figura 4.32. Para el procesamiento de los datos a 5 y 60 cm de altura, se tomó el promedio de la lectura de los dos deformímetros eléctricos adheridos a cada barra. En las figuras 5.74 y 5.75 se aprecian los perfiles de deformación unitaria de las barras de acero de refuerzo longitudinal ubicadas sobre las caras Este y Oeste del espécimen PH5, respectivamente.

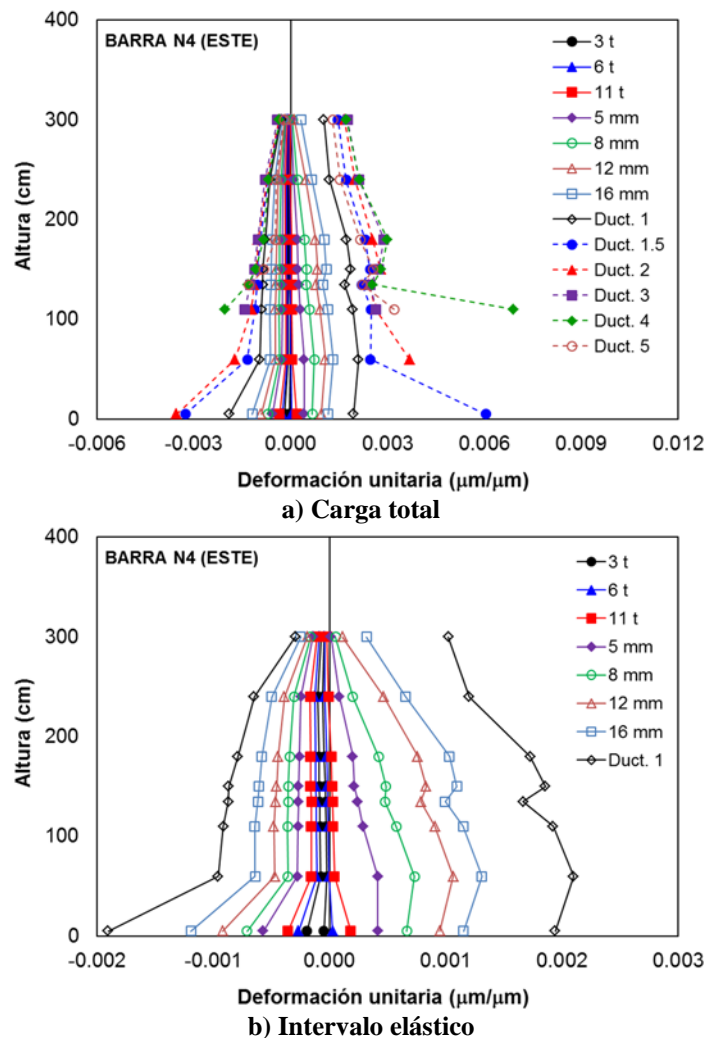
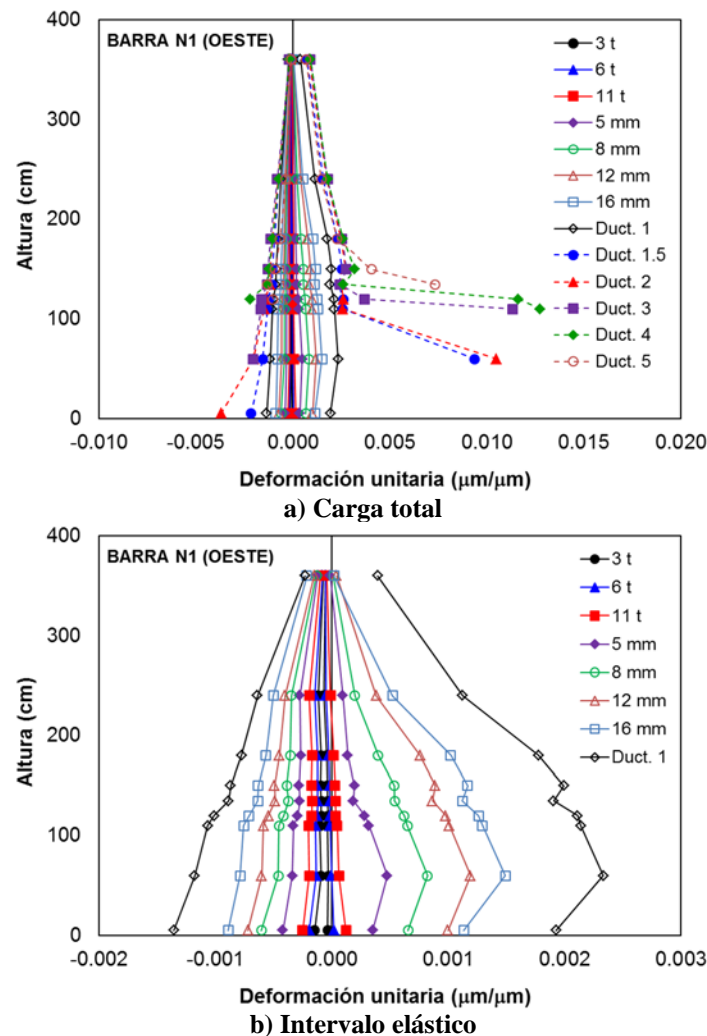


Figura 5.74. Perfil de deformación unitaria de refuerzo longitudinal sobre cara Este de espécimen PH5

Los deformímetros eléctricos adheridos a 5, 60 y 110 cm de altura en las barras de acero de refuerzo longitudinal, no registraron confiablemente la deformación unitaria en el intervalo inelástico de la prueba, por esta razón no se indicaron dichos puntos. La deformación unitaria a compresión, presentó su valor máximo en la base de la pila. Sin embargo, la deformación unitaria a tensión, sólo mostró este comportamiento hasta la carga de agrietamiento de 11 t. Esto posiblemente fue debido, a que se haya presentado un deslizamiento de las barras del refuerzo longitudinal por falta de adherencia.

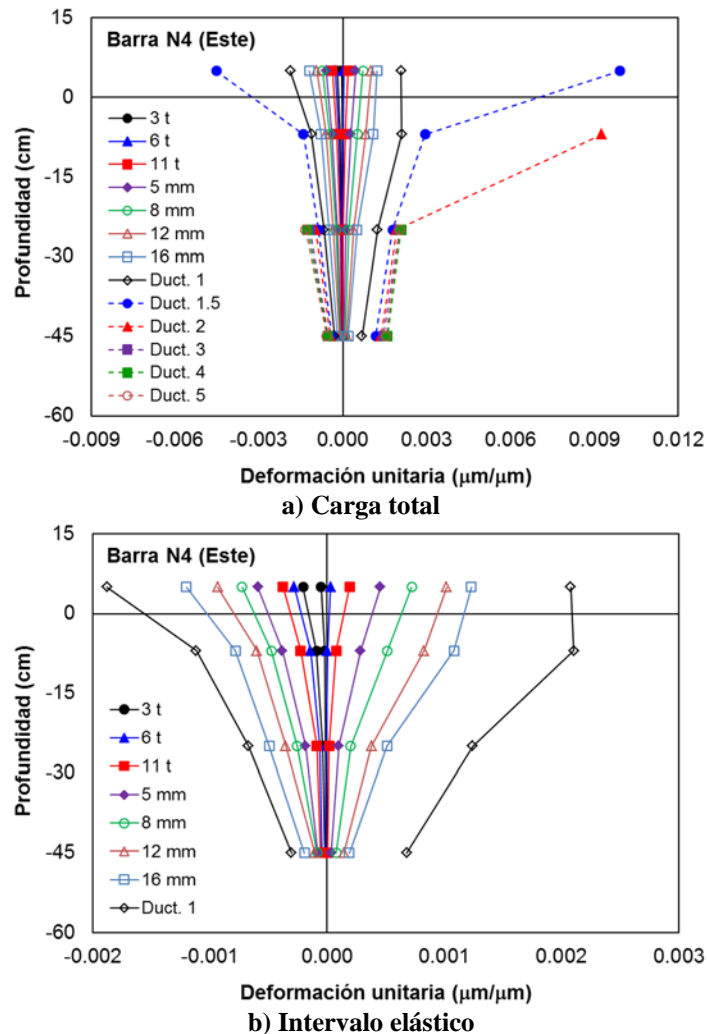
Para el perfil de deformación unitaria del factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 5$ , se evidenció una disminución general en la magnitud de los valores con respecto a la ductilidades anteriores. Esto probablemente fue debido, al pandeo de las barras de acero de refuerzo longitudinal que ocurrió sobre las caras Este y Oeste del espécimen en dicho nivel de desplazamiento lateral.



**Figura 5.75. Perfil de deformación unitaria de refuerzo longitudinal sobre cara Oeste de espécimen PH5**

Con el objetivo de elaborar un perfil de deformación unitaria del refuerzo longitudinal de la pila embebido en la zapata, se ubicaron deformímetros eléctricos en diferentes profundidades sobre la misma barra de las caras Este y Oeste de la pila como se muestra en la figura 4.33. En las figuras

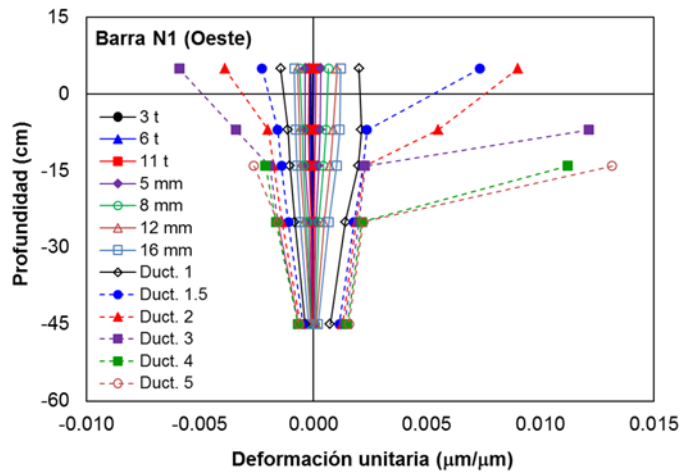
5.76 y 5.77 se ilustran los perfiles de deformación unitaria de las barras del refuerzo longitudinal embebido en la zapata ubicadas sobre las caras Este y Oeste del espécimen PH5, respectivamente.



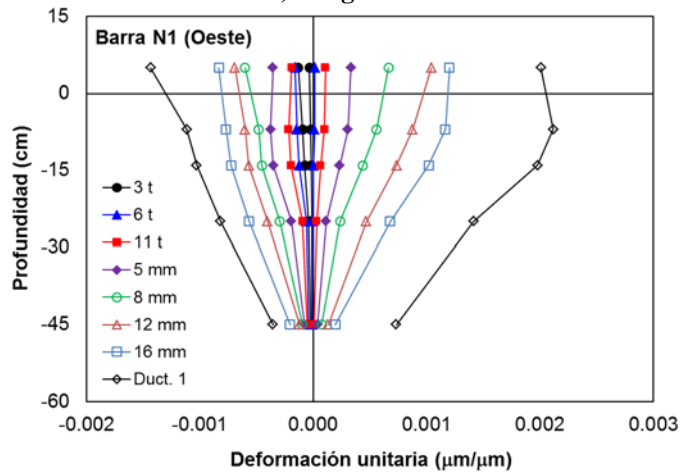
**Figura 5.76. Perfil de deformación unitaria de refuerzo longitudinal embebido en la zapata sobre cara Este de espécimen PH5**

El perfil de deformación unitaria del refuerzo longitudinal embebido en la zapata evidenció una tendencia de comportamiento lineal hasta el desarrollo de la primera fluencia del material ocurrido en la base de la pila. Aunque la ubicación de los deformímetros eléctricos no alcanzó a registrar la profundidad de los perfiles de deformación unitaria de las barras instrumentadas, estas se pudieron estimar por interpolación alcanzando una profundidad del orden de 60 cm durante el intervalo elástico de la prueba.

Este valor fue concordante con la longitud de desarrollo,  $L_d$ , de la barra a tensión de refuerzo longitudinal empleado, es decir, de 1/2 de pulgada de diámetro. Durante el intervalo inelástico, los valores del perfil de deformación unitaria aumentaron considerablemente hasta una profundidad del orden de 15 cm, que representó el 25% de la longitud de desarrollo,  $L_d$ , de la barra a tensión. También se evidenció, que a una profundidad de 25 cm, que representó el 42% de la longitud de desarrollo,  $L_d$ , de la barra a tensión, la deformación unitaria del acero de refuerzo longitudinal se mantuvo en el intervalo elástico del material durante toda la prueba.



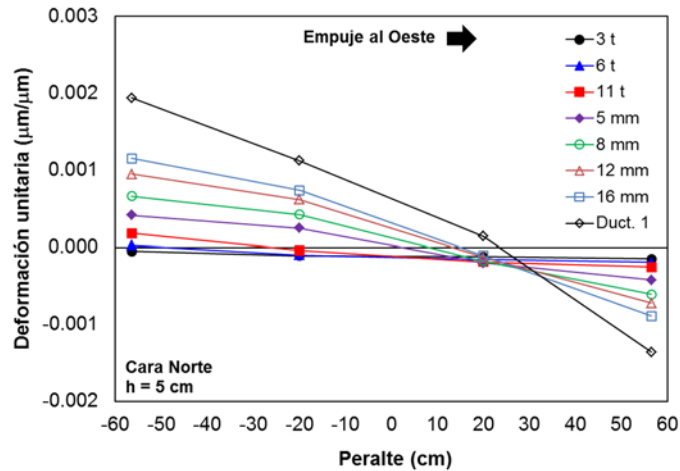
a) Carga total



b) Intervalo elástico

Figura 5.77. Perfil de deformación unitaria de refuerzo longitudinal embebido en la zapata sobre cara Oeste de espécimen PH5

Los deformímetros eléctricos también se ubicaron de tal forma que se pudiera registrar la variación del eje neutro experimental. En las figuras 5.78 y 5.79 se aprecian los perfiles de deformación unitaria de la sección transversal de la pila a una altura de 5 y 60 cm, respectivamente.



a) Empuje sentido Oeste

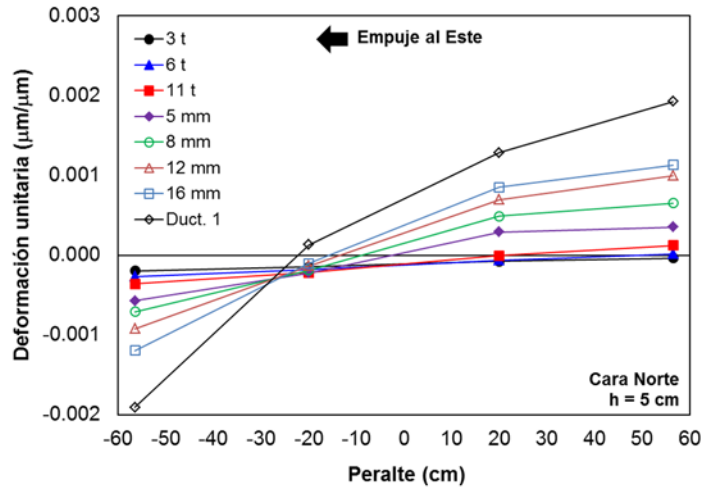


Figura 5.78. Perfil de deformación unitaria de sección transversal a 5 cm de altura de espécimen PH5

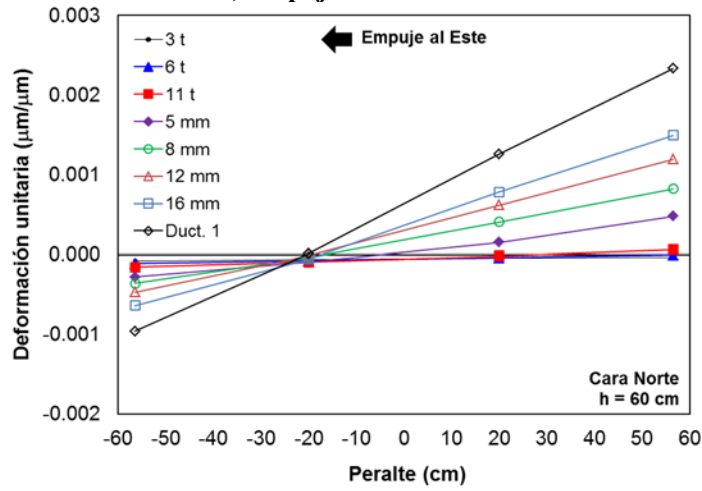
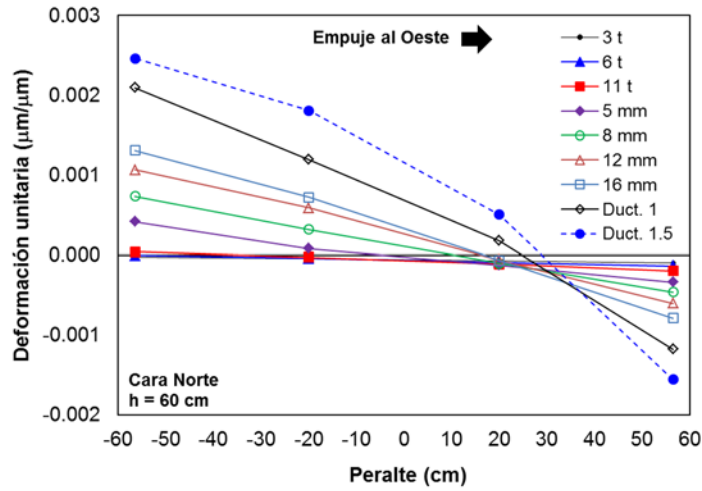


Figura 5.79. Perfil de deformación unitaria de sección transversal a 60 cm de altura de espécimen PH5

El perfil de deformación unitaria sobre el plano de la sección transversal de la pila a una altura de 5 cm con respecto a su base, permaneció relativamente plano hasta la carga de agrietamiento de 11 t. Por su parte, el perfil de deformación unitaria sobre el plano de la sección transversal de la pila a una altura de 60 cm con respecto a su base, permaneció razonablemente plano hasta el desplazamiento lateral de 16 mm en sentido Oeste y para todo el intervalo elástico en sentido Este.

### 5.5.9 Perfiles de deformación transversal

Los perfiles de deformación unitaria en el refuerzo transversal fueron medidos por medio de deformímetros eléctricos ubicados en los estribos, grapas y aros de confinamiento en las cuatro caras de la pila como se ilustra en la figura 4.37. Para el procesamiento de los datos, se tomó el promedio de la lectura de los deformímetros eléctricos adheridos a cada rama del estribo. En las figuras 5.80 y 5.81 se aprecian los perfiles de deformación unitaria de los estribos sobre la cara Norte y Sur del espécimen PH5, respectivamente.

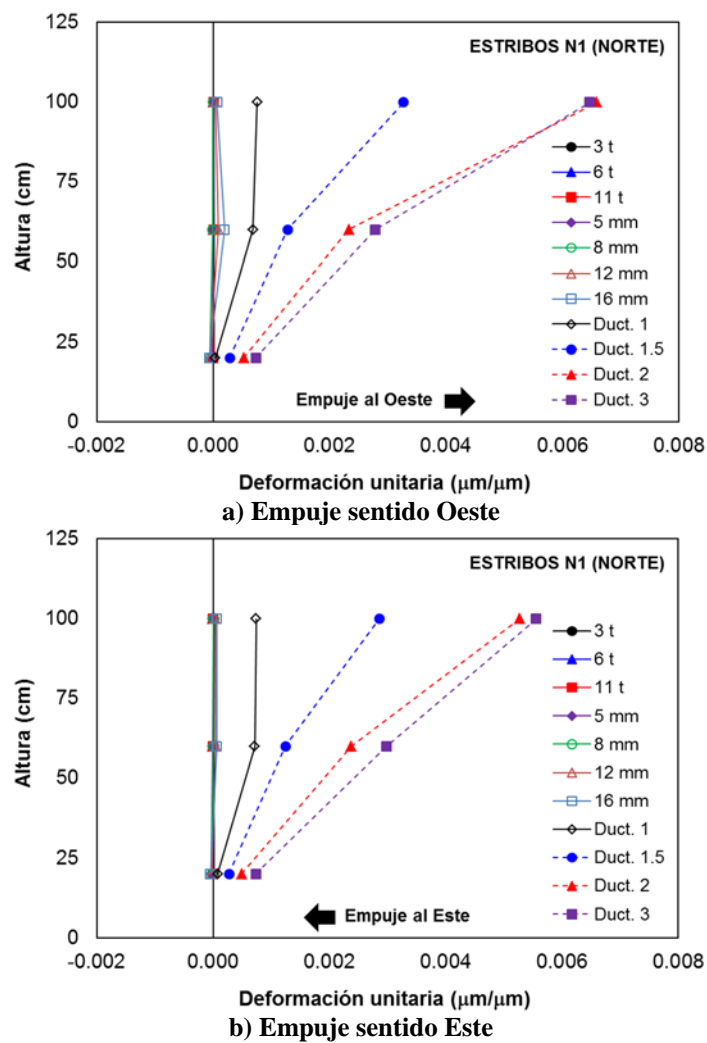
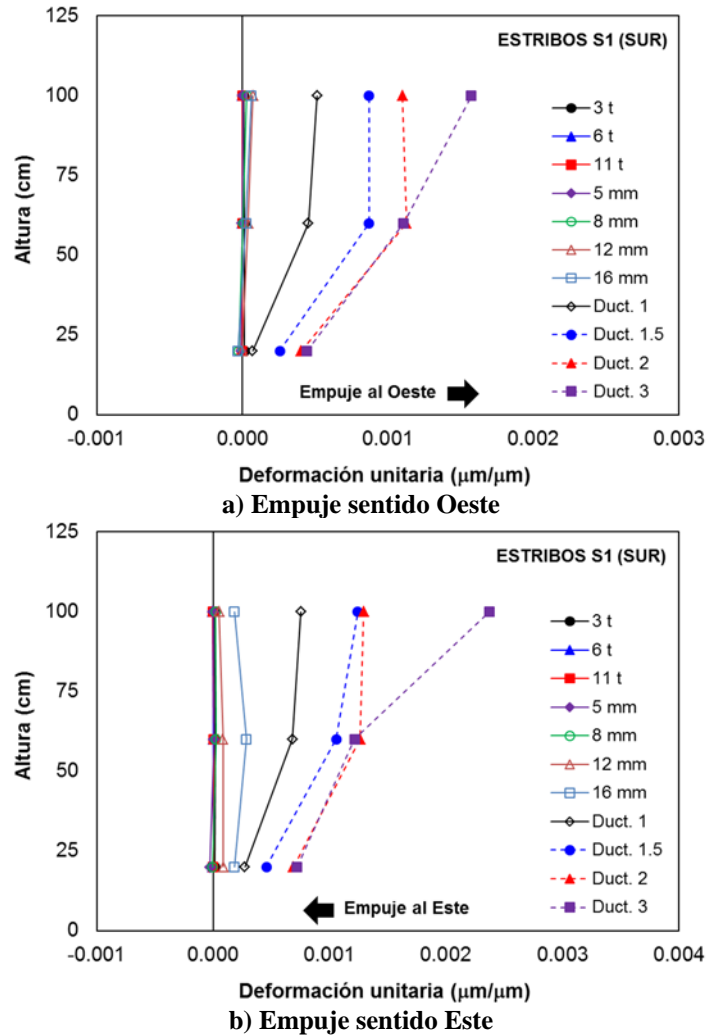


Figura 5.80. Perfil de deformación unitaria de estribos de la cara Norte del espécimen PH5

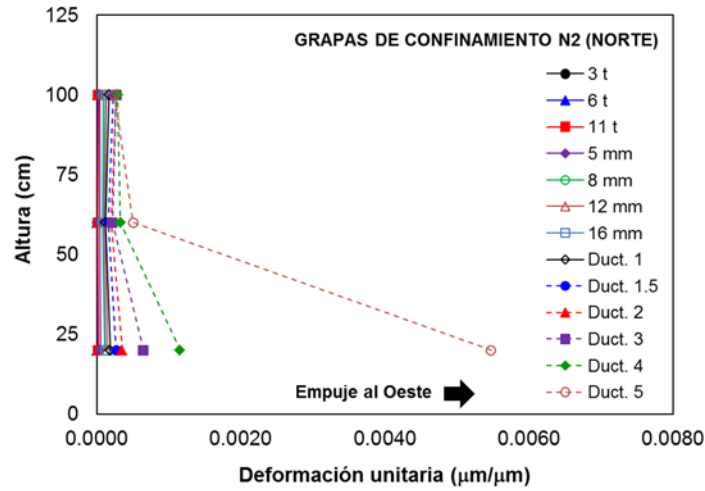


**Figura 5.81. Perfil de deformación unitaria de estribos de la cara Sur del espécimen PH5**

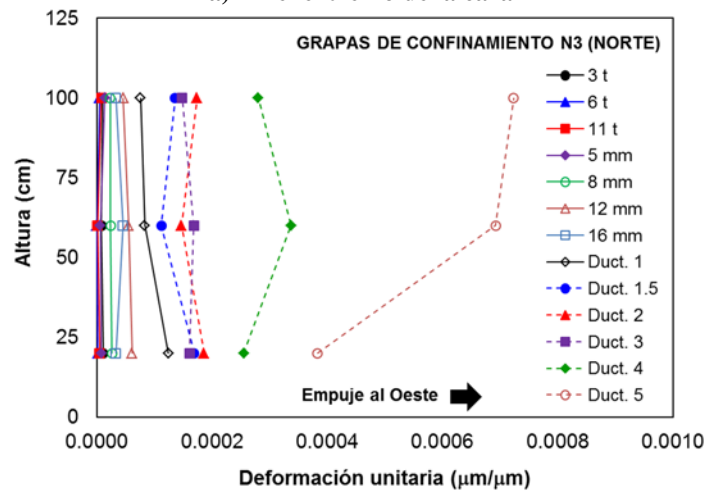
La baja o casi nula deformación unitaria registrada en los deformímetros eléctricos adheridos a los estribos sobre las caras Norte y Sur, indicó que la fuerza cortante generada por la carga lateral aplicada al espécimen fue resistida por el concreto hasta un desplazamiento lateral de 12 mm aproximadamente.

Posteriormente, entre un intervalo de desplazamiento lateral de 16 a 28 mm, este último correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal, el refuerzo transversal empezó a soportar la fuerza cortante alcanzando valores de deformación unitaria del orden de  $0.005 \mu\text{m}/\mu\text{m}$ . Nuevamente, este hecho fue concordante con lo comentado en la sección 5.5.1 del presente documento acerca de la formación de las grietas de cortante sobre las caras Norte y Sur del espécimen, las cuales se originaron en dicho intervalo de desplazamiento.

En la figura 5.82 se muestra el perfil de deformación unitaria de las grapas de confinamiento sobre la cara Norte del espécimen PH5.



a) En el extremo de la cara



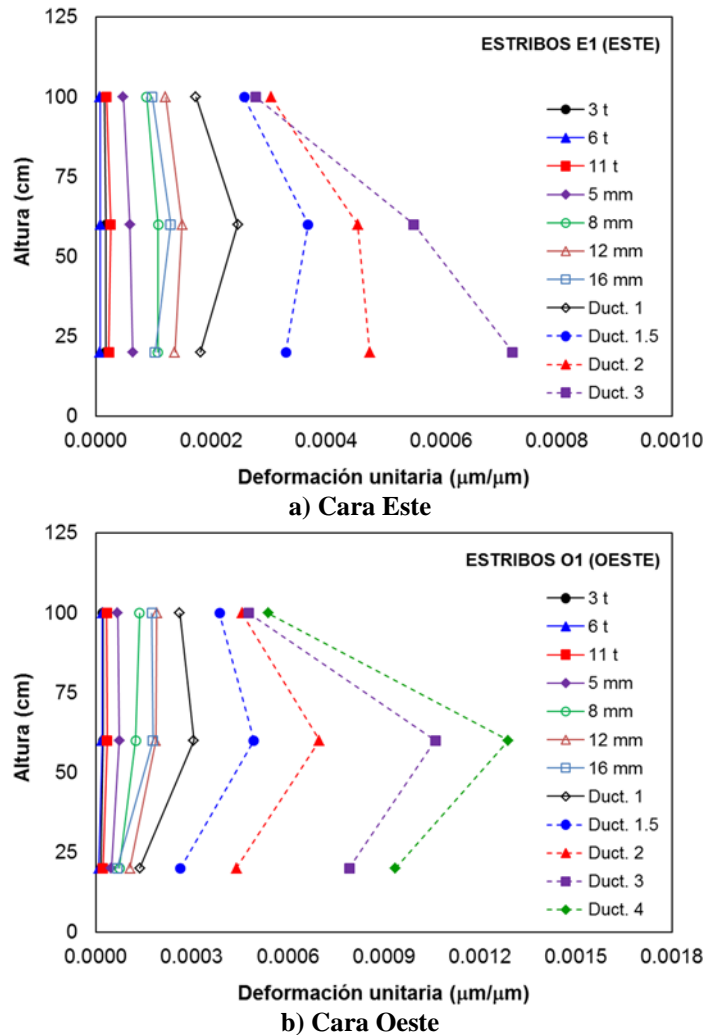
b) En el centro de la cara

**Figura 5.82. Perfil de deformación unitaria de grapas de confinamiento de la cara Norte del espécimen PH5**

Los resultados indicaron que la deformación unitaria de las grapas de confinamiento ubicadas en el centro de la cara Norte del espécimen, mantuvieron valores dentro del intervalo elástico del material. Sin embargo, la grapa de confinamiento ubicada a 25 cm de altura en el extremo de la cara, registró un aumento considerable en su deformación unitaria dentro del intervalo inelástico del material únicamente durante el factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 5$ . Lo anterior, fue posiblemente debido a la formación del puntal de compresión que se presentó en dicho nivel de desplazamiento.

En la figura 5.83 se ilustra el perfil de deformación unitaria de los estribos sobre las caras Este y Oeste del espécimen PH5.





**Figura 5.83. Perfil de deformación unitaria de estribos de las caras Este y Oeste del espécimen PH5**

La deformación unitaria de los estribos de las caras Este y Oeste, conservó sus valores dentro del intervalo elástico. No se evidenció una clara tendencia de comportamiento entre la magnitud de los valores de la deformación unitaria y la altura de los estribos instrumentados.

En la figura 5.84 se aprecia el perfil de deformación unitaria de los aros de confinamiento sobre la cara Oeste del espécimen PH5.

La deformación unitaria de los aros de confinamiento de la cara Oeste, también mantuvo valores dentro del intervalo elástico durante la prueba. Los resultados indicaron que la deformación unitaria de los aros ubicados a una altura de 25 cm, presentaron los mayores valores para cada una de las amplitudes de desplazamiento lateral. Lo anterior fue atribuido, al posible incremento del esfuerzo proveniente de las barras de acero de refuerzo longitudinal, debido a la tendencia de experimentar el pandeo durante los ciclos de compresión en la base de la pila.

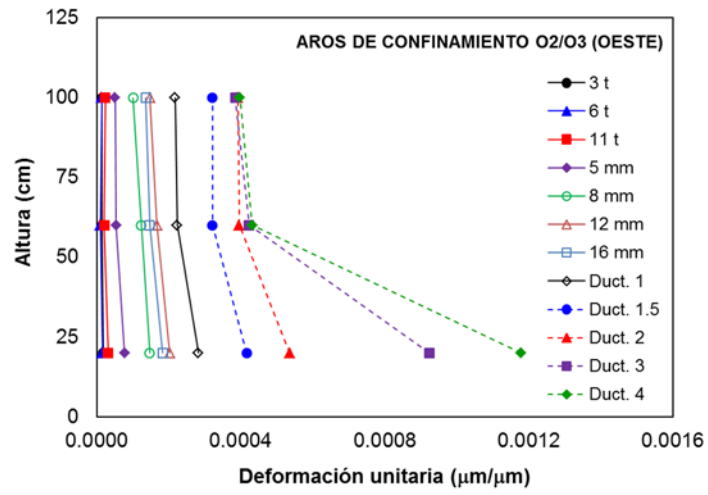


Figura 5.84. Perfil de deformación unitaria de aros de confinamiento de la cara Oeste del espécimen PH5

## 6 DISCUSIÓN Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

### 6.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se discuten los resultados de las pruebas de cada uno de los especímenes estudiados en esta investigación. Inicialmente se evalúa el desempeño de los especímenes realizando comparaciones de las características de sus respuestas histeréticas. También, se analiza el comportamiento de la capacidad de energía disipada acumulada, la pérdida de rigidez pico a pico y el amortiguamiento histerético equivalente. Luego, se analiza el efecto de la configuración del refuerzo transversal de los especímenes en el comportamiento de los mismos y, se confrontan los diagramas teóricos momento-curvatura y carga-desplazamiento lateral con los obtenidos experimentalmente. Se realiza una comparación de los resultados del presente estudio con los de otras investigaciones realizadas en el pasado. Finalmente, se comparan las envolventes experimentales de la respuesta de carga-desplazamiento lateral de los especímenes, frente a diferentes modelos para la estimación de la fuerza cortante.

### 6.2 EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE LOS ESPECIMENES

Para la evaluación del desempeño de los especímenes ensayados en el presente estudio, se tendrá en cuenta los siguientes parámetros de análisis.

#### 6.2.1 Comparación y características de la respuesta histerética de los especímenes

##### 6.2.1.1 Estado límite último

Los especímenes PH2 y PH3, que presentaron una separación de refuerzo transversal de 15 cm, alcanzaron a desarrollar un desplazamiento lateral de 110 mm, pero se consideró que sus respuestas estables se lograron hasta el desplazamiento lateral de 90 mm. Lo anterior porque la degradación de sus resistencias de la primera a la segunda repetición no superaron el 20%. Por lo tanto, estos espécimen desarrollaron un factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 4$  y distorsión lateral,  $\delta = 2.2\%$ .

Sin embargo, el espécimen PH2 mostró una significativa degradación de resistencia a partir de un desplazamiento lateral de 90 mm y sus ciclos histeréticos denotaron poca energía disipada, ya que sus trayectorias pasaron cerca del origen. En el estado último, el modo de falla de este espécimen fue dominado por el cortante, presentando considerables grietas de cortante en la zona de articulación plástica.

El espécimen PH3 empezó a degradar resistencia de manera significativa a partir de un desplazamiento lateral de 90 mm en sentido Oeste, únicamente. Cabe señalar que en ese punto, de manera accidental, se excedió el desplazamiento lateral objetivo en un 7%, pudiendo incidir en el inicio de dicha degradación. En el estado último, el modo de falla de este espécimen fue controlado por flexión, desarrollando pandeo y fractura de seis barras de acero de refuerzo longitudinal y fractura de uno de los aros de confinamiento del refuerzo transversal en la parte baja del espécimen.

Por su parte, el espécimen PH4 alcanzó una respuesta estable hasta el desplazamiento lateral de 110 mm, que representó un factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 5$  y distorsión lateral,  $\delta = 2.7\%$ . Es importante mencionar que la degradación de resistencia de dicho espécimen, a partir

de un desplazamiento lateral de 90 mm en sentido Este, fue posiblemente atribuida al pandeo y posterior fractura que se presentó en seis barras de acero de refuerzo longitudinal en dicha cara. La fuerza lateral proveniente del pandeo de estas barras longitudinales, abrió el gancho de las grapas que las confinaba.

El espécimen PH5 alcanzó un desplazamiento lateral de 140 mm, lo que representó un factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 5$  y distorsión lateral,  $\delta = 3.4\%$ . La degradación de resistencia en este espécimen, ocurrió hasta la segunda repetición del desplazamiento lateral de 140 mm. Su modo de falla se caracterizó por flexión y cortante, presentando un ligero pandeo de algunas de las barras de acero de refuerzo longitudinal de las caras Este y Oeste y la formación del puntal de compresión sobre las caras de cortante. Es importante resaltar, la mejor eficiencia que ofrecieron los aros de confinamiento con respecto a las grapas, al brindar un mejor soporte lateral a las barras de acero de refuerzo longitudinal.

De acuerdo con lo anterior, se evidenció que la configuración del refuerzo transversal utilizada en el espécimen PH5, aumentó el desplazamiento lateral de 110 a 140 mm, lo que representó un 27% más de desplazamiento lateral con respecto a los demás especímenes.

Finalmente, revisando los valores de la capacidad de resistencia máxima desarrollada por los especímenes, se evidenció que no existe relación alguna entre la capacidad de resistencia y la configuración del refuerzo transversal presentada en estos especímenes.

#### **6.2.1.2 Estado límite de servicio**

La primera fluencia de las barras de acero de refuerzo longitudinal en los especímenes PH2 y PH3 correspondió a un desplazamiento lateral de 22 mm. Mientras que para los especímenes PH4 y PH5 se presentaron para un desplazamiento lateral de 24 y 28 mm, respectivamente.

Esta tendencia, evidenció la importancia de la separación del refuerzo transversal en el desarrollo de la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal para una cuantía volumétrica transversal constante. Una menor separación de los estribos y/o aros de confinamiento alrededor de las barras longitudinales más lejanas del eje neutro, brinda un mejor soporte lateral a las mismas, evitando su pandeo y minimizando la combinación de los esfuerzos de flexión con los esfuerzos axiales generados durante los ciclos histeréticos de desplazamiento. De esta manera, el esfuerzo de fluencia en las barras de acero de refuerzo longitudinal, se logra mediante esfuerzos provenientes especialmente del tipo axial.

La configuración del refuerzo transversal utilizado en el espécimen PH5, resultó beneficiosa desde el punto de vista del estado de servicio de la pila, ya que el aumento en el desplazamiento lateral correspondiente a la primera fluencia de las barras de acero de refuerzo longitudinal, aumentó la respuesta elástica del elemento, y por lo tanto, el estado límite de servicio del mismo. Lo anterior resulta favorable durante la vida útil de una estructura.

#### **6.2.2 Capacidad de energía disipada acumulada**

Al evaluar y sumar el área delimitada de la respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral, se obtuvo la capacidad de energía disipada acumulada,  $E_{Da}$ , de los especímenes. En la figura 6.1 se muestran los valores de la capacidad de energía disipada acumulada en cada amplitud de desplazamiento lateral para cada uno de los especímenes.

La capacidad de energía disipada acumulada,  $E_{Da}$ , de los cuatro especímenes fue similar hasta un desplazamiento lateral de 33 mm. A partir de ese punto y hasta un desplazamiento lateral de

110 mm, la mayor energía disipada acumulada,  $E_{Da}$ , la presentó el espécimen PH4 alcanzando un valor de 49.9 t-m. Mientras que la menor energía disipada acumulada,  $E_{Da}$ , correspondió al espécimen PH2, seguido por el PH3, desarrollando un valor de 64 y 77% respectivamente, en relación a la energía disipada acumulada,  $E_{Da}$ , por el espécimen PH4.

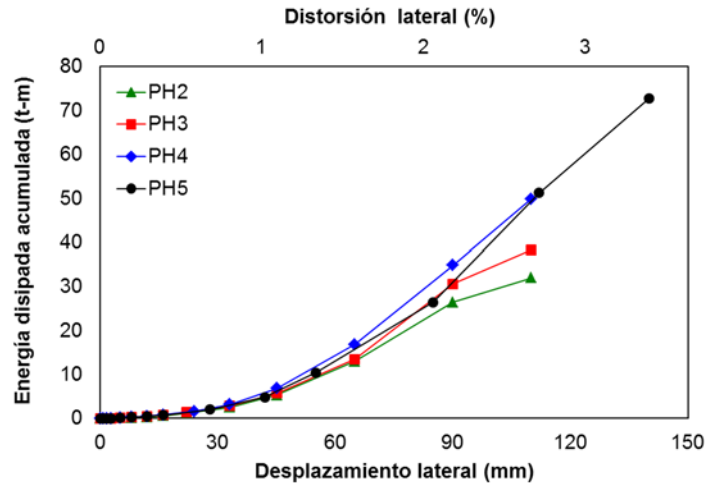


Figura 6.1. Capacidad de energía disipada acumulada

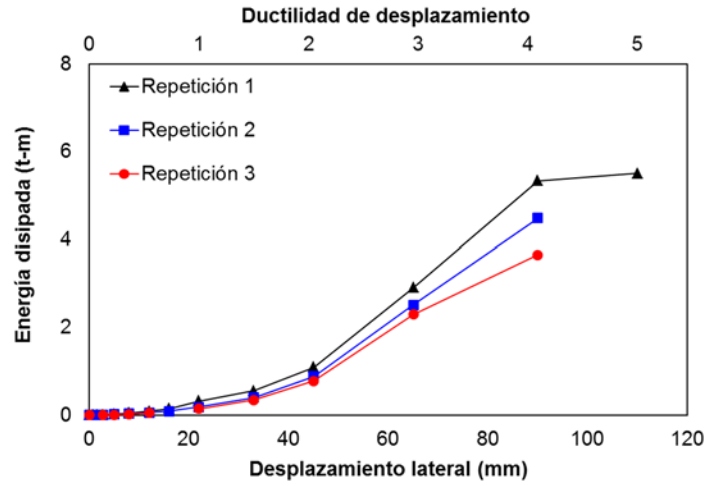
La disminución del espécimen PH2, estuvo asociada a su mecanismo de falla de tipo cortante, en donde la degradación de la resistencia disminuyó al aumentar el desplazamiento lateral. En el caso del espécimen PH3, la disminución empezó a partir del desplazamiento lateral de 90 mm en sentido Oeste, en donde de manera accidental, se excedió el desplazamiento lateral objetivo en un 7%. Lo anterior, pudo incidir en el inicio de su degradación y su posterior pérdida de la capacidad de energía disipada acumulada.

La capacidad de energía disipada acumulada,  $E_{Da}$ , del espécimen PH5 para un desplazamiento lateral de 110 mm, mostró un valor similar al desarrollado por el espécimen PH4. Sin embargo, para el desplazamiento lateral de 140 mm alcanzado por el espécimen PH5, la capacidad de energía disipada acumulada,  $E_{Da}$ , fue un 46% mayor que la alcanzada por el espécimen PH4. Esto indicó, que la configuración del refuerzo transversal utilizado en el espécimen PH5, aumentó la capacidad de energía disipada acumulada,  $E_{Da}$ , respecto a los demás especímenes.

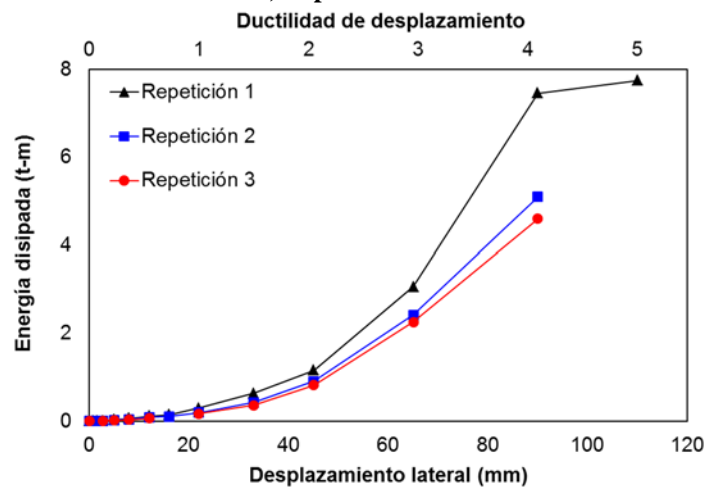
### 6.2.3 Capacidad de energía disipada pico a pico

Al evaluar y sumar el área delimitada de cada uno de los ciclos históricos correspondientes a los desplazamientos laterales, se obtuvo la energía disipada,  $E_D$ , pico a pico de los especímenes. En la figura 6.2 se ilustran los valores de la capacidad de energía disipada,  $E_D$ , pico a pico en cada amplitud de desplazamiento lateral para cada uno de los especímenes.

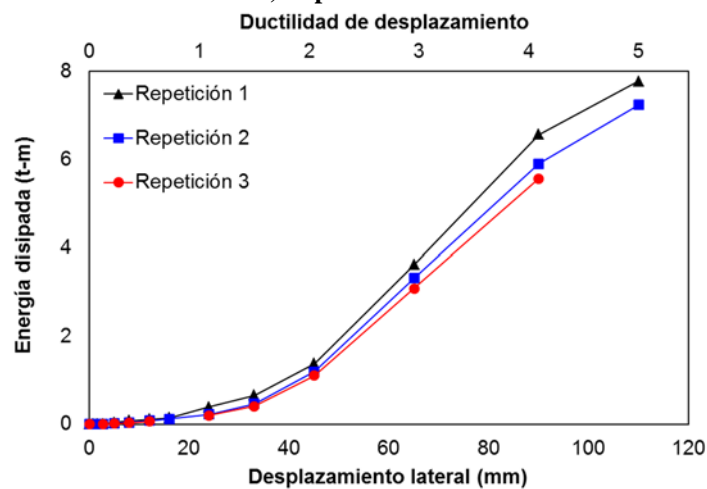
Se observó que la pérdida promedio de energía disipada,  $E_D$ , del primer al segundo pico varió en un intervalo de 22 a 29% correspondientes a los especímenes PH3 y PH2, respectivamente. Del segundo al tercer pico varió en un intervalo de 13 a 16% correspondientes a los especímenes PH4 y PH5, respectivamente.



**a) Espécimen PH2**



**b) Espécimen PH3**



**c) Espécimen PH4**

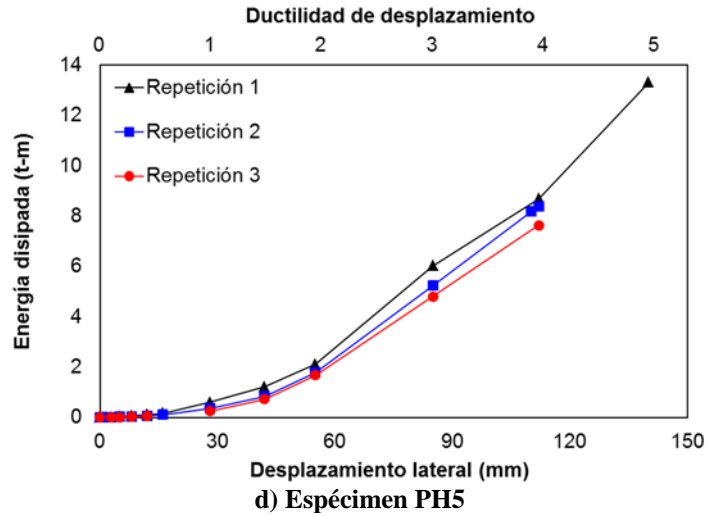


Figura 6.2. Capacidad de disipación de energía pico a pico

### 6.2.4 Pérdida de rigidez pico a pico

Al determinar la pendiente de la línea entre los puntos correspondientes a los valores máximos de carga y desplazamiento lateral de cada uno de los ciclos histeréticos en ambos sentidos, se obtuvo la rigidez pico a pico de los especímenes como se aprecia en la figura 6.3.

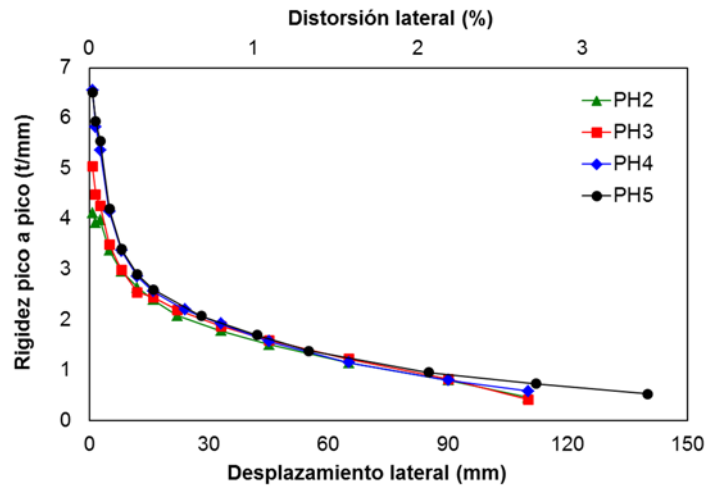


Figura 6.3. Pérdida de rigidez pico a pico

La rigidez pico a pico de los cuatro especímenes presentaron una tasa de degradación muy similar, al aumentar el desplazamiento lateral. Es importante resaltar, que a pesar que el desplazamiento lateral alcanzado por el espécimen PH5 fue mayor, la magnitud de su rigidez pico a pico mantuvo valores similares a los desarrollados por los especímenes que alcanzaron un menor desplazamiento.

La diferencia de la rigidez inicial de los especímenes PH2 y PH3, con respecto a la rigidez inicial de los especímenes PH4 y PH5, se debe probablemente a la diferencia presentada en el módulo de elasticidad medido en el concreto en el momento de su construcción. Esta medición se realizó de acuerdo con lo estipulado en la NMX-C-128, en cilindros estándar de 150 mm de diámetro y 300 mm de altura.

### 6.2.5 Amortiguamiento hysterético equivalente

El amortiguamiento hysterético equivalente,  $\xi_{eq}$ , se calculó mediante la expresión:

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (6.1)$$

donde

$E_D$  : Energía disipada,

$E_{S0}$  : Energía de deformación elástica.

La energía de deformación elástica se calculó como el área de los triángulos delimitados por los valores máximos de carga y desplazamiento lateral de cada ciclo hysterético.

Las diferentes configuraciones del refuerzo transversal, no representaron ninguna repercusión en los valores del amortiguamiento hysterético equivalente,  $\xi_{eq}$ , como se muestra en la figura 6.4.

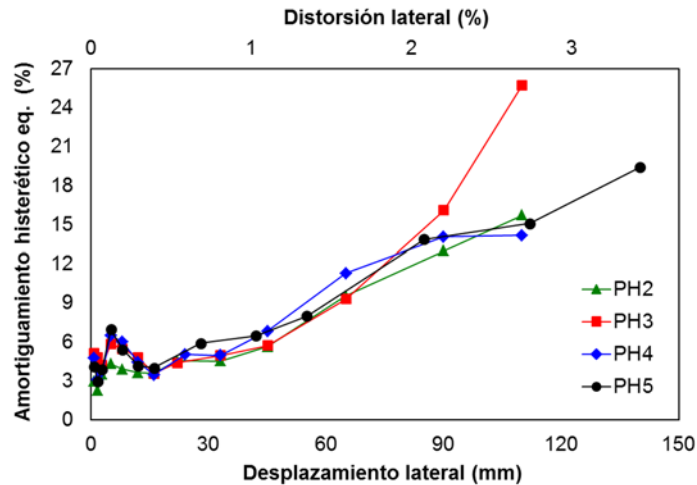


Figura 6.4. Amortiguamiento hysterético equivalente

El amortiguamiento hysterético equivalente,  $\xi_{eq}$ , de los especímenes durante su respuesta elástica, varió en un intervalo de valores de 2.3 a 7.0%, con un valor promedio del 4.4%. Mientras que en su estado último, su valor promedio fue del 15%, excepto para el espécimen PH3, que presentó un valor del 26%.

El incremento en los valores del amortiguamiento hysterético equivalente,  $\xi_{eq}$ , desarrollados por el espécimen PH3 a partir un desplazamiento lateral de 90 mm, fue debido posiblemente al hecho de que en ese punto se excedió el desplazamiento lateral objetivo de manera accidental. El aumento de desplazamiento lateral obtenido por el espécimen PH5, produjo un aumento proporcional en el valor del amortiguamiento hysterético equivalente,  $\xi_{eq}$ , de acuerdo con la tendencia de comportamiento mostrada por los especímenes.



### **6.3 EFECTO DE LA CONFIGURACIÓN DEL REFUERZO TRANSVERSAL**

La separación de los estribos del espécimen PH2, fue aproximadamente doce veces el diámetro de la barra longitudinal. El 50% del refuerzo transversal fue proporcionado para resistir la fuerza cortante y el otro 50% se consideró como refuerzo de confinamiento a través de pequeños aros alrededor de cuatro barras de acero de refuerzo longitudinal. Este espécimen tuvo insuficiente refuerzo transversal de acuerdo con los requerimientos de diseño a cortante estipulados por la NTC (2004) y en el ACI 318 (2011). Como se evidenció durante la prueba, esta configuración de estribos generó un mecanismo de falla de cortante, ofreciendo el menor desempeño de todos los especímenes.

El espécimen PH3, cuyo mecanismo de falla fue de flexión únicamente, tuvo la misma separación de los estribos del espécimen PH2. El 58% de su refuerzo transversal fue proporcionado para resistir la fuerza cortante y el 42% restante, se consideró como refuerzo de confinamiento a través de aros alrededor de doce y catorce barras de acero de refuerzo longitudinal. Estos aros fueron traslapados para satisfacer los requerimientos de diseño de fuerza cortante de acuerdo con la NTC (2004) y al ACI 318 (2011).

La separación del refuerzo transversal del espécimen PH4, fue aproximadamente seis veces el diámetro de la barra longitudinal, cumpliendo el requerimiento de la separación de los estribos y la resistencia nominal de cortante establecido en la NTC (2004) y en el ACI 318 (2011). El 84% del refuerzo transversal de este espécimen, fue proporcionado para resistir la fuerza cortante y el 16% restante, como refuerzo de confinamiento a través de grapas distribuidas a lo largo de las cuatro caras de la pila. Este espécimen al igual que el PH3, presentó un modo de falla de flexión. A pesar que la separación de los estribos del espécimen PH3, fue el doble del PH4, ambos presentaron en su estado último pandeo y fractura de algunas barras de acero de refuerzo longitudinal. No obstante, el desempeño del espécimen PH4 fue mejor, al registrar una mayor capacidad de energía disipada acumulada durante la prueba como se ilustró en la figura 6.1.

La separación de los estribos del espécimen PH5, fue aproximadamente ocho veces el diámetro de la barra longitudinal. El 66% de su refuerzo transversal fue proporcionado para resistir la fuerza cortante y el 34% restante, como refuerzo de confinamiento brindando un mayor soporte lateral al conjunto de barras de acero de refuerzo longitudinal de las esquinas y en la mitad de las caras sometidas a la compresión máxima.

Lo anterior se logró colocando aros de confinamiento en la mitad de la separación de los estribos en dichos puntos, de esta forma, la separación se redujo aproximadamente a cuatro veces el diámetro de la barra longitudinal. El efecto que se buscó con esta alternativa, fue disminuir la tasa de pérdida en los valores de rigidez y su posterior degradación de la resistencia, debido al inicio del pandeo de las barras de acero de refuerzo longitudinal.

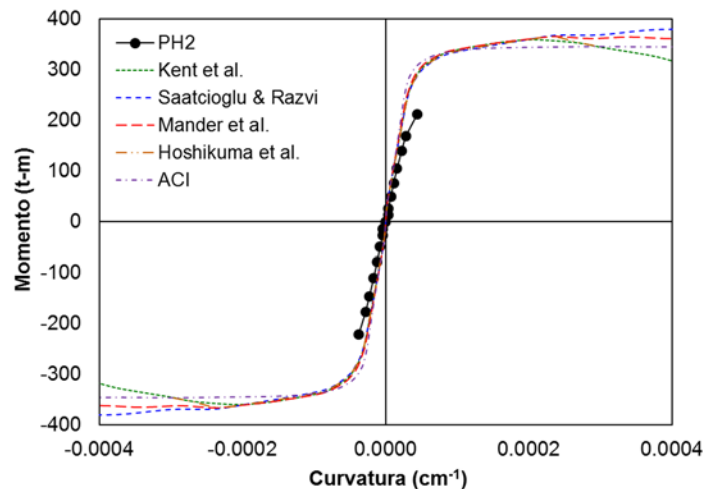
Como se evidenció en la prueba del espécimen PH5, el objetivo de este efecto se logró alcanzando un 27% más de desplazamiento lateral. Sin embargo, el aumento de este, fue limitado por la resistencia al cortante, el cual decrece con el aumento del desplazamiento lateral (Priestley et al., 1994; Xiao y Martirosyan, 1998; Sezen & Moehle, 2004; entre otros). Esto conllevó finalmente, que el espécimen haya desarrollado un mecanismo de falla de flexión y cortante.

## 6.4 COMPARACIÓN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES Y TEÓRICOS

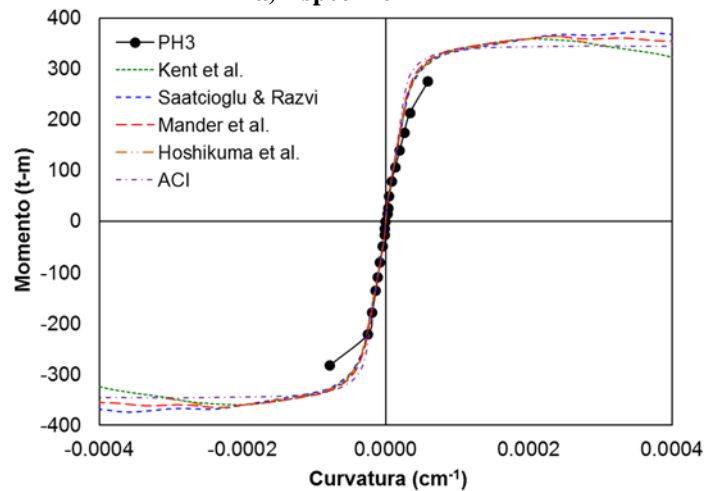
### 6.4.1 Momento-curvatura

Los diagramas teóricos momento-curvatura de los especímenes, fueron elaborados utilizando diferentes modelos de comportamiento esfuerzo-deformación unitaria del concreto (Kent et al., 1982, Saatcioglu y Razvi, 1992, Mander et al., 1988 y Hoshikuma et al., 1997).

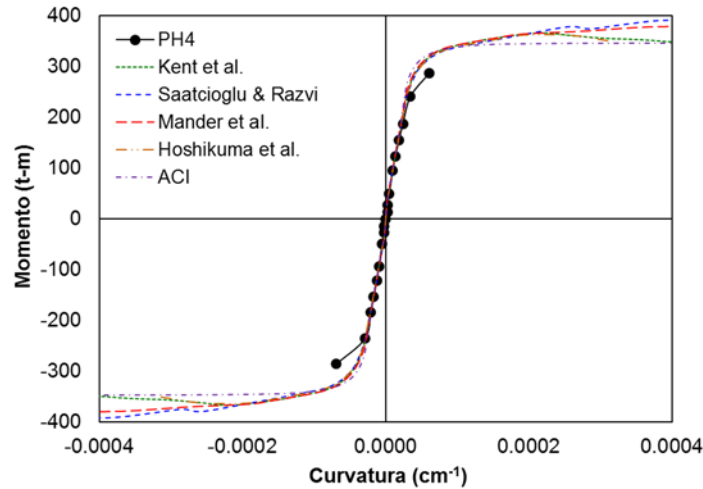
En la figura 6.5 se muestra la aceptable concordancia de los diagramas monotónicos momento-curvatura de cada uno de los especímenes utilizando los diferentes modelos de comportamiento frente al obtenido experimentalmente.



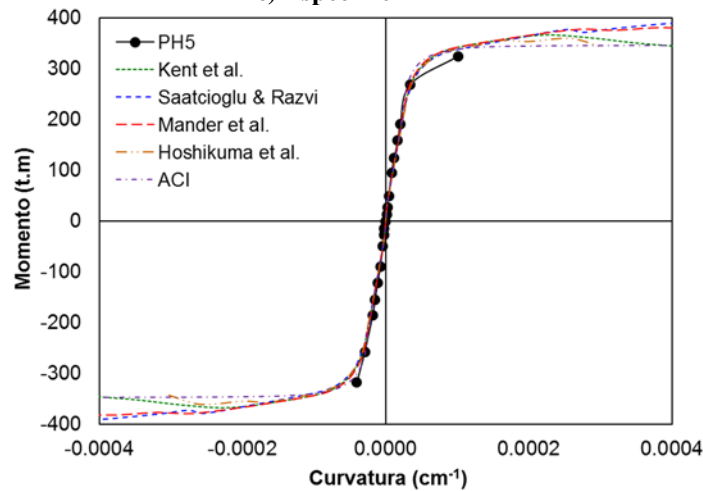
a) Espécimen PH2



b) Espécimen PH3



c) Especimen PH4



d) Especimen PH5

Figura 6.5. Diagrama momento-curvatura experimental frente a teóricos

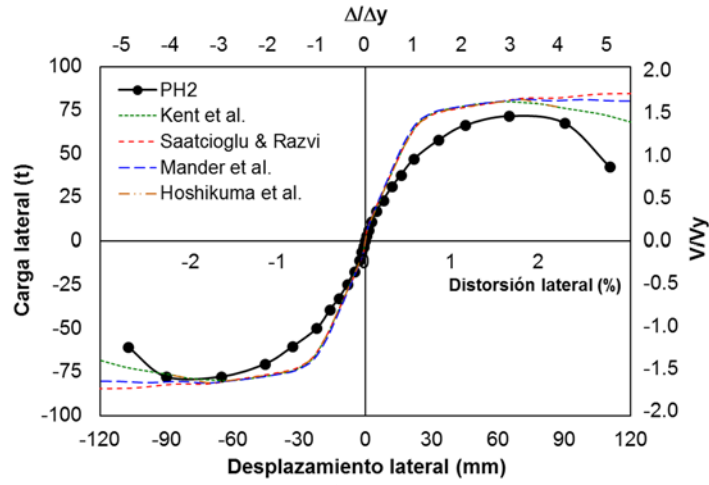
La medición experimental correspondió a los valores máximos de momento y curvatura de la primera repetición de cada amplitud de desplazamiento lateral. El momento se calculó como la fuerza lateral registrada por la celda de carga multiplicada por la altura de aplicación de la misma. La curvatura se calculó como la suma de las deformaciones unitarias de las barras de acero de refuerzo longitudinal a compresión y tensión más lejanas del eje neutro dividida por la distancia entre ellas. Estas deformaciones unitarias fueron consideradas como el promedio de la lectura de dos deformímetros ubicados a una altura de 5 cm con respecto a la base de la pila. Esta medición experimental sólo se pudo capturar confiablemente hasta la proximidad del esfuerzo de fluencia, debido al fallo de los deformímetros.

## 6.4.2 Carga-desplazamiento lateral

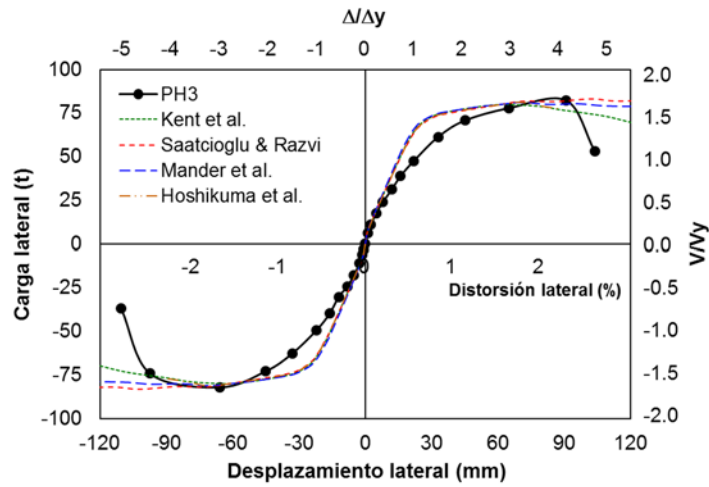
### 6.4.2.1 Debido a flexión y cortante

El desplazamiento lateral total estimado se obtuvo como la suma de los desplazamientos laterales debido a flexión y a cortante. En la figura 6.6 se ilustran los diagramas teóricos carga-desplazamiento lateral total estimado frente al obtenido experimentalmente de los especímenes. La medición experimental correspondió a los valores máximos de carga y

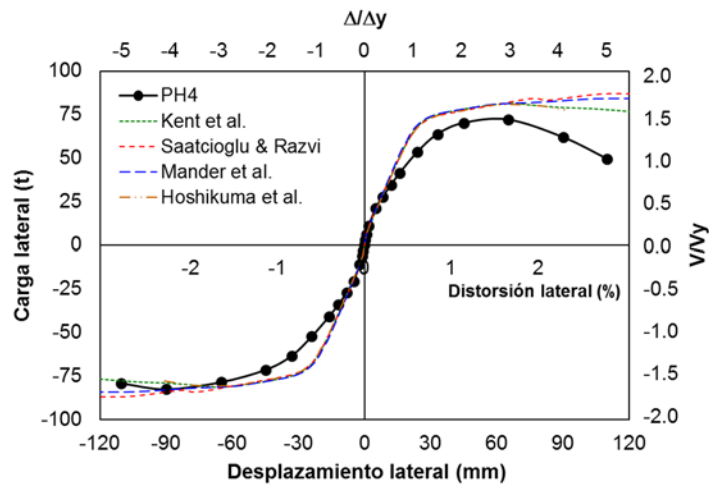
desplazamiento lateral obtenidos en la primera repetición correspondiente a cada amplitud de desplazamiento.



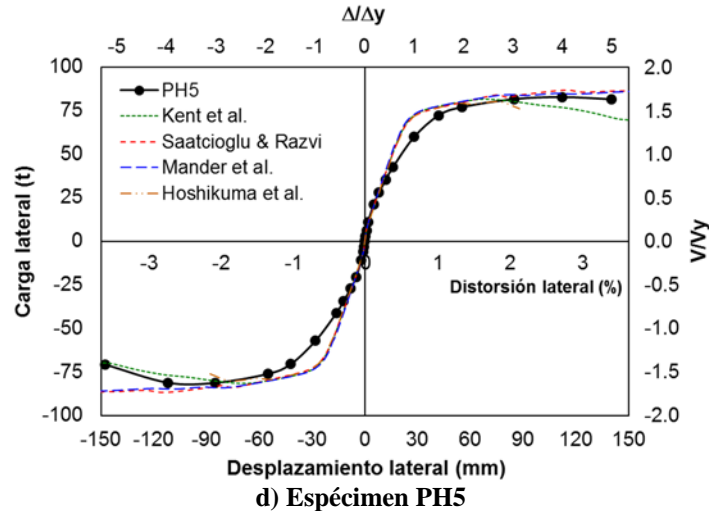
a) Espécimen PH2



b) Espécimen PH3



c) Espécimen PH4



**Figura 6.6. Diagramas carga-desplazamiento lateral experimental frente al teórico**

Se evidenció que desde una etapa muy temprana de la prueba, el desplazamiento lateral experimental fue mayor al desplazamiento lateral total estimado. Este incremento de desplazamiento fue del orden del 29% para los especímenes PH2 y PH3, del 41% para el espécimen PH4 y 65% para el espécimen PH5, con respecto al desplazamiento lateral total estimado correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal.

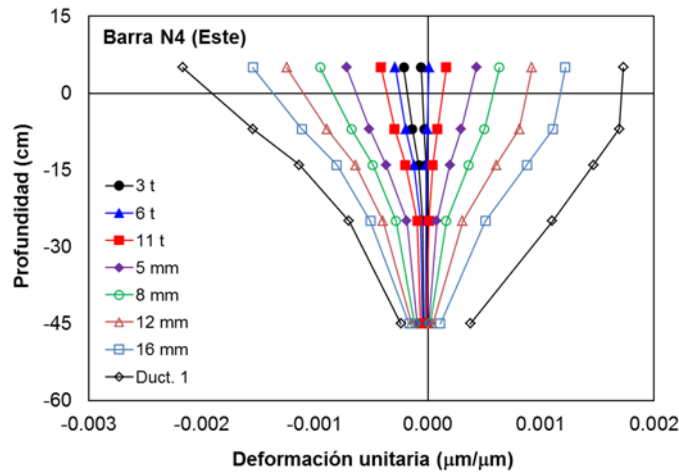
Para valores de fuerza cortante inicial, el desplazamiento lateral de un elemento bajo carga lateral cíclica reversible, es mayor al desplazamiento lateral bajo carga monótonica debido a la degradación del elemento (Kim et al., 2012). Sin embargo, durante las pruebas se evidenció otro posible factor que influyó en el desplazamiento lateral de los especímenes de este estudio. Durante estas, se observó claramente la separación física de la junta fría de concreto entre la pila y la zapata, cuando el espécimen se sometió a las diferentes amplitudes de desplazamiento lateral como se aprecia en la figura 6.7.



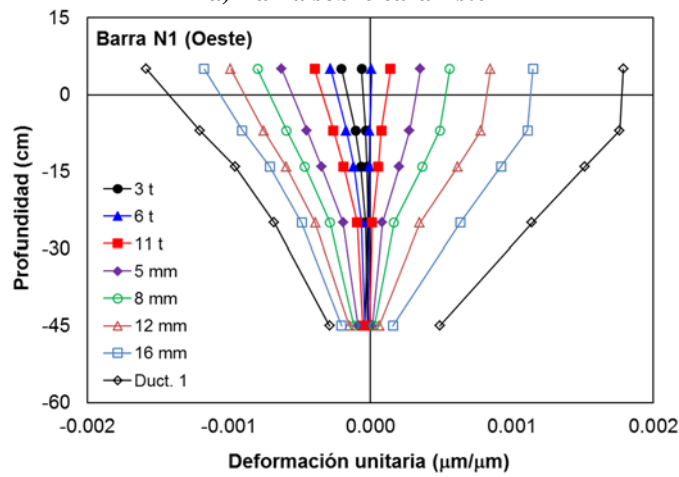
**Figura 6.7. Deformación de la junta fría de concreto pila – zapata**

Este hecho puede ser atribuido, al posible deslizamiento de las barras de acero de refuerzo longitudinal por falta de adherencia, especialmente en el cuerpo de la pila, y/o a la deformación del refuerzo longitudinal embebido en la zapata. Este último es analizado a continuación.

El perfil de deformación unitaria de las barras de acero de refuerzo longitudinal embebida en la zapata, evidenció una tendencia de comportamiento lineal hasta el desarrollo de la primera fluencia del material ocurrido en la base de la pila.

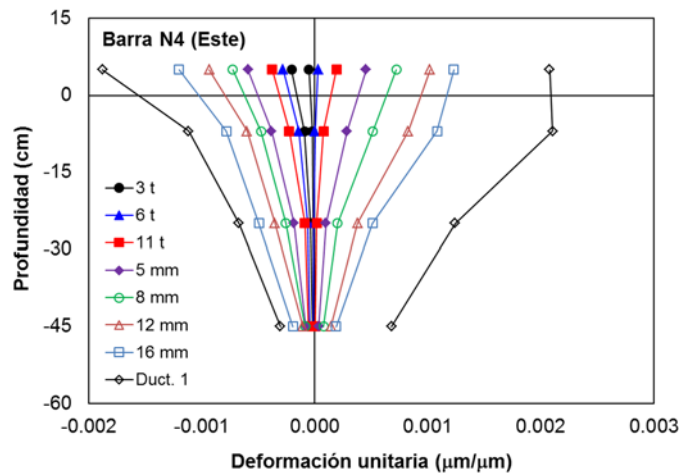


a) Barra sobre cara Este

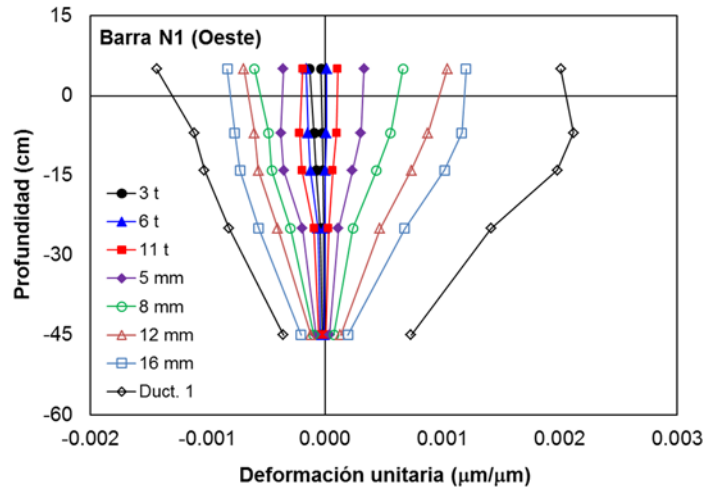


b) Barra sobre cara Oeste

Figura 6.8. Perfil de deformación unitaria elástica de refuerzo longitudinal embebido en la zapata de espécimen PH4



a) Barra sobre cara Este

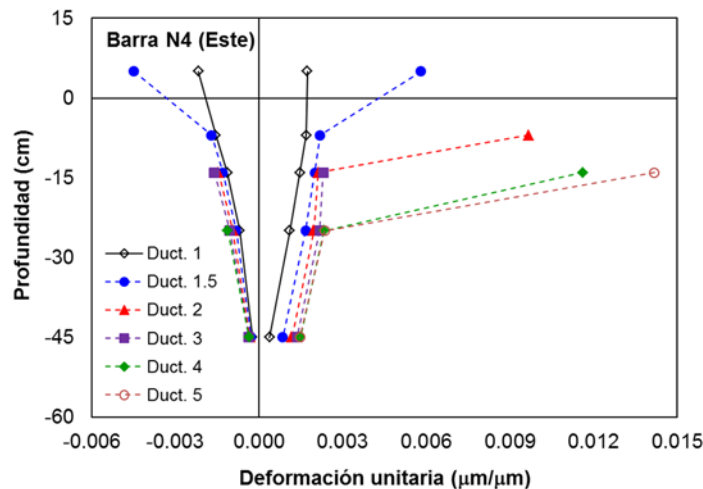


b) Barra sobre cara Oeste

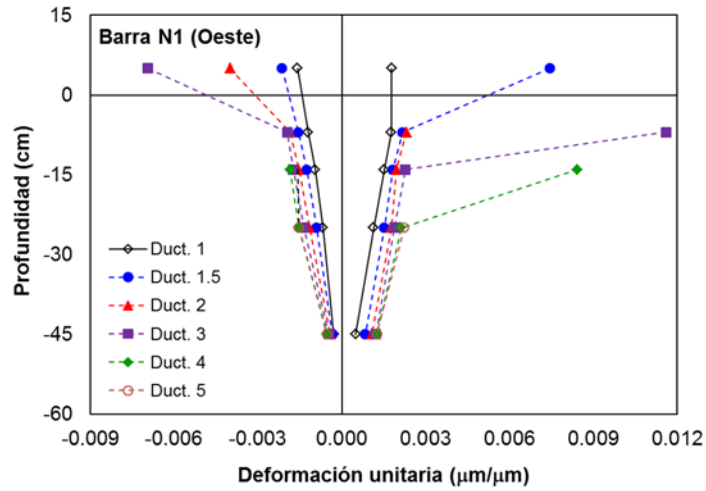
Figura 6.9. Perfil de deformación unitaria elástica de refuerzo longitudinal embebido en la zapata de espécimen PH5

Se determinó que este perfil de deformación tuvo una profundidad estimada de 60 cm, que representó aproximadamente la longitud de desarrollo,  $L_d$ , de la barra a tensión utilizada. En las figuras 6.8 y 6.9 se muestran los perfiles de deformación unitaria elástica de las barras de acero de refuerzo longitudinal embebidas en las zapatas ubicadas sobre las caras Este y Oeste de los especímenes PH4 y PH5, respectivamente.

Durante el intervalo inelástico, a pesar de que no se registró confiablemente la totalidad de la información, se evidenció que los valores del perfil de deformación unitaria aumentaron considerablemente hasta una profundidad del orden de 15 cm, es decir, el 25% de la longitud de desarrollo,  $L_d$ , de la barra a tensión. También se registró que a una profundidad de 25 cm, que representó el 42% de la longitud de desarrollo,  $L_d$ , de la barra a tensión, la deformación unitaria del acero de refuerzo longitudinal se mantuvo en el intervalo elástico del material durante toda la prueba. En las figuras 6.10 y 6.11 se ilustran los perfiles de deformación unitaria inelástica de las barras de acero de refuerzo longitudinal embebidas en las zapatas ubicadas sobre las caras Este y Oeste de los especímenes PH4 y PH5, respectivamente.

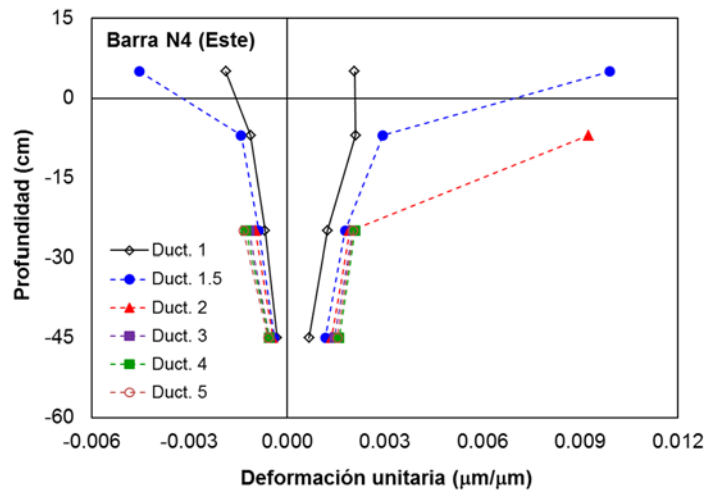


a) Barra sobre cara Este

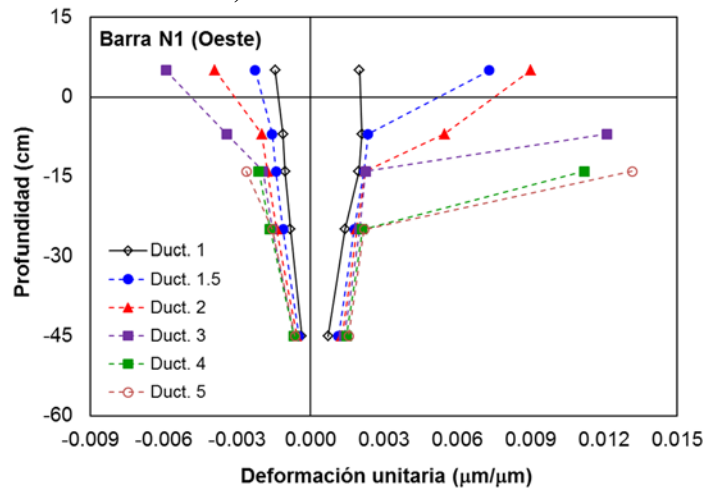


b) Barra sobre cara Oeste

Figura 6.10. Perfil de deformación unitaria inelástica de refuerzo longitudinal embebido en la zapata de espécimen PH4



a) Barra sobre cara Este

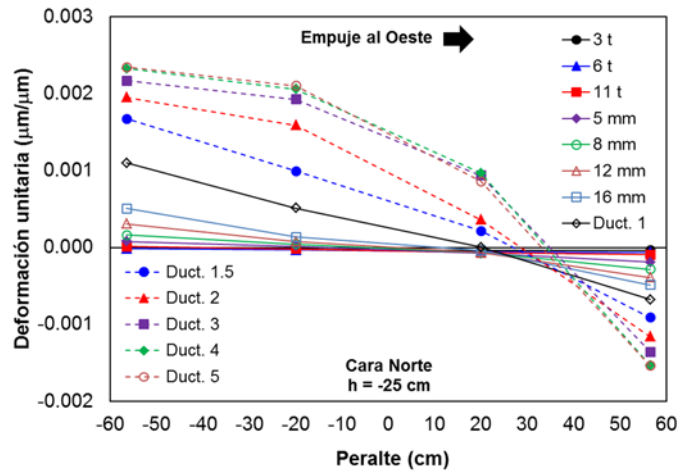


b) Barra sobre cara Oeste

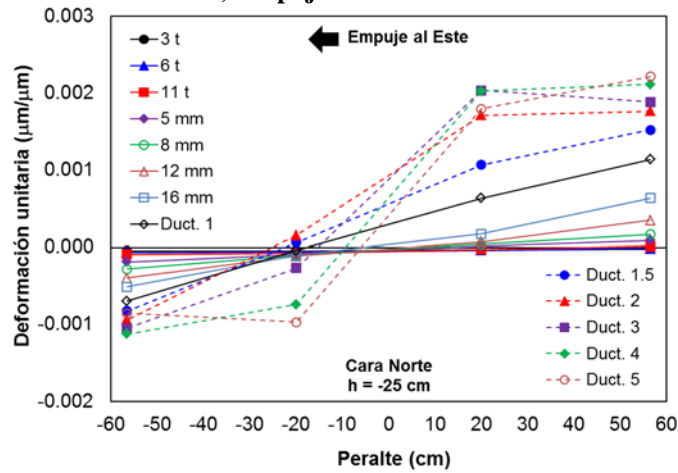
Figura 6.11. Perfil de deformación unitaria inelástica de refuerzo longitudinal embebido en la zapata de espécimen PH5



En las figuras 6.12 y 6.13 se aprecian los perfiles de deformación unitaria transversal a una profundidad de 25 cm con respecto a la cara superior de la zapata de los especímenes PH4 y PH5, respectivamente.

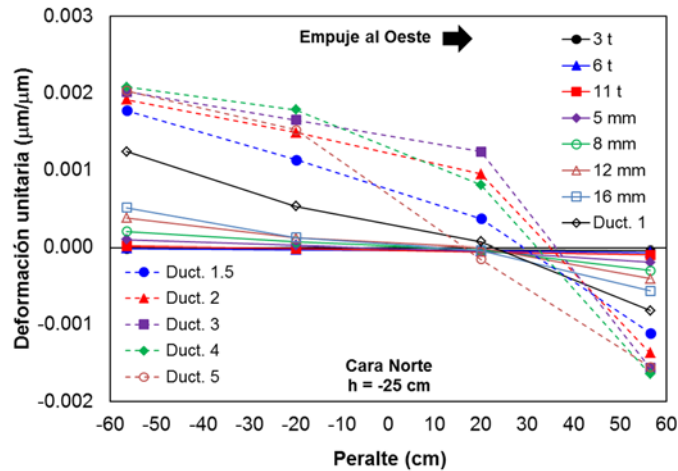


a) Empuje sentido Oeste

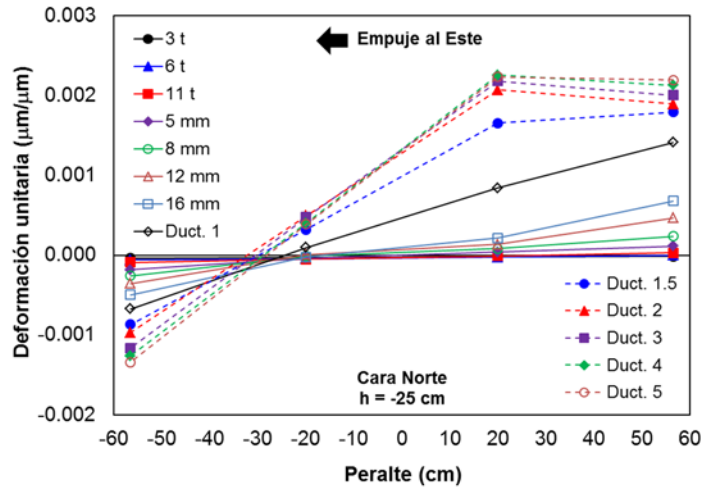


b) Empuje sentido Este

Figura 6.12. Perfil de deformación unitaria transversal a una profundidad de 25 cm de la zapata de espécimen PH4



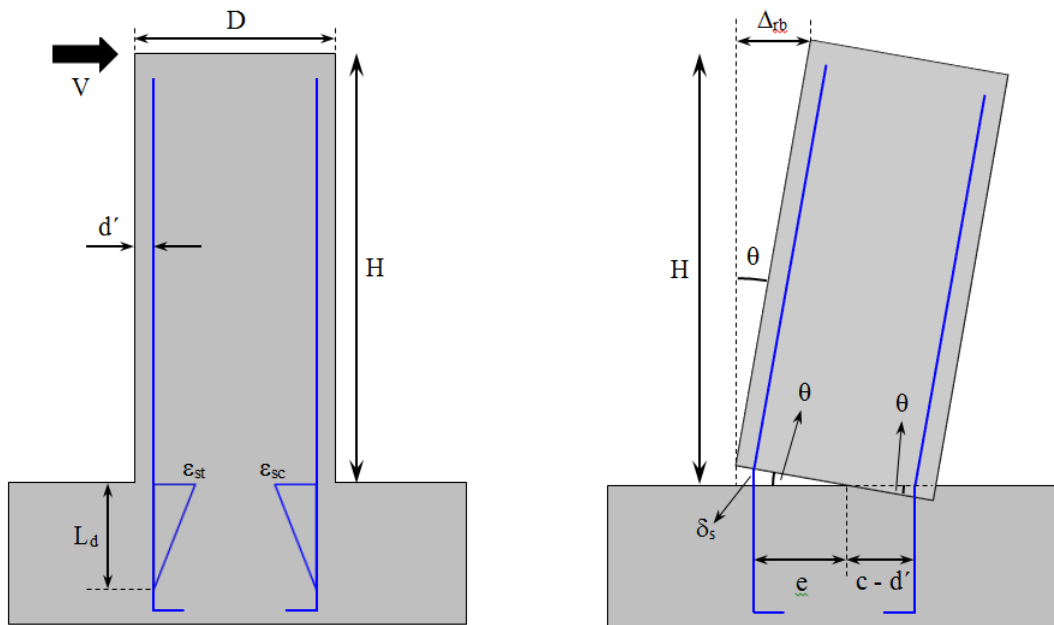
a) Empuje sentido Oeste



b) Empuje sentido Este

Figura 6.13. Perfil de deformación unitaria transversal a una profundidad de 25 cm de la zapata de espécimen PH5

Estos perfiles de deformación unitaria desarrollados en el refuerzo longitudinal embebido en la zapata, generó una deformación del elemento como se muestra en la figura 6.14. Esta deformación generó una rotación de cuerpo rígido en la base de la pila, aumentando significativamente el valor del desplazamiento lateral del espécimen.



a) Perfil de deformación unitaria del acero

b) Rotación de la pila

Figura 6.14. Rotación de cuerpo rígido en la base de la pila

Con base en lo expuesto anteriormente y a la información capturada por los deformímetros eléctricos ubicados en las barras de acero de refuerzo longitudinal embebidas en la zapata, se realizó el siguiente planteamiento para estimar la magnitud de la rotación de cuerpo rígido de la pila y su repercusión en el aumento del desplazamiento lateral de los especímenes.

La deformación elástica de las barras de acero de refuerzo longitudinal embebida en la zapata,  $\delta_{se}$ , se puede estimar integrando el perfil de la deformación unitaria,  $\varepsilon_s$ , a lo largo de su longitud de desarrollo,  $L_d$ , obteniendo:

$$\delta_{se} = \int_0^{L_d} \frac{\varepsilon_s}{L_d} x dx \quad \Rightarrow \quad \delta_{se} = \frac{\varepsilon_s L_d}{2} \quad (6.2)$$

El desplazamiento lateral del espécimen, debido a la rotación de cuerpo rígido durante la deformación elástica de las barras de acero de refuerzo longitudinal,  $\Delta_{rbe}$ , se puede expresar como,

$$\Delta_{rbe} = \frac{\delta_{se}}{e} H \quad (6.3)$$

donde

$$e = d - c - d' \quad (6.4)$$

$e$  : Distancia del eje neutro al centroide de la fila de barras longitudinales a tensión más lejana,  
 $d$  : Distancia de la fibra a compresión máxima del concreto al centroide de la fila de barras longitudinales a tensión más lejana,  
 $c$  : Profundidad del eje neutro,  
 $d'$  : Recubrimiento medido hasta el centroide de la barra longitudinal,  
 $H$  : Altura de la pila.

Al reemplazar la deformación elástica de las barras de acero de refuerzo longitudinal embebida en la zapata,  $\delta_{se}$ , de la ec. 6.2 en la ec. 6.3, se obtiene:

$$\Delta_{rbe} = \frac{\varepsilon_s L_d}{2 e} H \quad (6.5)$$

Posteriormente, despejando la deformación unitaria del refuerzo longitudinal,  $\varepsilon_s$ , a partir de la definición de curvatura,  $\varphi$ , se tiene que:

$$\varphi = \frac{\varepsilon_s}{e} \quad \Rightarrow \quad \varepsilon_s = \varphi e \quad (6.6)$$

Al reemplazar este último término en la ec. 6.5, se obtiene el desplazamiento lateral del espécimen debido a la rotación de cuerpo rígido durante la deformación elástica de las barras de acero de refuerzo longitudinal embebida en la zapata, en función de la curvatura,  $\varphi$ , y la longitud de desarrollo,  $L_d$ :

$$\Delta_{rbe} = \frac{\varphi L_d}{2} H \quad \text{para} \quad \varphi \leq \varphi_y \quad (6.7)$$

Una vez que las barras de acero experimentan el esfuerzo de fluencia en la base de la pila, se va extendiendo conforme aumenta la amplitud de desplazamiento lateral, hasta alcanzar una profundidad de plastificación o longitud de desarrollo plástica,  $L_{dp}$ , estimada en este estudio como el 42% de la longitud de desarrollo,  $L_d$ . Esta distancia se mide con respecto a la cara superior de la zapata.

La deformación inelástica de las barras de acero de refuerzo longitudinal embebida en la zapata,  $\delta_{s_i}$ , se puede estimar integrando la diferencia del perfil de la deformación unitaria a lo largo de su longitud de desarrollo plástica,  $L_{d_p}$ , obteniendo:

$$\delta_{s_i} = \int_0^{L_{d_p}} \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_y}{L_{d_p}} x dx \quad \Rightarrow \quad \delta_{s_i} = (\varepsilon_s - \varepsilon_y) L_{d_p} \quad (6.8)$$

El desplazamiento lateral del espécimen, debido a la rotación de cuerpo rígido durante la deformación inelástica de las barras de acero de refuerzo longitudinal,  $\Delta_{rb_i}$ , se puede expresar como,

$$\Delta_{rb_i} = \frac{\delta_{s_i}}{e} H \quad (6.9)$$

Al reemplazar la deformación inelástica de las barras de acero de refuerzo longitudinal embebida en la zapata,  $\delta_{s_i}$ , de la ec. 6.8 en la ec. 6.9, se obtiene:

$$\Delta_{rb_i} = \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_y) L_{d_p}}{e} H \quad (6.10)$$

Partiendo de la definición de curvatura,  $\varphi$ , se tiene que:

$$\varepsilon_y = \varphi_y e \quad y \quad \varepsilon_s = \varphi_s e \quad (6.11)$$

Reemplazando estos dos últimos términos en la ec. 6.10, se obtiene el desplazamiento lateral del espécimen debido a la rotación de cuerpo rígido durante la deformación inelástica de las barras de acero de refuerzo longitudinal embebida en la zapata, en función de la curvatura,  $\varphi$ , y la longitud de desarrollo plástica,  $L_{d_p}$ :

$$\Delta_{rb_i} = (\varphi_s - \varphi_y) L_{d_p} H \quad (6.12)$$

Finalmente, el desplazamiento lateral estimado debido a rotación de cuerpo rígido se obtiene como:

$$\Delta_{rb} = \Delta_{rb_e} + \Delta_{rb_i} \quad \Rightarrow \quad \Delta_{rb} = \frac{\varphi_y L_d}{2} H + (\varphi_s - \varphi_y) L_{d_p} H \quad (6.13)$$

En las figuras 6.15 y 6.16 se ilustran las deformaciones experimental y calculada mediante la ec. 6.13 de la junta fría de concreto entre la pila y la zapata de las caras Este y Oeste de los especímenes PH4 y PH5, respectivamente.

Se evidenció que el procedimiento para estimar la deformación de la junta fría de concreto entre la pila y la zapata, presentó una aceptable concordancia con lo obtenido experimentalmente bajo esfuerzos de compresión. Sin embargo, bajo esfuerzos de tensión los valores calculados de la deformación estuvieron subestimados con respecto a los obtenidos experimentalmente. Este excedente de la deformación experimental, es debido a que se haya presentado un posible deslizamiento de las barras de acero de refuerzo longitudinal por falta de adherencia.

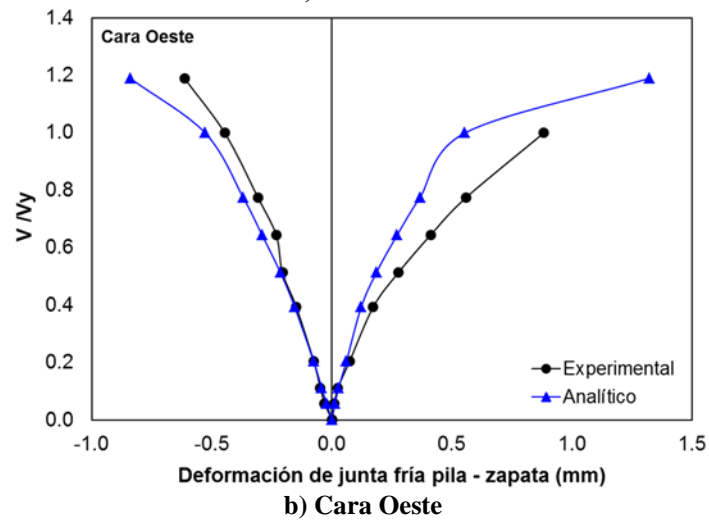
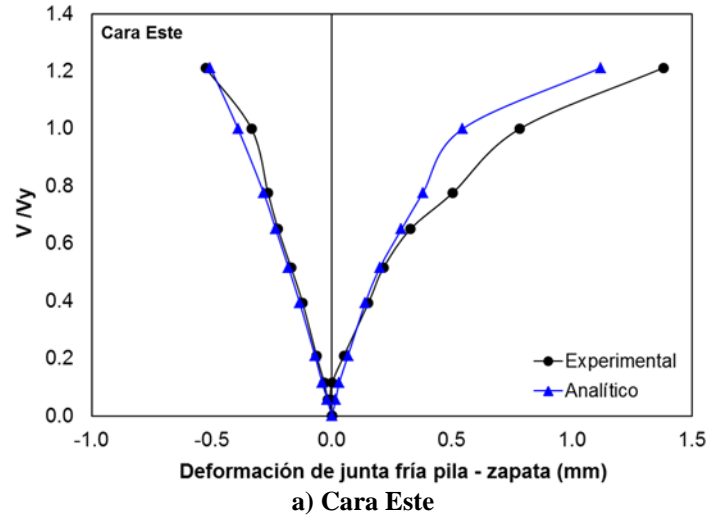
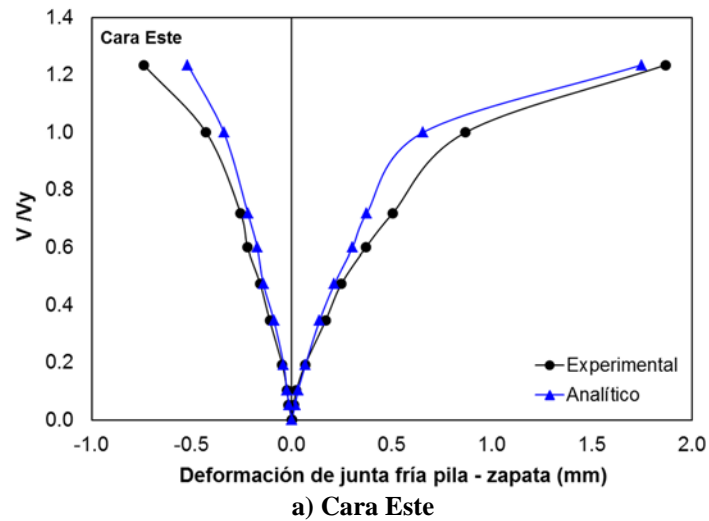
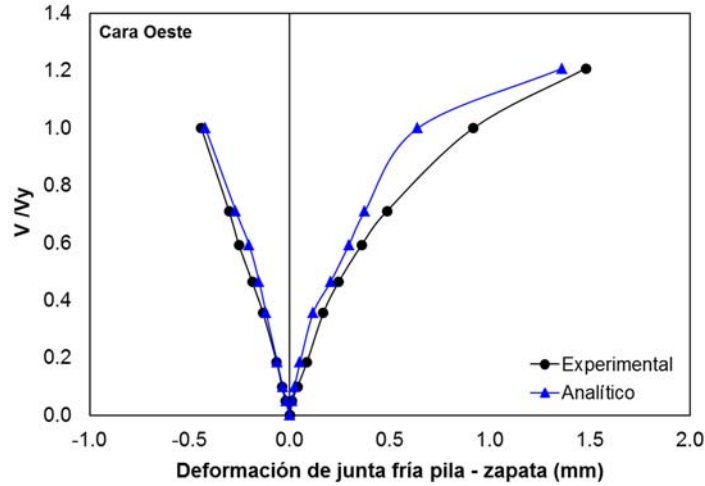


Figura 6.15. Deformación experimental y analítica de la de junta fría de concreto pila - zapata de espécimen PH4





b) Cara Oeste

Figura 6.16. Deformación experimental y analítica de la de junta fría de concreto pila - zapata de espécimen PH5

Con base en lo comentado anteriormente, resulta conveniente adicionarle al desplazamiento lateral total estimado (ec. 3.52) de los especímenes de este estudio, el desplazamiento lateral estimado debido a rotación de cuerpo rígido,  $\Delta_{rb}$ , obteniendo la siguiente expresión:

$$\Delta_t = \Delta_f + \Delta_s + \Delta_{rb} \quad (6.14)$$

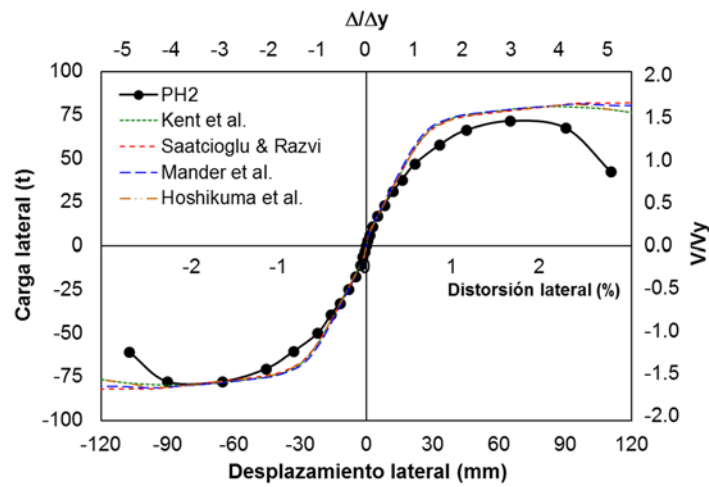
donde

$\Delta_f$  : Desplazamiento lateral debido a flexión,

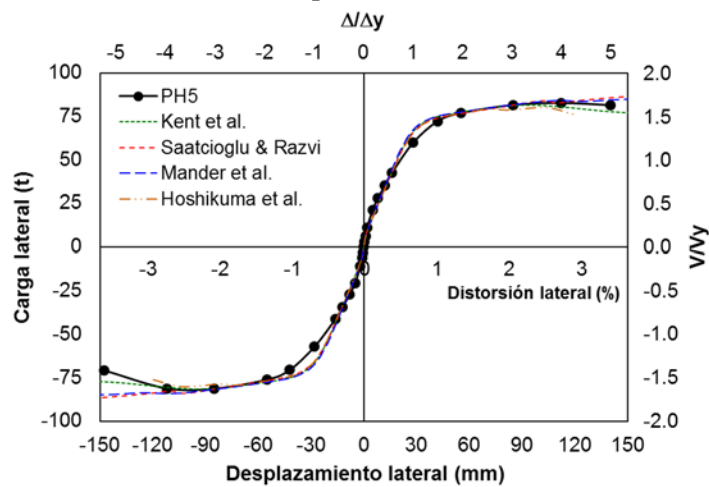
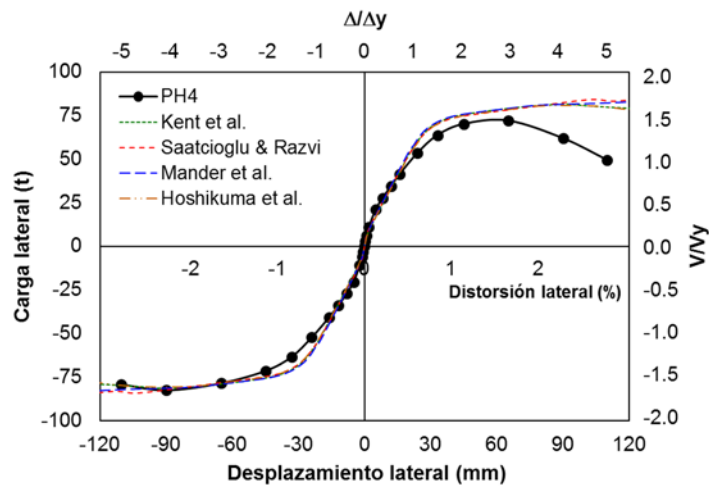
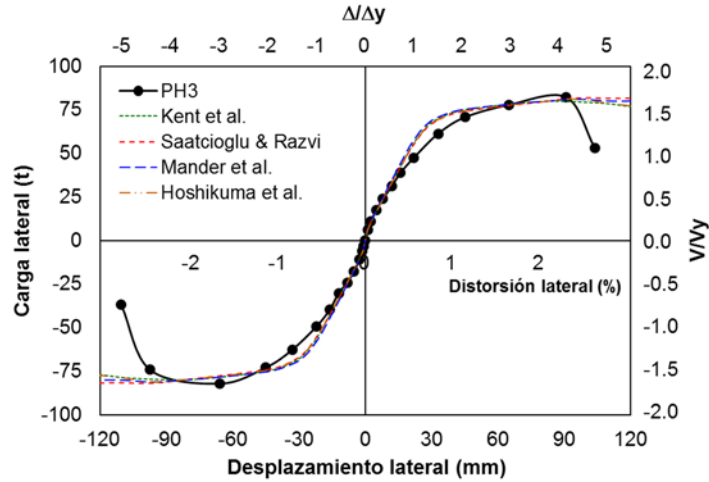
$\Delta_s$  : Desplazamiento lateral debido a cortante,

$\Delta_{rb}$  : Desplazamiento lateral debido a rotación de cuerpo rígido.

En la figura 6.17 se aprecian los diagramas carga-desplazamiento lateral obtenidos experimentalmente frente al teórico estimado propuesto mediante la ec. 6.14.



a) Especimen PH2



**Figura 6.17. Diagrama carga-desplazamiento lateral experimental frente al teórico propuesto**

Se visualiza que el planteamiento propuesto para tener en cuenta el desplazamiento lateral debido a la rotación de cuerpo rígido de los especímenes, aumentó el desplazamiento lateral total estimado, mostrando una mejor concordancia con los valores obtenidos experimentalmente. Este incremento

de desplazamiento fue del orden del 21% con respecto al desplazamiento lateral total estimado (ec. 3.52) correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal. De esta manera, se redujo la diferencia del desplazamiento lateral experimental con respecto al desplazamiento lateral total estimado a un 6% para los especímenes PH2 y PH3, a un 15% para el espécimen PH4 y a un 35% para el espécimen PH5.

La diferencia restante, posiblemente es atribuida a la degradación experimentada por los especímenes como consecuencia de la aplicación de la carga lateral cíclica reversible y a un posible deslizamiento de las barras de acero de refuerzo longitudinal por falta de adherencia.

En la tabla 6.1 se muestra un resumen del desplazamiento lateral correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal obtenido experimentalmente, total estimado y total estimado propuesto.

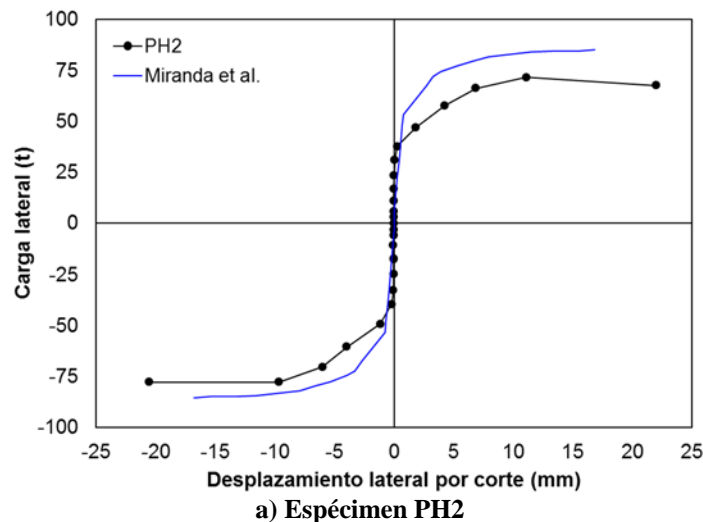
**Tabla 6.1. Desplazamiento lateral experimental, total estimado y total estimado propuesto correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal**

Especímen	Desplazamiento lateral (mm)			
	$\Delta_f + \Delta_s$	$\Delta_{rb}$	$\Delta_f + \Delta_s + \Delta_{rb}$	$\Delta$
PH2	17.1	3.6	20.7	22
PH3	17.1	3.6	20.7	22
PH4	17.2	3.6	20.8	24
PH5	17.2	3.6	20.8	28

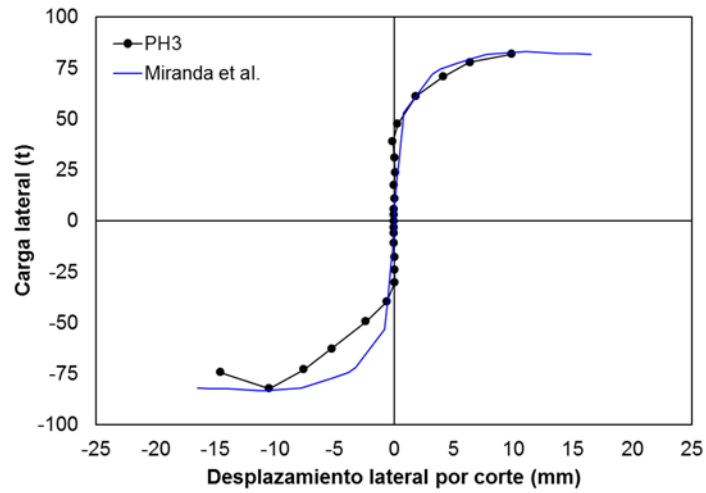
$\Delta_f$  : Desplazamiento lateral debido a flexión,  $\Delta_s$  : Desplazamiento lateral debido a cortante,  $\Delta_{rb}$  : Desplazamiento lateral debido a rotación de cuerpo rígido y,  $\Delta$  : Desplazamiento lateral experimental.

#### 6.4.2.2 Debido a cortante

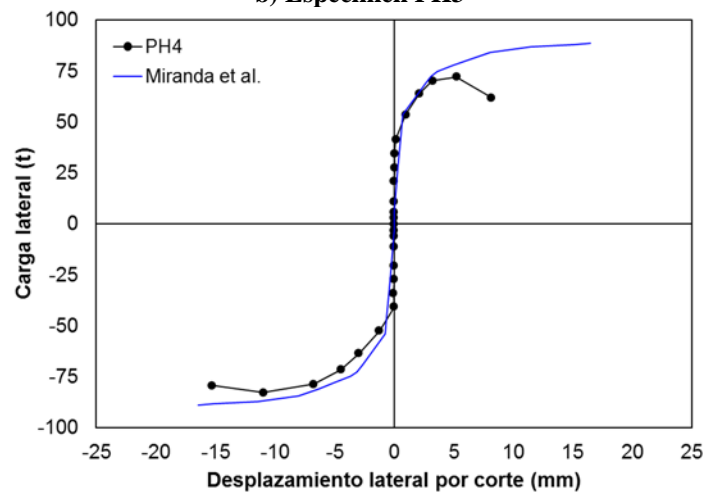
En la figura 6.18 se ilustra el diagrama teórico carga-desplazamiento lateral debido a cortante frente al obtenido experimentalmente de los especímenes. La medición experimental corresponde a los valores máximos acumulados de las deformaciones por corte para la primera repetición de cada amplitud de desplazamiento lateral.



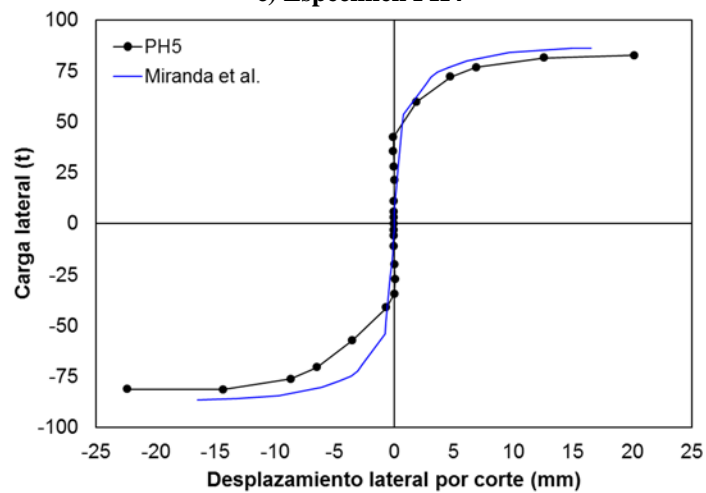




b) Espécimen PH3



c) Espécimen PH4



d) Espécimen PH5

Figura 6.18. Diagrama teórico carga-desplazamiento lateral debido a cortante frente al experimental

Se evidenció que para todos los especímenes, el desplazamiento lateral experimental debido a la deformación por corte, fue menor al desplazamiento lateral teórico hasta la formación de la primera grieta por cortante. A partir de este punto, el desplazamiento lateral experimental empezó a

aumentar, superando los valores obtenidos teóricamente mediante el modelo propuesto por Miranda et al. (2005).

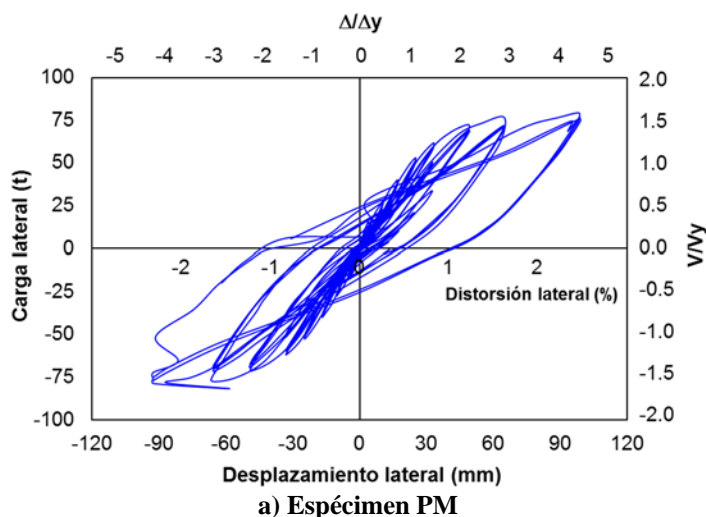
Para los especímenes PH3 y PH4, el desplazamiento lateral experimental debido a cortante fue en promedio aproximadamente de 13 y 12 mm, que representó el 12 y 11% del desplazamiento lateral total experimental, respectivamente. Mientras que para los especímenes PH2 y PH5, el desplazamiento lateral experimental debido a cortante fue en promedio aproximadamente de 21 mm para ambos, que representó el 19 y 15% del desplazamiento lateral total experimental, respectivamente.

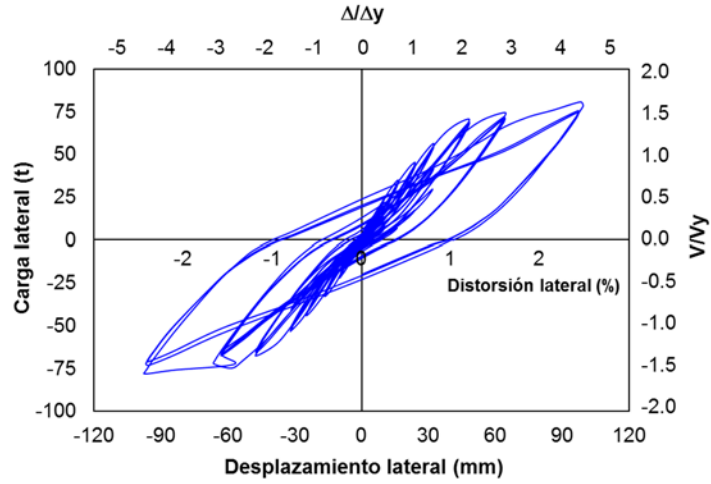
También se visualizó que el desplazamiento lateral debido a cortante de los especímenes PH3 y PH4, que fueron dominados por flexión en su estado último, fue aproximadamente el 60% del desplazamiento lateral debido a cortante de los especímenes PH2 y PH5. Esto corroboró la presencia del mecanismo de falla de cortante de estos dos últimos especímenes.

## 6.5 COMPARACIÓN DE RESULTADOS RESPECTO A OTRAS INVESTIGACIONES

En las figuras 6.19 y 6.20 se aprecia la respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral obtenidos experimentalmente de los especímenes estudiados por López et al. (2009) y los obtenidos en el presente estudio, respectivamente.

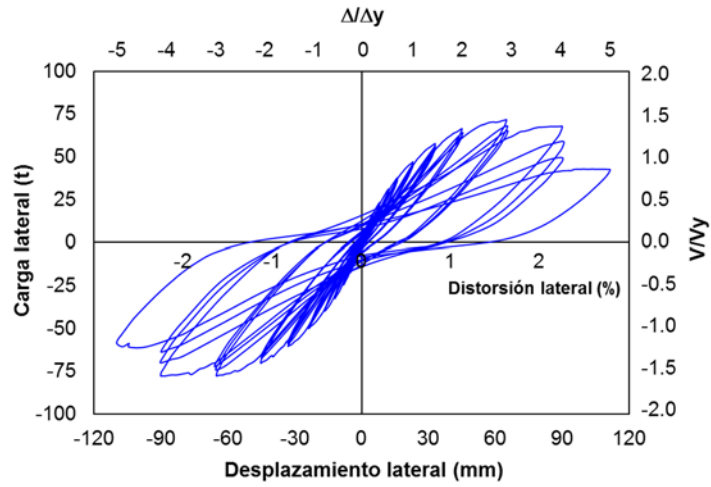
El comportamiento de los especímenes designados como PM, correspondiente a la pila maciza y el espécimen PH1, correspondiente a la pila hueca del estudio realizado por López et al. (2009), evidenciaron un comportamiento muy similar al presentado por los especímenes ensayados en este estudio. Todos presentaron un valor de resistencia máxima promedio que variaron en un intervalo de 75 a 83 t, sin mostrar una tendencia de comportamiento.



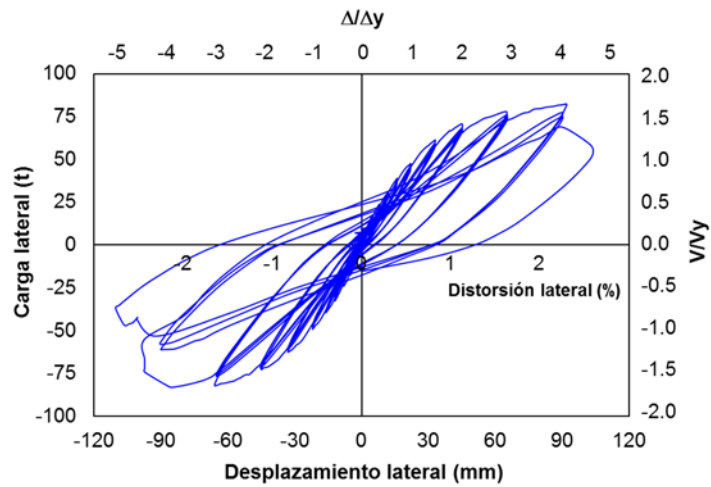


**b) Especimen PH1**

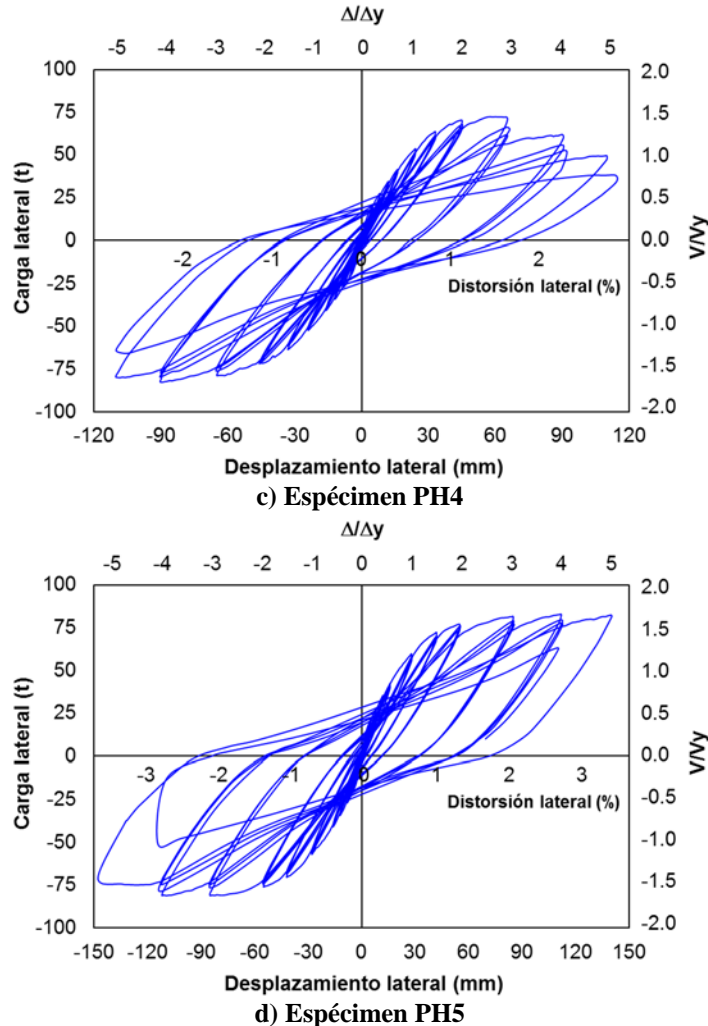
**Figura 6.19. Respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral de especímenes estudiados por López et al. (2009)**



**a) Especimen PH2**



**b) Especimen PH3**



**Figura 6.20. Respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral de especímenes de este estudio**

A pesar de que todos los especímenes presentaban la misma cantidad de refuerzo longitudinal, el desplazamiento lateral desarrollado por los especímenes PM y PH1, estudiados por López et al. (2009) fue 99 mm, que representó un factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu = 4.5$ . Este valor de desplazamiento lateral fue ligeramente inferior al desarrollado por los especímenes ensayados en este estudio.

Lo anterior, posiblemente se debe a la menor cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal que presentaron estos especímenes y la falta de un mejor confinamiento de las paredes de la pila, debido a que el refuerzo longitudinal sólo estaba formado por una sola capa de refuerzo longitudinal.

Para efectos de comparar los resultados de este estudio con respecto a las investigaciones recopiladas en la revisión bibliográfica, se muestra en la tabla 6.2 los resultados y las propiedades de los especímenes únicamente de sección transversal cuadrada y rectangular.

**Tabla 6.2. Características relevantes y resultados de especímenes huecos de sección transversal cuadrada y rectangular realizadas en otros estudios**

Autores	Espécimen	$D$ cm	$\frac{P}{f'_c A_g}$	$\frac{M}{VD}$	$\frac{X_u}{t}$	$\frac{s}{t}$	$\mu$	$\rho_l$	$\rho_s$	Modo de falla
Mander et al. (1983)	Columna A	75	0.10	4.3	4.3	0.50	8.0	0.0155	0.0243	Flexión
	Columna B	75	0.50	4.3	4.3	0.25	2.0	0.0155	0.0486	Flex.-Cort.
	Columna C	75	0.30	4.3	4.3	0.33	8.0	0.0155	0.0365	Flexión
	Columna D	75	0.30	4.3	4.3	0.50	6.0	0.0155	0.0243	Flexión
Yeh et al. (2002a)	PS1	150	0.082	4.3	3.0	0.27	11.1	0.0170	0.0270	Flexión
	PI1	150	0.082	3.0	3.0	0.40	8.6	0.0170	0.0100	Flexión
	MS1	50	0.093	3.6	2.2	0.42	5.5	0.0190	0.0320	Flexión
	MS2	50	0.176	3.6	2.2	0.42	5.3	0.0190	0.0320	Flexión
	MI1	50	0.086	3.6	2.2	0.42	4.3	0.0190	0.0150	Flex.-Cort.
	MI2	50	0.185	3.6	2.2	0.42	3.5	0.0190	0.0150	Cortante
Mo et al. (2003)	NA4	50	0.19	4.0	3.0	0.40	3.7	0.0113	0.0168	Flexión
	NB4	50	0.09	4.0	3.0	0.40	6.3	0.0113	0.0168	Flexión
	NA8	50	0.11	4.0	3.0	0.80	6.6	0.0113	0.0084	Flexión
	NB8	50	0.11	4.0	3.0	0.80	6.3	0.0113	0.0084	Flexión
	HA4	50	0.11	4.0	3.0	0.40	5.6	0.0113	0.0168	Flexión
	HB4	50	0.06	4.0	3.0	0.40	7.1	0.0113	0.0168	Flexión
	HA8	50	0.08	4.0	3.0	0.80	7.2	0.0113	0.0084	Flexión
	HB8	50	0.08	4.0	3.0	0.80	7.1	0.0113	0.0084	Flexión
Pinto et al. (2003)	Pila corta	274	0.09	2.4	13.6	0.60	8.0	0.0040	0.0009	Flexión
	Pila alta	274	0.10	5.1	13.6	0.60	3.7	0.0070	0.0009	Cortante
Prado et al. (2014)	PH2	120	0.06	3.8	6.0	1.00	5.0	0.0279	0.0106	Cortante
	PH3	120	0.06	3.8	6.0	1.00	5.0	0.0279	0.0111	Flexión
	PH4	120	0.06	3.8	6.0	0.53	5.0	0.0279	0.0116	Flexión
	PH4	120	0.06	3.8	6.0	0.67	5.0	0.0279	0.0118	Flex.-Cort.

$M/VD$  : Relación de aspecto;  $X_u/t$  : Relación de esbeltez ;  $s/t$  : Relación de separación de estribos a espesor de pared.

La comparación indicó que el factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu$ , de los especímenes del presente estudio, fue inferior al desarrollado por los especímenes de dichas investigaciones. Esta comparación tuvo en cuenta únicamente aquellos especímenes que presentaron una relación de carga axial similar a  $0.06 f'_c A_g$ .

Esta disminución en el factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu$ , probablemente se debe a la mayor cuantía de acero de refuerzo longitudinal,  $\rho_l$ , que presentaron los especímenes de este estudio. Coincidiendo así, de una manera análoga para secciones transversales rectangulares, con lo indicado en el estudio de Ranzo y Priestley (2000), en donde se evidenció que para bajos valores de

cuantía de acero de refuerzo longitudinal en columnas circulares huecas de concreto reforzado, se obtiene relativamente un mejor desempeño.

Otra posible causa que pudo haber contribuido al menor desarrollo del factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu$ , fue el menor valor de la cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal,  $\rho_s$ , que presentaron los especímenes de este estudio. Coincidiendo así, también de una manera análoga para secciones transversales rectangulares, con lo indicado en el estudio de Yeh et al. (2001), en donde se indicó que para valores altos de cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal,  $\rho_s$ , en columnas circulares huecas de concreto reforzado, se obtiene un mejor desempeño y mayores factores de ductilidad de desplazamiento,  $\mu$ , en la columna.

Debe tenerse en cuenta que en dicha comparación, la relación de aspecto,  $M/VD$ , de los especímenes son similares a los del presente estudio. Sin embargo, la relación de esbeltez,  $X_u/t$ , de los especímenes de esta investigación, fueron 28% mayor a la presentada por los especímenes de Mander et al. (1983), el doble de los especímenes del estudio de Mo et al. (2003) y alrededor del triple para algunos especímenes del estudio de Yeh et al. (2002a). Únicamente fueron superados por la relación de esbeltez,  $X_u/t$ , de los especímenes estudiados por Pinto et al. (2003) en un 56%.

## 6.6 ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD A CORTANTE

A pesar que la relación de aspecto de los especímenes analizados en este estudio fue  $M/VD > 3$ , se realizó un análisis de la capacidad de fuerza cortante, ya que dos especímenes ensayados presentaron un mecanismo de falla de cortante y flexión.

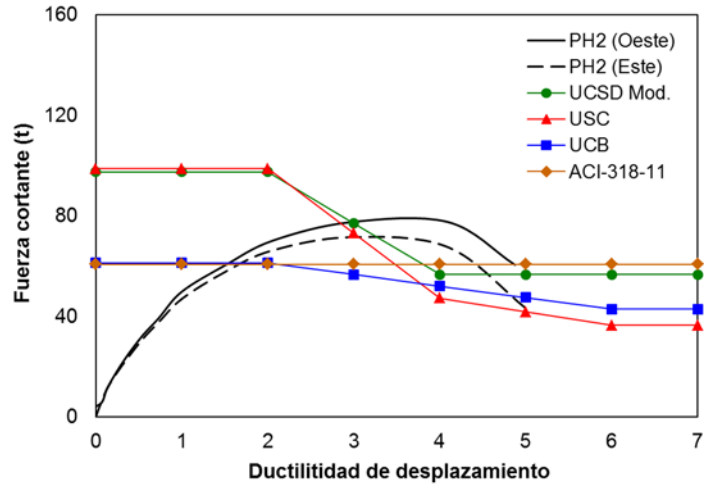
Para la estimación de la fuerza cortante de los especímenes se consideraron tres modelos de comportamiento y el procedimiento establecido por el ACI 318 (2011) para efectos de confrontación. Los modelos considerados fueron el modelo modificado de la Universidad de California en San Diego, (UCSD) propuesto por Priestley et al. (1994), el modelo de la Universidad del Sur de California (USB) propuesto por Xiao y Martirosyan (1998) y el modelo de la Universidad de California en Berkeley (UCB) propuesto por Sezen y Moehle (2004).

Estos modelos analíticos fueron basados en pruebas experimentales en secciones transversales rectangulares sólidas y consideran la contribución de la fuerza cortante del concreto, el efecto de la carga axial y la fuerza cortante proveniente del refuerzo transversal. En la figura 6.21 se ilustra la relación de fuerza cortante-ductilidad de los modelos analíticos para todos los especímenes y los obtenidos experimentalmente.

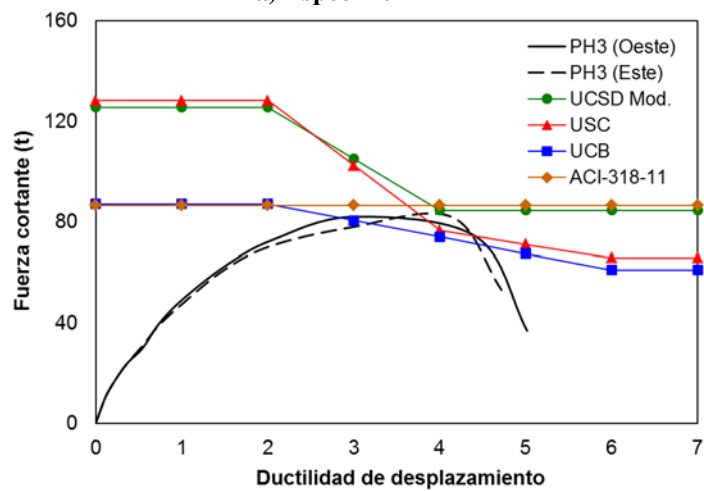
La medición experimental corresponde a los valores máximos de carga y factores de ductilidad de desplazamiento lateral obtenidos en la primera repetición correspondiente a cada amplitud de desplazamiento. Debido a la asimetría de los ciclos histéricos durante las pruebas de los especímenes, se muestra en línea continua la envolvente de la respuesta cíclica en sentido Oeste y en línea punteada la envolvente en sentido Este.

Se aprecia que los modelos UCSD y USC presentan valores semejantes hasta un factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu = 2$ . A partir de ese punto, el modelo USC presenta una mayor degradación con el incremento del desplazamiento lateral.

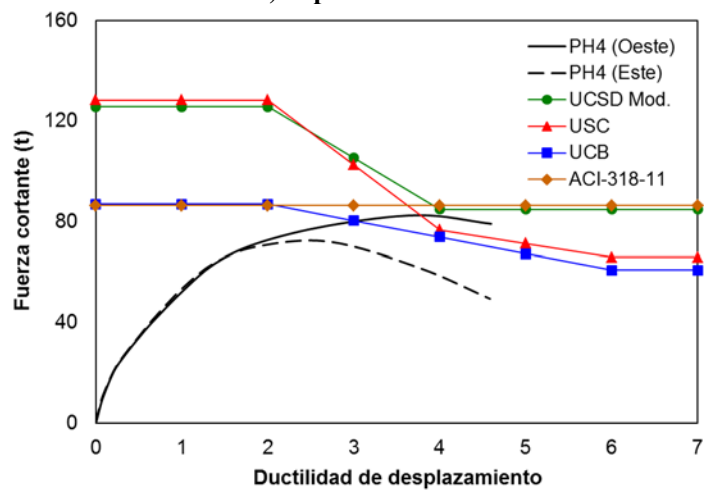
Los modelos UCB y ACI presentan valores semejantes hasta un factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu = 2$ . A partir de ese punto, el modelo UCB muestra una degradación de la fuerza cortante al incrementar el desplazamiento lateral, mientras el modelo ACI permanece constante.



a) Espécimen PH2



b) Espécimen PH3



c) Espécimen PH4

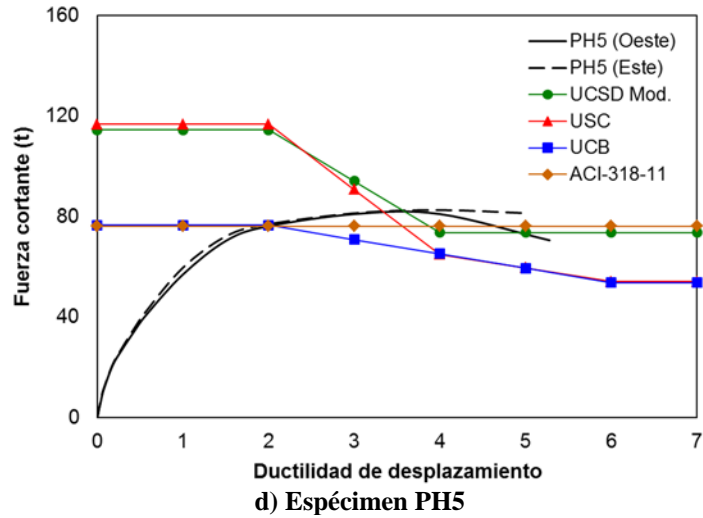


Figura 6.21. Diagrama de capacidad de fuerza cortante

Se evidenció que los modelos UCSD y USC predicen la falla de cortante en los especímenes PH2 y PH5 al intersectar sus envolventes cerca de donde ocurrió la falla. Mientras que las envolventes de los especímenes PH3 y PH4, que se caracterizaron por un mecanismo de falla dominado por flexión, no fueron intersectadas por el modelo UCSD, sin embargo sus valores estuvieron cerca.

Los modelos UCB y ACI, estiman de forma conservadora la falla de cortante en los especímenes PH2 y PH5, intersectando sus envolventes en un factor de ductilidad de desplazamiento menor,  $\mu = 2$ . Mientras que para los especímenes PH3 y PH4, que presentaron un modo de falla por flexión, estos modelos no intersectaron sus envolventes.

Con base en estas observaciones, el modelo que presentó la mejor estimación de la fuerza cortante en los especímenes analizados en este estudio teniendo en cuenta las diferentes configuraciones del refuerzo transversal, fue el modelo UCSD propuesto por Priestley et al. (1994).



## 7 SIMULACIÓN NUMÉRICA DEL COMPORTAMIENTO CÍCLICO DE LOS ESPECÍMENES

### 7.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describe la idealización matemática que se realizó para la simulación numérica de los especímenes empleando los programas computacionales RUAUMOKO (Carr, 2002), SAP 2000 (CSI, 2008) y CANNY-E (Li, 1996). Luego se explican los modelos de histéresis que se consideraron para la modelación del concreto y del acero de refuerzo en cada uno de los programas. Finalmente, se muestran y se discuten los resultados de la simulación numérica comparándola con los resultados obtenidos experimentalmente.

### 7.2 MODELACIÓN EN EL PROGRAMA RUAUMOKO (Carr, 2002)

RUAUMOKO (Carr, 2002) es un programa de análisis elástico e inelástico de estructuras empleado para fines de investigación. Maneja nueve diferentes tipos de elementos para la modelación, como elementos tipo frame, spring, wall, damper, tendón, entre otros. En su base de datos maneja 43 modelos de histéresis para modelar el comportamiento no lineal de los materiales. El programa está escrito en lenguaje de programación fortran.

Para simplificar la modelación de los especímenes de este estudio, se desarrolló una simulación en dos dimensiones. A continuación se describen las consideraciones tomadas en dicha modelación.

#### 7.2.1 Idealización matemática de los especímenes

En la figura 7.1 se muestra la idealización matemática que se empleó en este programa para representar cada uno de los especímenes de este estudio.

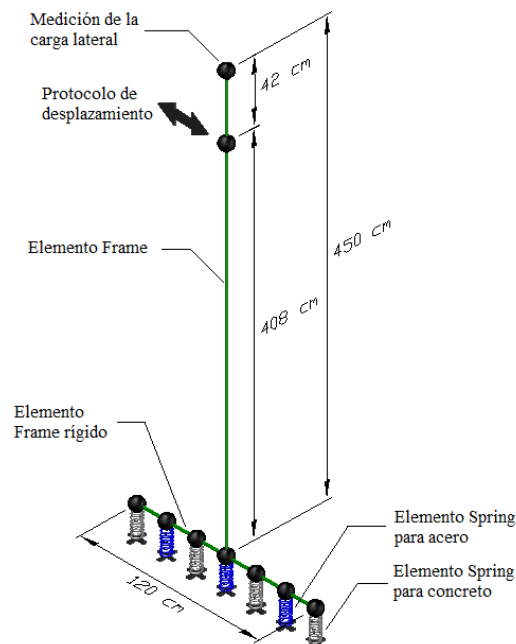


Figura 7.1. Idealización matemática de especímenes en RUAUMOKO (Carr, 2002)

El cuerpo de la pila se representó por medio de dos elementos tipo frame. El primer elemento, parte de la base de la pila y se prolongó hasta una altura de 408 cm, lugar donde fue necesario considerar un nodo para realizar la aplicación del protocolo de desplazamiento lateral. El segundo elemento, fue el complemento necesario para alcanzar el extremo superior de la pila ubicado a 450 cm de altura. En este punto, se realizó la medición de la carga lateral.

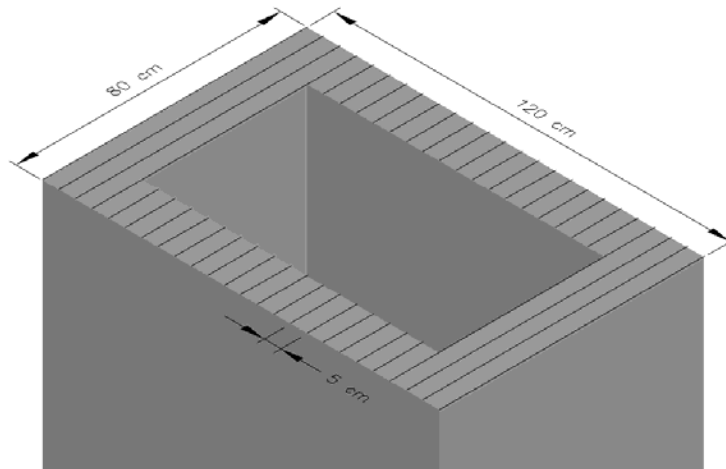
Para simular la rotación de cuerpo rígido de la pila, fenómeno observado durante las pruebas, se consideró una serie de elementos tipo spring en la base de la pila, para representar y modelar el comportamiento no lineal de las barras de acero de refuerzo longitudinal embebida en la zapata y el concreto de la zapata bajo la pila. Estos elementos tipo spring, se consideraron empotrados en sus extremos inferiores y conectados en sus extremos superiores a un elemento tipo frame rígido en posición horizontal. Este elemento horizontal tuvo una longitud de 120 cm, representando el peralte de la sección y estuvo conectado en su parte media al elemento tipo frame que representó el cuerpo de la pila.

## 7.2.2 Discretización de la sección

Para la simulación de la rotación de cuerpo rígido de las pilas, fue necesario realizar una discretización por franjas de la proyección de la sección transversal de la pila en la zapata. Esto con el fin de asignar las propiedades mecánicas del elemento tipo spring contenido en cada una de ellas.

### 7.2.2.1 Concreto

Para asignar un elemento tipo spring a una pequeña fracción del área de concreto de la zapata, se discretizó la proyección de la sección transversal de la pila en franjas de 5 cm de ancho como se ilustra en la figura 7.2.

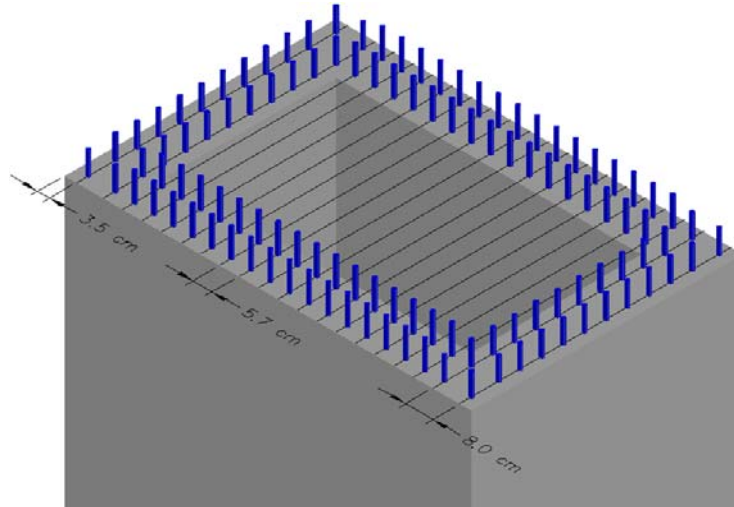


**Figura 7.2. Discretización unidimensional de la sección transversal de la pila**

Esta discretización generó 24 elementos tipo spring para representar y modelar el comportamiento no lineal del concreto de la zapata bajo la pila. Debido a la forma de la sección transversal de la pila, fue necesario considerar dos tipos de elemento spring de acuerdo con el área considerada en las franjas obteniendo 6 elementos spring para los patines y 18 elementos spring para el alma. Estos elementos se ubicaron en la mitad del ancho de cada una de las franjas.

### 7.2.2.2 Acero de refuerzo

Por su parte, se asignó un elemento tipo spring para modelar cada una de las filas de las barras de acero de refuerzo longitudinal, obteniendo así, 20 elementos ubicados en la proyección de dichas filas como se aprecia en la figura 7.3.



**Figura 7.3. Ubicación de elementos spring/link para cada fila de barras de acero de refuerzo longitudinal**

Debido a la configuración del acero de refuerzo longitudinal, fue necesario considerar dos elementos tipos spring de acuerdo con la cantidad de barras de cada proyección. De esta manera se obtuvieron 4 elementos tipo spring para las 12 barras de acero de refuerzo en el patín y 16 elementos tipo spring para las 4 barras de acero de refuerzo en el alma.

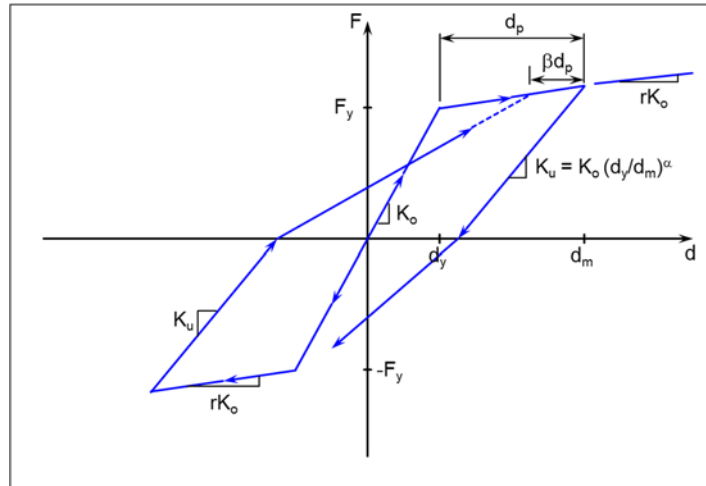
### 7.2.3 Modelos de histéresis y parámetros

A continuación se comenta los modelos de histéresis que se emplearon en los diferentes elementos para simular el comportamiento no lineal de los materiales.

#### 7.2.3.1 Modelo de Takeda

Este modelo fue utilizado para simular el comportamiento no lineal de la acción conjunta del concreto y el acero de refuerzo del cuerpo de la pila representado por elementos tipo frame. También se utilizó para modelar el comportamiento de las barras de acero de refuerzo longitudinal embebido en la zapata representado por elementos tipo spring y su efecto en la rotación de cuerpo rígido de la pila.

Este modelo está formado por una curva base bilineal como se muestra en la figura 7.4. La rigidez inicial,  $K_o$ , considera un comportamiento elástico hasta la fuerza de fluencia,  $F_y$ , y su correspondiente desplazamiento,  $d_y$ . Después de este punto, el comportamiento deja de ser elástico y considera una menor rigidez,  $rK_o$ , hasta llegar al punto correspondiente a la fuerza máxima,  $F_m$ , y su correspondiente desplazamiento,  $d_m$ .



**Figura 7.4. Modelo de histéresis de Takeda**

La rigidez de descarga del modelo está definida por medio de la expresión:

$$K_u = K_o \left( \frac{d_y}{d_m} \right)^\alpha \quad (7.1)$$

donde

- $K_o$  : Rigidez inicial,
- $K_u$  : Rigidez de descarga,
- $d_y$  : Desplazamiento correspondiente a la fuerza de fluencia,
- $d_m$  : Desplazamiento correspondiente a la fuerza máxima,
- $\alpha$  : Factor exponencial de descarga. ( $0 \leq \alpha \leq 0.5$ ).

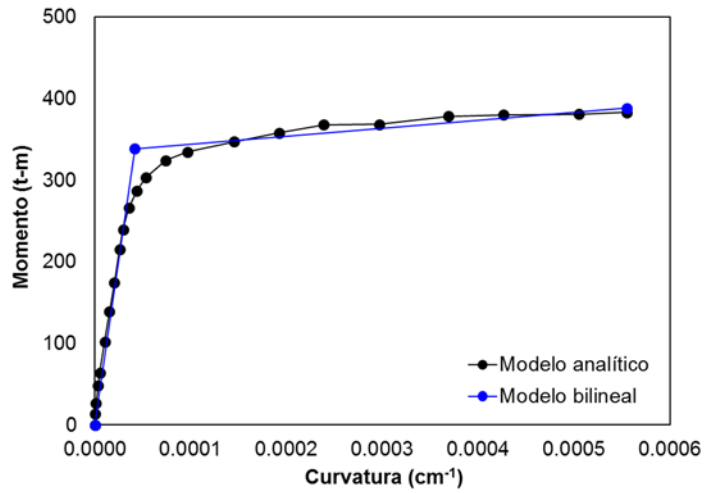
El parámetro  $\beta$  es una fracción del desplazamiento plástico,  $d_p$ , y su objetivo es dirigir el sentido de la recarga del siguiente ciclo. Este parámetro varía de  $0 \leq \beta \leq 0.6$ .

Los parámetros solicitados por el programa, correspondientes al modelo de Takeda dependen del tipo de elemento que se haya considerado.

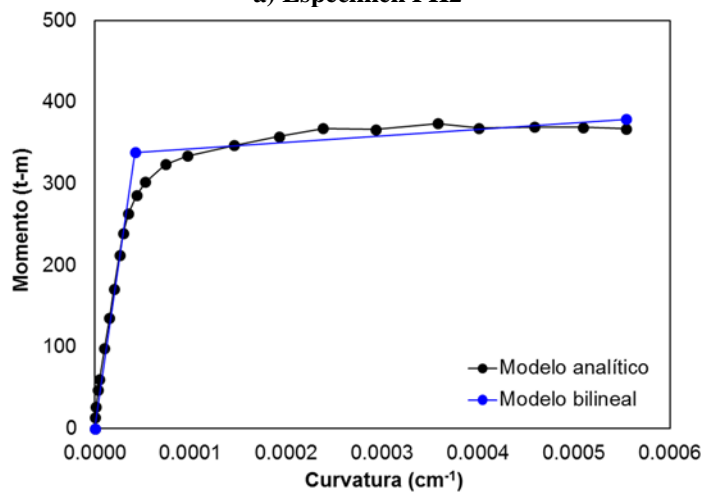
Para el caso del elemento tipo frame, fue necesario determinar un modelo bilineal a partir del diagrama momento-curvatura de la sección. En la figura 7.5 se ilustran los diagramas momento-curvatura de los especímenes y su correspondiente modelo bilineal.

La rigidez inicial en el modelo bilineal,  $K_o = E_c I_{ef}$ , se determinó como la línea secante a partir del origen que pasa por el punto de momento y curvatura correspondientes a la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal. Esta línea secante se prolongó hasta el valor del momento nominal calculado de acuerdo con lo prescrito en el ACI 318 (2011), definiendo así, el momento de fluencia del modelo bilineal.

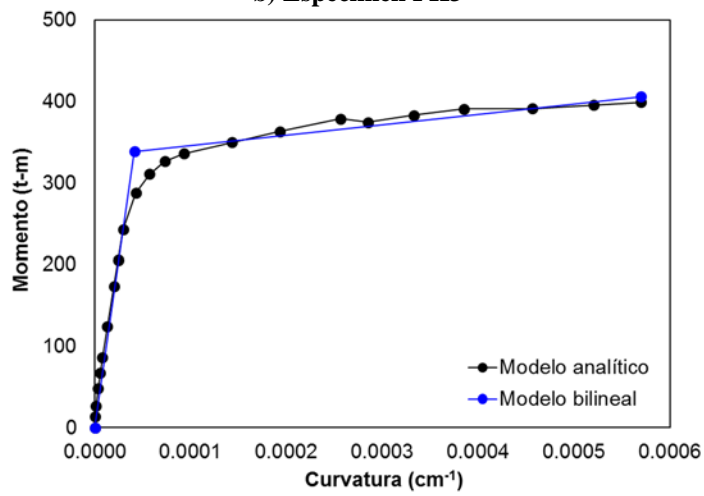
A partir de este punto, se trazó una segunda línea recta de pos-fluencia hasta el momento último correspondiente a la deformación unitaria última del concreto,  $\epsilon_{cu}$ , propuesta por Mander et al. (1988). La rigidez de este segundo trazo se expresó en función de la rigidez inicial como,  $rK_o$  y su valor final se modificó hasta obtener que el área bajo la curva del modelo bilineal fuera igual al área bajo la curva de la relación momento-curvatura.



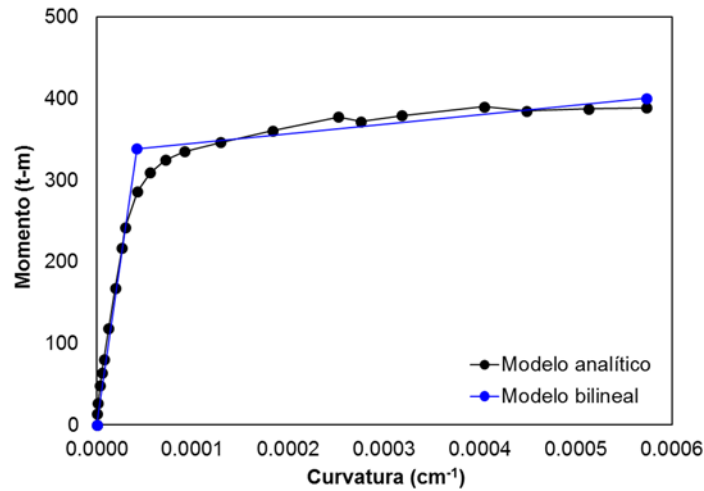
a) Espécimen PH2



b) Espécimen PH3



c) Espécimen PH4



**Figura 7.5. Modelo bilineal de la relación momento-curvatura de los especímenes**

En la tabla 7.1 se aprecian los diferentes parámetros considerados en el modelo de Takeda para el elemento tipo frame de los especímenes.

**Tabla 7.1 Valores correspondientes al modelo de Takeda para el elemento tipo frame**

Especímen	$K_o$ t.m <sup>2</sup>	$E_c$ t/m <sup>2</sup>	$I_{ef}$ m <sup>4</sup>	$I_g$ m <sup>4</sup>	$\frac{I_{ef}}{I_g}$	$M_y$ t.m	$r$	$\alpha$	$\beta$
PH2	81145	1735744	0.046750	0.084825	0.55	339	0.0119	0.5	0
PH3	80636	1735744	0.046456	0.084825	0.55	339	0.0098	0.5	0
PH4	82030	1886843	0.043475	0.084825	0.51	339	0.0155	0.5	0
PH5	81539	1886843	0.043214	0.084825	0.51	339	0.0143	0.5	0

Para el caso de los elementos tipo spring, fue necesario determinar la rigidez del elemento, el cual está definida como:

$$K_o = \frac{A_S E_S}{L_S} \quad (7.2)$$

donde

$K_o$  : Rigidez inicial,

$A_S$  : Área transversal representada por el elemento tipo spring,

$E_S$  : Módulo de elasticidad del material representado por el elemento tipo spring,

$L_S$  : Longitud representada por el elemento tipo spring.

Para determinar el valor de la rigidez inicial,  $K_o$ , se tomó la longitud representada por el elemento tipo spring,  $L_S$ , como la longitud de desarrollo de las barras a tensión,  $L_d$ , del refuerzo longitudinal embebido en la zapata, es decir,  $L_S = 60$  cm.

Teniendo en cuenta que el material a modelar fueron las barras de acero de refuerzo longitudinal, la fuerza de fluencia del elemento tipo spring,  $F_y$ , se obtuvo mediante la siguiente expresión:

$$F_y = f_y A_S \quad (7.3)$$

donde

$f_y$  : Esfuerzo especificado a la fluencia del acero de refuerzo longitudinal.

El parámetro  $r$  para definir la rigidez de pos-fluencia en el modelo de Takeda del elemento tipo spring fue cero.

En la tabla 7.2 se muestran los diferentes parámetros considerados en el modelo de Takeda para los elementos tipo spring de los especímenes.

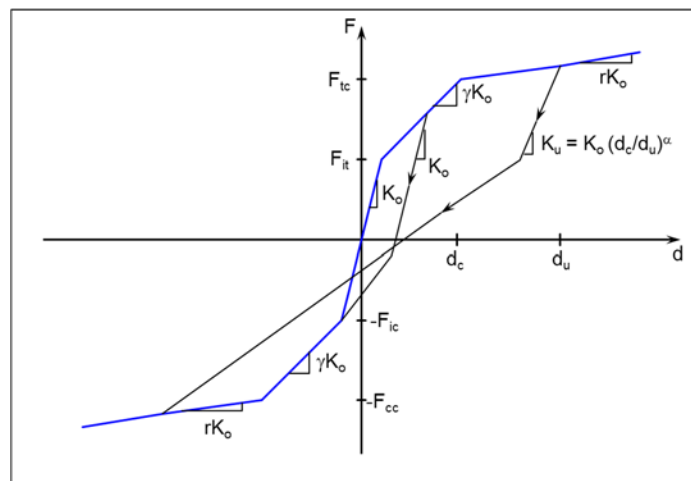
**Tabla 7.2 Valores correspondientes al modelo de Takeda para los elementos tipo spring**

Especímen	Spring (12 barras de acero)		Spring (4 barras de acero)		$r$	$\alpha$	$\beta$
	$K_o$ t/m	$\pm F_y$ t	$K_o$ t/m	$\pm F_y$ t			
PH2	49311	66	16437	22	0	0	0
PH3	49311	66	16437	22	0	0	0
PH4	49311	66	16437	22	0	0	0
PH5	49311	66	16437	22	0	0	0

### 7.2.3.2 Modelo de Fukada

Este modelo fue utilizado para simular el comportamiento no lineal del concreto de la zapata bajo la pila representado por elementos tipo spring. Es importante mencionar que programa no brinda para elementos tipo spring, la opción de un modelo histérico que describa específicamente el comportamiento del concreto, por lo tanto, se optó por el modelo de Fukada por ser la mejor aproximación.

Este modelo está formado por una curva base trilineal como se ilustra en la figura 7.6. La rigidez inicial,  $K_o$ , se extiende hasta una fuerza intermedia de compresión,  $F_{ic}$ , en donde realiza la transición a una menor rigidez,  $\gamma K_o$ , hasta llegar a la fuerza de compresión del concreto,  $F_{cc}$ .



**Figura 7.6. Modelo de histéresis de Fukada**

Una vez experimentada la fuerza de compresión del concreto,  $F_{cc}$ , el modelo considera una menor rigidez,  $rK_o$ , en donde para el caso particular del concreto el factor  $r$ , se consideró negativo.

La rigidez de descarga del modelo está definida por medio de la expresión:

$$K_u = K_o \left( \frac{d_c}{d_u} \right)^\alpha \quad (7.4)$$

donde

$K_o$  : Rigidez inicial,

$K_u$  : Rigidez de descarga,

$d_c$  : Desplazamiento correspondiente a la fuerza de compresión,

$d_u$  : Desplazamiento correspondiente a la fuerza de descarga,

$\alpha$  : Factor exponencial de descarga. ( $0 \leq \alpha \leq 0.5$ ).

La rigidez inicial,  $K_o$ , del elemento tipo spring se determinó por medio de la ec. 7.2 y la fuerza de compresión del concreto,  $F_{cc}$ , se obtuvo mediante la expresión:

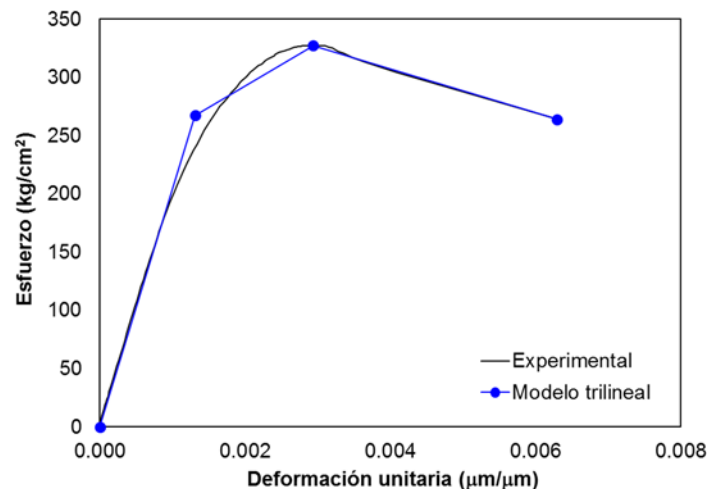
$$F_{cc} = f'_c A_S \quad (7.5)$$

donde

$f'_c$  : Resistencia especificada del concreto a compresión,

$A_S$  : Área transversal representada por el elemento tipo spring.

Los parámetros  $\gamma$  y  $r$ , se obtuvieron del modelo trilineal de la curva esfuerzo-deformación del concreto de la zapata. En la figura 7.7 se aprecia la curva esfuerzo-deformación del concreto de la zapata y su correspondiente modelo trilineal.



**Figura 7.7. Modelo trilineal de la curva esfuerzo-deformación unitaria del concreto de la zapata de los especímenes**

La rigidez inicial en el modelo trilineal de la curva esfuerzo-deformación unitaria,  $E_c$ , correspondió al módulo de elasticidad del concreto de la zapata calculado de acuerdo con lo establecido en la NMX-C-128. Con esta pendiente, se trazó una línea recta desde el origen hasta el punto de esfuerzo



intermedio. Luego se trazó una segunda línea recta de menor pendiente desde el punto de esfuerzo intermedio hasta el esfuerzo máximo. A partir de este punto, se buscó el esfuerzo último con una tercera línea recta de pendiente negativa. El valor del esfuerzo intermedio se modificó hasta que el área bajo la curva esfuerzo-deformación unitaria fuera igual al área bajo la curva del modelo trilineal.

Con base al área representada por el elemento tipo spring y la curva base trilineal, se determinaron las fuerzas y la rigidez de cada tramo del modelo histerético.

En la tabla 7.3 se muestran los diferentes parámetros considerados en el modelo de Fukada para los elementos tipo spring de los especímenes.

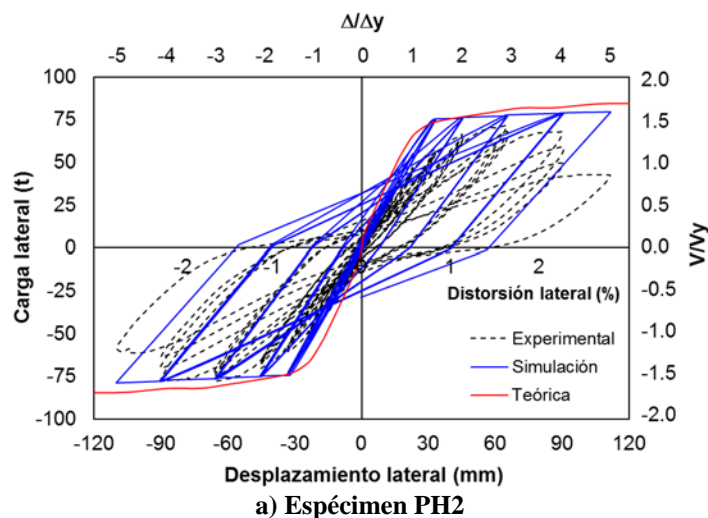
**Tabla 7.3 Valores correspondientes al modelo de Fukada para los elementos tipo spring**

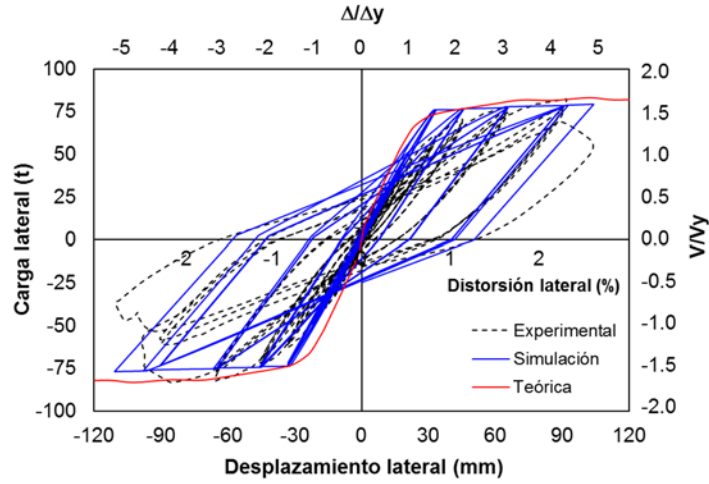
Especímen	Spring (patin)				Spring (alma)				$r$	$\alpha$	$\gamma$
	$K_o$	$F_{tc}$	$F_{cc}$	$F_{ic}$	$K_o$	$F_{tc}$	$F_{cc}$	$F_{ic}$			
	t/m	t	t	t	t/m	t	t	t			
PH2	136066	10.4	130.8	106.9	51025	3.9	49.1	40.1	-0.00014	0	0.18
PH3	136066	10.4	130.8	106.9	51025	3.9	49.1	40.1	-0.00014	0	0.18
PH4	136066	10.4	130.8	106.9	51025	3.9	49.1	40.1	-0.00014	0	0.18
PH5	136066	10.4	130.8	106.9	51025	3.9	49.1	40.1	-0.00014	0	0.18

## 7.2.4 Resultados de la simulación

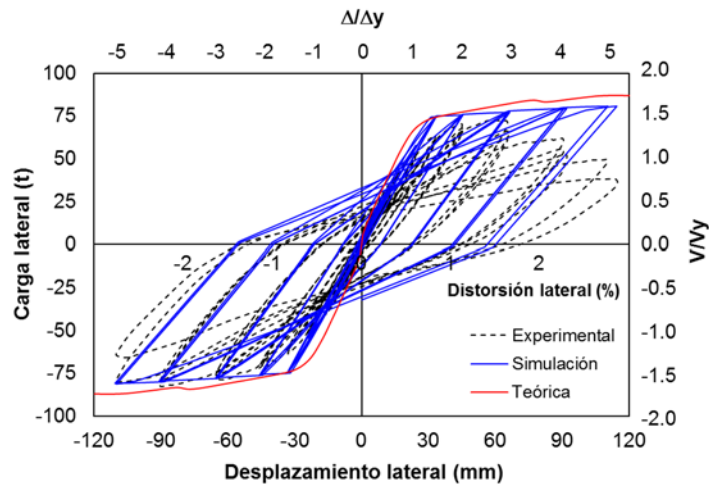
Con los valores presentados en las tablas 7.1 a 7.3, correspondientes a los parámetros utilizados en los modelos de histéresis de los materiales para los elementos tipo frame y spring, se realizaron las modelaciones de los especímenes bajo el protocolo de desplazamiento lateral empleado en las pruebas y mostrado en las figuras 4.23 y 4.24.

En la figura 7.8 se ilustra la simulación de la respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral de los especímenes frente a los obtenidos experimentalmente y a la teórica o total estimada en el capítulo 3 del presente documento.

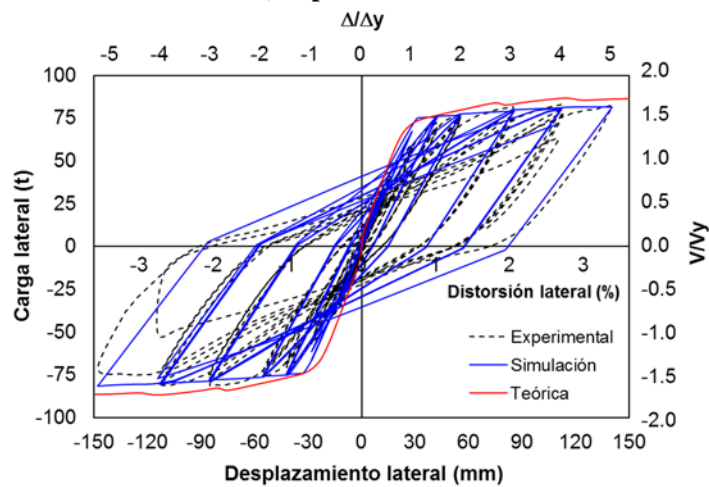




**b) Espécimen PH3**



**c) Espécimen PH4**



**d) Espécimen PH5**

**Figura 7.8. Respuesta histerética de la simulación numérica de los especímenes en RUAUMOKO (Carr, 2002)**

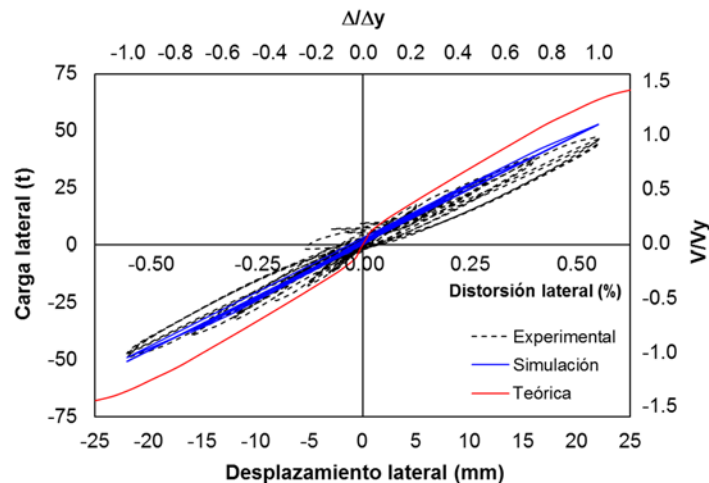
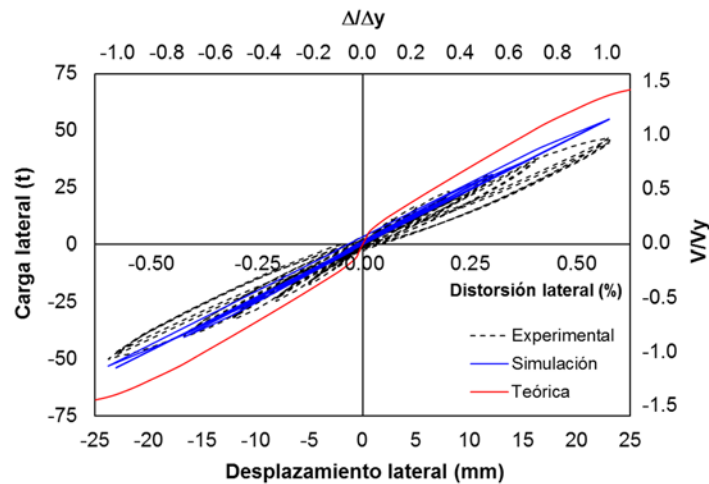
En general, la respuesta histerética de la simulación numérica realizada en el programa RUAUMOKO (Carr, 2002), mostró una aceptable concordancia con los resultados obtenidos

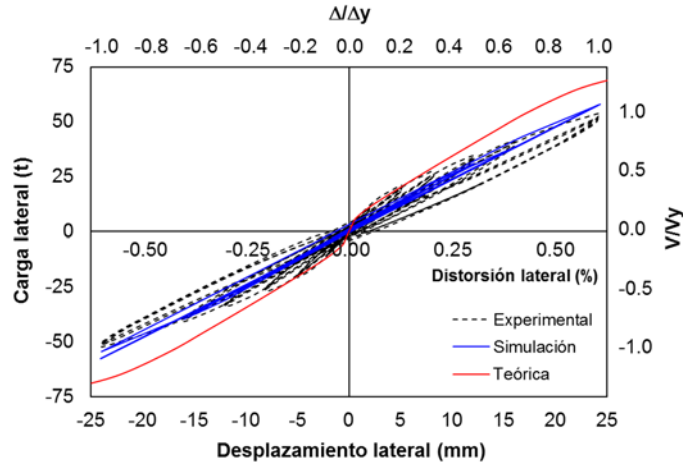
experimentalmente. Sin embargo, la modelación sobreestimó la capacidad de energía disipada de los especímenes mostrando una trayectoria de sus lazos histeréticos más alejados entre sí cuando pasan cerca al origen.

No se logró reproducir la degradación de la resistencia presentada en los especímenes PH2, PH3 y PH4, a partir del factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu = 4$ .

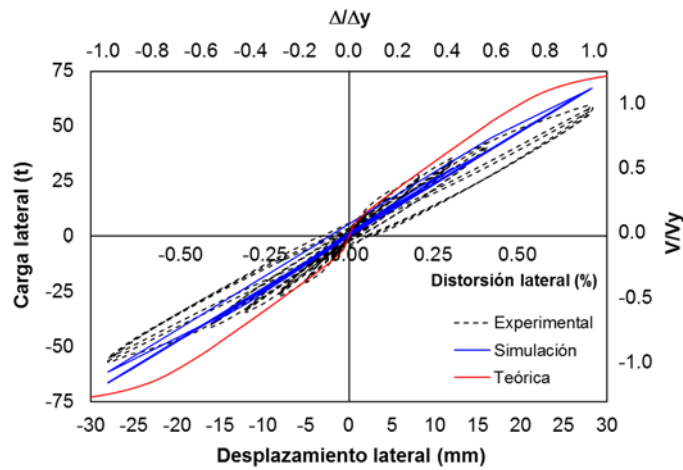
Para comparar la rigidez inicial de la simulación con respecto a las obtenidas experimental y teóricamente, se aprecia en la figura 7.9 la respuesta histerética elástica de carga-desplazamiento lateral de los especímenes.

La rigidez inicial de la simulación de los especímenes realizada en el programa RUAUMOKO (Carr, 2002), fue mayor en un intervalo que varió de 12 a 23% con respecto a la rigidez inicial obtenida experimentalmente. Sin embargo, esta no fue superior a la desarrollada por la relación carga-desplazamiento lateral total estimada o teórica.





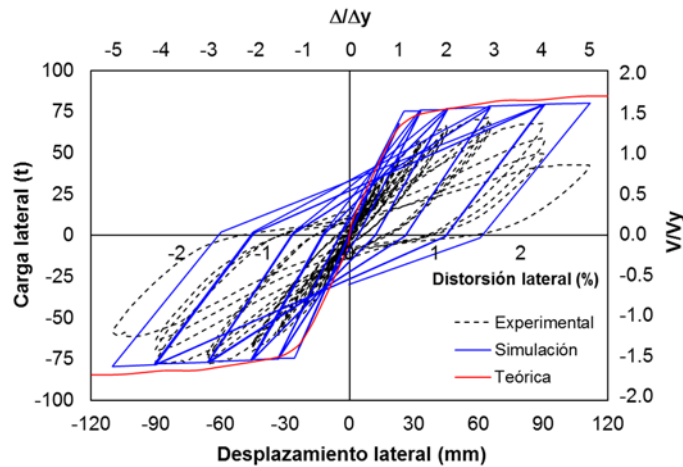
c) Especimen PH4



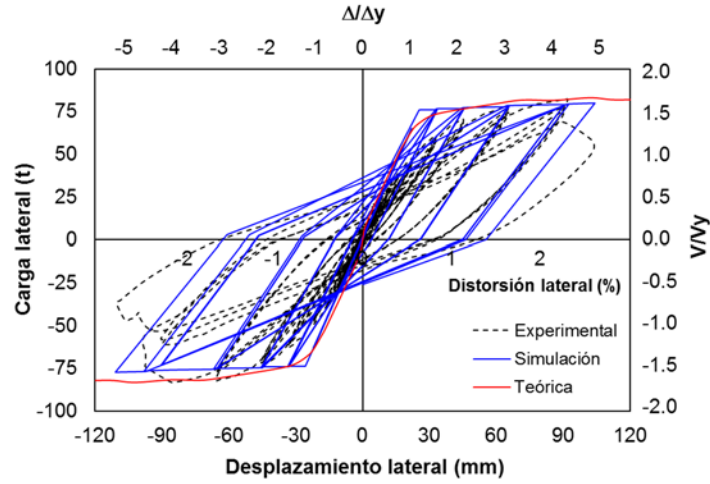
d) Especimen PH5

Figura 7.9. Respuesta histerética elástica de la simulación numérica de los especímenes en RUAUMOKO (Carr, 2002)

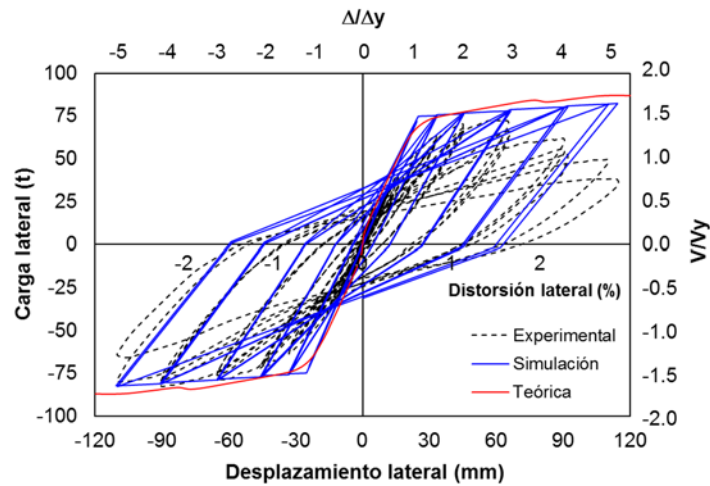
Para mostrar la importancia de la presencia de los elementos tipo spring en la simulación de la rotación de cuerpo rígido de la pila y su influencia en el desplazamiento lateral, se muestra en la figura 7.10 la respuesta histerética de la simulación omitiendo la presencia de dichos elementos.



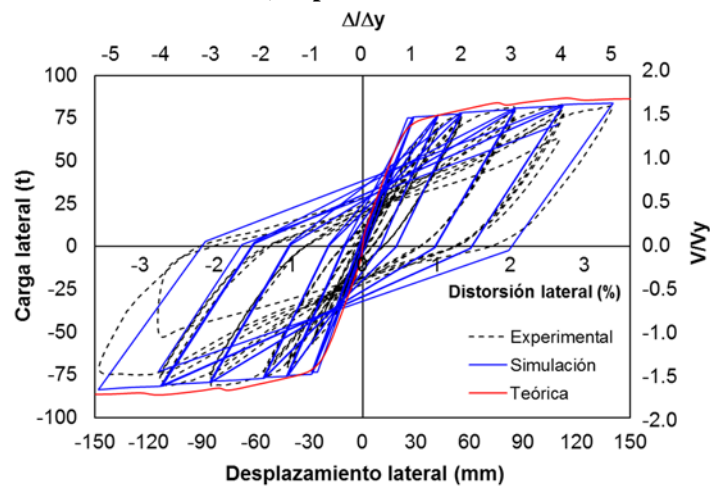
a) Especimen PH2



b) Especímen PH3



c) Especímen PH4

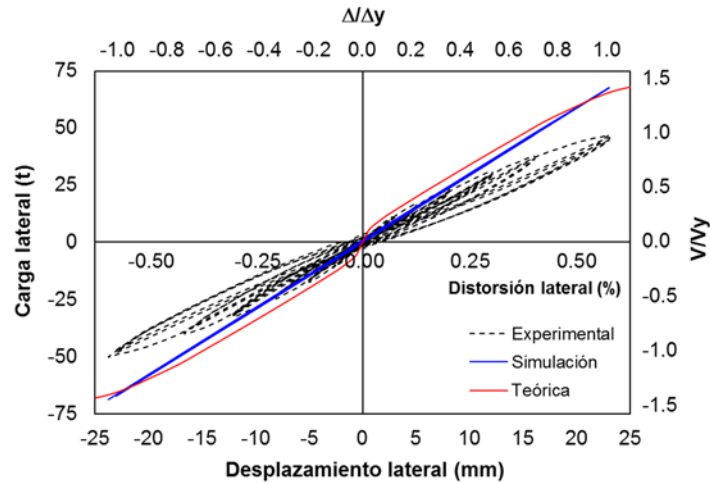


d) Especímen PH5

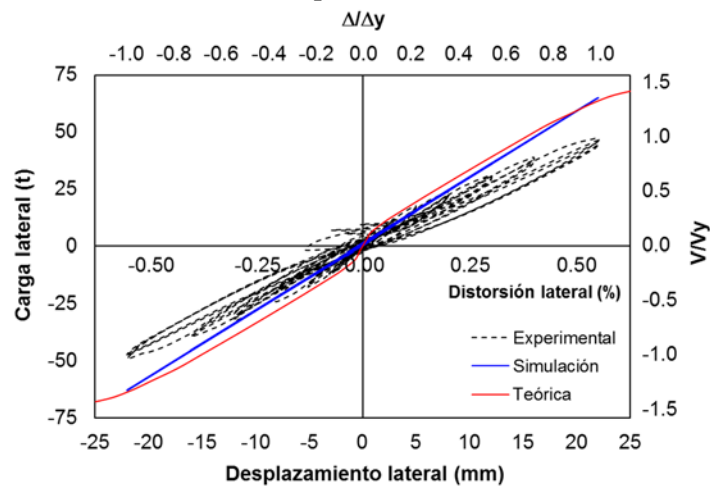
Figura 7.10. Respuesta histerética de la simulación numérica de los especímenes en RUAUMOKO (Carr, 2002) sin considerar la rotación de cuerpo rígido en la base

Para todos los especímenes, la respuesta histerética de la simulación numérica realizada en el programa RUAUMOKO (Carr, 2002) sin considerar los elementos tipo spring, mostró una

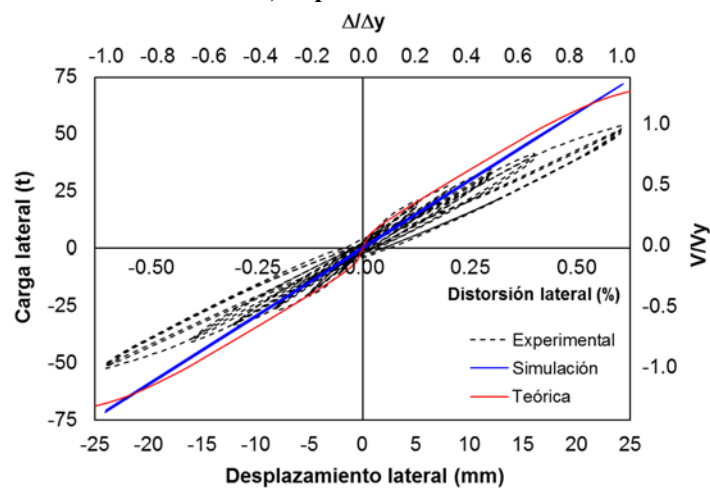
aceptable concordancia con obtenidos experimentalmente. Sin embargo, se observó un aumento del orden del 23% en la rigidez inicial de la simulación con respecto a la desarrollada considerando los elementos tipo spring, denotando así, una buena concordancia con la rigidez inicial de la relación carga-desplazamiento lateral total estimada o teórica como se ilustra en la figura 7.11.



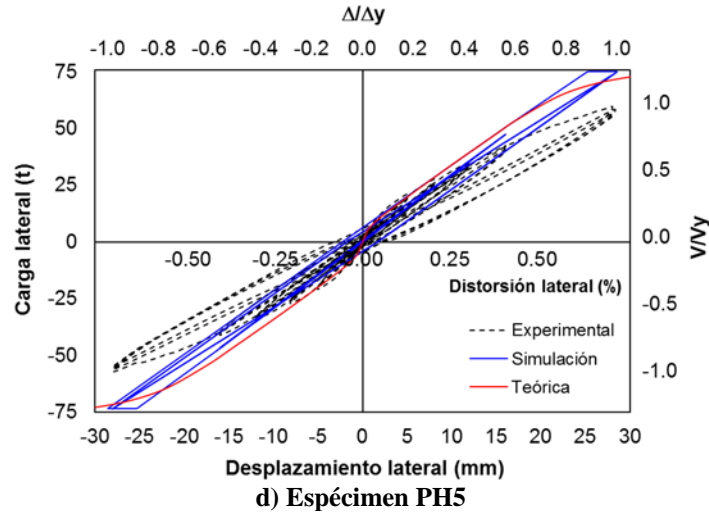
a) Espécimen PH2



b) Espécimen PH3



c) Espécimen PH4



**Figura 7.11. Respuesta histerética elástica de la simulación numérica de los especímenes en RUAUMOKO (Carr, 2002) sin considerar la rotación de cuerpo rígido en la base**

Con base en lo anterior, es conveniente realizar la simulación numérica teniendo en cuenta la rotación de cuerpo rígido en la base de la pila, para describir un mejor comportamiento, especialmente en el intervalo elástico de este tipo de elementos huecos ante carga lateral cíclica reversible.

La simulación del espécimen PH5, alcanzó a incursionar en el intervalo inelástico para lograr el desplazamiento lateral experimental de la primera fluencia de las barras de acero de refuerzo longitudinal. A pesar de ello, el procedimiento de establecer el momento nominal,  $M_n$ , obtenido de acuerdo con el ACI 318 (2011), como el momento de fluencia,  $M_y$ , en el modelo bilineal del elemento tipo frame del programa RUAUMOKO (Carr, 2002), resultó en general, ser adecuado para los especímenes estudiados en esta investigación.

Finalmente, se observó que los modelos de histéresis empleados en la modelación utilizando el programa RUAUMOKO (Carr, 2002) y los parámetros contemplados en estos, generaron una aceptable simulación del comportamiento de los especímenes.

## 7.3 MODELACIÓN EN EL PROGRAMA SAP 2000 (CSI, 2008)

El SAP 2000 (CSI, 2008) es un programa comercial comúnmente utilizado para el análisis elástico e inelástico de estructuras. Maneja diferentes tipos de elementos para la modelación, como elementos tipo frame, tendon, cable, shell, link, entre otros. En su base de datos maneja los modelos de histéresis de Kinematic, Takeda y Pivot para modelar el comportamiento no lineal de los materiales.

### 7.3.1 Idealización matemática de los especímenes

La idealización matemática que se empleó para representar los especímenes en SAP 2000 (CSI, 2008), fue muy similar a la empleada para la simulación en RUAUMOKO (Carr, 2002). Es decir, el cuerpo de la pila fue representado por dos elementos tipo frame y la simulación de cuerpo rígido en la base fue representada por una serie de elementos tipo link.

El único cambio realizado, fue la inclusión de otra serie de elementos tipo link para simular el comportamiento inelástico de la pila en la zona de la articulación plástica que se presenta en la base

de la misma. Lo anterior fue necesario debido a que los elementos tipo frame en este programa, sólo modela el comportamiento elástico del material. En la figura 7.12 se aprecia la idealización matemática que se empleó en este programa para representar los especímenes de este estudio.

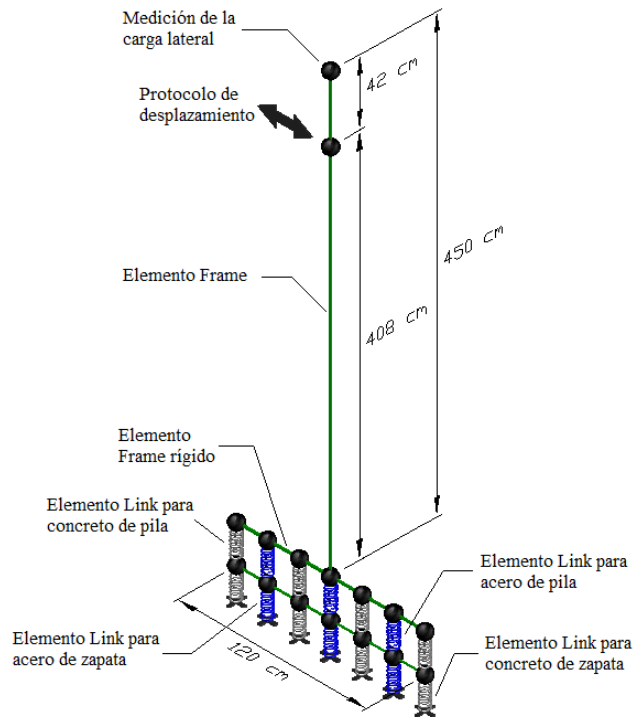


Figura 7.12. Idealización matemática de especímenes en SAP 2000 (CSI, 2008)

### 7.3.2 Discretización de la sección

Para la simulación de la rotación de cuerpo rígido de los especímenes y la articulación plástica en la base de la pila, se consideró la misma discretización por franjas de la sección transversal mostradas en las figuras 7.2 y 7.3, para la asignación de los elementos tipo link correspondientes al concreto y al acero de refuerzo, respectivamente.

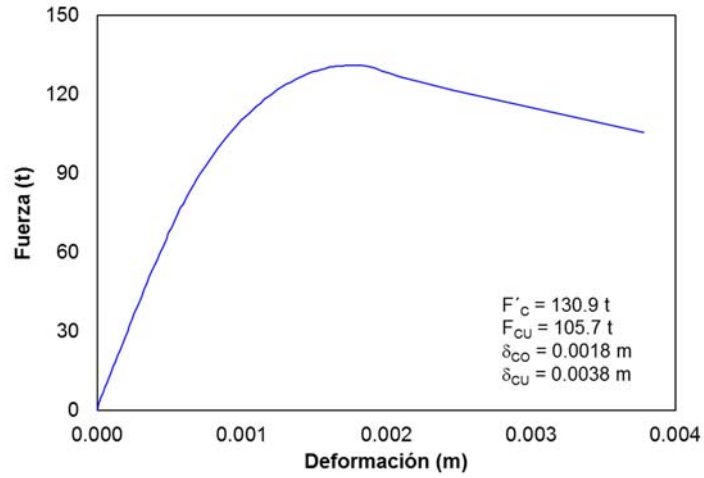
### 7.3.3 Modelo de histéresis y parámetros

El modelo de histéresis que se empleó en los elementos tipo link para simular el comportamiento no lineal del concreto y de las barras de acero de refuerzo longitudinal, fue el modelo de Takeda mostrado en la figura 7.4 considerando los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  igual a cero.

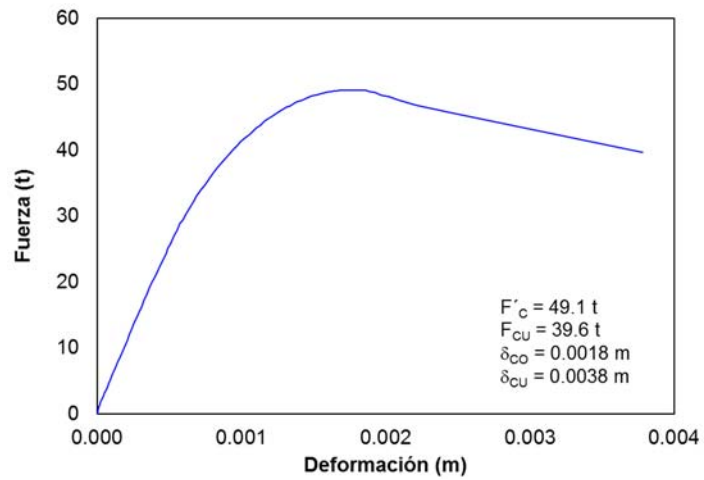
Los parámetros solicitados por este programa correspondientes a este modelo de histéresis, fue la curva fuerza-deformación de cada material representado por el elemento tipo link. Estas gráficas se obtuvieron a partir de las curvas esfuerzo-deformación unitaria del concreto y del acero de refuerzo, multiplicando el esfuerzo por el área transversal representada por el elemento tipo link,  $A_s$ , y la deformación unitaria por la longitud representada por el elemento tipo link,  $L_s$ .

En las figuras 7.13 a 7.15 se muestran las curvas típicas de fuerza-deformación para el concreto de la zapata, el concreto de la pila y del acero de refuerzo longitudinal de los especímenes, respectivamente.



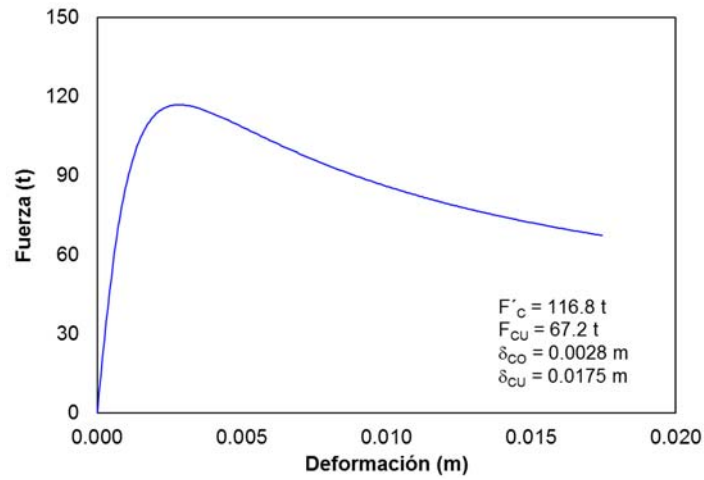


a) Link (patín)

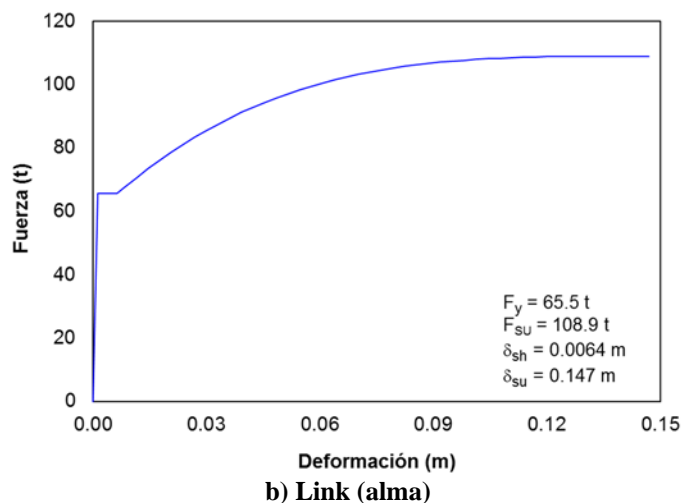


b) Link (alma)

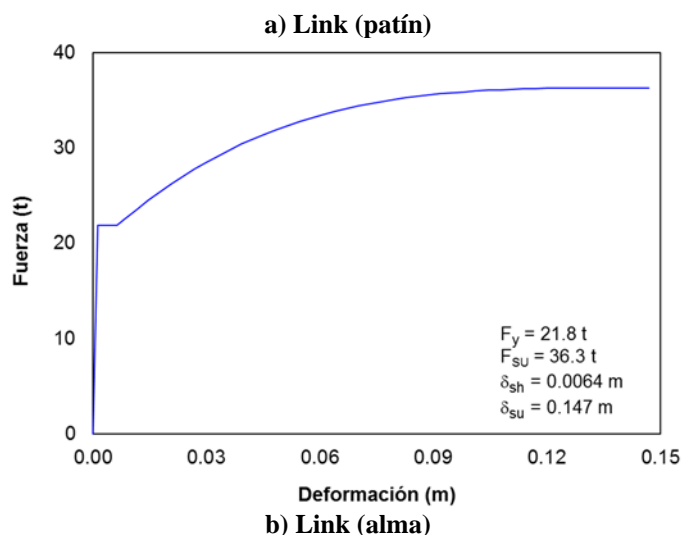
Figura 7.13. Curva fuerza-deformación del concreto de la zapata de los especímenes



a) Link (patín)



**Figura 7.14.** Curva fuerza-deformación del concreto de la pila de los especímenes



**Figura 7.15.** Curva fuerza-deformación del acero de refuerzo longitudinal de los especímenes

En las tablas 7.4 a 7.6 se ilustran los diferentes parámetros considerados en el modelo de Takeda para los elementos tipo link correspondientes al concreto de la zapata, al concreto de la pila y al acero de refuerzo longitudinal de todos los especímenes, respectivamente.

**Tabla 7.4** Valores correspondientes del concreto de la zapata para los elementos tipo link

Especímen	Link (patín)				Link (alma)			
	$F'_c$	$\delta_{co}$	$F_{cu}$	$\delta_{cu}$	$F'_c$	$\delta_{co}$	$F_{cu}$	$\delta_{cu}$
	t	m	t	m	t	m	t	m
PH2	130.9	0.0018	105.7	0.0038	49.1	0.0018	39.6	0.0038
PH3	130.9	0.0018	105.7	0.0038	49.1	0.0018	39.6	0.0038
PH4	130.9	0.0018	105.7	0.0038	49.1	0.0018	39.6	0.0038
PH5	130.9	0.0018	105.7	0.0038	49.1	0.0018	39.6	0.0038

**Tabla 7.5 Valores correspondientes del concreto de la pila para los elementos tipo link**

Especimen	Link (patín)				Link (alma)			
	$F'_c$	$\delta_{co}$	$F_{cu}$	$\delta_{cu}$	$F'_c$	$\delta_{co}$	$F_{cu}$	$\delta_{cu}$
	t	m	t	m	t	m	t	m
PH2	116.8	0.0028	67.2	0.0175	43.8	0.0028	25.2	0.0175
PH3	116.8	0.0028	67.2	0.0175	43.8	0.0028	25.2	0.0175
PH4	122.8	0.0032	75.4	0.0206	46.0	0.0032	28.3	0.0206
PH5	122.8	0.0032	75.4	0.0206	46.0	0.0032	28.3	0.0206

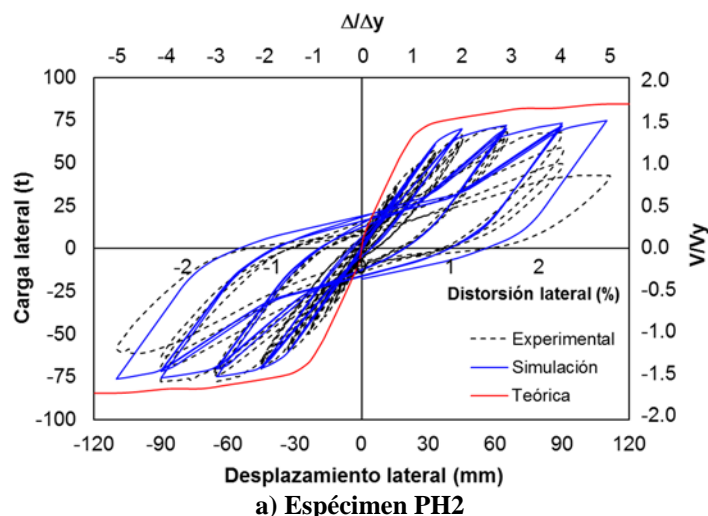
**Tabla 7.6 Valores correspondientes del acero de refuerzo longitudinal para los elementos tipo link**

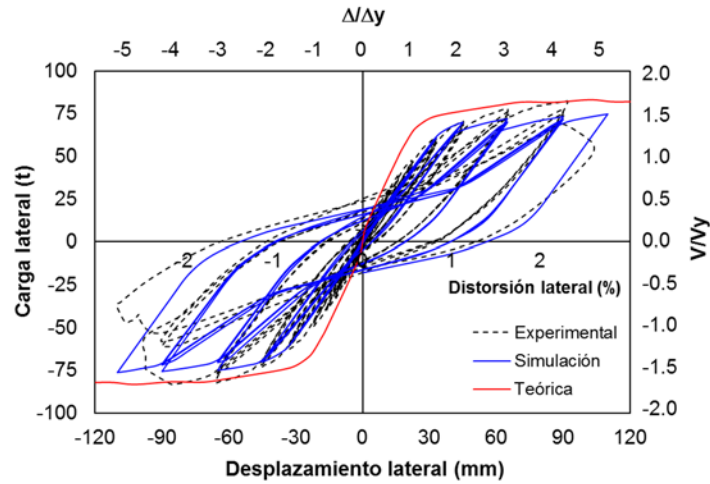
Especimen	Link (12 barras de acero)					Link (4 barras de acero)				
	$\mp F_y$	$\delta_y$	$\delta_{sh}$	$\mp F_{su}$	$\delta_{su}$	$\mp F_y$	$\delta_y$	$\delta_{sh}$	$\mp F_{su}$	$\delta_{su}$
	t	m	m	t	m	t	m	m	t	m
PH2	65.5	0.0022	0.0064	108.9	0.147	21.8	0.0022	0.0064	36.3	0.147
PH3	65.5	0.0022	0.0064	108.9	0.147	21.8	0.0022	0.0064	36.3	0.147
PH4	66.0	0.0022	0.0064	108.9	0.118	22.0	0.0022	0.0064	36.3	0.118
PH5	66.0	0.0022	0.0064	108.9	0.118	22.0	0.0022	0.0064	36.3	0.118

### 7.3.4 Resultados de la simulación

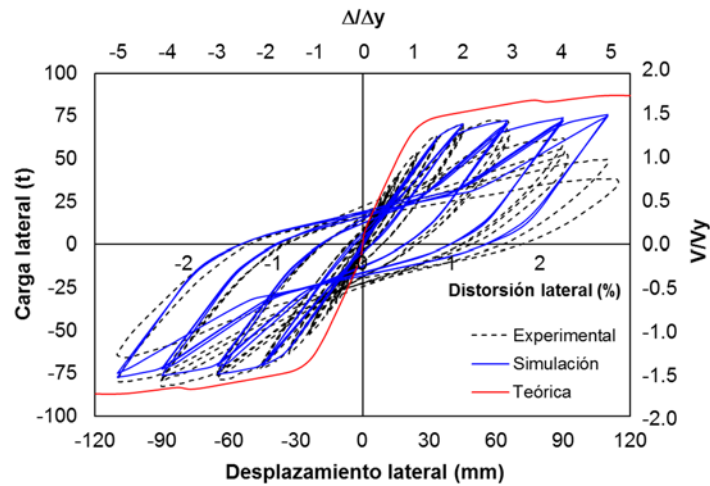
Con los valores observados en las tablas 7.4 a 7.6, correspondientes a los parámetros utilizados en el modelo de histéresis de los materiales para los elementos tipo link, se realizaron las modelaciones de los especímenes bajo el protocolo de desplazamiento lateral empleado en las pruebas y mostrado en las figuras 4.23 y 4.24.

En la figura 7.16 se aprecia la simulación de la respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral de los especímenes frente a los obtenidos experimentalmente y a la teórica o total estimada en el capítulo 3 del presente estudio.

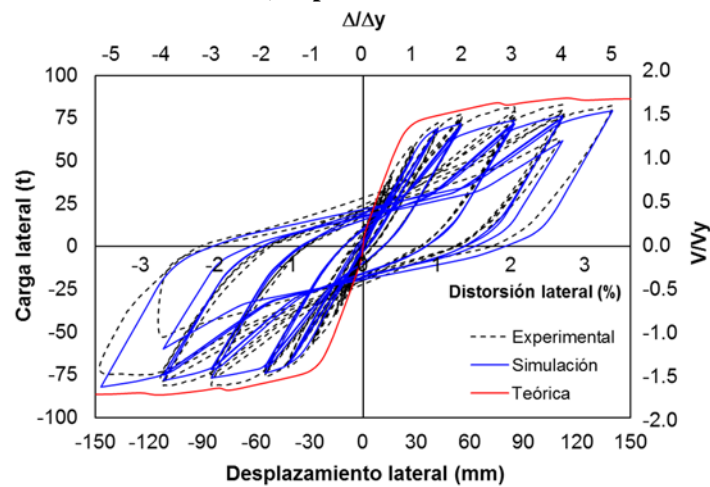




**b) Espécimen PH3**



**c) Espécimen PH4**



**d) Espécimen PH5**

**Figura 7.16. Respuesta histerética de la simulación numérica de los especímenes en SAP 2000 (CSI, 2008)**

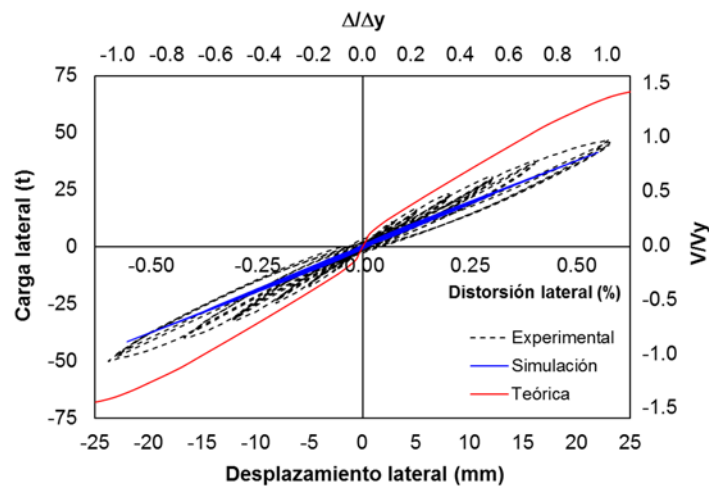
La simulación numérica realizada en el programa SAP 2000 (CSI, 2008), mostró una buena concordancia con los resultados obtenidos experimentalmente. La modelación presentó una mejor

estimación de la capacidad de energía disipada de los especímenes, denotando una mejor concordancia de las trayectorias de los lazos histeréticos cuando pasan cerca al origen.

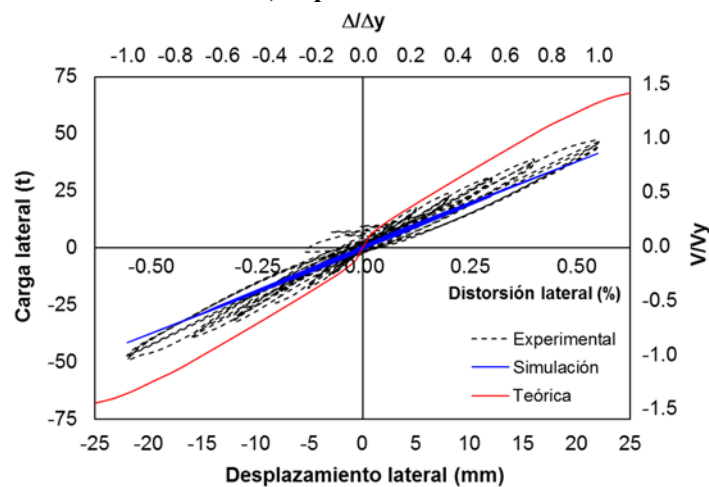
Al igual que en el programa RUAUMUKO (Carr, 2002), no se logró reproducir la degradación de la resistencia presentada en los especímenes PH2, PH3 y PH4, a partir del factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu = 4$ .

Para comparar la rigidez inicial de la simulación con respecto a las obtenidas experimental y teóricamente, se muestra en la figura 7.17 la respuesta histerética elástica de carga-desplazamiento lateral de los especímenes.

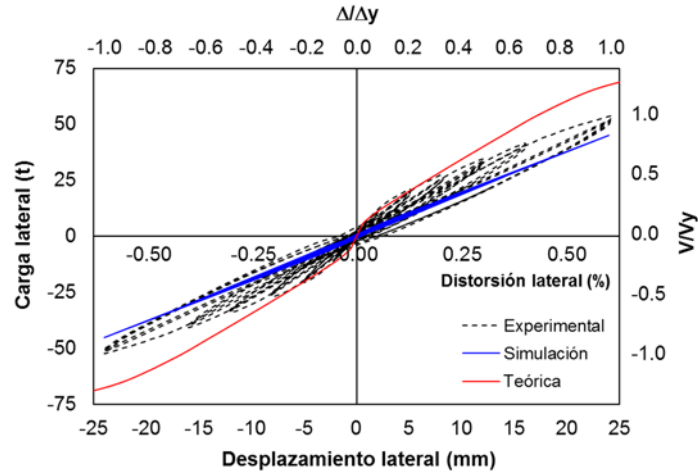
La rigidez inicial de la simulación de los especímenes realizada en el programa SAP 2000 (CSI, 2008), fue menor en un intervalo que varió de 3 a 12% con respecto a la rigidez inicial obtenida experimentalmente. También se evidenció que la rigidez inicial de la simulación de los especímenes realizada en este programa, fue menor en el orden de un 21% con respecto a la simulación de los especímenes realizada en el programa RUAUMOKO (Carr, 2002).



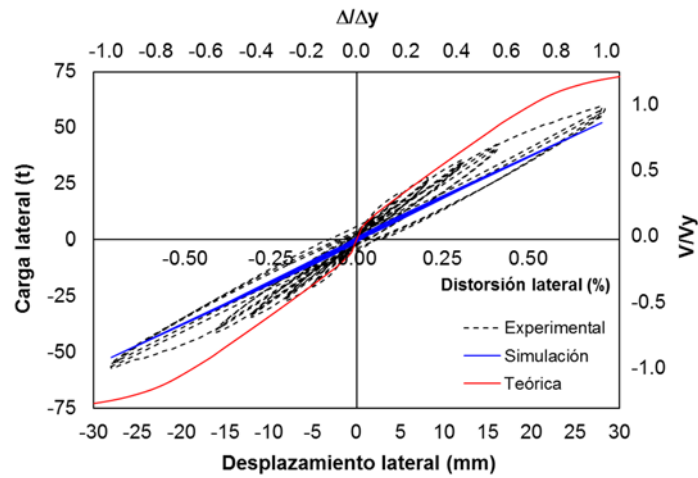
a) Especímen PH2



b) Especímen PH3



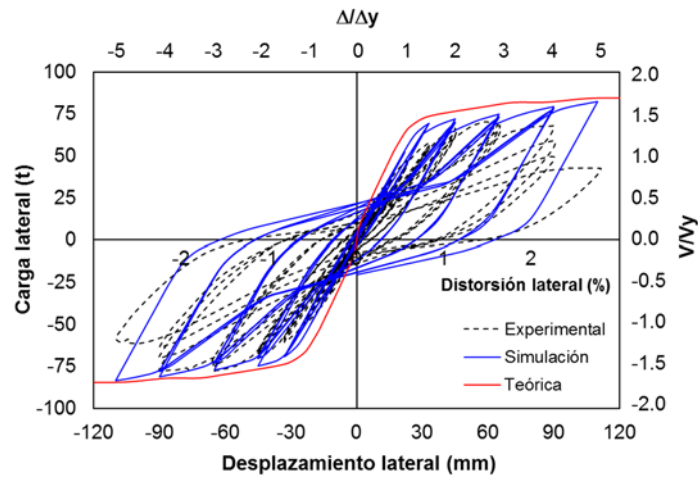
c) Espécimen PH4



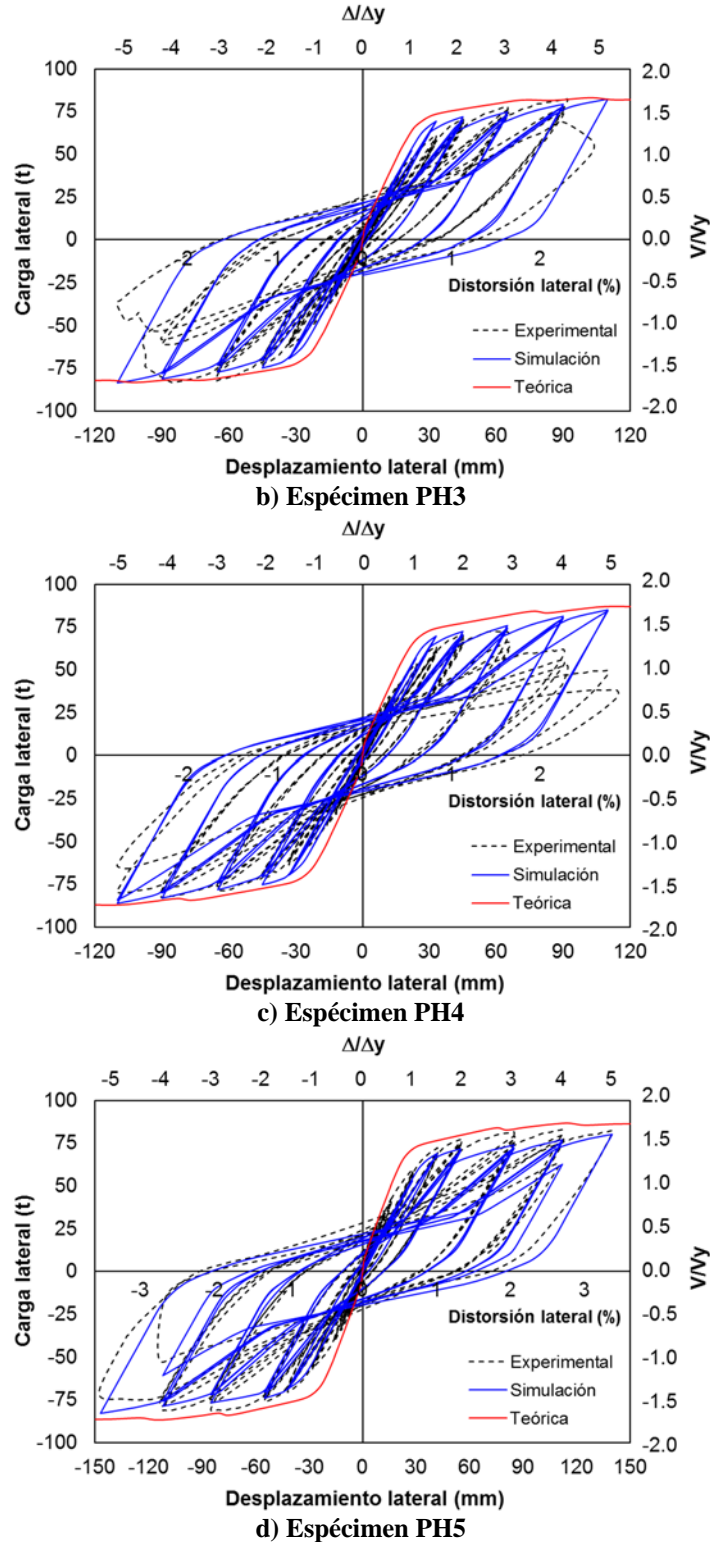
d) Espécimen PH5

Figura 7.17. Respuesta histerética elástica de la simulación numérica de los especímenes en SAP 2000 (CSI, 2008)

Para indagar la importancia de los elementos tipo link en la simulación de la rotación de cuerpo rígido de la pila y su repercusión en la relación carga-desplazamiento lateral, se ilustra en la figura 7.18 la respuesta histerética de la simulación omitiendo la presencia de estos elementos.



a) Espécimen PH2



**Figura 7.18. Respuesta histerética de la simulación numérica de los especímenes en SAP 2000 (CSI, 2008) sin considerar la rotación de cuerpo rígido en la base**

La respuesta histerética de la simulación numérica en el programa SAP 2000 (CSI, 2008), sin considerar los elementos tipo link para representar la rotación de cuerpo rígido en la base de la pila,

mostró una buena concordancia con obtenidos experimentalmente. También se evidenció una tendencia en el aumento de la resistencia en los ciclos de pos-fluencia, acercándose a los valores de la relación carga-desplazamiento lateral estimada o teórica.

A pesar que el valor de la rigidez inicial aumentó en el orden de un 26% con respecto a la desarrollada considerando los elementos tipo link, esta no alcanzó el valor de la rigidez inicial de la relación carga-desplazamiento lateral estimada o teórica.

Resulta favorable realizar la simulación numérica en el programa SAP 2000 (CSI, 2008), utilizando los elementos tipo link para representar la rotación de cuerpo rígido en la base de la pila y la articulación plástica de la misma. Este último, debido a que dicho programa no realiza un análisis inelástico para los elementos tipo frame.

Se visualizó que el modelo de histéresis de Takeda empleado en la modelación utilizando el programa SAP 2000 (CSI, 2008) y los parámetros contemplados en este, condujeron a una buena simulación del comportamiento de los especímenes.

## **7.4 MODELACIÓN EN EL PROGRAMA CANNY-E (Li, 1996)**

El CANNY-E (Li, 1996) es un programa de análisis estructural basado en modelos de resortes múltiples para simular el comportamiento dinámico no lineal de estructuras en tres dimensiones. Posee varios tipos de modelos de histéresis para representar el comportamiento no lineal de varios materiales. El programa está escrito en lenguaje de programación C.

En el programa están incluidos y desarrollados modelos de resortes múltiples de flexión y de cortante para la simulación de la interacción entre momento flector y carga axial y la interacción biaxial no lineal de cortante.

### **7.4.1 Idealización matemática de los especímenes**

En la figura 7.19 se aprecia la idealización matemática típica que realiza el modelo de resortes múltiples de este programa, para representar el modelo de una columna de concreto reforzado. El elemento se considera que está formado por dos extremos de elementos plásticos o resortes múltiples y entre ellos un elemento central.

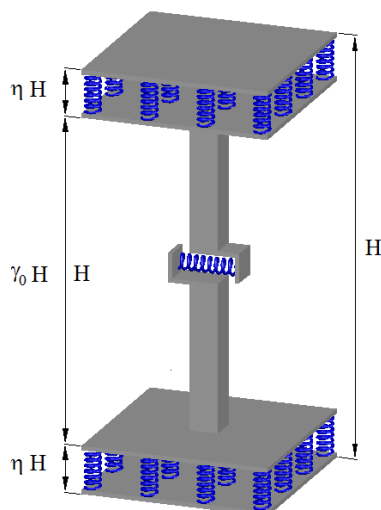
La longitud de los elementos plásticos tiene un valor de  $\eta H$  y la del elemento central de  $\gamma_0 H$ , en donde,  $H$  es la altura de la columna y los parámetros  $\eta$  y  $\gamma_0$  definen la longitud de los mismos, respectivamente.

En la idealización de los especímenes de este estudio, se consideró elementos plásticos en la base de la pila y en el punto de aplicación de la carga lateral, es decir, a 450 cm de la altura con respecto a la cara superior de la zapata. Adicionalmente, fue necesario considerar un elemento plástico adicional intermedio a una altura de 408 cm, para tomar la lectura del desplazamiento lateral. De esta manera, la pila está representada por tres elementos plásticos o resortes múltiples y dos elementos centrales.

Los elementos plásticos están formados por resortes múltiples para modelar la sección transversal de la columna. Estos deben representar la rigidez y las propiedades físicas y mecánicas del área del material que sustituyen y, a su vez, su localización corresponde al centroide de la fracción del área de la sección transversal que representa. Estos elementos plásticos o resortes múltiples son los



encargados de modelar el comportamiento no lineal de la pila y representar el daño acumulado de la misma.



**Figura 7.19. Idealización matemática de columna en el modelo de resortes múltiples de CANNY-E (Li, 1996)**

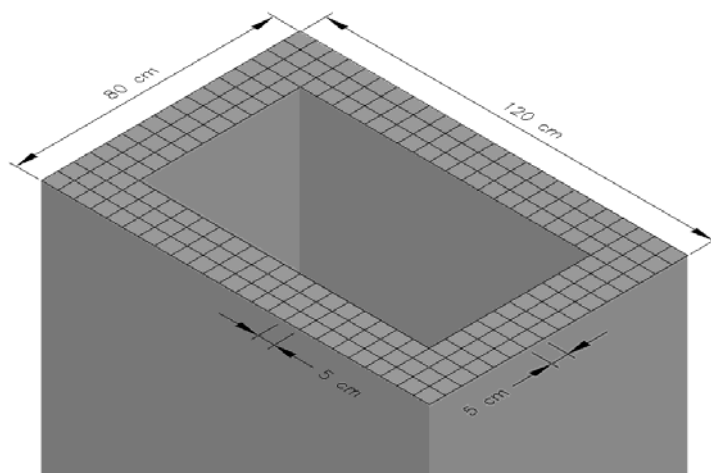
Los elementos centrales también están considerados para modelar un comportamiento no lineal. Sin embargo, la respuesta de los modelos ante carga lateral cíclica reversible está dominada por el comportamiento de los elementos plásticos.

## 7.4.2 Discretización de la sección

Para la simulación de la sección transversal de los especímenes, se consideró un conjunto de resortes para modelar el concreto y otro tipo de resortes para modelar cada una de las barras de acero de refuerzo longitudinal de la pila.

### 7.4.2.1 Concreto

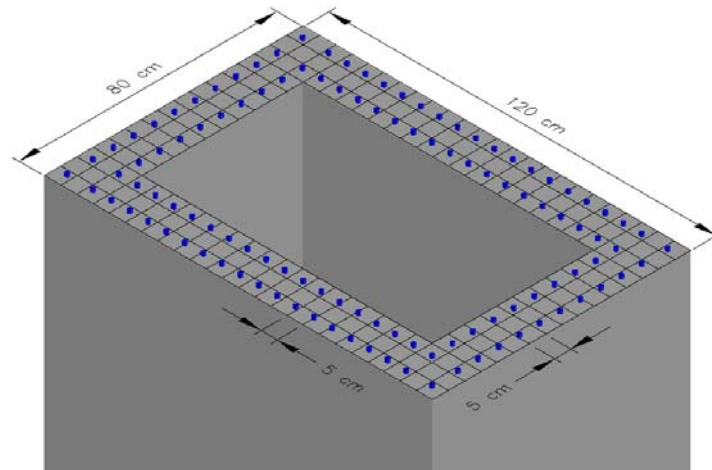
Para asignar un resorte a una pequeña fracción del área de concreto, se discretizó la sección transversal de la pila en cuadrículas de 5 cm de lado como se muestra en la figura 7.20.



**Figura 7.20. Discretización bidimensional de sección transversal de los especímenes**

Esta discretización generó dos tipos de resortes, porque no todas las cuadrículas tienen la misma área de concreto, debido a la presencia de las barras de acero de refuerzo longitudinal en algunas de ellas como se ilustra en la figura 7.21.

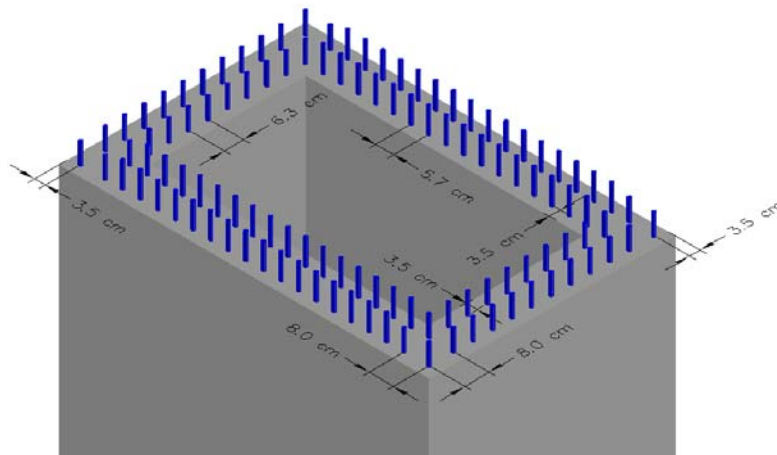
Finalmente, se obtuvieron 128 resortes para modelar las cuadrículas de sólo concreto y 76 resortes para modelar las cuadrículas de concreto con presencia de barra de acero de refuerzo longitudinal. Los 204 resortes en total se ubicaron en el centroide de cada una de sus cuadrículas correspondientes.



**Figura 7.21. Presencia de barras de refuerzo longitudinal en cuadrículas de la sección transversal de los especímenes**

#### 7.4.2.2 Acero de refuerzo

Se asignó un resorte para modelar cada barra de acero de refuerzo longitudinal, obteniendo así, 112 resortes ubicados en la posición de dichas barras como se aprecia en la figura 7.22.



**Figura 7.22. Ubicación de los resortes de acero para cada barra de refuerzo longitudinal de los especímenes**

#### 7.4.3 Modelos de histéresis y parámetros de elemento plásticos

A continuación se comenta los modelos de histéresis del programa CANNY-E (Li, 1996) que se consideraron para el comportamiento no lineal de los materiales.

### 7.4.3.1 Concreto

El modelo para los resortes de concreto está formado por una curva base trilineal como se muestra en la figura 7.23. La rigidez inicial, designado como tramo 1, considera un comportamiento elástico hasta el punto E correspondiente a la fuerza de compresión,  $\nu f_c$ , y su desplazamiento,  $\delta d_c$ , en donde  $0 \leq \nu \leq 1$  y  $0 \leq \delta \leq \nu$ . Después de este punto, el comportamiento deja de ser elástico y se considera con una menor rigidez hasta llegar al punto C correspondiente a la fuerza máxima de compresión del resorte de concreto,  $f_c$ , y su desplazamiento,  $d_c$ . Este segmento es designado como tramo 2.

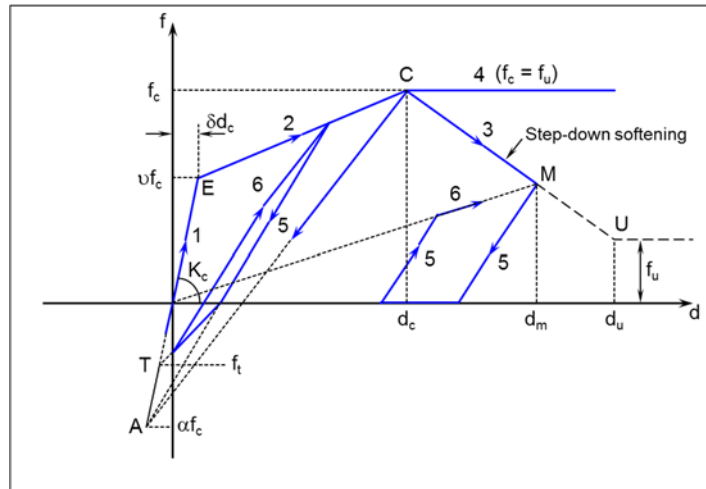


Figura 7.23. Modelo de histéresis para los resortes de concreto

A partir de este punto el modelo brinda las siguientes posibilidades: a) considerar la fuerza última de compresión,  $f_u$ , igual a la fuerza máxima de compresión,  $f_c$ . Esto se logra asignando al parámetro  $\lambda$  el valor de 1, resultando en una línea horizontal sin disminución de resistencia y designada como tramo 4 y, b) considerar una degradación de resistencia hacia el punto U correspondiente a la fuerza última de compresión del resorte de concreto,  $f_u$ , y su desplazamiento,  $d_u$ , procedimiento denominado como “step down softening” y designado como tramo 3. Este procedimiento usa rigidez cero para calcular la respuesta de desplazamiento del elemento plástico y la variación en la fuerza del resorte bajo el desplazamiento incremental es tratada como una fuerza no balanceada y corregida en el siguiente paso. Este procedimiento es aplicado por defecto en el programa. La fuerza última de compresión del resorte de concreto,  $f_u$ , y el desplazamiento último,  $d_u$ , se determinan a partir de las siguientes expresiones:

$$f_u = \lambda f_c \quad ; \quad 0 \leq \lambda \leq 1 \quad (7.1)$$

$$d_u = \mu d_c \quad ; \quad \mu \geq 1 \quad (7.2)$$

donde

$f_c$  : Fuerza máxima de compresión del resorte de concreto,

$d_c$  : Desplazamiento correspondiente a la máxima fuerza de compresión del resorte de concreto.

El proceso de descarga y recarga, designados como tramos 5 y 6 respectivamente, el modelo de histéresis del programa, lo considera de la siguiente manera:

$$K_d = K_c \quad \text{cuando} \quad d_m \leq d_c \quad (7.3)$$

$$K_d = K_c \left( \frac{d_c}{d_m} \right)^\gamma \quad \text{cuando } d_m > d_c \quad (7.4)$$

donde

$$K_c = \begin{cases} K_c & \text{cuando } \alpha = 0 \\ \frac{\alpha \cdot f_c + f_m}{\alpha \cdot f_c / K_c + d_m} & \text{cuando } d_m \leq d_c \\ \frac{\alpha \cdot f_c + f_c}{\alpha \cdot f_c / K_c + d_c} & \text{cuando } d_m > d_c \end{cases} \quad (7.5)$$

donde

$K_c$  : Rigidez de carga inicial del concreto,

$K_d$  : Rigidez de descarga,

$f_m$  : Fuerza de compresión correspondiente al inicio de la descarga,

$d_m$  : Desplazamiento correspondiente al inicio de la descarga,

$\gamma$  : Factor exponencial de degradación de rigidez de descarga, ( $0 \leq \gamma \leq 0.5$ )

$\alpha$  : Parámetro para direccionar la rigidez de descarga antes del punto C hacia el punto A. ( $\alpha = 0$  ó  $\alpha \geq |f_t/f_c|$ )

Cuando los parámetros  $\gamma = 0$  y  $\alpha = 0$ , la rigidez de descarga es igual a la rigidez inicial y cuando  $\alpha \geq |f_t/f_c|$ , representa una degradación de rigidez de descarga, en donde,  $f_t$  es la fuerza de tensión del resorte de concreto.

La fuerza máxima de compresión del resorte de concreto,  $f_c$ , y su correspondiente desplazamiento,  $d_c$ , se obtienen mediante las siguiente expresiones:

$$f_c = f'_c A_c \quad (7.6)$$

$$d_c = \kappa \varepsilon_c \eta L_0 \quad (7.7)$$

De forma similar, se obtiene la fuerza máxima de tensión del resorte de concreto,  $f_t$ , por medio de la ecuación:

$$f_t = \bar{f}_t A_c \quad (7.8)$$

donde

$$\kappa = 1 - \frac{\frac{H}{D} - 1}{\frac{H}{D}} \quad (7.9)$$

$$\eta = \frac{D}{2H} \quad (7.10)$$

$f'_c$  : Resistencia especificada a compresión del concreto,

$\bar{f}_t$  : Resistencia media a tensión del concreto,  
 $A_c$  : Área de la cuadrícula de concreto,  
 $\varepsilon_c$  : Deformación unitaria correspondiente al esfuerzo de compresión máximo del concreto,  
 $H$  : Altura de la pila,  
 $D$  : Peralte de la sección transversal de la pila.

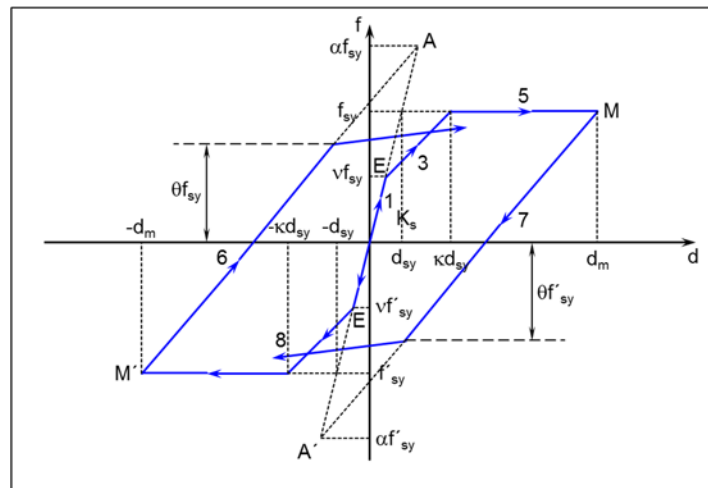
En la tabla 7.7 se ilustran los valores de fuerza, desplazamiento y magnitud de los diferentes parámetros considerados en el modelo de histéresis para los resortes de concreto de los elementos plásticos de todos los especímenes. Estos se calcularon con base en los resultados experimentales realizados a los cilindros de concreto.

**Tabla 7.7 Valores correspondientes al modelo de histéresis para resortes de concreto**

Espécimen	$f_c$ t	$d_c$ m	$f_t$ t	$\nu$	$\delta$	$\lambda$	$\alpha$	$\gamma$
PH2	6.83	0.00017	0.55	0.3	0.105	0.8	0.5	0.4
PH3	6.83	0.00017	0.55	0.3	0.105	0.8	0.5	0.4
PH4	6.85	0.00017	0.53	0.3	0.105	0.8	0.5	0.4
PH5	6.85	0.00017	0.53	0.3	0.105	0.8	0.5	0.4

#### 7.4.3.2 Acero de refuerzo

El modelo para los resortes de acero de refuerzo brinda la opción de utilizar una curva base bilineal o trilineal como se aprecia en la figura 7.24. La rigidez inicial, designado como tramo 1, considera un comportamiento elástico hasta el punto E correspondiente a la fuerza de tensión,  $\nu f_{sy}$ , en donde  $0 \leq \nu \leq 1$ . El programa recomienda un valor alrededor de 0.5. Después de este punto, se presenta una transición de rigidez, designada como tramo 3, hasta llegar a la fuerza de fluencia de tensión,  $f_{sy}$ , y su correspondiente desplazamiento,  $\kappa d_{sy}$ , en donde  $\kappa \geq 1$ . Si se asigna un valor de  $\nu = 0$  ó  $\nu = 1$  ó  $\kappa = 1$ , se define una curva base bilineal.



**Figura 7.24. Modelo de histéresis para los resortes de acero de refuerzo**

El desplazamiento correspondiente a la fluencia de compresión,  $d'_{sy}$ , se determina mediante la siguiente expresión:

$$d'_{sy} = d_{sy} \frac{f'_{sy}}{f_{sy}} \quad (7.11)$$

donde

$d_{sy}$  : Desplazamiento correspondiente a la fluencia de tensión del resorte de acero de refuerzo,

$f'_{sy}$  : Fuerza de fluencia de compresión del resorte de acero de refuerzo,

$f_{sy}$  : Fuerza de fluencia de tensión del resorte de acero de refuerzo.

Si se asigna un valor de  $f'_{sy} = 0$ , el programa considera que  $f'_{sy} = -f_{sy}$  en la ec. 7.11 obteniendo así,  $d'_{sy} = -d_{sy}$ , lo que resulta en una simetría de los puntos de fluencia de tensión y compresión.

La rigidez pos-fluencia del acero a tensión, segmento designado como tramo 5, está definido como  $\beta K_s$ , en donde,  $0 \leq \beta \leq 0.2$  y  $K_s$  es la rigidez inicial del acero de refuerzo.

El proceso de descarga y recarga, designados como tramos 6 y 7 respectivamente, el modelo de histéresis del programa, lo considera de la siguiente manera:

a) Para curva base trilineal previo a la fuerza de fluencia tanto en tensión como compresión. ( $d_m > \kappa d_{sy}$  y  $d'_m < \kappa d'_{sy}$ )

$$K_d = \begin{cases} K_s & \text{cuando } \alpha = 0 \\ \frac{f_m + \alpha \cdot f'_{sy}}{d_m - \alpha \cdot f'_{sy}/K_s} & \text{cuando } \alpha > 0 \text{ en tensión} \\ \frac{f'_m + \alpha \cdot f_{sy}}{d'_m - \alpha \cdot f_{sy}/K_s} & \text{cuando } \alpha > 0 \text{ en compresión} \end{cases} \quad (7.12)$$

b) Después de la fluencia tanto en tensión como en compresión.

$$K_d = K_{dy} \left( \frac{\kappa d_{sy} - \kappa d'_{sy}}{d_m - d'_m} \right)^y \quad \text{cuando } d_m \geq \kappa d_{sy} ; d'_m \leq \kappa d'_{sy} \quad (7.13)$$

y,

$$K_d = \begin{cases} K_s & \text{cuando } \alpha = 0 \text{ ó curva bilineal} \\ \frac{f'_{sy} + \alpha \cdot f_{sy}}{\kappa d'_{sy} - \alpha \cdot f_{sy}/K_s} & \text{cuando } \alpha > 0 \text{ en tensión} \\ \frac{f_{sy} + \alpha \cdot f'_{sy}}{\kappa d_{sy} - \alpha \cdot f'_{sy}/K_s} & \text{cuando } \alpha > 0 \text{ en compresión} \end{cases} \quad (7.14)$$

Donde

$K_s$  : Rigidez de carga inicial del acero,

$K_d$  : Rigidez de descarga,

$K_{dy}$  : Rigidez de descarga de fluencia,  
 $f_m$  : Fuerza de tensión correspondiente al inicio de la descarga,  
 $f'_m$  : Fuerza de compresión correspondiente al inicio de la descarga,  
 $d_m$  : Desplazamiento en tensión correspondiente al inicio de la descarga,  
 $d'_m$  : Desplazamiento en compresión correspondiente al inicio de la descarga,  
 $f_{sy}$  : Fuerza de fluencia de tensión del resorte de acero de refuerzo,  
 $f'_{sy}$  : Fuerza de fluencia de compresión del resorte de acero de refuerzo,  
 $\gamma$  : Factor exponencial de degradación de rigidez de descarga. ( $0 \leq \gamma \leq 0.5$ ),  
 $\alpha$  : Parámetro para direccionar la rigidez de descarga antes del punto de fluencia hacia el punto A.  
( $\alpha = 0$  ó  $\alpha \geq \theta$ ),  
 $\theta$  : Factor que define el punto final de la descarga. ( $0 \leq \theta \leq 0.8$ ).

Cuando el parámetro  $\alpha = 0$ , la rigidez de descarga es igual a la rigidez inicial para antes de la fluencia y cuando  $\alpha \geq \theta$ , representa una degradación de rigidez de descarga antes del punto de fluencia. Para el caso de la curva base bilineal se requiere que  $\alpha = 0$ .

La fuerza de fluencia de tensión del resorte de acero de refuerzo,  $f_{sy}$ , y su correspondiente desplazamiento,  $d_{sy}$ , se obtienen mediante las siguiente expresiones:

$$f_{sy} = f_y A_c \quad (7.15)$$

$$d_{sy} = \frac{f_y}{E_s} \eta L_0 \quad (7.16)$$

donde

$$\eta = \frac{H}{2 L_0} \quad (7.17)$$

$f_y$  : Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo,  
 $A_c$  : Área de la cuadrícula de concreto,  
 $E_s$  : Módulo de elasticidad del acero de refuerzo,  
 $L_0$  : Longitud total de la pila,  
 $H$  : Peralte de la sección transversal de la pila.

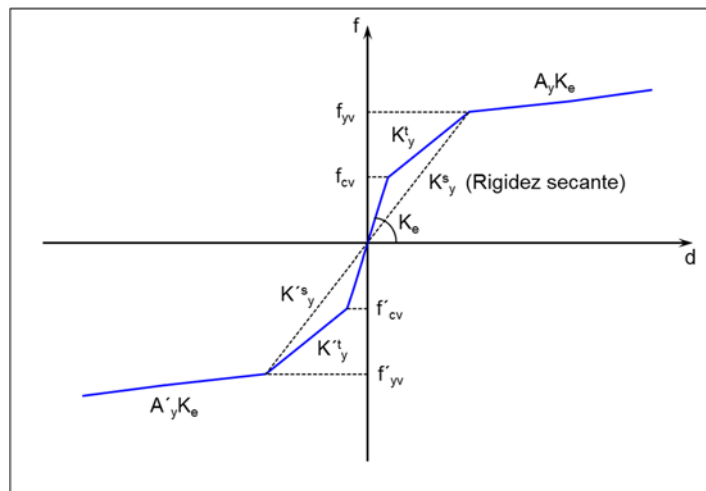
En la tabla 7.8 se muestran los valores de fuerza, desplazamiento y magnitud de los diferentes parámetros considerados en el modelo de histéresis para los resortes de acero de refuerzo de los elementos plásticos de todos los especímenes con base a los resultados experimentales realizados a las barras del acero de refuerzo.

**Tabla 7.8 Valores correspondientes al modelo de histéresis para resortes de acero de refuerzo**

Espécimen	$f_{sy}$ t	$d_{sy}$ m	$f'_{sy}$ t	$\nu$	$\kappa$	$\alpha$	$\gamma$	$\beta$	$\theta$
PH2	5.46	0.00133	5.46	0.5	1.76	0	0.2	0.015	0.01
PH3	5.46	0.00133	5.46	0.5	1.76	0	0.2	0.015	0.01
PH4	5.50	0.00133	5.50	0.5	1.76	0	0.2	0.015	0.01
PH5	5.50	0.00133	5.50	0.5	1.76	0	0.2	0.015	0.01

#### 7.4.4 Modelo de histéresis y parámetros de elementos centrales

Para el elemento central se consideró la resistencia de la fuerza cortante del espécimen empleando para ello un modelo de histéresis con una curva base trilineal como se ilustra en la figura 7.25.



**Figura 7.25. Modelo de histéresis para fuerza cortante**

donde

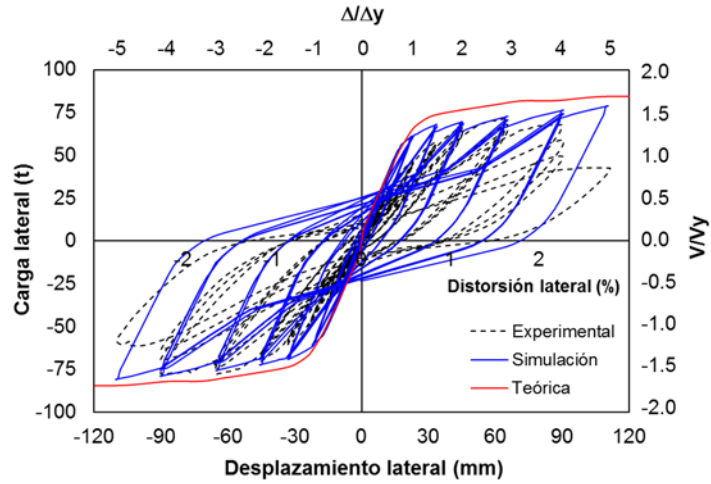
- $f_{cv}, f'_{cv}$  : Fuerza cortante resistente contribuida por el concreto únicamente,
- $f_{yv}, f'_{yv}$  : Fuerza cortante resistente contribuida por el concreto y el refuerzo transversal,
- $A_y, A'_y$  : Parámetro para definir rigidez,
- $K_e$  : Rigidez inicial,
- $K_y^t, K_y'^t$  : Rigidez pos grieta,
- $K_y^s, K_y'^s$  : Rigidez secante.

#### 7.4.5 Resultados de la simulación

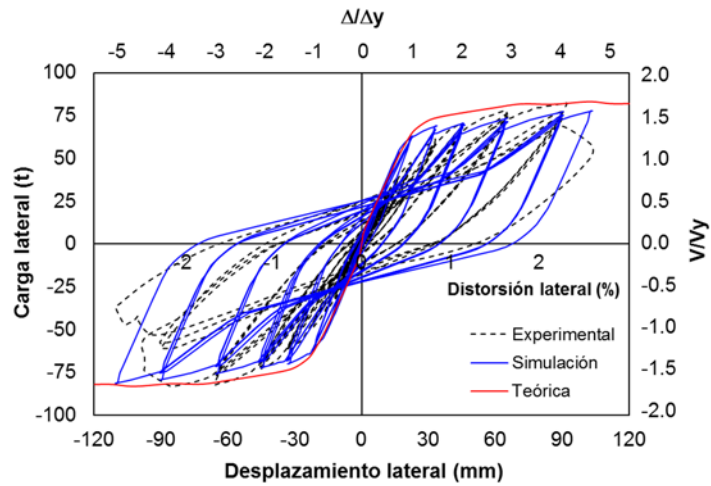
Con los valores presentados en las tablas 7.7 y 7.8 correspondientes a los parámetros de los modelos de histéresis de los materiales para los elementos plásticos y centrales de las pilas, se realizaron las modelaciones de los especímenes bajo el protocolo de desplazamiento lateral empleado en las pruebas y mostrado en las figuras 4.23 y 4.24.

En la figura 7.26 se aprecia la respuesta histerética de la simulación de carga-desplazamiento lateral de los especímenes frente a los obtenidos experimentalmente y a la teórica o total estimada en el capítulo 3 del presente estudio.

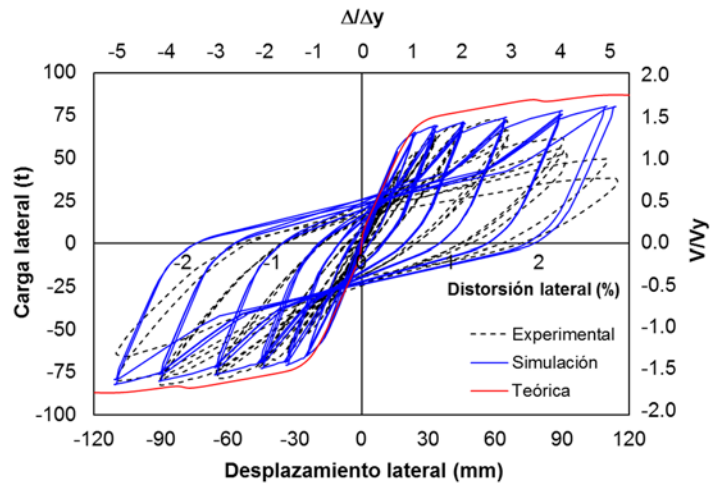




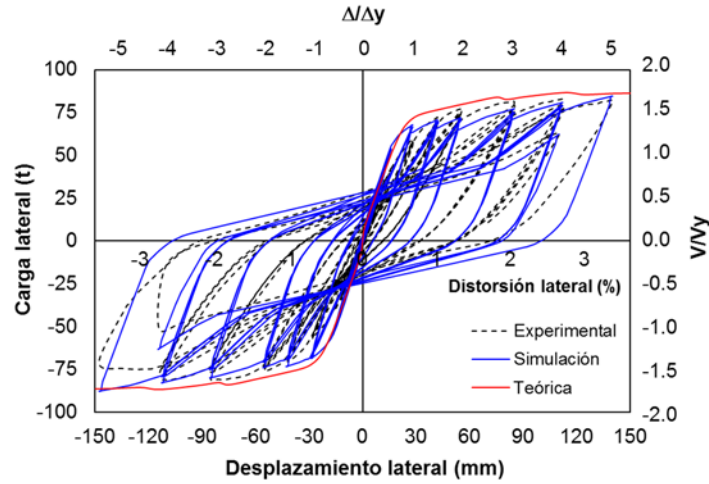
a) Espécimen PH2



b) Espécimen PH3



c) Espécimen PH4



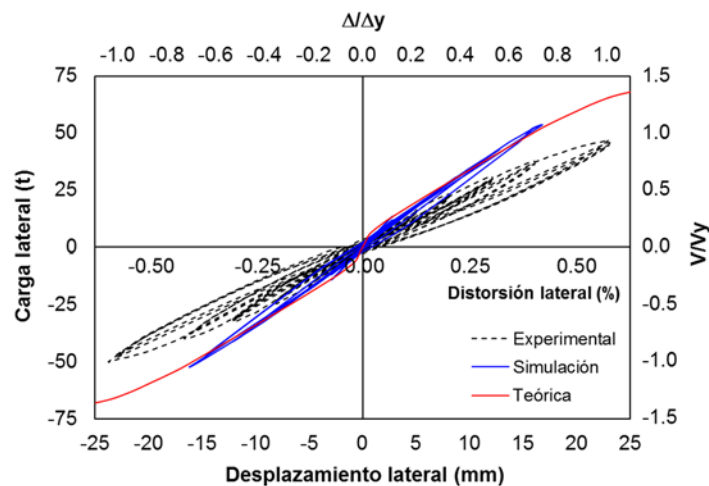
d) Especimen PH5

Figura 7.26. Respuesta histerética de la simulación numérica de los especímenes en CANNY-E (Li, 1996)

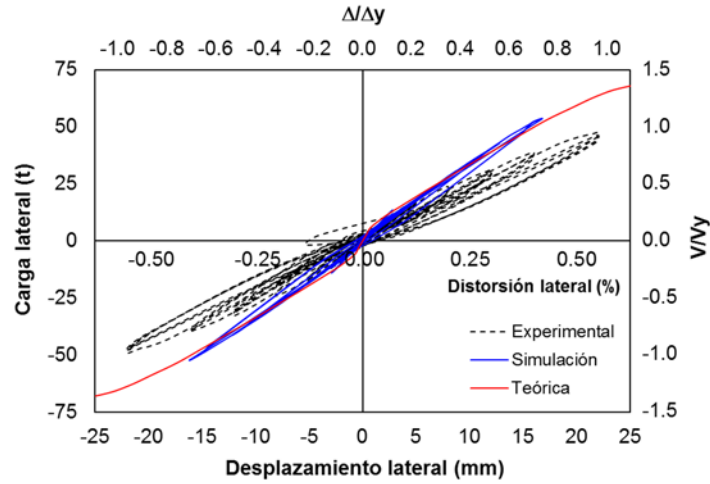
La respuesta histerética de la simulación numérica realizada en el programa CANNY-E (Li, 1996), mostró una buena concordancia con los obtenidos experimentalmente. La modelación presentó una ligera sobreestimación de la capacidad de energía disipada de los especímenes PH3, PH4 y PH5. La simulación numérica no logró reproducir la poca capacidad de energía disipada del espécimen PH2, ya que la trayectoria de sus lazos histeréticos están alejadas entre sí, cuando pasan cerca al origen.

Al igual que en la simulación numérica de RUAUMOKO (Carr, 2002) y SAP 2000 (CSI, 2008), no se logró reproducir la degradación de la resistencia presentada en los especímenes PH2, PH3 y PH4, a partir del factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu = 4$ .

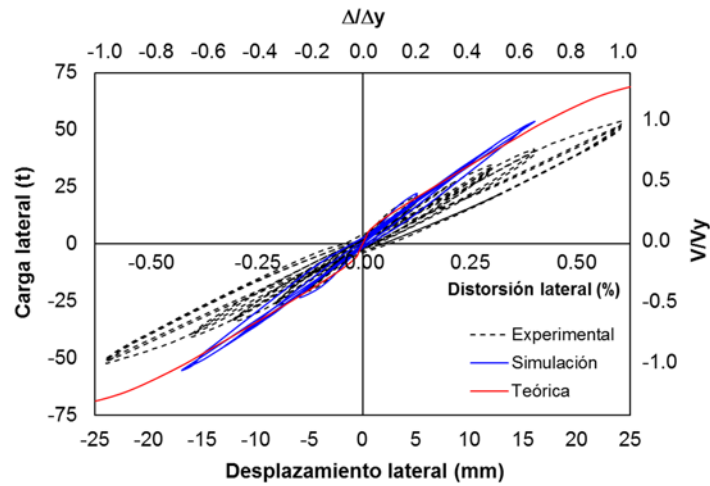
Para comparar la rigidez inicial de la simulación con respecto a las obtenidas experimental y teóricamente, se muestra en la figura 7.27 la respuesta histerética elástica de carga-desplazamiento lateral de los especímenes.



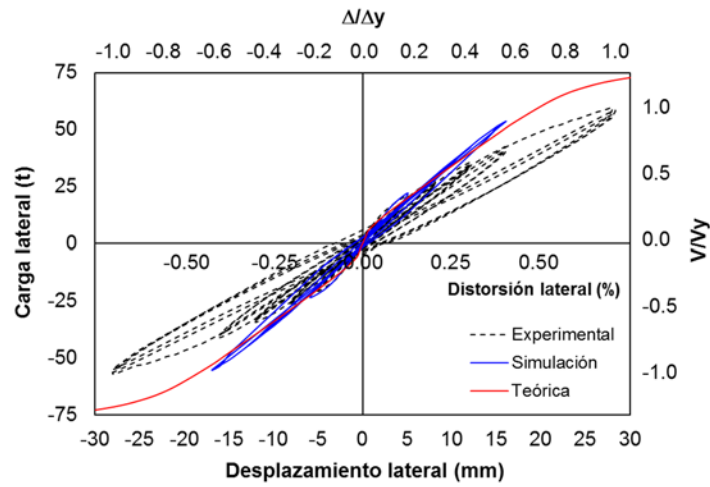
a) Especimen PH2



**b) Especímen PH3**



**c) Especímen PH4**



**d) Especímen PH5**

**Figura 7.27. Respuesta histerética elástica de la simulación numérica de los especímenes en CANNY-E (Li, 1996)**

La rigidez inicial de la simulación de los especímenes realizada en el programa CANNY-E (Li, 1996), fue mayor en un intervalo que varió de 55 a 65% con respecto a la rigidez inicial de los

resultados obtenidos experimentalmente. También se evidenció que la rigidez inicial de la simulación de los especímenes realizada en este programa, fue muy similar a la obtenida teóricamente.

Finalmente, no se logró reproducir la simulación numérica de la rotación de cuerpo rígido en la base de la pila con el modelo de resortes múltiples de CANNY-E (Li, 1996).

## **7.5 COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LAS DIFERENTES SIMULACIONES**

La simulación numérica realizada en el programa RUAUMOKO (Carr, 2002), denotó una marcada forma bilineal en su envolvente, correspondiente al modelo de histerésis de Takeda, el cual se consideró en el elemento tipo frame para representar el cuerpo de la pila. Mientras que la simulación numérica realizada con los programas SAP 2000 (CSI, 2008) y CANNY-E (Li, 1996), mostró una forma más curvilínea en su envolvente, denotando así, una pérdida gradual de rigidez entre el comportamiento elástico y el inelástico.

Esto último posiblemente se debe, para el caso del programa SAP 2000 (CSI, 2008), a que el comportamiento inelástico de los especímenes se realizó a través de una serie de elementos tipo link, ubicados en diferentes puntos de acuerdo con una discretización unidimensional de la sección transversal de la pila, para representar el acero de refuerzo longitudinal y el concreto contenida en cada franja discretizada. Para el caso del programa CANNY-E (Li, 1996a), se realizó de forma similar con la diferencia que se utilizaron elementos de resorte múltiples y la consideración de una discretización bidimensional.

Las consideraciones comentadas anteriormente, obedecen a que los elementos tipo frame y el elemento central en los programas SAP 2000 (CSI, 2008) y CANNY-E (Li, 1996) respectivamente, no realizan una modelación inelástica del material bajo esfuerzo de flexión.

La respuesta de la simulación numérica realizada en el programa RUAUMOKO (Carr, 2002), sobreestimó la capacidad de energía disipada de los especímenes, mostrando una trayectoria de sus lazos histeréticos más alejados entre sí cuando pasan cerca al origen. Mientras que la simulación numérica realizada en el programa SAP 2000 (CSI, 2008), mostró la mejor concordancia de este parámetro seguido por el programa CANNY-E (Li, 1996), ya que la trayectoria de los lazos histeréticos de la respuesta se asemejan más a los resultados obtenidos experimentalmente.

La rigidez inicial de la simulación de los especímenes realizada con el programa RUAUMOKO (Carr, 2002), fue mayor en un intervalo que varió de 12 a 23% con respecto a la rigidez inicial de los resultados obtenidos experimentalmente. Mientras que la simulación de los especímenes realizada con el programa SAP 2000 (CSI, 2008), fue menor en un intervalo que varió de 3 a 12% con respecto a la rigidez inicial de los resultados obtenidos experimentalmente.

La simulación de los especímenes realizada con el programa CANNY-E (Li, 1996), fue mayor en un intervalo que varió de 55 a 65% con respecto a la rigidez inicial de los resultados obtenidos experimentalmente. Es importante mencionar, que en esta última comparación, la simulación no tuvo en cuenta la rotación de cuerpo rígido de la pila, ya que esta no se pudo considerar en este programa.

Se evidenció que la rigidez inicial de la simulación de los especímenes realizada con el programa SAP 2000 (CSI, 2008), fue menor del orden del 21% con respecto a la simulación empleando el

RUAUMOKO (Carr, 2002) y del 42% con respecto a la simulación con el programa CANNY-E (Li, 1996).

Indiferentemente del programa de análisis estructural, es conveniente realizar la simulación numérica contemplando la rotación de cuerpo rígido en la base de la pila, para describir un mejor comportamiento, especialmente en el intervalo elástico de este tipo de elementos huecos ante carga lateral cíclica reversible.

La modelación numérica, considerando la rotación de cuerpo rígido en la base de la pila, representó en los programas RUAUMOKO (Carr, 2002) y SAP 2000 (CSI, 2008), una disminución de rigidez inicial del orden del 20% con respecto a la simulación sin considerar dicha rotación.

Se observó que los modelos de histéresis empleados en los diferentes programas y los parámetros contemplados en estos, presentaron una buena simulación del comportamiento de los especímenes.

La simulación numérica realizada con los programas utilizados en este estudio, no logró reproducir la degradación de resistencia que experimentaron los especímenes PH2, PH3 y PH4, a partir de un factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu = 4$ .

## 8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 8.1 INTRODUCCIÓN

En este último capítulo se presentan las conclusiones y recomendaciones obtenidas a partir del análisis y discusiones de los resultados del presente estudio experimental sobre el comportamiento de pilas huecas de concreto reforzado de puentes ante carga lateral cíclica reversible.

### 8.2 CONCLUSIONES

A continuación se esbozan las conclusiones de acuerdo con los temas de referencia.

#### 8.2.1 Efecto de la configuración del refuerzo transversal

La separación de los estribos del espécimen PH2, fue aproximadamente doce veces el diámetro de la barra longitudinal, no cumpliendo el requerimiento establecido en la NTC (2004) ni al ACI 318 (2011). Este espécimen tuvo insuficiente refuerzo transversal de acuerdo con los requerimientos de diseño a cortante establecido en las normas anteriormente nombradas. Como se evidenció durante la prueba, esta configuración de estribos generó un mecanismo de falla de cortante, ofreciendo el menor desempeño de todos los especímenes.

El espécimen PH3, cuyo mecanismo de falla fue de flexión únicamente, tuvo la misma separación de los estribos del espécimen PH2. En este espécimen, para satisfacer los requerimientos de diseño de fuerza cortante de acuerdo con la NTC (2004) y al ACI 318 (2011), se consideraron los aros de confinamiento más largos, con el fin de traslaparlos.

La separación del refuerzo transversal del espécimen PH4, fue aproximadamente seis veces el diámetro de la barra longitudinal, cumpliendo el requerimiento de la separación de los estribos y la resistencia nominal de cortante establecido en la NTC (2004) y en el ACI 318 (2011). Este espécimen al igual que el PH3, presentó un modo de falla de flexión. A pesar que la separación de los estribos del espécimen PH3, fue el doble del PH4, ambos presentaron en su estado último pandeo y fractura de algunas barras de acero de refuerzo longitudinal. No obstante, el desempeño del espécimen PH4 fue mejor, al registrar una mayor capacidad de energía disipada acumulada,  $E_{Da}$ , durante la prueba.

La separación de los estribos del espécimen PH5, fue aproximadamente ocho veces el diámetro de la barra longitudinal para los aros rectangulares grandes, no cumpliendo el requerimiento establecido en la NTC (2004) ni al ACI 318 (2011). Mientras que para los aros pequeños fue de cuatro veces el diámetro de la barra longitudinal, cumpliendo este requisito. Este espécimen fue controlado por un mecanismo de falla de flexión y cortante, presentando pandeo de las barras de acero de refuerzo longitudinal y la formación de puntales de compresión sobre las caras de cortante.

La hipótesis planteada en este estudio experimental, de que para una misma cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal en una pila hueca de concreto reforzado de puentes, existen diferentes configuraciones que generan un mejor desempeño ante carga lateral cíclica reversible, ha sido comprobada basados en los resultados de las pruebas realizadas a los cuatro especímenes. Se evidenció que la respuesta carga-desplazamiento lateral del espécimen PH5 desarrolló un desplazamiento lateral de 140 mm, mientras que los especímenes PH2, PH3 y PH4 alcanzaron a

desarrollar un desplazamiento lateral de 110 mm. Lo anterior representó un 27% más de desplazamiento lateral.

La primera fluencia de las barras de acero de refuerzo longitudinal en los especímenes PH2 y PH3, correspondió a un desplazamiento lateral de 22 mm. Mientras que para los especímenes PH4 y PH5 se presentaron para un desplazamiento lateral de 24 y 28 mm, respectivamente. Esta tendencia de comportamiento, evidenció la importancia de la separación del refuerzo transversal en el desarrollo de la primera fluencia de las barras del refuerzo longitudinal para una cuantía constante. Una menor separación de los estribos y/o aros de confinamiento alrededor de las barras longitudinales más lejanas del eje neutro, brinda un mejor soporte lateral a las mismas, evitando su pandeo y minimizando la combinación de los esfuerzos de flexión con los esfuerzos axiales generados durante los ciclos histeréticos de desplazamiento. De esta manera, el esfuerzo de fluencia en las barras de acero de refuerzo longitudinal, se logra mediante esfuerzos provenientes especialmente del tipo axial.

La configuración del refuerzo transversal utilizado en el espécimen PH5, resultó beneficiosa desde el punto de vista del estado de servicio de la pila, ya que al aumentar el desplazamiento lateral correspondiente a la primera fluencia de las barras de acero de refuerzo longitudinal, se aumenta la respuesta elástica del elemento, y por lo tanto, el estado límite de servicio del mismo. Lo anterior, resulta favorable durante la vida útil de una estructura.

La configuración del refuerzo transversal influyó en la capacidad de energía disipada acumulada,  $E_{Da}$ , de la respuesta inelástica de los especímenes. Para el desplazamiento lateral de 110 mm en los especímenes, la mayor energía disipada acumulada,  $E_{Da}$ , la presentó el espécimen PH4 alcanzando un valor de 49.9 t-m. Mientras que la menor energía disipada acumulada,  $E_{Da}$ , correspondió al espécimen PH2, seguido por el PH3, desarrollando un valor de 64 y 77% respectivamente, en relación a la energía disipada acumulada,  $E_{Da}$ , por el espécimen PH4.

La disminución del espécimen PH2, fue asociada a su mecanismo de falla de tipo cortante, en donde el cortante fue el principal causante de la degradación de la resistencia, al aumentar el desplazamiento lateral. La capacidad de energía disipada acumulada,  $E_{Da}$ , del espécimen PH5 al alcanzar un desplazamiento lateral de 140 mm, fue un 46% mayor que la alcanzada por el espécimen PH4 en su desplazamiento lateral máximo. Esto indicó que la configuración del refuerzo transversal utilizado en el espécimen PH5, además de aumentar el desplazamiento lateral, también aumentó la capacidad de energía disipada acumulada,  $E_{Da}$ , respecto a los demás especímenes.

Se observó que la pérdida promedio de energía disipada,  $E_D$ , del primer al segundo pico varió en un intervalo de 22 a 29% correspondientes a los especímenes PH3 y PH2, respectivamente. Del segundo al tercer pico varió en un intervalo de 13 a 16% correspondientes a los especímenes PH4 y PH5, respectivamente. Por lo tanto, no se evidenció ninguna tendencia de comportamiento entre las configuraciones del refuerzo transversal y la energía disipada pico a pico.

La rigidez pico a pico de los especímenes ensayados en este estudio, presentaron una tasa de degradación muy similar al aumentar el desplazamiento lateral. Destacando así, que a pesar que el desplazamiento lateral alcanzado por el espécimen PH5 fue mayor, la magnitud de su rigidez pico a pico, mantuvo valores similares a los desarrollados por los especímenes que alcanzaron un menor desplazamiento lateral.

Las diferentes configuraciones del refuerzo transversal, no tuvieron ninguna repercusión en los valores del amortiguamiento histerético equivalente,  $\xi_{eq}$ . El aumento de desplazamiento lateral obtenido por el espécimen PH5, produjo un aumento proporcional en el valor del amortiguamiento

histerético equivalente,  $\xi_{eq}$ , de acuerdo con la tendencia de comportamiento mostrada por demás especímenes.

## 8.2.2 Comportamiento y aspectos generales

Al comparar los resultados del presente estudio frente a otras investigaciones que analizaron especímenes con una relación de carga axial cercana a  $0.06 f'_c A_g$ , una relación de aspecto próxima a  $M/VD = 3.8$  y una relación de esbeltez del orden de  $X_u/t = 6$ , se evidenció que el factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu$ , de los especímenes del presente estudio fue inferior.

Lo anterior probablemente se debe, a la mayor cuantía de refuerzo longitudinal,  $\rho_l$ , que presentaron los especímenes de este estudio. Coincidiendo así, de una manera análoga para secciones transversales rectangulares, con lo indicado en el estudio de Ranzo y Priestley (2000), en donde se evidenció que para valores bajos de cuantía de refuerzo longitudinal en columnas circulares huecas de concreto reforzado, se obtiene un mejor desempeño.

Otra posible causa que pudo haber contribuido al menor desarrollo del factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu$ , es el menor valor de la cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal,  $\rho_s$ , que presentaron los especímenes de este estudio. Concordando así, de una manera análoga para secciones transversales rectangulares, con lo indicado en el estudio de Yeh et al. (2001), en donde se indicó que para valores altos de cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal,  $\rho_s$ , en columnas circulares huecas de concreto reforzado, se obtiene un mejor desempeño y mayores factores de ductilidad de desplazamiento,  $\mu$ , en la columna.

Basado en la información registrada por los deformímetros eléctricos, la longitud plástica,  $l_p$ , del espécimen PH4, fue del orden de 60 cm aproximadamente. Mientras que para el espécimen PH5 fue de 110 cm aproximadamente. El incremento de este último, posiblemente se debe a la reducida separación de los aros intermedios colocados en las esquinas y en el punto medio de la cara corta de la sección. Esta menor separación, evitó el pandeo de estas barras de acero de refuerzo longitudinal, aumentando su capacidad a compresión a lo largo de su longitud.

A pesar del mecanismo de falla de flexión-cortante presentado por el espécimen PH5, se consideró que dicho espécimen presentó un buen comportamiento al desarrollar un mayor desplazamiento lateral y mejorar la capacidad de energía disipada acumulada,  $E_{Da}$ , con una tasa de degradación de rigidez pico a pico similar a la presentada por los demás especímenes de este estudio. El mecanismo de cortante evidenciado por este espécimen, se debe a la reducción de la fuerza cortante, al incrementar el desplazamiento lateral.

Con base en las observaciones realizadas durante los ensayos de los especímenes, se evidenció que las grietas de flexión debido a tensión, presentaron una tendencia a formarse con una separación similar a la del refuerzo transversal presente en el espécimen.

## 8.2.3 Predicción de momento-curvatura

A pesar que la medición experimental sólo se pudo capturar confiablemente en la proximidad del esfuerzo de fluencia, debido a la capacidad de los deformímetros eléctricos, se evidenció una aceptable concordancia entre los diagramas teóricos momento-curvatura de cada uno de los especímenes frente al obtenido experimentalmente. Estos diagramas teóricos momento-curvatura fueron calculados a partir de cuatro diferentes modelos de comportamiento de esfuerzo-deformación unitaria del concreto y de acuerdo con el bloque rectangular equivalente de esfuerzos establecido en el ACI 318 (2011).



#### 8.2.4 Predicción de desplazamientos laterales

La deformación unitaria última del concreto,  $\varepsilon_{cu}$ , establecida en el modelo de comportamiento esfuerzo-deformación unitaria del concreto propuesto por Mander et al. (1988), representó un desplazamiento lateral total estimado promedio de 220 mm. Este valor fue el doble de lo obtenido experimentalmente para los especímenes PH2, PH3 y PH4 y, un 57% mayor que para el espécimen PH5, convirtiéndolo en un valor poco conservador desde el punto de vista de diseño y de investigación.

El desplazamiento lateral total estimado promedio de 89 mm, obtenido a partir de la deformación unitaria última de concreto,  $\varepsilon_{cu}$ , establecida en el modelo de comportamiento esfuerzo-deformación unitaria del concreto propuesto por Hoshikuma et al. (1997), representó un 81% del obtenido experimentalmente para los especímenes PH2, PH3 y PH4 y, del 63% para el espécimen PH5. Con base en estos resultados y en los daños presentados en los especímenes durante las pruebas, se visualizó el objetivo propuesto por los autores de dicho modelo, en predecir un valor de deformación unitaria última del concreto,  $\varepsilon_{cu}$ , hasta un punto donde los posibles daños de la pila, sean reparables aún.

La predicción del desplazamiento lateral de 17 mm aproximadamente correspondiente a la primera fluencia de las barras del refuerzo longitudinal, calculado a partir del diagrama momento-curvatura teniendo en cuenta los diferentes modelos de comportamiento esfuerzo-deformación unitaria del concreto considerados en este estudio, fueron inferiores a los obtenidos experimentalmente representando un 77% para los especímenes PH2 y PH3, un 71% para PH4 y 60% para PH5. En este valor de desplazamiento lateral teórico, está contemplado el desplazamiento lateral debido a la deformación por corte.

Para todos los especímenes, la predicción del desplazamiento lateral debido a la deformación por corte previo a la formación de la primera grieta por cortante, fueron notablemente mayores al obtenido experimentalmente. A partir de ese punto, el desplazamiento lateral experimental empezó a aumentar rápidamente, superando los valores obtenidos teóricamente mediante el modelo propuesto por Miranda et al. (2005).

Para los especímenes analizados en este estudio, el desplazamiento lateral estimado debido a cortante, fue aproximadamente un 12% del estimado debido a flexión.

Para los especímenes PH3 y PH4, el desplazamiento lateral experimental debido a cortante, fue en promedio aproximadamente de 13 y 12 mm, representando el 12 y 11% del total experimental, respectivamente. Mientras que para los especímenes PH2 y PH5, el desplazamiento lateral experimental debido a cortante, fue en promedio aproximadamente de 21 mm para ambos, representando el 19 y 15% del total experimental, respectivamente.

El desplazamiento lateral experimental debido a cortante de los especímenes PH3 y PH4, que fueron dominados por flexión en su estado último, fue aproximadamente el 50% del experimental debido a cortante de los especímenes PH2 y PH5. Esto corrobora la presencia del mecanismo de falla de cortante de estos dos últimos especímenes.

La perfil de deformación unitaria registrado en las barras de acero de refuerzo longitudinal embebido en la zapata de los especímenes PH4 y PH5 durante las pruebas, indicaron que dichas barras experimentaron un nivel de deformación que causaron la rotación de cuerpo rígido en la base de la pila, afectando los valores del desplazamiento lateral de los mismos. Las mediciones indicaron que este desplazamiento lateral fue del orden de 4.0 mm para el espécimen PH4 y, de 4.3 mm para

el espécimen PH5, cuando se presentó la primera fluencia en las barras del refuerzo longitudinal. Estos valores representaron el 17 y 15% respectivamente, con respecto al desplazamiento lateral experimental correspondiente a la primera fluencia.

La metodología propuesta en el párrafo 6.4.2. y la ec. 6.13 de este estudio, para calcular el desplazamiento lateral debido a la rotación de cuerpo rígido de la pila, aumentó el desplazamiento lateral correspondiente a la primera fluencia del refuerzo longitudinal de los especímenes, en un promedio de 3.6 mm. Este valor representó el 16% para los especímenes PH2 y PH3, el 15% para el espécimen PH4 y el 13% para el espécimen PH5, con respecto al desplazamiento lateral experimental correspondiente a la primera fluencia del refuerzo longitudinal.

Una de las posibles causas de la diferencia existente entre el desplazamiento lateral experimental debido a la rotación de cuerpo rígido y el calculado mediante la metodología propuesta en este estudio, se debe al probable deslizamiento de las barras de acero de refuerzo longitudinal por falta de adherencia, debido al lavado de finos que se presentó en el colado de los especímenes.

### **8.2.5 Predicción de la resistencia**

La predicción de la carga lateral de agrietamiento del orden de 11 t, calculado a partir del diagrama momento-curvatura teniendo en cuenta los diferentes modelos de comportamiento esfuerzo-deformación unitaria del concreto considerados en este estudio, mostraron una buena concordancia con los resultados experimentales de los especímenes ensayados en este proyecto de investigación.

La predicción de la carga que generó la primera fluencia del refuerzo longitudinal, calculado a partir del diagrama momento-curvatura teniendo en cuenta los diferentes modelos de comportamiento esfuerzo-deformación unitaria del concreto fue del orden de 54 t. Este valor mostró una buena concordancia con el obtenido experimentalmente para el espécimen PH4. Sin embargo, fue inferior en un 10% con respecto al obtenido experimentalmente para el espécimen PH5 y superior en un 8% con respecto a los especímenes PH2 y PH3.

La resistencia máxima promedio experimental obtenida de los especímenes, varió en un intervalo de 75 a 83 t correspondientes a los especímenes PH2 y PH3, respectivamente. Mientras que la predicción de los valores de resistencia máxima calculados a partir del diagrama momento-curvatura, presentaron un intervalo de valores de 80 a 89 t. A pesar que este intervalo de valores de predicción de resistencia máxima, mostró una aceptable concordancia, ninguno de los modelos predijo el valor más bajo de resistencia desarrollado por los especímenes en este estudio.

Los modelos de comportamiento esfuerzo-deformación unitaria del concreto que realizaron las predicciones de resistencia máxima más elevadas, fueron los modelos de Saatcioglu y Razvi (1992) y Mander et al. (1988). Mientras que los modelos de Kent et al. (1982) y Hoshikuma et al. (1997), realizaron las predicciones de resistencia máxima con valores ligeramente más bajos.

La metodología del bloque rectangular de esfuerzos del ACI 318 (2011), generó la predicción de resistencia máxima más baja con un valor de 75 t. Este valor concuerda con el valor más bajo de la resistencia máxima obtenida experimentalmente de los especímenes, mostrando así, que dicha metodología resulta ser conservadora para efectos de diseño.

### **8.2.6 Estimación de la capacidad a cortante**

El modelo que presentó la mejor estimación de la fuerza cortante en los especímenes analizados en este estudio, teniendo en cuenta las diferentes configuraciones del refuerzo transversal, fue el

modelo UCSD propuesto por Priestley et al. (1994). Este modelo predijo la falla por cortante y flexión-cortante en los especímenes PH2 y PH5 respectivamente, con valores muy cercanos de donde ocurrió dicha falla.

Para el espécimen PH2, dominado por cortante en su estado último, el modelo UCB propuesto por Sezen y Moehle (2004) y el ACI 318 (2011), estimaron de forma conservadora dicha falla, intersectando sus envolventes en un factor de ductilidad de desplazamiento lateral menor a,  $\mu = 2$ .

### **8.2.7 Simulación numérica**

Mediante la utilización de los programas de análisis estructural RUAUMOKO (Carr, 2002), SAP 2000 (CSI, 2008) y CANNY-E (Li, 1996), se realizó la simulación numérica de la respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral de los especímenes, mostrando buena concordancia respecto a los resultados obtenidos experimentalmente de esta investigación.

La respuesta de la simulación numérica realizada en el programa RUAUMOKO (Carr, 2002), sobreestimó la capacidad de energía disipada de los especímenes, mostrando una trayectoria de sus lazos histeréticos más alejados entre sí, cuando pasan cerca al origen. Mientras que la realizada en el programa SAP 2000 (CSI, 2008), mostró la mejor concordancia de este parámetro, seguido por el programa CANNY-E (Li, 1996), ya que la trayectoria de los lazos histeréticos de la respuesta, se asemeja a los resultados obtenidos experimentalmente.

La rigidez inicial de la simulación de los especímenes realizada en el programa RUAUMOKO (Carr, 2002), fue mayor en un intervalo que varió de 12 a 23% con respecto a la rigidez inicial de los resultados obtenidos experimentalmente. Mientras que la realizada en el programa SAP 2000 (CSI, 2008), fue menor en un intervalo que varió de 3 a 12% con respecto a la rigidez inicial de los resultados obtenidos experimentalmente.

La rigidez inicial de la simulación de los especímenes realizada en el programa CANNY-E (Li, 1996), fue mayor en un intervalo que varió de 55 a 65% con respecto a la rigidez inicial de los resultados obtenidos experimentalmente. Es importante mencionar que en esta comparación, la simulación no tuvo en cuenta la rotación de cuerpo rígido de la pila.

Se evidenció que la rigidez inicial de la simulación de los especímenes realizada en el programa SAP 2000 (CSI, 2008), fue menor en el orden del 21% con respecto a la realizada en RUAUMOKO (Carr, 2002) y del 42% con respecto a la realizada en CANNY-E (Li, 1996).

Indiferentemente del programa de análisis estructural, es conveniente realizar la simulación numérica considerando la rotación de cuerpo rígido en la base de la pila, para describir un mejor comportamiento, especialmente en el intervalo elástico de este tipo de elementos huecos ante carga lateral cíclica reversible.

La consideración de la rotación de cuerpo rígido en la base de la pila en la modelación numérica, representó en los programas RUAUMOKO (Carr, 2002) y SAP 2000 (CSI, 2008), una disminución de rigidez inicial del orden del 20% con respecto a la modelación numérica sin considerar la rotación de cuerpo rígido.

Los modelos de histéresis para la simulación en los diferentes programas y los parámetros contemplados en estos, obtuvieron buena simulación del comportamiento de los especímenes.

La simulación numérica realizada en los programas utilizados en este estudio, no logró considerar la degradación de resistencia que experimentaron los especímenes PH2, PH3 y PH4 a partir de un factor de ductilidad de desplazamiento de  $\mu = 4$ .

### 8.3 RECOMENDACIONES

Es necesario determinar la magnitud de afectación del fenómeno de rotación en la base en el desplazamiento lateral total de un elemento sometido a carga lateral de acuerdo con la relación de aspecto,  $M/VD$ , y la relación de esbeltez,  $X_u/t$ , de los mismos. Por lo tanto, se recomienda dar continuidad a esta línea de investigación manejando diversos valores de estos parámetros y cuantificar su magnitud de afectación.

Se recomienda para futuros trabajos de investigación sometidos a cargas laterales cíclicas reversibles para el estudio de diseño sísmico de estructuras basado en desplazamientos, disponer la instrumentación necesaria para registrar la rotación de cuerpo rígido en la base del elemento y su repercusión en el desplazamiento lateral del espécimen.

Para obtener un registro completo de la información capturada por los deformímetros eléctricos hasta el estado último de los especímenes durante las pruebas, se recomienda asignar deformímetros eléctricos cuya capacidad de deformación, cubra la totalidad de la deformación esperada en el acero de refuerzo. De esta manera, se lograría registrar el comportamiento completo de estos elementos y realizar diferentes comparaciones entre lo teórico y lo experimental, como por ejemplo, diagrama momento-curvatura.

Debido a su relevante importancia en un estudio experimental, es conveniente guiar los cables de los deformímetros eléctricos hasta su punto de salida del espécimen, en sitios donde su integridad no se vea afectada, por golpes durante el proceso de compactación o cortados durante alguna perforación sobre el concreto ya endurecido, para la fijación de algún dispositivo externo sobre el espécimen. Generalmente, la cara del perímetro interno de las barras del refuerzo longitudinal y transversal es un lugar apropiado para dicha localización.

Durante el proceso de fijación de la cimbra, como preparativos al correspondiente colado de la base de la pila, es importante sellar los pequeños espacios existentes entre la zapata y el borde inferior de la cimbra. Esto es con el objetivo de que las partículas finas de la mezcla, no se filtren por dichos espacios durante el colado y posterior proceso de fraguado del concreto. Esto último, para evitar el deslizamiento de las barras del refuerzo longitudinal por falta de adherencia debido al lavado de los finos.

Para futuros estudios experimentales de investigación de pilas huecas de concreto reforzado, se recomienda la utilización de piezas de poliestireno expandido como cimbra interna para la conformación del hueco de la pila. Gracias a su baja densidad, no tiene ninguna influencia en el comportamiento final de los especímenes, por lo tanto, se pueden considerar piezas no reutilizables y dejarlas en el interior de las pilas. Este procedimiento constructivo ofrece un alto rendimiento de construcción sin afectar el aspecto económico.

De igual forma, para futuros trabajos experimentales de investigación de pilas huecas de concreto reforzado, en donde el espesor de la pared sea reducido, se recomienda considerar un concreto con un tamaño máximo de agregado entre 3/8 a 1/2 de pulgada y un revenimiento de 18 cm, para garantizar que el dicho agregado tenga acceso a todos los espacios del volumen a colar.

Para el colado de elementos de similares características, se recomienda realizar pequeñas aberturas en alturas intermedias en la cimbra, con el objetivo de introducir el vibrador o una varilla para compactar el concreto durante el proceso de colado y posteriormente taparlas. Adicionalmente, en casos de que el refuerzo no permita el ingreso del vibrador, se recomienda colocar todo el cuerpo del vibrador sobre las caras externas de la cimbra y con una varilla larga compactar desde la parte superior de la pila.

## REFERENCIAS

**ACI Committee 318** (2011), “*Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary*”, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 503 pp.

**ASTM Standard C469**, (2002), “*Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson’s Ratio of Concrete in Compression*”, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2002.

**Carr, A.J.**, (2002), “*RUAUMOKO User Manual*”, A Computer Program Library. University of Canterbury, Department of Civil Engineering, Christchurch, New Zealand.

**Chávez, M., Meli, R., y Martínez, O.**, (2013), “*Evaluación Experimental del Comportamiento Bajo Cargas Laterales de Columnas de Puentes de Concreto Presforzado*”, XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, México.

**CSI**, (2008), “*SAP2000 Computers and Structures, Inc. User Manuals*”, A Computer Program Library. University Avenue, Berkeley, California 94704 USA.

**Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K., y Taylor, A. W.**, (1997), “*Stress-Strain Model Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers*”, Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 123, No. 5, pp. 624-633.

**Iwasaki, T.**, (1996), “*Perspectives of Seismic Design Criteria For Highway Bridges in Japan*”, Special Theme Session on Seismic Design on Bridges, 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México.

**Kawashima, K., y Unjoh, S.**, (1996), “*Impact of Hanshing/Awaji Earthquake on Seismic Design and Seismic Strengthening of Highway Bridges*”, Structural Engineering / Earthquake Engineering, JSCE, V. 13, No. 2, pp. 211s-240s.

**Kim, I. H., Sun, C. H., y Shin, M.**, (2012), “*Concrete Contribution to Initial Shear Strength of RC Hollow Bridge Columns*”, Structural Engineering and Mechanics, An international Journal, V. 41, No. 1, pp. 43-65.

**Li, K. N.**, (1996), “*Canny-E and User’s Manual, Three-Dimension Nonlinear Dynamic Structural Analysis Computer Program Package*”, Canny Consultants Pte. Ltd., Singapur, 183 pp.

**Lignola, G. P., Prota, A., Manfredi, G., y Cosenza, E.**, (2007), “*Deformability of Reinforced Concrete Hollow Columns Confined with CFRP*”, ACI Structural Journal, V. 104, No. 5, pp. 629-637.

**Lignola G. P., Prota A., Manfredi G. y Cosenza E.** (2007), “*Experimental Performance of RC Hollow Columns Confined with CFRP*”, Journal of Composites for Construction, Vol. 11, No. 1, pp. 42-49.

**López, O., De la Serna, F., y Gómez, R.,** (2009), “*Estudio Experimental Sobre el Desempeño de Pilas de Puentes de Concreto Reforzado Huecas Sujetas a Cargas Laterales del Tipo Sísmico*”, XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puebla, México.

**Mander, J. B.,** (1983), “*Seismic Design of Bridge Piers*”, Doctor of Philosophy Thesis, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 442 pp.

**Mander, J. B., Priestley, M. J. N., y Park, R.,** (1983), “*Behavior of Ductile Hollow Reinforced Concrete Columns*”, Bulletin, New Zealand National Society for Earthquake Engineering (Wellington), V. 16, No. 4, pp. 273-290.

**Mander, J. B., Priestley, M. J. N., y Park, R.,** (1984), “*Seismic Design of Bridge Piers*”, Research Report No. 84-2, University Canterbury, New Zealand, 442 pp.

**Mander, J. B., Priestley, M. J. N., y Park, R.,** (1988), “*Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*”, Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 114, No. 8, pp. 1804-1826.

**Mander, J. B., Panthaki, F. D., y Kasalanti, A.,** (1994), “*Low Cycle Fatigue Behavior of Reinforcing Steel*”, Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol. 6, No. 4, 1994, pp. 453-468.

**Miranda, P. A., Calvi, G. M., Pinho, R., y Priestley, M. J. N.,** (2005), “*Displacement-Based Assessment of RC Columns with Limited Shear Resistance*”, ROSE Research Report No. 2005/04, IUSS Press, Pavia, 153 pp.

**Mo, Y. L., Yeh, Y.-K., Cheng, C.-T., Tsai, I. C., y Kao, C. C.,** (2001), “*Seismic Performance and Retrofit of Hollow Bridge Columns*”, Earthquake Engineering and Engineering Seismology, V. 3, No. 1, pp. 59-66.

**Mo, Y. L., Wong, D. C., y Maekawa, K.,** (2003), “*Seismic Performance of Hollow Bridge Columns*”, ACI Structural Journal, Vol. 100, No. 3, pp. 337-348.

**Mo, Y. L., y Hsieh, D. M.,** (2004), “*Seismic Retrofit of Hollow Rectangular Bridge Columns*”, Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 8, No. 1, pp. 43-51.

**Monti, G., y Nuti, C.,** (1992), “*Nonlinear Cyclic Behavior of Reinforcing Bars Including Buckling*”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.118, No. 12, 1992, pp. 3268-3284.

**NMX-B-253 (2006),** “*Norma Mexicana: Alambre de acero liso o corrugado para refuerzo de concreto*”, ONNCCE, México, 8 pp.

**NMX-C-083 (2002),** “*Norma Mexicana: Determinación de la resistencia a la compresión de cilindros de concreto*”, ONNCCE, México, 8 pp.

**NMX-C-128 (1997),** “*Norma Mexicana: Concreto sometido a compresión – Determinación del módulo de elasticidad estático y relación de Poisson*”, ONNCCE, México, 11 pp.

**NMX-C-163 (1997),** “*Norma Mexicana: Determinación de la resistencia a la tensión por compresión diametral de cilindros de concreto*”, ONNCCE, México, 5 pp.

**NMX-C-191 (2004)**, “*Norma Mexicana: Determinación de la resistencia a la flexión del concreto usando una viga simple con carga en los tercios del claro*”, ONNCCE, México, 6 pp.

**NMX-C-403 (1999)**, “*Norma Mexicana: Concreto hidráulico para uso estructural*”, ONNCCE, México, 32 pp.

**NMX-C-407 (2001)**, “*Norma Mexicana: Varilla corrugada de acero proveniente de lingote y palanquilla para refuerzo de concreto-Especificaciones y método de prueba*”, ONNCCE, México, 14 pp.

**NTC (2004)**, “*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*”, *Gaceta Oficial de Departamento del Distrito Federal*, México, pp. 88-194.

**Park, R., Priestley, M. J. N., y Gill, W. D. et al.**, (1982), “*Ductility of Square-Confined Concrete Columns*”, *Journal of Structural Division, ASCE*, V. 108, No. 4, pp. 929-950.

**Pinto, A. V., Molina J., y Tsionis G.**, (2003), “*Cyclic Tests on Large Scale Models of Existing Bridge Piers with Rectangular Hollow Section*”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 32, Issue 13, pp. 1995-2012.

**Priestley, M. J. N., Verna, R., y Xiao, Y.**, (1994), “*Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns*”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, V. 120, No. 8, pp. 2310-2329.

**Priestley, M. J. N., Seible, F., y Calvi, G. M.**, (1996), “*Seismic Design and Retrofit of Bridges*”, John Wiley & Sons, New York, 686 pp.

**Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., y Kowalsky, M. J.**, (2007), “*Displacement-Based Seismic Design of Structures*”, IUSS Press, Pavia, 721 pp.

**Ranzo, G., y Priestley, M. J. N.**, (2001), “*Seismic Performance of Circular Hollow Columns Subject to High Shear*”, Report SSRP 2001/01 University of California San Diego, 215 pp.

**Ranzo G. y Priestley M. J. N.** (2000), “*Seismic Performance of Large RC Circular Hollow Columns*”, *Proceeding of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand, pp. 1-8.

**Rivera, D., y Meli, R.**, (2008), “*Procedimiento de Diseño Sísmico de Columnas de Puentes Urbanos de Concreto Reforzado*”, *Revista de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, No. 79, México, pp. 1-23.

**Rivera, D.**, (2007), “*Evaluación Simplificada de la Vulnerabilidad Sísmica de Puentes Urbanos*”, Cuaderno de Investigación, Sistema Nacional de Protección Civil y Centro Nacional de Prevención de Desastres, México, 61 pp.

**Rodríguez, M., y Botero, J. C.**, (1995), “*Comportamiento Sísmico de Estructuras Considerando Propiedades Mecánicas de Aceros de Refuerzo Mexicano*”, *Revista de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica*, No. 49, México, pp. 39-50.

**Saatcioglu, M., y Razvi, S. R.**, (1992), “*Strength and Ductility of Confined Concrete*”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, V. 118, No. 6, pp. 1590-1607.



**Sezen, H., y Moehle, J. P.,** ( 2004), “*Shear Strength Model for Lightly Reinforced Concrete Columns*”, Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 130, No. 11, pp. 1692-1703.

**Wallace, J. W., e Ibrahim, Y. A.,** (1996), “*User’s Manual for BIAx, Strength Analysis of Reinforced Concrete Sections*”, University of California, Berkeley, 51 pp.

**Whittaker, D., Park, R., y Carr, A. J.,** (1987), “*Experimental Test on Hollow Circular Concrete Columns for Use in Offshore Concrete Platforms*”, Proceedings, Pacific Conference on Earthquake Engineering, Wairakei, V. 1, pp. 213-224.

**Xiao, Y., y Martirosyan, A.,** (1998), “*Seismic Performance of High-Strength Concrete Columns*”, Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 124, No. 3, pp. 241-251.

**Yacizi, V., y Hadi, M. N.,** (2009), “*Axial Load Bending Moment Diagrams of Carbon FRP Wrapped Hollow Core Reinforced Concrete Columns*”, Journal of Composites for Construction, Vol. 13, No. 4, pp. 262-268.

**Yeh, Y.-K., Mo, Y. L., y Yang, C. Y.,** (2001), “*Seismic Performance of Hollow Circular Bridge Piers*”, ACI Structural Journal, V. 98, No. 6, pp. 862-871.

**Yeh, Y.-K., Mo, Y. L., y Yang, C. Y.,** (2002a), “*Seismic Performance of Rectangular Hollow Bridge Columns*”, Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 128, No. 1, pp. 60-68.

**Yeh, Y.-K., y Mo, Y. L.,** (2005), “*Shear Retrofit of Hollow Bridge Piers with Carbon Fiber-Reinforced Polymer Sheets*”, Journal of Composites for Construction, ASCE, V. 9, No. 4, pp. 327-336.

**Zahn, F. A., Park, R., y Priestley, M. J. N.,** (1990), “*Flexural Strength and Ductility of Circular Hollow Reinforced Concrete Columns without Confinement on Inside Face*”, ACI Structural Journal, V. 87, No. 2, pp. 156-166.

## ANEXO A. DISEÑO DE CIMBRA

### A.1 INTRODUCCIÓN

En el siguiente anexo, se describe el procedimiento y los cálculos realizados para llevar a cabo el diseño de la cimbra para la construcción de la pila y la zapata de los especímenes.

### A.2 DESCRIPCIÓN DE LA CIMBRA PARA PILA Y ZAPATA

Los especímenes ensayados en este trabajo de investigación consistieron en pilas huecas de concreto reforzado de 15 cm de espesor, por lo tanto, la configuración de la cimbra para la pila consistió en dos paneles independientes, uno externo y otro interno por cada lado de la pila.

Los paneles externos de la cimbra para la pila, estaban formados por lámina de triplay de 19 mm de espesor. Tuvieron una altura de 244 cm y un ancho de 120 cm y otro de 80 cm, correspondientes a las dimensiones externas de las pilas como se muestra en la figura A.1. Cada panel tuvo rigidizadores horizontales de 3.8 x 9 cm, orientados sobre su eje mayor modulados a cada 25 cm y diseñados para soportar la presión lateral ejercida por el concreto fresco. El diseño de estos rigidizadores estuvo controlado por las deflexiones, las cuales se controlaron a valores mínimos para mantener una superficie plana en las cuatro caras de la pila.

Para darle soporte lateral a los cuatro paneles externos, se prolongó 20 cm más la longitud de los rigidizadores horizontales con respecto a la dimensión correspondiente de la pila. Estos 20 cm se distribuyeron por igual en cada extremo del rigidizador horizontal, con el fin de colocarlo en contacto con el rigidizador horizontal de la cara perpendicular, y así, poder sujetarlos a través de un tornillo pasante de 3/8 de pulgada de diámetro.

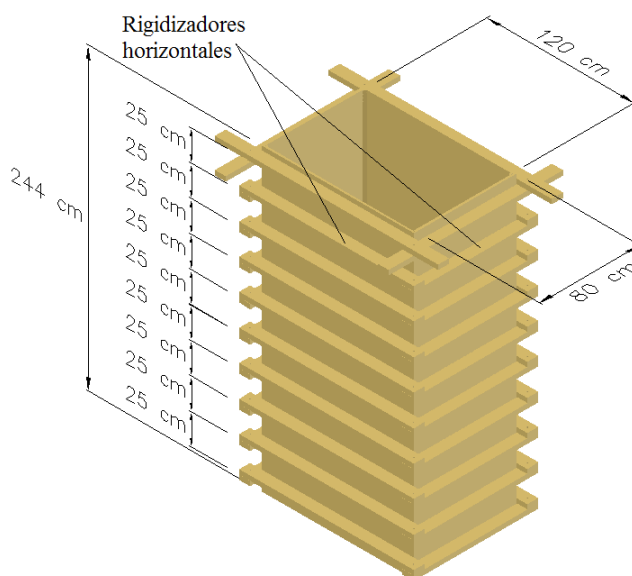
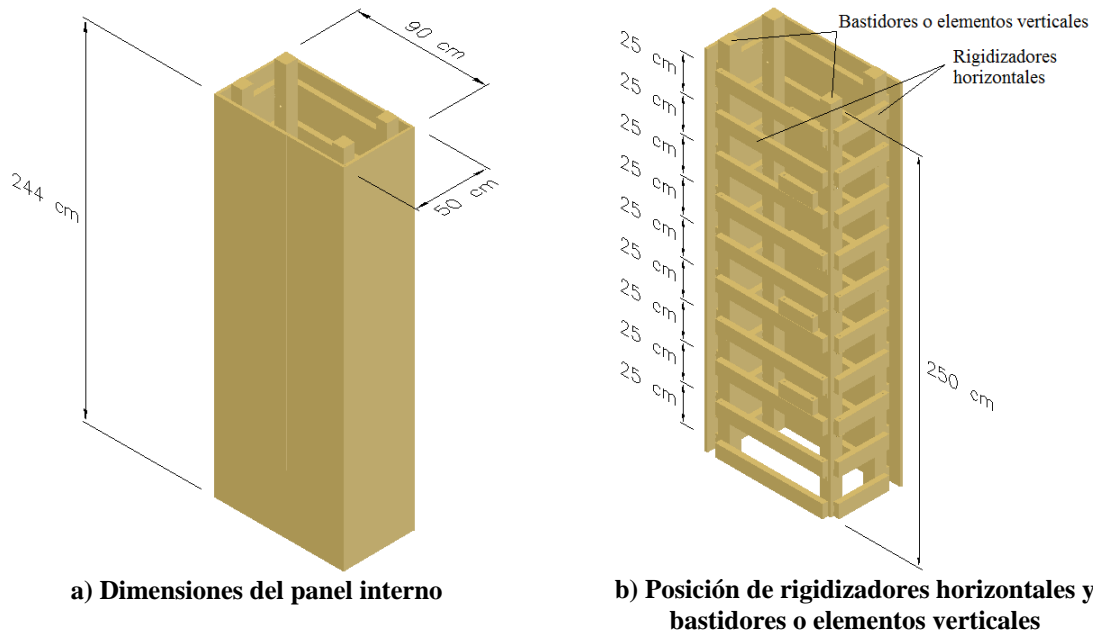


Figura A.1 Paneles externos de la cimbra para la pila

Los paneles internos tuvieron una altura de 244 cm y un ancho de 90 cm y otro de 50 cm, correspondientes a las dimensiones internas de las pilas como se ilustra en la figura A.2. Cada panel

tuvo rigidizadores horizontales orientados sobre su eje menor modulados a cada 25 cm y diseñados para soportar la presión lateral ejercida por el concreto fresco. La orientación sobre su eje menor de estos rigidizadores horizontales, fue con el fin de mantener un espacio de trabajo al interior de la pila.

Para darle soporte lateral a los cuatro paneles internos, se colocó un bastidor o elemento vertical en cada esquina interna de los mismos. Estos bastidores verticales tuvieron una altura de 250 cm y estuvieron soportados entre ellos en cuatro puntos diferentes por medio de barras roscadas de acero con un diámetro de 1/2 de pulgada. Estas barras roscadas resistieron la fuerza de compresión originadas por el empuje lateral del concreto fresco hacia el interior de la pila.

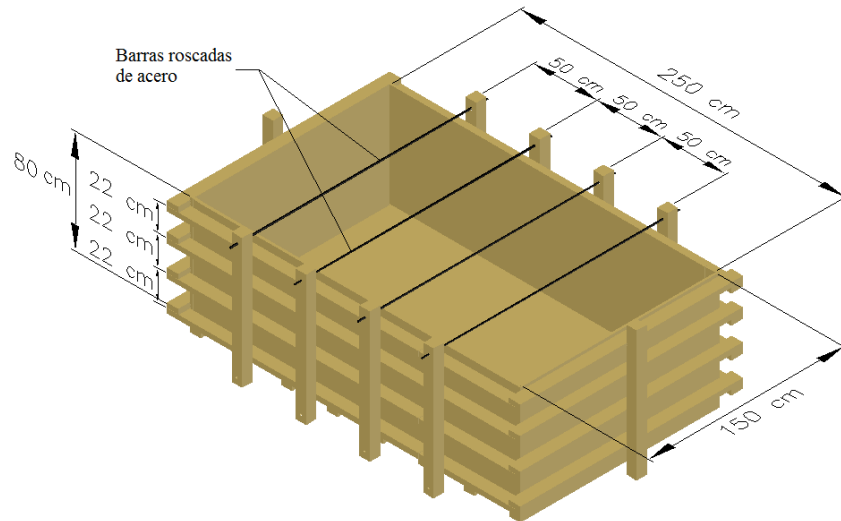


**Figura A.2 Paneles internos de la cimbra para la pila**

Por su parte, la cimbra de zapata sólo estuvo formada por paneles externos estructurados de forma similar a los paneles externos de la cimbra para la pila.

Los paneles externos de la cimbra para la zapata, estaban formados por lámina de triplay de 19 mm de espesor. Tuvieron una altura de 80 cm, un largo de 250 cm y un ancho de 150 cm, correspondientes a las dimensiones externas de las zapata como se aprecia en la figura A.3. Cada panel tuvo rigidizadores horizontales de 3.8 x 9 cm, orientados sobre su eje mayor modulados a cada 22 cm y diseñados para soportar la presión lateral ejercida por el concreto fresco. El diseño estos rigidizadores estuvo controlado por las deflexiones, las cuales se controlaron a valores mínimos para mantener una superficie plana en las cuatro caras de la pila.

Para darle soporte lateral a los cuatro paneles externos, se prolongó 20 cm más la longitud de los rigidizadores horizontales con respecto a la dimensión correspondiente de la zapata. Estos 20 cm se distribuyeron por igual en cada extremo del rigidizador horizontal, con el fin de colocarlo en contacto con el rigidizador horizontal de la cara perpendicular, y así, poder sujetarlos a través de un tornillo pasante de 3/8 de pulgada de diámetro.



**Figura A.3 Paneles externos de la cimbra para la zapata**

Estos rigidizadores horizontales a su vez estuvieron apoyados sobre elementos verticales ó bastidores rectangulares de 8 cm de lado. Estos polines se modularon a cada 50 cm sobre la mayor dimensión y uno sobre la menor dimensión de la zapata. Los cuatro bastidores sobre la mayor dimensión se conectaron en sus extremos con una barras roscada de 1/2 pulgada de diámetro, con el fin soportar la presión ejercida por el concreto fresco. Mientras que el bastidor sobre la menor dimensión se respaldó a lo largo de toda su longitud sobre un yugo anclado a la losa de reacción.

### A.3 DISEÑO DE CIMBRA PARA LA PILA

Para el diseño de la cimbra de la pila se consideró que el módulo de Elasticidad,  $E_c$ , de la madera utilizada fue la correspondiente a maderas de especies coníferas clase B, que de acuerdo con al parágrafo 2.2 de la NTC-M (2004), se establece como el módulo de elasticidad promedio y es igual a,

$$E_{0.50} = 7848 \text{ MPa}$$

El esfuerzo que ejerce el concreto fresco sobre la cimbra para un espesor de muro de 15 cm fue,

$$\sigma_c = 1.3 * 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0.15 \text{ m} = 4.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Para considerar el agua de exceso en el concreto y posibles impactos durante el colado, se multiplicó el valor del esfuerzo por un factor de 1.3.

Teniendo en cuenta que la separación de los rigidizadores horizontales fue,

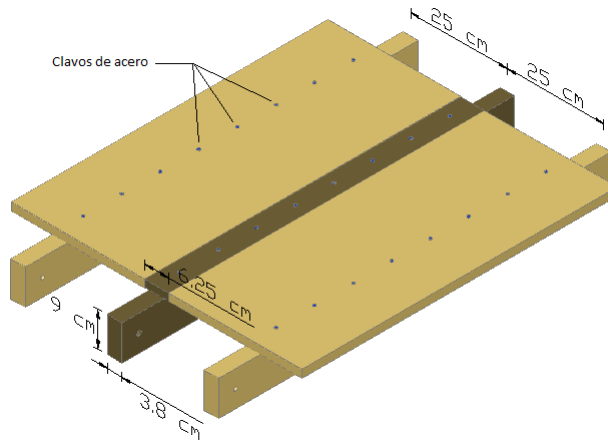
$$s = 0.25 \text{ m}$$

Se obtuvo la carga distribuida para el ancho aferente de los rigidizadores horizontales,

$$W = 4.68 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0.25 \text{ m} = 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Para el momento de inercia de los rigidizadores horizontales orientados sobre su eje mayor en el panel externo de la cimbra, se consideró acción conjunta con la lámina de triplay gracias a la presencia de los clavos de acero, los cuales toman el esfuerzo cortante generado por la flexión proveniente del empuje del concreto fresco como se muestra en la figura A.4. Para efectos de calcular el centroide y momento de inercia de ésta acción conjunta se consideró conservadoramente un ancho efectivo de lámina correspondiente a la cuarta parte de la distancia entre rigidizadores horizontales.

$$b_{ef} = \frac{L}{4} = \frac{25 \text{ cm}}{4} = 6.25 \text{ cm}$$



**Figura A.4 Sección transversal considerando acción conjunta**

Por tanto, la localización del centroide,  $\bar{Y}$ , de la sección transversal considerando acción conjunta entre los rigidizadores horizontales y la lámina triplay fue,

$$\bar{Y} = \frac{[(3.8 \text{ cm} * 9 \text{ cm} * 4.5 \text{ cm}) + (6.25 \text{ cm} * 1.9 \text{ cm} * 9.95 \text{ cm})]}{[(3.8 \text{ cm} * 9 \text{ cm}) + (6.25 \text{ cm} * 1.9 \text{ cm})]} = 5.9 \text{ cm}$$

El momento de inercia alrededor de su eje mayor,  $I_x$ , de los rigidizadores horizontales considerando acción conjunta con la lámina triplay fue,

$$I_x = \left[ \left( \frac{3.8 \text{ cm} * 9^3 \text{ cm}^3}{12} \right) + (3.8 \text{ cm} * 9 \text{ cm} * 1.40^2 \text{ cm}^2) \right] + \left[ \left( \frac{6.25 \text{ cm} * 1.9^3 \text{ cm}^3}{12} \right) + (6.25 \text{ cm} * 1.9 \text{ cm} * 4.05^2 \text{ cm}^2) \right] = 496 \text{ cm}^4$$

Luego se calculó la deflexión,  $\delta$ , de los rigidizadores horizontales en el panel externo sobre el lado de 120 cm, considerando viga simplemente apoyada con una luz de 132 cm, es decir, la distancia entre los tornillos pasantes.

$$\delta = \frac{5 * 1.2 \text{ kN/m} * 1.32^4 \text{ m}^4}{384 * 7848000 \text{ kPa} * 496/100^4 \text{ m}^4} = 0.0012 \text{ m} \approx 1.2 \text{ mm}$$

Se verificó que este valor de deflexión fuese inferior al valor de la deflexión admisible establecida en el párrafo 5 de la NTC (2004).

$$\delta_{adm} = \frac{L}{480} = \frac{1320 \text{ mm}}{480} = 2.75 \text{ mm} > 1.2 \text{ mm}$$

De la misma forma, se calculó la deflexión,  $\delta$ , de los rigidizadores horizontales en el panel externo sobre el lado de 80 cm, considerando nuevamente viga simplemente apoyada con una luz de 92 cm, es decir, la distancia entre los tornillos pasantes.

$$\delta = \frac{5 * 1.2 \text{ kN/m} * 0.92^4 \text{ m}^4}{384 * 7848000 \text{ kPa} * 496/100^4 \text{ m}^4} = 0.0003 \text{ m} \approx 0.3 \text{ mm}$$

Nuevamente se verificó que ésta deflexión fuese inferior al valor de la deflexión admisible.

$$\delta_{adm} = \frac{L}{480} = \frac{920 \text{ mm}}{480} = 1.92 \text{ mm} > 0.3 \text{ mm}$$

Por su parte, para el cálculo del momento de inercia de los rigidizadores horizontales orientados sobre su eje menor para el panel interno de la cimbra, no se consideró acción conjunta debido a que no se dispuso de clavos en su totalidad entre los rigidizadores horizontales y la lámina triplay. Esto se hizo con el fin de facilitar la extracción de los paneles una vez finalice el proceso de fraguado del concreto.

Por tanto, el momento de inercia alrededor de su eje menor,  $I_y$ , de los rigidizadores horizontales sin considerar acción conjunta fue,

$$I_y = \frac{9 \text{ cm} * 3.8^3 \text{ cm}^3}{12} = 41 \text{ cm}^4$$

Después, se procedió a calcular la deflexión,  $\delta$ , de los rigidizadores horizontales en el panel interno sobre el lado de 90 cm, considerando para este caso una viga simplemente apoyada con una luz de 71 cm, es decir, la distancia centro a centro entre bastidores o elementos verticales.

$$\delta = \frac{5 * 1.2 \text{ kN/m} * 0.71^4 \text{ m}^4}{384 * 7848000 \text{ kPa} * 41/100^4 \text{ m}^4} = 0.0012 \text{ m} \approx 1.2 \text{ mm}$$

Posteriormente, se verificó que este valor de deflexión fuese inferior al valor de la deflexión admisible establecida en el párrafo 5 de la NTC (2004).

$$\delta_{adm} = \frac{L}{480} = \frac{710 \text{ mm}}{480} = 1.5 \text{ mm} > 1.2 \text{ mm}$$

De la misma forma, se calculó la deflexión,  $\delta$ , de los rigidizadores horizontales en el panel interno sobre el lado de 50 cm, considerando nuevamente viga simplemente apoyada con una luz de 31 cm, es decir, la distancia centro a centro entre bastidores o elementos verticales.

$$\delta = \frac{5 * 1.2 \text{ kN/m} * 0.31^4 \text{ m}^4}{384 * 7848000 \text{ kPa} * 41/100^4 \text{ m}^4} = 0.00005 \text{ m} \approx 0.05 \text{ mm}$$

Nuevamente se verificó que ésta deflexión fuese inferior al valor de la deflexión admisible.

$$\delta_{adm} = \frac{L}{480} = \frac{310 \text{ mm}}{480} = 0.6 \text{ mm} > 0.04 \text{ mm}$$

#### A.4 DISEÑO DE CIMBRA PARA LA ZAPATA

Para el diseño de la cimbra de la zapata se consideró que el módulo de Elasticidad,  $E_c$ , de la madera utilizada fue la correspondiente a maderas de especies coníferas clase B, que de acuerdo con el parágrafo 2.2 de la NTC (2004), se establece como el módulo de elasticidad promedio y es igual a,

$$E_{0.50} = 7848 \text{ MPa}$$

El esfuerzo que ejerce el concreto fresco sobre la cara de la zapata de 80 cm de altura teniendo en cuenta el factor comentado anteriormente fue,

$$\sigma_c = 1.3 * 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0.80 \text{ m} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Teniendo en cuenta que la separación de los rigidizadores horizontales fue,

$$s = 0.22 \text{ m}$$

Se obtuvo la carga distribuida para el ancho aferente de los rigidizadores horizontales,

$$W = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0.22 \text{ m} = 5.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Se estimó de forma conservadora la reacción del rigidizador horizontal sobre los polines verticales de la mayor dimensión de la zapata, considerando una viga continua de seis apoyos modulados a cada 50 cm con una carga uniformemente distribuida de 5.5 kN/m, obteniendo,

$$R = 1.10 w l = 1.10 * 5.5 * 0.50 = 3.0 \text{ kN}$$

Al dividir este valor de reacción por la separación de los rigidizadores horizontales, se obtuvo la equivalencia de una carga distribuida sobre el elemento vertical o polin.

$$W = \frac{R}{s} = \frac{3.0 \text{ kN}}{0.22 \text{ m}} = 13.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Luego se calculó la deflexión,  $\delta$ , de los polines verticales, considerando viga simplemente apoyada con una luz de 100 cm, es decir, la distancia entre las varillas a tensión superior e inferior.

$$\delta = \frac{5 * 3.6 \text{ kN/m} * 1.0^4 \text{ m}^4}{384 * 7848000 \text{ kPa} * 0.08^4 / 12 \text{ m}^4} = 0.0017 \text{ m} \approx 1.7 \text{ mm}$$

Nuevamente se verificó que ésta deflexión fuese inferior al valor de la deflexión admisible.

$$\delta_{adm} = \frac{L}{480} = \frac{1000 \text{ mm}}{480} = 2.08 \text{ mm} > 1.7 \text{ mm}$$

Por su parte, el polin sobre la menor dimensión al estar respaldado a lo largo de toda su longitud mediante el yugo anclado a la losa de reacción, no hubo necesidad de realizar la revisión por deflexión de este elemento.

## A.5 DISEÑO DE BARRAS ROSCADAS A COMPRESIÓN

La fuerza resistente o fuerza nominal de las barras roscadas, se determinó de acuerdo con los criterios de diseño establecidos en el LRFD (1998).

La figura A.5 ilustra la posición de las barras roscadas de acero, cuya función fue brindar soporte lateral a los bastidores o elementos verticales, y así, resistir el empuje originado por el concreto fresco sobre los paneles de la cimbra interna. La longitud libre de las barras roscadas fue 63 cm y 23 cm, en las direcciones larga y corta respectivamente. Cada bastidor o elemento vertical estuvo soportado en cuatro puntos diferentes a lo largo del mismo por cada dirección ortogonal.

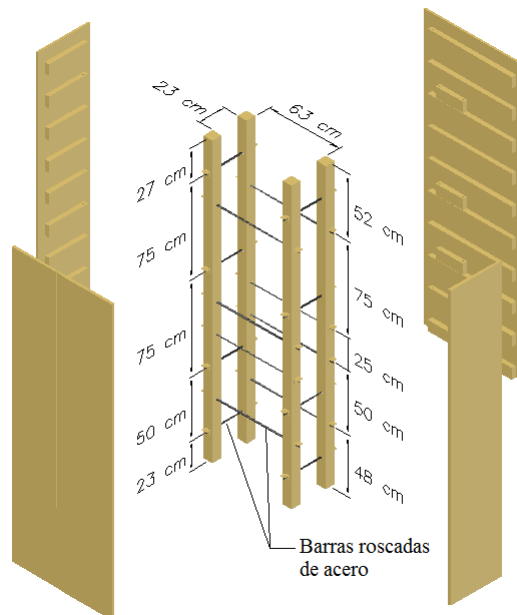


Figura A.5 Posición de barras roscadas de acero

### A.5.1 Diseño de barras roscadas en la dirección larga

La carga última de compresión en las barras roscadas orientadas en la dirección larga, teniendo en cuenta como área aferente la máxima distancia entre ellas, se estimó como,

$$P_u = 1.4 * 3.6 \frac{kN}{m^2} * \frac{0.50}{2} m * \left[ 0.52 + \frac{0.75}{2} \right] m = 1.5 kN$$

La longitud libre de las barras roscadas fue,

$$L = 0.63 m$$

El factor de longitud efectiva,  $K$ , considerando ambos extremos sin restricción al giro se estimó como,



$$K_x = 1.0$$

El momento de inercia para una barra roscada con un diámetro de 1/2 de pulgada fue,

$$I_x = \frac{1}{4} \pi r^4 = \frac{1}{4} \pi * \left(\frac{1}{2} * 1.27\right)^4 = 0.13 \text{ cm}^4$$

El área de la sección transversal de las barras roscadas, teniendo en cuenta su reducción debido a la rosca, se estimó como,

$$A = \pi r^2 = \pi * \left(\frac{1}{2} * 1.27\right)^2 * 0.75 = 0.95 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el radio de giro de la sección fue,

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{0.13}{0.95}} = 0.37 \text{ cm}$$

La calidad del acero de las barras roscadas fue A36, por tanto, el esfuerzo de fluencia,  $f_y$ , y el módulo de elasticidad,  $E_s$ , fueron:

$$\begin{aligned} f_y &= 248 \text{ MPa} \\ E_s &= 200000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Con estos valores, se calculó el parámetro  $\lambda_c$  para estimar si el pandeo es elástico o inelástico,

$$\lambda_c = \frac{K_x L}{r_x \pi} \sqrt{\frac{f_y}{E_s}} = \frac{1.0 * 0.63}{0.37/100 * \pi} \sqrt{\frac{248}{200000}} = 1.926$$

Como el valor de  $\lambda_c$  es mayor a 1.5, entonces el pandeo se consideró inelástico y, por ende, se calculó el esfuerzo crítico mediante la siguiente expresión:

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right) f_y = \left(\frac{0.877}{1.926^2}\right) * 248 = 58.6 \text{ MPa}$$

Finalmente, se estimó el valor de la carga nominal de las barras roscadas, verificando que sea mayor al valor de la carga última actuante,

$$\phi P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.85 * 58.6 * 10^3 * \frac{0.95}{100^2} = 4.7 \text{ kN} > 1.5 \text{ kN}$$

### A.5.2 Diseño de barras roscadas en la dirección corta

La carga última de compresión en las barras roscadas orientadas en la dirección corta, teniendo en cuenta como área aferente la máxima distancia entre ellas, se estimó como,

$$P_u = 1.4 * 3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * \frac{0.90}{2} \text{ m} * \left(\frac{0.75 + 0.75}{2}\right) \text{ m} = 2.2 \text{ kN}$$

La longitud libre de las barras roscadas fue,

$$L = 0.23 \text{ m}$$

El factor de longitud efectiva,  $K$ , considerando ambos extremos sin restricción al giro se estimó como,

$$K_y = 1.0$$

El momento de inercia para una barra roscada con un diámetro de 1/2 de pulgada fue,

$$I_y = \frac{1}{4} \pi r^4 = \frac{1}{4} \pi * \left(\frac{1}{2} * 1.27\right)^4 = 0.13 \text{ cm}^4$$

El área de la sección transversal de las barras roscadas, teniendo en cuenta su reducción debido a la rosca, se estimó como,

$$A = \pi r^2 = \pi * \left(\frac{1}{2} * 1.27\right)^2 * 0.75 = 0.95 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el radio de giro de la sección fue,

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{0.13}{0.95}} = 0.37 \text{ cm}$$

La calidad del acero de las barras roscadas fue A36, por tanto, el esfuerzo de fluencia,  $f_y$ , y el módulo de elasticidad,  $E_s$ , fueron:

$$\begin{aligned} f_y &= 248 \text{ MPa} \\ E_s &= 200000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Con estos valores, se calculó el parámetro  $\lambda_c$  para estimar si el pandeo es elástico o inelástico,

$$\lambda_c = \frac{K_y L}{r_y \pi} \sqrt{\frac{f_y}{E_s}} = \frac{1.0 * 0.23}{0.37/100 * \pi} \sqrt{\frac{248}{200000}} = 0.703$$

Como el valor de  $\lambda_c$  es menor a 1.5, entonces el pandeo se consideró elástico y, por ende, se calculó el esfuerzo crítico mediante la siguiente expresión:

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} f_y = 0.658^{0.703^2} * 248 = 201.6 \text{ MPa}$$

Finalmente, se estimó el valor de la carga nominal de las barras roscadas, verificando que sea mayor al valor de la carga última actuante,

$$\phi P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 0.85 * 201.6 * 10^3 * \frac{0.95}{100^2} = 16.3 \text{ kN} > 2.2 \text{ kN}$$

## A.6 DISEÑO DE BARRAS ROSCADAS A TENSIÓN

La carga última de tensión de la barra roscadas de acero, se estimó como la reacción del elemento vertical o bastidor sometido a la carga distribuida de  $13.6 \text{ kN/m}$ .

$$R = 1.4 \frac{w l}{2} = 1.4 * \frac{13.6 \text{ kN/m} * 1.0 \text{ m}}{2} = 9.5 \text{ kN}$$

El área de la sección transversal de las barras roscadas, teniendo en cuenta su reducción debido a la rosca, se estimó como,

$$A = \pi r^2 = \pi * \left(\frac{1}{2} * 1.27\right)^2 * 0.75 = 0.95 \text{ cm}^2$$

La carga nominal por estado límite de fluencia que resiste la barra roscada fue,

$$\phi P_n = \phi_c F_y A_g = 0.90 * 248 * 10^3 * \frac{0.95}{100^2} = 21.2 \text{ kN} > 9.5 \text{ kN}$$

La carga nominal por estado límite de fractura que resiste la barra roscada fue,

$$\phi P_n = \phi_c F_u A_e = 0.75 * 400 * 10^3 * \frac{0.95}{100^2} = 28.6 \text{ kN} > 9.5 \text{ kN}$$

## ANEXO B. DISEÑO Y/O REVISIÓN DE PERFILES DE ACERO

### A.1 INTRODUCCIÓN

En este anexo se describe el diseño o la revisión de los perfiles de acero que se utilizaron para la realización de las pruebas de los especímenes estudiados en el presente trabajo de investigación.

### A.2 REVISIÓN DE VIGAS AMARILLAS EN FORMA DE I

Las vigas de acero cuya forma y dimensiones se muestran en la figura B.1, se conectaron por medio de dos perfiles de acero en forma de H, de tal forma que quedarán paralelas dejando un espacio libre entre ellas en sus extremos. Esta viga hizo parte del dispositivo para la aplicación de carga axial y su función específica fue soportar la carga de 40 t en cada extremo y transmitirla al cabezal macizo de concreto para materializar la relación de carga axial de  $0.06 f'_c A_g$ .

Estas vigas de acero hacen parte del inventario de accesorios metálicos para el diseño de las diferentes pruebas realizadas en el laboratorio del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). Por lo tanto, de acuerdo con la sollicitación del tipo de esfuerzos sometidos durante la prueba, sólo se debía realizar la revisión de diseño por los diferentes estados límites de acuerdo con los criterios establecidos en el LRFD (1998).

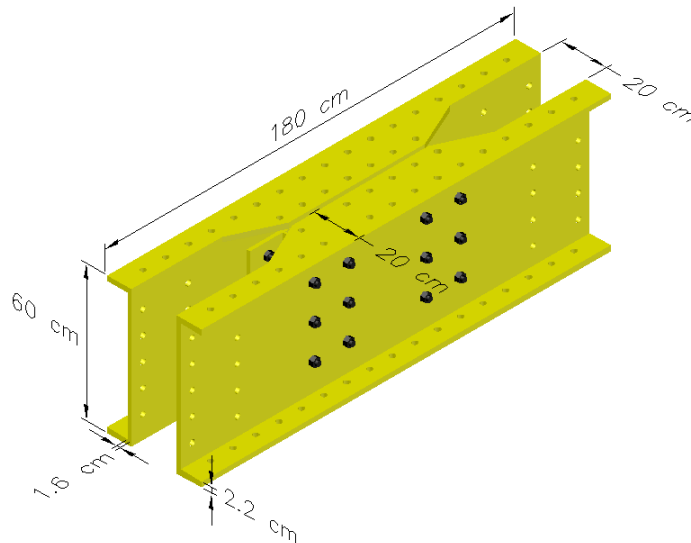


Figura B.1 Vigas amarillas de acero en forma I ensambladas

#### B.2.1 Revisión de cortante

Como la relación de esbeltez del alma cumple la siguiente condición,

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{yw}}} \Rightarrow \frac{60 - 2.2 - 2.2}{1.59} \leq \frac{418}{36} \Rightarrow 34.9 \leq 69.7$$

Por lo tanto, la fuerza cortante nominal de las dos vigas ensambladas se calculó como,

$$\phi V_n = 2 \phi 0.60 F_{yw} A_w$$

$$\phi V_n = 2 * 0.90 * 0.60 * 248 * 10^3 * 0.556 * 0.0159$$

$$\phi V_n = 2368 \text{ kN} \approx 242 \text{ t} \gg 40 \text{ t}$$

### B.2.2 Revisión de fluencia local del alma

Para caso de carga concentrada a menos de una distancia de 60 cm del extremo,

$$\phi R_n = 2 \phi (2.5 K + N) F_{yw} t_w$$

$$\phi R_n = 2 * 1 * [(2.5 * 0.03) + 0.20] * 248 * 10^3 * 0.0159$$

$$\phi R_n = 1084 \text{ kN} \approx 111 \text{ t} \gg 40 \text{ t}$$

### B.2.3 Revisión de aplastamiento del alma

Para caso de carga concentrada a menos de una distancia de 30 cm del apoyo,

$$\frac{N}{d} > 0.20 \Rightarrow \frac{0.20}{0.60} > 0.20 \Rightarrow 0.33 > 0.20$$

$$\phi R_n = 2 \phi 68 t_w^2 \left[ 1 + \left( \frac{4N}{d} - 0.2 \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_{yw} t_f}{t_w}}$$

$$\phi R_n = 2 * 0.75 * 68 * \left( \frac{5}{8} \right)^2 \left[ 1 + \left( \frac{4 * 20 / 2.54}{60 / 2.54} - 0.2 \right) \left( \frac{5/8}{7/8} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{36 * 7/8}{5/8}}$$

$$\phi R_n = 476 \text{ kip} \approx 216 \text{ t} \gg 40 \text{ t}$$

### B.2.4 Revisión de flexión elástica

Se determinó el momento de inercia de una sola viga con respecto al eje horizontal x.

$$I_x = \left[ \frac{20 * 2.2^3}{12} + (20 * 2.2 * 28.9^2) \right] * 2 + \left[ \frac{1.59 * 55.6^3}{12} + (1.59 * 55.6 * 0^2) \right]$$

$$I_x = 96308 \text{ cm}^4$$

Posteriormente, se determinó el módulo de sección con respecto al eje horizontal x.

$$I_x = \frac{I_x}{C} = \frac{96308}{30} = 3210.3 \text{ cm}^3$$

El momento elástico o de fluencia de la viga se determinó como,

$$\phi M_y = 2 \phi F_y S_x = 2 * 0.90 * 248 * 10^3 * 96308 / 100^3 = 1433 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Por lo tanto la carga elástica o de fluencia se determinó como,

$$\phi P_y = \frac{\phi M_y}{L} = \frac{1433 \text{ kN} \cdot \text{m}}{0.38 \text{ m}} = 3771 \text{ kN} \approx 385 \text{ t} \gg 40 \text{ t}$$

### A.3 DISEÑO DE YUGOS AZULES

Los yugos azules de acero cuya forma y dimensiones se ilustran en la figura B.2, se diseñaron y fabricaron a partir de una canal de acero con perforaciones existente en el laboratorio del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). Esta pieza hizo parte del dispositivo para la aplicación de carga axial y su función específica fue sujetar la barra roscada de acero de postensionamiento de 10 m de longitud y transmitir su carga de 40 t a las vigas amarillas de acero.

Estas canales de acero existentes anteriormente mencionadas, se ensamblaron y reforzaron con lámina de acero de 1/4 de pulgada de espesor en el alma y con rigidizadores transversal para resistir los esfuerzos cortantes. El diseño y revisión de los diferentes estados límites se hizo de acuerdo con lo establecido en el LRFD (1998).

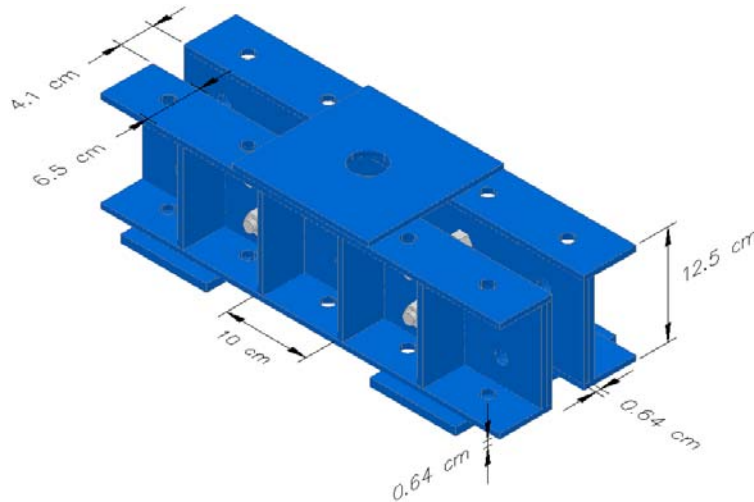


Figura B.1 Yugos azules de acero

#### B.3.1 Revisión de cortante

Como la relación de esbeltez del alma cumple la siguiente condición,

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{yw}}} \Rightarrow \frac{12.5 - 0.64 - 0.64}{0.64} \leq \frac{418}{36} \Rightarrow 17.5 \leq 69.7$$

Por lo tanto, la fuerza cortante nominal de las dos vigas ensambladas se calculó como,

$$\phi V_n = 2 \phi 0.60 F_{yw} A_w$$

$$\phi V_n = 2 * 0.90 * 0.60 * 248 * 10^3 * [(0.125 * 0.0064) + (0.125 * 0.0064)]$$

$$\phi V_n = 429 \text{ kN} \approx 44 \text{ t} > 40 \text{ t}$$

### B.3.2 Revisión de fluencia local del alma

Para caso de carga concentrada a menos de una distancia de 12.5 cm del extremo,

$$\phi R_n = 2 \phi (2.5 K + N) F_{yw} t_w$$

$$\phi R_n = 2 * 1 * [(2.5 * 0.0064) + 0.10] * 248 * 10^3 * 0.0064 * 2$$

$$\phi R_n = 736 \text{ kN} \approx 75 \text{ t} > 40 \text{ t}$$

### B.3.3 Revisión de aplastamiento del alma

Para caso de carga concentrada a menos de una distancia de 6 cm del apoyo,

$$\frac{N}{d} > 0.20 \Rightarrow \frac{0.10}{0.125} > 0.20 \Rightarrow 0.80 > 0.20$$

$$\phi R_n = 2 \phi 68 t_w^2 \left[ 1 + \left( \frac{4N}{d} - 0.2 \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_{yw} t_f}{t_w}}$$

$$\phi R_n = 2 * 0.75 * 68 * 1/4^2 \left[ 1 + \left( \frac{4 * 10/2.54}{12.5/2.54} - 0.2 \right) \left( \frac{1/4}{1/4} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{36 * 1/4}{1/4}}$$

$$\phi R_n = 153 \text{ kip} \approx 69 \text{ t} > 40 \text{ t}$$

### B.3.4 Revisión de flexión elástica

Se determinó el momento de inercia de las dos vigas canales con respecto al eje horizontal x.

$$I_x = \left[ \frac{6.5 * 0.64^3}{12} + (6.5 * 0.64 * 5.93^2) \right] * 4 + \left[ \frac{0.64 * 11.2^3}{12} + (0.64 * 11.2 * 0^2) \right] * 4$$

$$I_x = 885.4 \text{ cm}^4$$

Posteriormente, se determinó el módulo de sección con respecto al eje horizontal x.

$$I_x = \frac{I_x}{C} = \frac{885.4}{6.25} = 141.7 \text{ cm}^3$$

El momento elástico o de fluencia de la viga se determinó como,

$$\phi M_y = \phi F_y S_x = 0.90 * 248 * 10^3 * 141.7/100^3 = 32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Por lo tanto la carga elástica o de fluencia se determinó como,

$$\phi P_y = \frac{4 \phi M_y}{L} = \frac{4 * 32 \text{ kN} \cdot \text{m}}{0.304 \text{ m}} = 421 \text{ kN} \approx 43 \text{ t} > 40 \text{ t}$$

## **ANEXO C. LISTADO DE INSTRUMENTACIÓN**

### **INTRODUCCIÓN**

En el siguiente anexo, se referencia el listado de instrumentación que se empleó para los cuatro especímenes analizados en este estudio. En estos listados se indicaron la numeración, el canal empleado, la designación, el tipo o referencia del equipo empleado y una breve descripción de la nomenclatura para la instrumentación externa e interna. En las tablas C.1 a C.4 se muestran los listados de los especímenes PH2, PH3, PH4 y PH5, respectivamente.



**Tabla C.1 Listado de instrumentación de espécimen PH2**

	Canal	Número	Designación	Tipo /Ref. de Equipo	Descripción Nomenclatura
	Carga	[000]	0	CL-CE-CC-PH-450	TCLP-100BW
<b>DESPLAZAMIENTO LATERAL</b>		[001]	1	DL-CO-CC-PH-408	Transductor SDP-200R
		[002]	2	DL-CE-CC-PH-408	Transductor SDP-200R
		[003]	3	DL-CO-CC-PH-408	Transductor SDP-200R
		[004]	4	DL-CE-CC-PH-408	Transductor SDP-200R
		[005]	5	DL-CO-CC-PH-300	Transductor SDP-200R
		[006]	6	DL-CE-CC-PH-300	Transductor SDP-200R
		[007]	7	DL-CO-CC-PH-200	Transductor SDP-200R
		[008]	8	DL-CE-CC-PH-200	Transductor CDP-100
		[009]	9	DL-CO-CC-PH-100	Transductor CDP-100
		[010]	10	DL-CO-CC-PH-050	Transductor CDP-100
<b>INSTRUMENTACIÓN EXTERNA</b>	<b>CURVATURA EN LA BASE</b>	[011]	11	CB-CE-CC-PV-100	Transductor CDP-25
		[012]	12	CB-CE-CC-PV-075	Transductor CDP-25
		[013]	13	CB-CE-CC-PV-050	Transductor CDP-50
		[014]	14	CB-CE-CC-PV-025	Transductor CDP-50
		[015]	15	CB-CE-CN-PV-100	Transductor CDP-25
		[016]	16	CB-CE-CN-PV-075	Transductor CDP-25
		[017]	17	CB-CE-CN-PV-050	Transductor CDP-50
		[018]	18	CB-CE-CN-PV-025	Transductor CDP-50
		[019]	19	CB-CE-CS-PV-100	Transductor CDP-25
		[020]	20	CB-CE-CS-PV-075	Transductor CDP-25
	[021]	21	CB-CE-CS-PV-050	Transductor CDP-50	
	[022]	22	CB-CE-CS-PV-025	Transductor CDP-50	
	[023]	23	CB-CO-CC-PV-100	Transductor CDP-25	
	[024]	24	CB-CO-CC-PV-075	Transductor CDP-25	
	[025]	25	CB-CO-CC-PV-050	Transductor CDP-50	
	[026]	26	CB-CO-CC-PV-025	Transductor CDP-50	
	[027]	27	CB-CO-CN-PV-100	Transductor CDP-25	
	[028]	28	CB-CO-CN-PV-075	Transductor CDP-25	
	[029]	29	CB-CO-CN-PV-050	Transductor CDP-50	
	[030]	30	CB-CO-CN-PV-025	Transductor CDP-50	
	[031]	31	CB-CO-CS-PV-100	Transductor CDP-25	
	[032]	32	CB-CO-CS-PV-075	Transductor CDP-25	

DL : Desplazamiento Lateral  
CO/CE : Cara Oeste/Cara Este  
CC/CN : Costado Central/Costado Norte  
PH : Posición Horizontal  
050/100/200/300//408 : Altura en cm

CB : Curvatura en la base  
CE/CO : Cara Este/Cara Oeste  
CC/CN/CS : Costado Central/Costado Norte/Costado Sur  
PV : Posición Vertical  
025/050/075/100 : Altura en cm

<b>INSTRUMENTACIÓN EXTERNA</b>	<b>DESPLAZAMIENTO POR CORTE</b>	[033]	33	CB-CO-CS-PV-050	Transductor CDP-50	DC : Desplazamiento por Corte CN : Cara Norte CE/CO : Costado Este/Costado Oeste PV/PD : Posición Vertical/Posición Diagonal 050/100/200/300/450 : Altura en cm
		[034]	34	CB-CO-CS-PV-025	Transductor CDP-50	
		[035]	35	DC-CN-CE-PV-450	Transductor CDP-25	
		[036]	36	DC-CN-CO-PV-450	Transductor CDP-25	
		[037]	37	DC-CN-CE-PD-450	Transductor CDP-25	
		[038]	38	DC-CN-CO-PD-450	Transductor CDP-25	
		[039]	39	DC-CN-CE-PV-300	Transductor CDP-25	
		[040]	40	DC-CN-CO-PV-300	Transductor CDP-25	
		[041]	41	DC-CN-CE-PD-300	Transductor CDP-25	
		[042]	42	DC-CN-CO-PD-300	Transductor CDP-25	
		[043]	43	DC-CN-CE-PV-200	Transductor CDP-50	
		[044]	44	DC-CN-CO-PV-200	Transductor CDP-50	
		[045]	45	DC-CN-CE-PD-200	Transductor CDP-50	
		[046]	46	DC-CN-CO-PD-200	Transductor CDP-50	
		[047]	47	DC-CN-CE-PV-100	Transductor CDP-50	
		[048]	48	DC-CN-CO-PV-100	Transductor CDP-50	
		[049]	49	DC-CN-CE-PD-100	Transductor CDP-50	
		[050]	50	DC-CN-CO-PD-100	Transductor CDP-50	
		[051]	51	DC-CN-CE-PV-050	Transductor CDP-50	
		[052]	52	DC-CN-CO-PV-050	Transductor CDP-50	
[053]	53	DC-CN-CE-PD-050	Transductor CDP-50			
[054]	54	DC-CN-CO-PD-050	Transductor CDP-50			
<b>INSTRUMENTACIÓN INTERNA</b>	<b>REFUERZO LONGITUDINAL</b>	[055]	55	RL-N1-FE-PE-005	FLA-2-11-2L	RL : Refuerzo Longitudinal N3/S3/O3/E3 : Norte 3/Sur 3/Oeste 3/Este 3 FE/FI : Fila Externa/Fila Interna PE/PI : Perímetro Externo/Perímetro Interno 005/055/105 : Altura en cm
		[056]	56	RL-N1-FE-PI-005	FLA-2-11-2L	
		[057]	57	RL-N2-FE-PE-005	FLA-2-11-2L	
		[058]	58	RL-N2-FE-PI-005	FLA-2-11-2L	
		[059]	59	RL-N2-FI-PE-005	FLA-2-11-2L	
		[060]	60	RL-N2-FI-PI-005	FLA-2-11-2L	
		[061]	61	RL-N3-FE-PE-005	FLA-2-11-2L	
		[062]	62	RL-N3-FE-PI-005	FLA-2-11-2L	
		[063]	63	RL-N3-FI-PE-005	FLA-2-11-2L	
		[064]	64	RL-N3-FI-PI-005	FLA-2-11-2L	
		[065]	65	RL-N4-FE-PE-005	FLA-2-11-2L	
		[066]	66	RL-N4-FE-PI-005	FLA-2-11-2L	
		[067]	67	RL-N1-FE-PE-055	FLA-2-11-2L	
		[068]	68	RL-N1-FE-PI-055	FLA-2-11-2L	

**INSTRUMENTACIÓN INTERNA****REFUERZO LONGITUDINAL**

---

[069]	69	RL-N2-FE-PE-055	FLA-2-11-2L
[070]	70	RL-N2-FE-PI-055	FLA-2-11-2L
[071]	71	RL-N2-FI-PE-055	FLA-2-11-2L
[072]	72	RL-N2-FI-PI-055	FLA-2-11-2L
[073]	73	RL-N3-FE-PE-055	FLA-2-11-2L
[074]	74	RL-N3-FE-PI-055	FLA-2-11-2L
[075]	75	RL-N3-FI-PE-055	FLA-2-11-2L
[076]	76	RL-N3-FI-PI-055	FLA-2-11-2L
[077]	77	RL-N4-FE-PE-055	FLA-2-11-2L
[078]	78	RL-N4-FE-PI-055	FLA-2-11-2L
[079]	79	RL-N1-FE-PE-105	FLA-2-11-2L
[080]	80	RL-N1-FE-PI-105	FLA-2-11-2L
[081]	81	RL-N2-FE-PE-105	FLA-2-11-2L
[082]	82	RL-N2-FE-PI-105	FLA-2-11-2L
[083]	83	RL-N2-FI-PE-105	FLA-2-11-2L
[084]	84	RL-N2-FI-PI-105	FLA-2-11-2L
[085]	85	RL-N3-FE-PE-105	FLA-2-11-2L
[086]	86	RL-N3-FE-PI-105	FLA-2-11-2L
[087]	87	RL-N3-FI-PE-105	FLA-2-11-2L
[088]	88	RL-N3-FI-PI-105	FLA-2-11-2L
[089]	89	RL-N4-FE-PE-105	FLA-2-11-2L
[090]	90	RL-N4-FE-PI-105	FLA-2-11-2L
[091]	91	RL-S1-FE-PE-005	FLA-2-11-2L
[092]	92	RL-S1-FE-PI-005	FLA-2-11-2L
[093]	93	RL-S2-FE-PE-005	FLA-2-11-2L
[094]	94	RL-S2-FE-PI-005	FLA-2-11-2L
[095]	95	RL-S1-FE-PE-055	FLA-2-11-2L
[096]	96	RL-S1-FE-PI-055	FLA-2-11-2L
[097]	97	RL-S2-FE-PE-055	FLA-2-11-2L
[098]	98	RL-S2-FE-PI-055	FLA-2-11-2L
[099]	99	RL-S1-FE-PE-105	FLA-2-11-2L
[100]	100	RL-S1-FE-PI-105	FLA-2-11-2L
[101]	101	RL-S2-FE-PE-105	FLA-2-11-2L
[102]	102	RL-S2-FE-PI-105	FLA-2-11-2L
[103]	103	RL-O1-FE-PE-005	FLA-2-11-2L
[104]	104	RL-O1-FE-PI-005	FLA-2-11-2L
[105]	105	RL-O1-FI-PE-005	FLA-2-11-2L

---

RL : Refuerzo Longitudinal

N3/S3/O3/E3 : Norte 3/Sur 3/Oeste 3/Este 3

FE/FI : Fila Externa/Fila Interna

PE/PI : Perímetro Externo/Perímetro Interno

005/055/105 : Altura en cm

		INSTRUMENTACIÓN INTERNA			
		REFUERZO LONGITUDINAL			
[106]	106	RL-O1-FI-PI-005	FLA-2-11-2L	RL : Refuerzo Longitudinal N3/S3/O3/E3 : Norte 3/Sur 3/Oeste 3/Este 3 FE/FI : Fila Externa/Fila Interna PE/PI : Perímetro Externo/Perímetro Interno 005/055/105 : Altura en cm	
[107]	107	RL-O1-FE-PE-055	FLA-2-11-2L		
[108]	108	RL-O1-FE-PI-055	FLA-2-11-2L		
[109]	109	RL-O1-FI-PE-055	FLA-2-11-2L		
[110]	110	RL-O1-FI-PI-055	FLA-2-11-2L		
[111]	111	RL-O1-FE-PE-105	FLA-2-11-2L		
[112]	112	RL-O1-FE-PI-105	FLA-2-11-2L		
[113]	113	RL-O1-FI-PE-105	FLA-2-11-2L		
[114]	114	RL-O1-FI-PI-105	FLA-2-11-2L		
[115]	115	RL-E1-FE-PE-005	FLA-2-11-2L		
[116]	116	RL-E1-FE-PI-005	FLA-2-11-2L		
[117]	117	RL-E1-FI-PE-005	FLA-2-11-2L		
[118]	118	RL-E1-FI-PI-005	FLA-2-11-2L		
[119]	119	RL-E1-FE-PE-055	FLA-2-11-2L		
[120]	120	RL-E1-FE-PI-055	FLA-2-11-2L		
[121]	121	RL-E1-FI-PE-055	FLA-2-11-2L		
[122]	122	RL-E1-FI-PI-055	FLA-2-11-2L		
[123]	123	RL-E1-FE-PE-105	FLA-2-11-2L		
[124]	124	RL-E1-FE-PI-105	FLA-2-11-2L		
[125]	125	RL-E1-FI-PE-105	FLA-2-11-2L		
[126]	126	RL-E1-FI-PI-105	FLA-2-11-2L		
		INSTRUMENTACIÓN INTERNA			
		REFUERZO TRANSVERSAL			
[127]	127	RT-O1-FE-PS-E02	FLA-2-11-2L		RT : Refuerzo Transversal O1/E1/O2/E2 : Oeste 1/Este 1/Oeste 2/Este 2 FE/FI : Fila Externa/Fila Interna PS/PI : Perímetro Superior/Perímetro Inferior E02/E04/E06 : Número de estribo de abajo hacia arriba
[128]	128	RT-O1-FI-PS-E02	FLA-2-11-2L		
[129]	129	RT-O1-FE-PS-E04	FLA-2-11-2L		
[130]	130	RT-O1-FI-PS-E04	FLA-2-11-2L		
[131]	131	RT-O1-FE-PS-E06	FLA-2-11-2L		
[132]	132	RT-O1-FI-PS-E06	FLA-2-11-2L		
[133]	133	RT-E1-FE-PS-E02	FLA-2-11-2L		
[134]	134	RT-E1-FI-PS-E02	FLA-2-11-2L		
[135]	135	RT-E1-FE-PS-E04	FLA-2-11-2L		
[136]	136	RT-E1-FI-PS-E04	FLA-2-11-2L		
[137]	137	RT-E1-FE-PS-E06	FLA-2-11-2L		
[138]	138	RT-E1-FI-PS-E06	FLA-2-11-2L		
[139]	139	RT-O2-FE-PS-E02	FLA-2-11-2L		
[140]	140	RT-O3-FE-PS-E02	FLA-2-11-2L		
[141]	141	RT-O2-FI-PS-E04	FLA-2-11-2L		

		[142]	142	RT-O2-FI-PS-E06	FLA-2-11-2L	
		[143]	143	RT-E2-FI-PS-E02	FLA-2-11-2L	
		[144]	144	RT-E3-FI-PS-E02	FLA-2-11-2L	
		[145]	145	RT-E2-FI-PS-E04	FLA-2-11-2L	
		[146]	146	RT-E2-FI-PS-E06	FLA-2-11-2L	
<b>INSTRUMENTACIÓN EXTERNA</b>	<b>φ</b> <b>BASE</b>	[147]	147	CB-CE-CN-PV-005	Transductor CDP-25	CB : Curvatura en la Base
		[148]	148	CB-CO-CN-PV-005	Transductor CDP-25	
	<b>ZAPATA</b>	[149]	149	DZ-CE-CC-PV-000	Transductor CDP-10	DC : Desplazamiento de Zapata
		[150]	150	DZ-CO-CC-PV-000	Transductor CDP-10	
		[151]	151	DZ-CO-CC-PH-000	Transductor CDP-25	
	<b>CARGA AXIAL</b>	[152]	152	CA-CN	CLC-50AW	CA : Carga axial
		[153]	153	CA-CS	CLC-50AW	

Tabla C.2 Listado de instrumentación de espécimen PH3

	Canal	Número	Designación	Tipo /Ref. de Equipo	Descripción Nomenclatura	
Carga	[000]	0	CL-CE-CC-PH-450	TCLP-100BW		
<b>DESPLAZAMIENTO LATERAL</b>	[001]	1	DL-CO-CC-PH-408	Transductor SDP-200R	DL : Desplazamiento Lateral CO/CE : Cara Oeste/Cara Este CC/CN : Costado Central/Costado Norte PH : Posición Horizontal 050/100/200/300/408 : Altura en cm	
	[002]	2	DL-CE-CC-PH-408	Transductor SDP-200R		
	[003]	3	DL-CO-CC-PH-408	Transductor SDP-200R		
	[004]	4	DL-CE-CC-PH-408	Transductor SDP-200R		
	[005]	5	DL-CO-CC-PH-300	Transductor SDP-200R		
	[006]	6	DL-CE-CC-PH-300	Transductor SDP-200R		
	[007]	7	DL-CO-CC-PH-200	Transductor SDP-200R		
	[008]	8	DL-CE-CC-PH-200	Transductor CDP-100		
	[009]	9	DL-CO-CC-PH-100	Transductor CDP-100		
	[010]	10	DL-CO-CC-PH-050	Transductor CDP-100		
<b>INSTRUMENTACIÓN EXTERNA</b>	<b>CURVATURA EN LA BASE</b>	[011]	11	CB-CE-CC-PV-100	Transductor CDP-25	CB : Curvatura en la base CE/CO : Cara Este/Cara Oeste CC/CN/CS : Costado Central/Costado Norte/Costado Sur PV : Posición Vertical 025/050/075/100 : Altura en cm
		[012]	12	CB-CE-CC-PV-075	Transductor CDP-25	
		[013]	13	CB-CE-CC-PV-050	Transductor CDP-50	
		[014]	14	CB-CE-CC-PV-025	Transductor CDP-50	
		[015]	15	CB-CE-CN-PV-100	Transductor CDP-25	
		[016]	16	CB-CE-CN-PV-075	Transductor CDP-25	
		[017]	17	CB-CE-CN-PV-050	Transductor CDP-50	
		[018]	18	CB-CE-CN-PV-025	Transductor CDP-50	
		[019]	19	CB-CE-CS-PV-100	Transductor CDP-25	
		[020]	20	CB-CE-CS-PV-075	Transductor CDP-25	
	[021]	21	CB-CE-CS-PV-050	Transductor CDP-50		
	[022]	22	CB-CE-CS-PV-025	Transductor CDP-50		
	[023]	23	CB-CO-CC-PV-100	Transductor CDP-25		
	[024]	24	CB-CO-CC-PV-075	Transductor CDP-25		
	[025]	25	CB-CO-CC-PV-050	Transductor CDP-50		
	[026]	26	CB-CO-CC-PV-025	Transductor CDP-50		
	[027]	27	CB-CO-CN-PV-100	Transductor CDP-25		
	[028]	28	CB-CO-CN-PV-075	Transductor CDP-25		
	[029]	29	CB-CO-CN-PV-050	Transductor CDP-50		
	[030]	30	CB-CO-CN-PV-025	Transductor CDP-50		
	[031]	31	CB-CO-CS-PV-100	Transductor CDP-25		
	[032]	32	CB-CO-CS-PV-075	Transductor CDP-25		

<b>INSTRUMENTACIÓN EXTERNA</b>	<b>DESPLAZAMIENTO POR CORTE</b>	[033]	33	CB-CO-CS-PV-050	Transductor CDP-50	DC : Desplazamiento por Corte CN : Cara Norte CE/CO : Costado Este/Costado Oeste PV/PD : Posición Vertical/Posición Diagonal 050/100/200/300/450 : Altura en cm
		[034]	34	CB-CO-CS-PV-025	Transductor CDP-50	
		[035]	35	DC-CN-CE-PV-450	Transductor CDP-25	
		[036]	36	DC-CN-CO-PV-450	Transductor CDP-25	
		[037]	37	DC-CN-CE-PD-450	Transductor CDP-25	
		[038]	38	DC-CN-CO-PD-450	Transductor CDP-25	
		[039]	39	DC-CN-CE-PV-300	Transductor CDP-25	
		[040]	40	DC-CN-CO-PV-300	Transductor CDP-25	
		[041]	41	DC-CN-CE-PD-300	Transductor CDP-25	
		[042]	42	DC-CN-CO-PD-300	Transductor CDP-25	
		[043]	43	DC-CN-CE-PV-200	Transductor CDP-50	
		[044]	44	DC-CN-CO-PV-200	Transductor CDP-50	
		[045]	45	DC-CN-CE-PD-200	Transductor CDP-50	
		[046]	46	DC-CN-CO-PD-200	Transductor CDP-50	
		[047]	47	DC-CN-CE-PV-100	Transductor CDP-50	
		[048]	48	DC-CN-CO-PV-100	Transductor CDP-50	
		[049]	49	DC-CN-CE-PD-100	Transductor CDP-50	
		[050]	50	DC-CN-CO-PD-100	Transductor CDP-50	
		[051]	51	DC-CN-CE-PV-050	Transductor CDP-50	
		[052]	52	DC-CN-CO-PV-050	Transductor CDP-50	
[053]	53	DC-CN-CE-PD-050	Transductor CDP-50			
[054]	54	DC-CN-CO-PD-050	Transductor CDP-50			
<b>INSTRUMENTACIÓN INTERNA</b>	<b>REFUERZO LONGITUDINAL</b>	[055]	55	RL-N1-FE-PE-005	FLA-2-11-2L	RL : Refuerzo Longitudinal N3/S3/O3/E3 : Norte 3/Sur 3/Oeste 3/Este 3 FE/FI : Fila Externa/Fila Interna PE/PI : Perímetro Externo/Perímetro Interno 005/055/105 : Altura en cm
		[056]	56	RL-N1-FE-PI-005	FLA-2-11-2L	
		[057]	57	RL-N2-FE-PE-005	FLA-2-11-2L	
		[058]	58	RL-N2-FE-PI-005	FLA-2-11-2L	
		[059]	59	RL-N2-FI-PE-005	FLA-2-11-2L	
		[060]	60	RL-N2-FI-PI-005	FLA-2-11-2L	
		[061]	61	RL-N3-FE-PE-005	FLA-2-11-2L	
		[062]	62	RL-N3-FE-PI-005	FLA-2-11-2L	
		[063]	63	RL-N3-FI-PE-005	FLA-2-11-2L	
		[064]	64	RL-N3-FI-PI-005	FLA-2-11-2L	
		[065]	65	RL-N4-FE-PE-005	FLA-2-11-2L	
		[066]	66	RL-N4-FE-PI-005	FLA-2-11-2L	
		[067]	67	RL-N1-FE-PE-055	FLA-2-11-2L	
		[068]	68	RL-N1-FE-PI-055	FLA-2-11-2L	

**INSTRUMENTACIÓN INTERNA****REFUERZO LONGITUDINAL**

---

[069]	69	RL-N2-FE-PE-055	FLA-2-11-2L
[070]	70	RL-N2-FE-PI-055	FLA-2-11-2L
[071]	71	RL-N2-FI-PE-055	FLA-2-11-2L
[072]	72	RL-N2-FI-PI-055	FLA-2-11-2L
[073]	73	RL-N3-FE-PE-055	FLA-2-11-2L
[074]	74	RL-N3-FE-PI-055	FLA-2-11-2L
[075]	75	RL-N3-FI-PE-055	FLA-2-11-2L
[076]	76	RL-N3-FI-PI-055	FLA-2-11-2L
[077]	77	RL-N4-FE-PE-055	FLA-2-11-2L
[078]	78	RL-N4-FE-PI-055	FLA-2-11-2L
[079]	79	RL-N1-FE-PE-105	FLA-2-11-2L
[080]	80	RL-N1-FE-PI-105	FLA-2-11-2L
[081]	81	RL-N2-FE-PE-105	FLA-2-11-2L
[082]	82	RL-N2-FE-PI-105	FLA-2-11-2L
[083]	83	RL-N2-FI-PE-105	FLA-2-11-2L
[084]	84	RL-N2-FI-PI-105	FLA-2-11-2L
[085]	85	RL-N3-FE-PE-105	FLA-2-11-2L
[086]	86	RL-N3-FE-PI-105	FLA-2-11-2L
[087]	87	RL-N3-FI-PE-105	FLA-2-11-2L
[088]	88	RL-N3-FI-PI-105	FLA-2-11-2L
[089]	89	RL-N4-FE-PE-105	FLA-2-11-2L
[090]	90	RL-N4-FE-PI-105	FLA-2-11-2L
[091]	91	RL-S1-FE-PE-005	FLA-2-11-2L
[092]	92	RL-S1-FE-PI-005	FLA-2-11-2L
[093]	93	RL-S2-FE-PE-005	FLA-2-11-2L
[094]	94	RL-S2-FE-PI-005	FLA-2-11-2L
[095]	95	RL-S1-FE-PE-055	FLA-2-11-2L
[096]	96	RL-S1-FE-PI-055	FLA-2-11-2L
[097]	97	RL-S2-FE-PE-055	FLA-2-11-2L
[098]	98	RL-S2-FE-PI-055	FLA-2-11-2L
[099]	99	RL-S1-FE-PE-105	FLA-2-11-2L
[100]	100	RL-S1-FE-PI-105	FLA-2-11-2L
[101]	101	RL-S2-FE-PE-105	FLA-2-11-2L
[102]	102	RL-S2-FE-PI-105	FLA-2-11-2L
[103]	103	RL-O1-FE-PE-005	FLA-2-11-2L
[104]	104	RL-O1-FE-PI-005	FLA-2-11-2L
[105]	105	RL-O1-FI-PE-005	FLA-2-11-2L

---

RL : Refuerzo Longitudinal

N3/S3/O3/E3 : Norte 3/Sur 3/Oeste 3/Este 3

FE/FI : Fila Externa/Fila Interna

PE/PI : Perímetro Externo/Perímetro Interno

005/055/105 : Altura en cm



<b>INSTRUMENTACIÓN INTERNA</b>	<b>REFUERZO LONGITUDINAL</b>	[106]	106	RL-O1-FI-PI-005	FLA-2-11-2L	<b>RL : Refuerzo Longitudinal</b> <b>N3/S3/O3/E3 : Norte 3/Sur 3/Oeste 3/Este 3</b> <b>FE/FI : Fila Externa/Fila Interna</b> <b>PE/PI : Perímetro Externo/Perímetro Interno</b> <b>005/055/105 : Altura en cm</b>			
		[107]	107	RL-O1-FE-PE-055	FLA-2-11-2L				
		[108]	108	RL-O1-FE-PI-055	FLA-2-11-2L				
		[109]	109	RL-O1-FI-PE-055	FLA-2-11-2L				
		[110]	110	RL-O1-FI-PI-055	FLA-2-11-2L				
		[111]	111	RL-O1-FE-PE-105	FLA-2-11-2L				
		[112]	112	RL-O1-FE-PI-105	FLA-2-11-2L				
		[113]	113	RL-O1-FI-PE-105	FLA-2-11-2L				
		[114]	114	RL-O1-FI-PI-105	FLA-2-11-2L				
		[115]	115	RL-E1-FE-PE-005	FLA-2-11-2L				
		[116]	116	RL-E1-FE-PI-005	FLA-2-11-2L				
		[117]	117	RL-E1-FI-PE-005	FLA-2-11-2L				
		[118]	118	RL-E1-FI-PI-005	FLA-2-11-2L				
		[119]	119	RL-E1-FE-PE-055	FLA-2-11-2L				
		[120]	120	RL-E1-FE-PI-055	FLA-2-11-2L				
		[121]	121	RL-E1-FI-PE-055	FLA-2-11-2L				
		[122]	122	RL-E1-FI-PI-055	FLA-2-11-2L				
		[123]	123	RL-E1-FE-PE-105	FLA-2-11-2L				
		[124]	124	RL-E1-FE-PI-105	FLA-2-11-2L				
		[125]	125	RL-E1-FI-PE-105	FLA-2-11-2L				
		[126]	126	RL-E1-FI-PI-105	FLA-2-11-2L				
			<b>REFUERZO TRANSVERSAL</b>	[127]	127		RT-O1-FE-PS-E02	FLA-2-11-2L	<b>RT : Refuerzo Transversal</b> <b>O1/E1/O2/E2 : Oeste 1/Este 1/Oeste 2/Este 2</b> <b>FE/FI : Fila Externa/Fila Interna</b> <b>PS/PI : Perímetro Superior/Perímetro Inferior</b> <b>E02/E04/E06 : Número de estribo de abajo hacia arriba</b>
				[128]	128		RT-O1-FI-PS-E02	FLA-2-11-2L	
				[129]	129		RT-O2-FE-PS-E02	FLA-2-11-2L	
				[130]	130		RT-O2-FI-PS-E02	FLA-2-11-2L	
				[131]	131		RT-O3-FE-PS-E02	FLA-2-11-2L	
[132]	132			RT-O3-FI-PS-E02	FLA-2-11-2L				
[133]	133			RT-O1-FE-PS-E04	FLA-2-11-2L				
[134]	134			RT-O1-FI-PS-E04	FLA-2-11-2L				
[135]	135			RT-O2-FE-PS-E04	FLA-2-11-2L				
[136]	136			RT-O2-FI-PS-E04	FLA-2-11-2L				
[137]	137			RT-O3-FE-PS-E04	FLA-2-11-2L				
[138]	138			RT-O3-FI-PS-E04	FLA-2-11-2L				
[139]	139			RT-O1-FE-PS-E06	FLA-2-11-2L				
[140]	140			RT-O1-FI-PS-E06	FLA-2-11-2L				
[141]	141			RT-O2-FE-PS-E06	FLA-2-11-2L				

<b>INSTRUMENTACIÓN INTERNA</b>	<b>REFUERZO TRANSVERSAL</b>	[142]	142	RT-O2-FI-PS-E06	FLA-2-11-2L	RT : Refuerzo Transversal O1/E1/O2/E2 : Oeste 1/Este 1/Oeste 2/Este 2 FE/FI : Fila Externa/Fila Interna PS/PI : Perímetro Superior/Perímetro Inferior E02/E04/E06 : Número de estribo de abajo hacia arriba
		[143]	143	RT-O3-FE-PS-E06	FLA-2-11-2L	
		[144]	144	RT-O3-FI-PS-E06	FLA-2-11-2L	
		[145]	145	RT-E1-FE-PS-E02	FLA-2-11-2L	
		[146]	146	RT-E1-FI-PS-E02	FLA-2-11-2L	
		[147]	147	RT-E2-FE-PS-E02	FLA-2-11-2L	
		[148]	148	RT-E2-FI-PS-E02	FLA-2-11-2L	
		[149]	149	RT-E3-FE-PS-E02	FLA-2-11-2L	
		[150]	150	RT-E3-FI-PS-E02	FLA-2-11-2L	
		[151]	151	RT-E1-FE-PS-E04	FLA-2-11-2L	
		[152]	152	RT-E1-FI-PS-E04	FLA-2-11-2L	
		[153]	153	RT-E2-FE-PS-E04	FLA-2-11-2L	
		[154]	154	RT-E2-FI-PS-E04	FLA-2-11-2L	
		[155]	155	RT-E3-FE-PS-E04	FLA-2-11-2L	
		[156]	156	RT-E3-FI-PS-E04	FLA-2-11-2L	
		[157]	157	RT-E1-FE-PS-E06	FLA-2-11-2L	
		[158]	158	RT-E1-FI-PS-E06	FLA-2-11-2L	
		[159]	159	RT-E2-FE-PS-E06	FLA-2-11-2L	
		[160]	160	RT-E2-FI-PS-E06	FLA-2-11-2L	
		[161]	161	RT-E3-FE-PS-E06	FLA-2-11-2L	
[162]	162	RT-E3-FI-PS-E06	FLA-2-11-2L			
<b>INSTRUMENTACIÓN EXTERNA</b>	<b>φ BASE</b>	[163]	163	CB-CE-CN-PV-005	Transductor CDP-25	CB : Curvatura en la Base
		[164]	164	CB-CO-CN-PV-005	Transductor CDP-25	
	<b>ZAPATA</b>	[165]	165	DZ-CE-CC-PV-000	Transductor CDP-10	DC : Desplazamiento de Zapata
		[166]	166	DZ-CO-CC-PV-000	Transductor CDP-10	
		[167]	167	DZ-CO-CC-PH-000	Transductor CDP-25	
	<b>CARGA AXIAL</b>	[168]	168	CA-CN	CLC-50AW	CA : Carga axial
[169]		169	CA-CS	CLC-50AW		

**Tabla C.3 Listado de instrumentación de espécimen PH4**

	Canal	Número	Designación	Tipo /Ref. de Equipo	Descripción Nomenclatura
	Carga	[000]	0	CL-CE-CC-PH-450	TCLP-100BW
<b>DESPLAZAMIENTO LATERAL</b>		[001]	1	DL-CO-CC-PH-408	Transductor SDP-200R
		[002]	2	DL-CE-CC-PH-408	Transductor SDP-200R
		[003]	3	DL-CO-CC-PH-408	Transductor SDP-200R
		[004]	4	DL-CE-CC-PH-408	Transductor SDP-200R
		[005]	5	DL-CO-CC-PH-300	Transductor SDP-200R
		[006]	6	DL-CE-CC-PH-300	Transductor SDP-200R
		[007]	7	DL-CO-CC-PH-200	Transductor SDP-200R
		[008]	8	DL-CE-CC-PH-200	Transductor CDP-100
		[009]	9	DL-CO-CC-PH-100	Transductor CDP-100
		[010]	10	DL-CO-CC-PH-050	Transductor CDP-100
<b>INSTRUMENTACIÓN EXTERNA</b>	<b>CURVATURA EN LA BASE</b>	[011]	11	CB-CE-CC-PV-100	Transductor CDP-25
		[012]	12	CB-CE-CC-PV-075	Transductor CDP-25
		[013]	13	CB-CE-CC-PV-050	Transductor CDP-50
		[014]	14	CB-CE-CC-PV-025	Transductor CDP-50
		[015]	15	CB-CE-CN-PV-100	Transductor CDP-25
		[016]	16	CB-CE-CN-PV-075	Transductor CDP-25
		[017]	17	CB-CE-CN-PV-050	Transductor CDP-50
		[018]	18	CB-CE-CN-PV-025	Transductor CDP-50
		[019]	19	CB-CE-CS-PV-100	Transductor CDP-25
		[020]	20	CB-CE-CS-PV-075	Transductor CDP-25
		[021]	21	CB-CE-CS-PV-050	Transductor CDP-50
	[022]	22	CB-CE-CS-PV-025	Transductor CDP-50	
	[023]	23	CB-CO-CC-PV-100	Transductor CDP-25	
	[024]	24	CB-CO-CC-PV-075	Transductor CDP-25	
	[025]	25	CB-CO-CC-PV-050	Transductor CDP-50	
	[026]	26	CB-CO-CC-PV-025	Transductor CDP-50	
	[027]	27	CB-CO-CN-PV-100	Transductor CDP-25	
	[028]	28	CB-CO-CN-PV-075	Transductor CDP-25	
	[029]	29	CB-CO-CN-PV-050	Transductor CDP-50	
	[030]	30	CB-CO-CN-PV-025	Transductor CDP-50	
	[031]	31	CB-CO-CS-PV-100	Transductor CDP-25	
	[032]	32	CB-CO-CS-PV-075	Transductor CDP-25	

DL : Desplazamiento Lateral  
CO/CE : Cara Oeste/Cara Este  
CC/CN : Costado Central/Costado Norte  
PH : Posición Horizontal  
050/100/200/300/408 : Altura en cm

CB : Curvatura en la base  
CE/CO : Cara Este/Cara Oeste  
CC/CN/CS : Costado Central/Costado Norte/Costado Sur  
PV : Posición Vertical  
025/050/075/100 : Altura en cm

<b>INSTRUMENTACIÓN EXTERNA</b>	<b>DESPLAZAMIENTO POR CORTE</b>	[033]	33	CB-CO-CS-PV-050	Transductor CDP-50	DC : Desplazamiento por Corte CN : Cara Norte CE/CO : Costado Este/Costado Oeste PV/PD : Posición Vertical/Posición Diagonal 050/100/200/300/450 : Altura en cm
		[034]	34	CB-CO-CS-PV-025	Transductor CDP-50	
		[035]	35	DC-CN-CE-PV-450	Transductor CDP-25	
		[036]	36	DC-CN-CO-PV-450	Transductor CDP-25	
		[037]	37	DC-CN-CE-PD-450	Transductor CDP-25	
		[038]	38	DC-CN-CO-PD-450	Transductor CDP-25	
		[039]	39	DC-CN-CE-PV-300	Transductor CDP-25	
		[040]	40	DC-CN-CO-PV-300	Transductor CDP-25	
		[041]	41	DC-CN-CE-PD-300	Transductor CDP-25	
		[042]	42	DC-CN-CO-PD-300	Transductor CDP-25	
		[043]	43	DC-CN-CE-PV-200	Transductor CDP-50	
		[044]	44	DC-CN-CO-PV-200	Transductor CDP-50	
		[045]	45	DC-CN-CE-PD-200	Transductor CDP-50	
		[046]	46	DC-CN-CO-PD-200	Transductor CDP-50	
		[047]	47	DC-CN-CE-PV-100	Transductor CDP-50	
		[048]	48	DC-CN-CO-PV-100	Transductor CDP-50	
		[049]	49	DC-CN-CE-PD-100	Transductor CDP-50	
		[050]	50	DC-CN-CO-PD-100	Transductor CDP-50	
		[051]	51	DC-CN-CE-PV-050	Transductor CDP-50	
		[052]	52	DC-CN-CO-PV-050	Transductor CDP-50	
[053]	53	DC-CN-CE-PD-050	Transductor CDP-50			
[054]	54	DC-CN-CO-PD-050	Transductor CDP-50			
<b>INSTRUMENTACIÓN INTERNA</b>	<b>REFUERZO LONGITUDINAL</b>	[055]	55	RL-N1-FI-PE-005	FLA-2-11-2L	RL : Refuerzo Longitudinal N3/S3/O3/E3 : Norte 3/Sur 3/Oeste 3/Este 3 FE/FI : Fila Externa/Fila Interna PE/PI : Perímetro Externo/Perímetro Interno 005/060/110/120/135/150/180/240/300/360 : Altura en cm *profundidad
		[056]	56	RL-N1-FI-PI-005	FLA-2-11-2L	
		[057]	57	RL-N2-FI-PE-005	FLA-2-11-2L	
		[058]	58	RL-N2-FI-PI-005	FLA-2-11-2L	
		[059]	59	RL-N3-FI-PE-005	FLA-2-11-2L	
		[060]	60	RL-N3-FI-PI-005	FLA-2-11-2L	
		[061]	61	RL-N4-FI-PE-005	FLA-2-11-2L	
		[062]	62	RL-N4-FI-PI-005	FLA-2-11-2L	
		[063]	63	RL-N1-FI-PE-060	FLA-2-11-2L	
		[064]	64	RL-N1-FI-PI-060	FLA-2-11-2L	
		[065]	65	RL-N2-FI-PE-060	FLA-2-11-2L	
		[066]	66	RL-N2-FI-PI-060	FLA-2-11-2L	
		[067]	67	RL-N3-FI-PE-060	FLA-2-11-2L	
		[068]	68	RL-N3-FI-PI-060	FLA-2-11-2L	

	[069]	69	RL-N4-FI-PE-060	FLA-2-11-2L	
	[070]	70	RL-N4-FI-PI-060	FLA-2-11-2L	
	[071]	71	RL-N1-FI-PI-110	FLA-2-11-2L	
	[072]	72	RL-N4-FI-PI-110	FLA-2-11-2L	
	[073]	73	RL-N1-FI-PI-120	FLA-2-11-2L	
	[074]	74	RL-N4-FI-PI-120	FLA-2-11-2L	
	[075]	75	RL-N1-FI-PI-135	FLA-2-11-2L	
	[076]	76	RL-N4-FI-PI-135	FLA-2-11-2L	
	[077]	77	RL-N1-FI-PI-150	FLA-2-11-2L	
	[078]	78	RL-N4-FI-PI-150	FLA-2-11-2L	
	[079]	79	RL-N1-FI-PI-180	FLA-2-11-2L	
	[080]	80	RL-N4-FI-PI-180	FLA-2-11-2L	
	[081]	81	RL-N1-FI-PI-240	FLA-2-11-2L	
	[082]	82	RL-N4-FI-PI-240	FLA-2-11-2L	
	[083]	83	RL-N1-FI-PI-300	FLA-2-11-2L	
	[084]	84	RL-N4-FI-PI-300	FLA-2-11-2L	
	[085]	85	RL-N1-FI-PI-360	FLA-2-11-2L	
	[086]	86	RL-N4-FI-PI-360	FLA-2-11-2L	
	[087]	87	RL-N1-FI-PI-007*	FLA-2-11-2L	
	[088]	88	RL-N2-FI-PI-007*	FLA-2-11-2L	
	[089]	89	RL-N3-FI-PI-007*	FLA-2-11-2L	
	[090]	90	RL-N4-FI-PI-007*	FLA-2-11-2L	
	[091]	91	RL-N1-FI-PI-014*	FLA-2-11-2L	
	[092]	92	RL-N4-FI-PI-014*	FLA-2-11-2L	
	[093]	93	RL-N1-FI-PI-025*	FLA-2-11-2L	
	[094]	94	RL-N2-FI-PI-025*	FLA-2-11-2L	
	[095]	95	RL-N3-FI-PI-025*	FLA-2-11-2L	
	[096]	96	RL-N4-FI-PI-025*	FLA-2-11-2L	
	[097]	97	RL-N1-FI-PI-045*	FLA-2-11-2L	
	[098]	98	RL-N2-FI-PI-045*	FLA-2-11-2L	
	[099]	99	RL-N3-FI-PI-045*	FLA-2-11-2L	
	[100]	100	RL-N4-FI-PI-045*	FLA-2-11-2L	
	[101]	101	RT-N1-FE-PI-E04	FLA-2-11-2L	
	[102]	102	RT-N1-FI-PI-E04	FLA-2-11-2L	
	[103]	103	RT-N2-FE-PI-E04	FLA-2-11-2L	

**INSTRUMENTACIÓN INTERNA**

**REFUERZO LONGITUDINAL**

RL : Refuerzo Longitudinal  
 N3/S3/O3/E3 : Norte 3/Sur 3/Oeste 3/Este 3  
 FE/FI : Fila Externa/Fila Interna  
 PE/PI : Perímetro Externo/Perímetro Interno  
 005/060/110/120/135/150/180/240/300/360 : Altura en cm  
 \*profundidad

---

**INSTRUMENTACIÓN INTERNA**

**REFUERZO TRANSVERSAL**

[104]	104	RT-N3-FE-PI-E04	FLA-2-11-2L
[105]	105	RT-N1-FE-PI-E09	FLA-2-11-2L
[106]	106	RT-N1-FI-PI-E09	FLA-2-11-2L
[107]	107	RT-N2-FE-PI-E09	FLA-2-11-2L
[108]	108	RT-N3-FE-PI-E09	FLA-2-11-2L
[109]	109	RT-N1-FE-PI-E14	FLA-2-11-2L
[110]	110	RT-N1-FI-PI-E14	FLA-2-11-2L
[111]	111	RT-N2-FE-PI-E14	FLA-2-11-2L
[112]	112	RT-N3-FE-PI-E14	FLA-2-11-2L
[113]	113	RT-S1-FE-PI-E04	FLA-2-11-2L
[114]	114	RT-S1-FI-PI-E04	FLA-2-11-2L
[115]	115	RT-S1-FE-PI-E09	FLA-2-11-2L
[116]	116	RT-S1-FI-PI-E09	FLA-2-11-2L
[117]	117	RT-S1-FE-PI-E14	FLA-2-11-2L
[118]	118	RT-S1-FI-PI-E14	FLA-2-11-2L
[119]	119	RT-O1-FE-PI-E04	FLA-2-11-2L
[120]	120	RT-O1-FI-PI-E04	FLA-2-11-2L
[121]	121	RT-O2-FE-PI-E04	FLA-2-11-2L
[122]	122	RT-O3-FE-PI-E04	FLA-2-11-2L
[123]	123	RT-O1-FE-PI-E09	FLA-2-11-2L
[124]	124	RT-O1-FI-PI-E09	FLA-2-11-2L
[125]	125	RT-O2-FE-PI-E09	FLA-2-11-2L
[126]	126	RT-O3-FE-PI-E09	FLA-2-11-2L
[127]	127	RT-O1-FE-PI-E14	FLA-2-11-2L
[128]	128	RT-O1-FI-PI-E14	FLA-2-11-2L
[129]	129	RT-O2-FE-PI-E14	FLA-2-11-2L
[130]	130	RT-O3-FE-PI-E14	FLA-2-11-2L
[131]	131	RT-E1-FE-PI-E04	FLA-2-11-2L
[132]	132	RT-E1-FI-PI-E04	FLA-2-11-2L
[133]	133	RT-E1-FE-PI-E09	FLA-2-11-2L
[134]	134	RT-E1-FI-PI-E09	FLA-2-11-2L
[135]	135	RT-E1-FE-PI-E14	FLA-2-11-2L
[136]	136	RT-E1-FI-PI-E14	FLA-2-11-2L

---

RT : Refuerzo Transversal

O1/E1/O2/E2 : Oeste 1/Este 1/Oeste 2/Este 2

FE/FI : Fila Externa/Fila Interna

PS/PI : Perímetro Superior/Perímetro Inferior

E04/E09/E14 : Número de estribo de abajo hacia arriba

<b>INSTRUMENTACIÓN EXTERNA</b>	<b>SEPARACIÓN DE JUNTA</b>	[137]	137	SJ-CE-CC-PV-000	Transductor CDP-10	SJ : Separación de Junta
		[138]	138	SJ-CO-CC-PV-000	Transductor CDP-10	
	<b>ZAPATA</b>	[139]	139	DZ-CE-CC-PV-000	Transductor CDP-10	DC : Desplazamiento de Zapata
		[140]	140	DZ-CO-CC-PV-000	Transductor CDP-10	
		[141]	141	DZ-CO-CC-PH-000	Transductor CDP-25	
	<b>CARGA AXIAL</b>	[142]	142	CA-CN	CLC-50AW	CA : Carga axial
		[143]	143	CA-CS	CLC-50AW	

**Tabla C.4 Listado de instrumentación de espécimen PH5**

	Canal	Número	Designación	Tipo /Ref. de Equipo	Descripción Nomenclatura
	Carga	[000]	0	CL-CE-CC-PH-450	TCLP-100BW
<b>DESPLAZAMIENTO LATERAL</b>		[001]	1	DL-CO-CC-PH-408	Transductor SDP-200R
		[002]	2	DL-CE-CC-PH-408	Transductor SDP-200R
		[003]	3	DL-CO-CC-PH-408	Transductor SDP-200R
		[004]	4	DL-CE-CC-PH-408	Transductor SDP-200R
		[005]	5	DL-CO-CC-PH-300	Transductor SDP-200R
		[006]	6	DL-CE-CC-PH-300	Transductor SDP-200R
		[007]	7	DL-CO-CC-PH-200	Transductor SDP-200R
		[008]	8	DL-CE-CC-PH-200	Transductor CDP-100
		[009]	9	DL-CO-CC-PH-100	Transductor CDP-100
		[010]	10	DL-CO-CC-PH-050	Transductor CDP-100
<b>INSTRUMENTACIÓN EXTERNA</b>	<b>CURVATURA EN LA BASE</b>	[011]	11	CB-CE-CC-PV-100	Transductor CDP-25
		[012]	12	CB-CE-CC-PV-075	Transductor CDP-25
		[013]	13	CB-CE-CC-PV-050	Transductor CDP-50
		[014]	14	CB-CE-CC-PV-025	Transductor CDP-50
		[015]	15	CB-CE-CN-PV-100	Transductor CDP-25
		[016]	16	CB-CE-CN-PV-075	Transductor CDP-25
		[017]	17	CB-CE-CN-PV-050	Transductor CDP-50
		[018]	18	CB-CE-CN-PV-025	Transductor CDP-50
		[019]	19	CB-CE-CS-PV-100	Transductor CDP-25
		[020]	20	CB-CE-CS-PV-075	Transductor CDP-25
	[021]	21	CB-CE-CS-PV-050	Transductor CDP-50	
	[022]	22	CB-CE-CS-PV-025	Transductor CDP-50	
	[023]	23	CB-CO-CC-PV-100	Transductor CDP-25	
	[024]	24	CB-CO-CC-PV-075	Transductor CDP-25	
	[025]	25	CB-CO-CC-PV-050	Transductor CDP-50	
	[026]	26	CB-CO-CC-PV-025	Transductor CDP-50	
	[027]	27	CB-CO-CN-PV-100	Transductor CDP-25	
	[028]	28	CB-CO-CN-PV-075	Transductor CDP-25	
	[029]	29	CB-CO-CN-PV-050	Transductor CDP-50	
	[030]	30	CB-CO-CN-PV-025	Transductor CDP-50	
	[031]	31	CB-CO-CS-PV-100	Transductor CDP-25	
	[032]	32	CB-CO-CS-PV-075	Transductor CDP-25	

DL : Desplazamiento Lateral  
CO/CE : Cara Oeste/Cara Este  
CC/CN : Costado Central/Costado Norte  
PH : Posición Horizontal  
050/100/200/300/408 : Altura en cm

CB : Curvatura en la base  
CE/CO : Cara Este/Cara Oeste  
CC/CN/CS : Costado Central/Costado Norte/Costado Sur  
PV : Posición Vertical  
025/050/075/100 : Altura en cm



<b>INSTRUMENTACIÓN EXTERNA</b>	<b>DESPLAZAMIENTO POR CORTE</b>	[033]	33	CB-CO-CS-PV-050	Transductor CDP-50	DC : Desplazamiento por Corte CN : Cara Norte CE/CO : Costado Este/Costado Oeste PV/PD : Posición Vertical/Posición Diagonal 050/100/200/300/450 : Altura en cm
		[034]	34	CB-CO-CS-PV-025	Transductor CDP-50	
		[035]	35	DC-CN-CE-PV-450	Transductor CDP-25	
		[036]	36	DC-CN-CO-PV-450	Transductor CDP-25	
		[037]	37	DC-CN-CE-PD-450	Transductor CDP-25	
		[038]	38	DC-CN-CO-PD-450	Transductor CDP-25	
		[039]	39	DC-CN-CE-PV-300	Transductor CDP-25	
		[040]	40	DC-CN-CO-PV-300	Transductor CDP-25	
		[041]	41	DC-CN-CE-PD-300	Transductor CDP-25	
		[042]	42	DC-CN-CO-PD-300	Transductor CDP-25	
		[043]	43	DC-CN-CE-PV-200	Transductor CDP-50	
		[044]	44	DC-CN-CO-PV-200	Transductor CDP-50	
		[045]	45	DC-CN-CE-PD-200	Transductor CDP-50	
		[046]	46	DC-CN-CO-PD-200	Transductor CDP-50	
		[047]	47	DC-CN-CE-PV-100	Transductor CDP-50	
		[048]	48	DC-CN-CO-PV-100	Transductor CDP-50	
		[049]	49	DC-CN-CE-PD-100	Transductor CDP-50	
		[050]	50	DC-CN-CO-PD-100	Transductor CDP-50	
		[051]	51	DC-CN-CE-PV-050	Transductor CDP-50	
		[052]	52	DC-CN-CO-PV-050	Transductor CDP-50	
[053]	53	DC-CN-CE-PD-050	Transductor CDP-50			
[054]	54	DC-CN-CO-PD-050	Transductor CDP-50			
<b>INSTRUMENTACIÓN INTERNA</b>	<b>REFUERZO LONGITUDINAL</b>	[055]	55	RL-N1-FI-PE-005	FLA-2-11-2L	RL : Refuerzo Longitudinal N3/S3/O3/E3 : Norte 3/Sur 3/Oeste 3/Este 3 FE/FI : Fila Externa/Fila Interna PE/PI : Perímetro Externo/Perímetro Interno 005/060/110/120/135/150/180/240/300/360 : Altura en cm *profundidad
		[056]	56	RL-N1-FI-PI-005	FLA-2-11-2L	
		[057]	57	RL-N2-FI-PE-005	FLA-2-11-2L	
		[058]	58	RL-N2-FI-PI-005	FLA-2-11-2L	
		[059]	59	RL-N3-FI-PE-005	FLA-2-11-2L	
		[060]	60	RL-N3-FI-PI-005	FLA-2-11-2L	
		[061]	61	RL-N4-FI-PE-005	FLA-2-11-2L	
		[062]	62	RL-N4-FI-PI-005	FLA-2-11-2L	
		[063]	63	RL-N1-FI-PE-060	FLA-2-11-2L	
		[064]	64	RL-N1-FI-PI-060	FLA-2-11-2L	
		[065]	65	RL-N2-FI-PE-060	FLA-2-11-2L	
		[066]	66	RL-N2-FI-PI-060	FLA-2-11-2L	
		[067]	67	RL-N3-FI-PE-060	FLA-2-11-2L	
		[068]	68	RL-N3-FI-PI-060	FLA-2-11-2L	

	[069]	69	RL-N4-FI-PE-060	FLA-2-11-2L	
	[070]	70	RL-N4-FI-PI-060	FLA-2-11-2L	
	[071]	71	RL-N1-FI-PI-110	FLA-2-11-2L	
	[072]	72	RL-N4-FI-PI-110	FLA-2-11-2L	
	[073]	73	RL-N1-FI-PI-120	FLA-2-11-2L	
	[074]	74	RL-N4-FI-PI-120	FLA-2-11-2L	
	[075]	75	RL-N1-FI-PI-135	FLA-2-11-2L	
	[076]	76	RL-N4-FI-PI-135	FLA-2-11-2L	
	[077]	77	RL-N1-FI-PI-150	FLA-2-11-2L	
	[078]	78	RL-N4-FI-PI-150	FLA-2-11-2L	
	[079]	79	RL-N1-FI-PI-180	FLA-2-11-2L	
	[080]	80	RL-N4-FI-PI-180	FLA-2-11-2L	
	[081]	81	RL-N1-FI-PI-240	FLA-2-11-2L	
	[082]	82	RL-N4-FI-PI-240	FLA-2-11-2L	
	[083]	83	RL-N1-FI-PI-300	FLA-2-11-2L	
	[084]	84	RL-N4-FI-PI-300	FLA-2-11-2L	
	[085]	85	RL-N1-FI-PI-360	FLA-2-11-2L	
	[086]	86	RL-N4-FI-PI-360	FLA-2-11-2L	
	[087]	87	RL-N1-FI-PI-007*	FLA-2-11-2L	
	[088]	88	RL-N2-FI-PI-007*	FLA-2-11-2L	
	[089]	89	RL-N3-FI-PI-007*	FLA-2-11-2L	
	[090]	90	RL-N4-FI-PI-007*	FLA-2-11-2L	
	[091]	91	RL-N1-FI-PI-014*	FLA-2-11-2L	
	[092]	92	RL-N4-FI-PI-014*	FLA-2-11-2L	
	[093]	93	RL-N1-FI-PI-025*	FLA-2-11-2L	
	[094]	94	RL-N2-FI-PI-025*	FLA-2-11-2L	
	[095]	95	RL-N3-FI-PI-025*	FLA-2-11-2L	
	[096]	96	RL-N4-FI-PI-025*	FLA-2-11-2L	
	[097]	97	RL-N1-FI-PI-045*	FLA-2-11-2L	
	[098]	98	RL-N2-FI-PI-045*	FLA-2-11-2L	
	[099]	99	RL-N3-FI-PI-045*	FLA-2-11-2L	
	[100]	100	RL-N4-FI-PI-045*	FLA-2-11-2L	
	[101]	101	RT-N1-FE-PI-E03	FLA-2-11-2L	
	[102]	102	RT-N1-FI-PI-E03	FLA-2-11-2L	
	[103]	103	RT-N2-FE-PI-E03	FLA-2-11-2L	

**INSTRUMENTACIÓN INTERNA**

**REFUERZO LONGITUDINAL**

RL : Refuerzo Longitudinal  
 N3/S3/O3/E3 : Norte 3/Sur 3/Oeste 3/Este 3  
 FE/FI : Fila Externa/Fila Interna  
 PE/PI : Perímetro Externo/Perímetro Interno  
 005/060/110/120/135/150/180/240/300/360 : Altura en cm  
 \*profundidad

---

**INSTRUMENTACIÓN INTERNA**

**REFUERZO TRANSVERSAL**

[104]	104	RT-N3-FE-PI-E03	FLA-2-11-2L
[105]	105	RT-N1-FE-PI-E07	FLA-2-11-2L
[106]	106	RT-N1-FI-PI-E07	FLA-2-11-2L
[107]	107	RT-N2-FE-PI-E07	FLA-2-11-2L
[108]	108	RT-N3-FE-PI-E07	FLA-2-11-2L
[109]	109	RT-N1-FE-PI-E11	FLA-2-11-2L
[110]	110	RT-N1-FI-PI-E11	FLA-2-11-2L
[111]	111	RT-N2-FE-PI-E11	FLA-2-11-2L
[112]	112	RT-N3-FE-PI-E11	FLA-2-11-2L
[113]	113	RT-S1-FE-PI-E03	FLA-2-11-2L
[114]	114	RT-S1-FI-PI-E03	FLA-2-11-2L
[115]	115	RT-S1-FE-PI-E07	FLA-2-11-2L
[116]	116	RT-S1-FI-PI-E07	FLA-2-11-2L
[117]	117	RT-S1-FE-PI-E11	FLA-2-11-2L
[118]	118	RT-S1-FI-PI-E11	FLA-2-11-2L
[119]	119	RT-O1-FE-PI-E03	FLA-2-11-2L
[120]	120	RT-O1-FI-PI-E03	FLA-2-11-2L
[121]	121	RT-O2-FE-PI-E03	FLA-2-11-2L
[122]	122	RT-O3-FE-PI-E03	FLA-2-11-2L
[123]	123	RT-O1-FE-PI-E07	FLA-2-11-2L
[124]	124	RT-O1-FI-PI-E07	FLA-2-11-2L
[125]	125	RT-O2-FE-PI-E07	FLA-2-11-2L
[126]	126	RT-O3-FE-PI-E07	FLA-2-11-2L
[127]	127	RT-O1-FE-PI-E11	FLA-2-11-2L
[128]	128	RT-O1-FI-PI-E11	FLA-2-11-2L
[129]	129	RT-O2-FE-PI-E11	FLA-2-11-2L
[130]	130	RT-O3-FE-PI-E11	FLA-2-11-2L
[131]	131	RT-E1-FE-PI-E03	FLA-2-11-2L
[132]	132	RT-E1-FI-PI-E03	FLA-2-11-2L
[133]	133	RT-E1-FE-PI-E07	FLA-2-11-2L
[134]	134	RT-E1-FI-PI-E07	FLA-2-11-2L
[135]	135	RT-E1-FE-PI-E11	FLA-2-11-2L
[136]	136	RT-E1-FI-PI-E11	FLA-2-11-2L

---

RT : Refuerzo Transversal

O1/E1/O2/E2 : Oeste 1/Este 1/Oeste 2/Este 2

FE/FI : Fila Externa/Fila Interna

PS/PI : Perímetro Superior/Perímetro Inferior

E03/E07/E11 : Número de estribo de abajo hacia arriba

<b>INSTRUMENTACIÓN EXTERNA</b>	<b>SEPARACIÓN DE JUNTA</b>	[137]	137	SJ-CE-CC-PV-000	Transductor CDP-10	SJ : Separación de Junta
		[138]	138	SJ-CO-CC-PV-000	Transductor CDP-10	
	<b>ZAPATA</b>	[139]	139	DZ-CE-CC-PV-000	Transductor CDP-10	DC : Desplazamiento de Zapata
		[140]	140	DZ-CO-CC-PV-000	Transductor CDP-10	
		[141]	141	DZ-CO-CC-PH-000	Transductor CDP-25	
	<b>CARGA AXIAL</b>	[142]	142	CA-CN	CLC-50AW	CA : Carga axial
		[143]	143	CA-CS	CLC-50AW	