



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

---

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES  
ACATLÁN

“ENSAYE SÍSMICO DE COLUMNAS DE  
PUENTES DE CONCRETO REFORZADO”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

ROMAN RUIZ LORA

ASESOR:  
DR. DARÍO RIVERA VARGAS



SANTA CRUZ ACATLÁN, NAUCALPAN, ESTADO DE MÉXICO

AGOSTO 2021



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.

Quiero dedicar este trabajo:

***A Dios:***

El divino creador por darme la vida, la sabiduría, y la oportunidad de salir adelante.

***A mi angelito:*** <sup>+</sup>

Quien desde el cielo me mira y siempre me acompaña, tú has sido mi principal motivación en la realización de este trabajo y a quien le ofrezco cada uno de mis logros.

***A mis padres Román y Jovita:***

Por el inmenso amor y cariño que desde siempre me han brindado, por impulsarme a seguir adelante, gracias por el apoyo incondicional que me dieron para poder cumplir ésta meta.

***A la familia Fonseca Téllez:***

A mi tío Adrián <sup>+</sup> que sin duda fue un gran ejemplo y al cual le agradezco infinitamente por su apoyo, siempre vivirá en mi corazón, a mis tías: Inés, Anel, Esther y a mis primas Natalie, Brenda y Valentina por brindarme su cariño, hospitalidad y apoyo incondicional durante mi estancia. Ellos tendrán por siempre mi agradecimiento además de un cariño especial.

***A Ruth Abigail:***

Por todo su amor, cariño, motivación y apoyo, además de su paciencia durante la realización de este trabajo.

## AGRADECIMIENTOS

Deseo expresar mis más cordiales agradecimientos a las siguientes personas e instituciones que aportaron en la creación de este proyecto de investigación.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por complementar mi formación profesional y darme herramientas para enfrentar la vida con una mejor visión.

Al Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) por permitir desarrollar dicho ensaye en sus instalaciones.

Al Consejo Mexiquense de Ciencia y Tecnología (COMECYT) por haberme otorgado una beca para realizar esta tesis.

Gracias a la Dirección General de Asuntos del Personal Académico de la UNAM (DGAPA) por el apoyo recibido para el desarrollo de este trabajo de investigación como parte del proyecto PAPIIT IT101921 "Enfoque multivariado para mejorar la estimación del riesgo sísmico de las construcciones"

Un agradecimiento especial al Dr. Darío Rivera Vargas, presidente del capítulo mexicano de la *International Association for Bridge and Structural Engineering* (IABSE) y expresidente de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (SMIS) y director de esta tesis, por su gran apoyo, el tiempo y la paciencia que ha dedicado para la realización de este trabajo, por darme la oportunidad de trabajar en este proyecto de investigación.

Al M.I. Leonardo E. Flores Corona, investigador del CENAPRED por compartir su experiencia, colaboración y su gran habilidad en la elaboración y ensaye de los prototipos, además de sus valiosas aportaciones a este trabajo.

Un agradecimiento al Ing. Martín Sánchez Muñoz, Dr. Saúl Esteban López Ríos y Dr. Armando Rafael Hermosillo Arteaga, por su gran apoyo, el tiempo y la paciencia que ha dedicado para revisar este trabajo.

Al señor Carlos Olmos, técnico del CENAPRED por sus invaluable consejos y su colaboración tan valiosa para la fase experimental de los prototipos.

Y a todas las demás personas, que de una u otra manera ayudaron en mi formación y fueron parte de este logro, gracias.

*"Construimos demasiados muros y no suficientes puentes".*

*(Isaac Newton)*

## **RESUMEN**

Se realizó un proyecto de investigación experimental sobre el ensaye sísmico de dos columnas de puentes vehiculares de concreto reforzado, sometidas a carga axial constante y carga lateral cíclica reversible. El objetivo de esta investigación radicó en definir diferentes niveles de desempeño para el diseño sísmico de columnas de puentes basado en desplazamientos.

Como resultados se obtuvieron curvas de histéresis de fuerza lateral contra desplazamiento horizontal, llegando hasta una distorsión lateral de tres por ciento. De igual forma se registraron deformaciones laterales en toda la altura y distorsión angular, así como las deformaciones medidas en barras y estribos/zunchos. Esta información fue capturada para diferentes niveles de daño, con el propósito de obtener índices de desempeño sísmico para definir y analizar diferentes estados límites de diseño basado en desplazamientos.

Esta investigación será de utilidad para prevenir daños importantes en puentes urbanos y carreteros ante sismos extraordinarios, así como para identificar aquellos puentes que puedan tener problemas en su servicio ante sismos frecuentes, al tomar en consideración que los puentes son líneas vitales de comunicación para el desarrollo de las comunidades, además de que tienen que ser seguros para prestar servicio ante eventuales desastres naturales.

# ÍNDICE

RESUMEN.....	IV
ÍNDICE.....	V

## CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

---

1.1 ANTECEDENTES.....	1
1.2 OBJETIVO Y ALCANCE.....	2
1.3 ORGANIZACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN .....	2

## CAPÍTULO 2 COMPORTAMIENTO Y DISEÑO SÍSMICO DE COLUMNAS DE PUENTES

---

2.1 DAÑO SÍSMICO OBSERVADO EN COLUMNAS DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO.....	4
2.2 ESTUDIOS EXPERIMENTALES .....	10
2.2.1 ANTECEDENTES .....	10
2.2.2 PARÁMETROS QUE AFECTAN EL DESEMPEÑO DE LAS COLUMNAS .....	10
2.3 CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO DE COLUMNAS DE PUENTES .....	12
2.3.1 REGLAMENTOS.....	13
2.3.1.1 Normas AASHTO (2017).....	13
2.3.1.2 ACI-318 (2014).....	14
2.3.1.3 ATC-32 (1996).....	14
2.3.1.4 Caltrans (2013).....	15
2.3.1.5 Eurocódigo (2005) .....	16
2.3.1.6 Comparación de los reglamentos .....	18
2.3.2 DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS.....	19

## CAPÍTULO 3 DISEÑO DEL EXPERIMENTO

---

3.1 INTRODUCCIÓN.....	21
3.2 DESCRIPCIÓN DE LOS PROTOTIPOS .....	21
3.3 DISEÑO DE MARCO DE CARGA.....	22
3.4 PREDICCIÓN ANALÍTICA .....	24
3.4.1 PARÁMETROS DE DISEÑO Y EVALUACIÓN .....	24
3.4.1.1 Distorsión de fluencia, $\gamma y$ .....	24
3.4.1.2 Distorsión última, $\gamma u$ .....	25
3.4.1.3 Resistencia de fluencia, $Vy$ .....	26
3.4.1.4 Distorsión y resistencia cuando inicia el agrietamiento, $\gamma cr$ y $Vcr$ .....	27
3.4.2 ESTIMACIÓN APROXIMADA DE LA CAPACIDAD DE CARGA Y DEFORMACIÓN LATERAL .....	28

## CAPÍTULO 4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

---

4.1 INTRODUCCIÓN.....	29
4.2 CONSTRUCCIÓN DE LOS ESPÉCIMENES .....	29
4.2.1 CONSTRUCCIÓN DEL ESPÉCIMEN MC-1 .....	29
4.2.1.1 Armado del acero de refuerzo.....	31
4.2.1.2 Armado de la cimbra .....	32
4.2.1.3 Colado del espécimen.....	35
4.2.2 CONSTRUCCIÓN DEL ESPÉCIMEN MC-2 .....	38

4.2.2.1 Armado del acero de refuerzo.....	40
4.2.2.2 Armado de la cimbra .....	41
4.2.2.3 Colado del espécimen.....	44
<b>4.3 INSTRUMENTACIÓN.....</b>	<b>47</b>
4.3.1 INSTRUMENTACIÓN INTERNA .....	47
4.3.1.1 Refuerzo longitudinal.....	48
4.3.1.2 Refuerzo transversal.....	50
4.3.2 INSTRUMENTACIÓN EXTERNA.....	52
4.3.2.1 Desplazamiento lateral.....	53
4.3.2.2 Curvatura en la base.....	54
4.3.2.3 Deformación por corte .....	55
4.3.3 ADQUISICIÓN DE DATOS.....	56
4.3.3.1 Sistema de adquisición de datos .....	56
4.3.3.2 Descripción de nomenclatura instrumentación interna .....	56
4.3.3.3 Descripción de nomenclatura instrumentación externa.....	56
<b>4.4 SISTEMA DE FIJACIÓN A LA LOSA DE REACCIÓN .....</b>	<b>57</b>
<b>4.5 SISTEMA DE FIJACIÓN DEL ACTUADOR HORIZONTAL AL MURO DE REACCIÓN.....</b>	<b>57</b>
<b>4.6 SISTEMA DE FIJACIÓN DE ACTUADOR HORIZONTAL AL ESPÉCIMEN .....</b>	<b>58</b>
<b>4.7 DISPOSITIVO DE APLICACIÓN DE CARGA AXIAL.....</b>	<b>58</b>
<b>4.8 ENSAYE DE LOS MATERIALES.....</b>	<b>59</b>
4.8.1 CONCRETO .....	59
4.8.2 ACERO .....	64
<b>4.9 HISTORIA DE CARGA .....</b>	<b>67</b>
4.9.1 CARGA AXIAL.....	67
4.9.2 CARGA LATERAL.....	67

## **CAPÍTULO 5 ANÁLISIS DE RESULTADOS**

<b>5.1 INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>70</b>
<b>5.2 ESPÉCIMEN MC-1 .....</b>	<b>70</b>
5.2.1 OBSERVACIONES GENERALES .....	70
5.2.2 RESPUESTA HISTERÉTICA DE CARGA-DESPLAZAMIENTO LATERAL .....	73
5.2.3 PERFILES DE DESPLAZAMIENTO LATERAL.....	76
5.2.4 GRAFICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN REFUERZO LONGITUDINAL .....	77
5.2.5 GRAFICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN REFUERZO TRANSVERSAL .....	78
<b>5.3 ESPÉCIMEN MC-2 .....</b>	<b>80</b>
5.3.1 OBSERVACIONES GENERALES .....	80
5.3.2 RESPUESTA HISTERÉTICA DE CARGA-DESPLAZAMIENTO LATERAL .....	83
5.3.3 PERFILES DE DESPLAZAMIENTO LATERAL.....	85
5.3.4 GRAFICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN REFUERZO LONGITUDINAL .....	86
5.3.5 GRAFICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN REFUERZO TRANSVERSAL .....	87
<b>5.4 IMPLICACIONES EN EL DISEÑO SÍSMICO DE COLUMNAS DE PUENTES .....</b>	<b>89</b>

## **CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES**

<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>97</b>
<b>ANEXO .....</b>	<b>102</b>

A) LISTADO DE INSTRUMENTACIÓN..... 102  
B) REVISIÓN DE INSTRUMENTACIÓN INTERNA..... 104  
C) GRAFICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN ..... 106



# CAPÍTULO 1

## INTRODUCCIÓN

### 1.1 ANTECEDENTES

En México no se ha dado prioridad a la investigación sobre el comportamiento sísmico de puentes en comparación con la que se le ha prestado a los edificios. Posiblemente, esto se atribuya a que en el pasado no se registraron grandes daños en estructuras de puentes, sin embargo, durante los sismos de septiembre de 2017 se evidenciaron daños severos en los puentes, lo que hace reflexionar sobre el nivel de riesgo al que pueden estar expuestos ante sismos de mayor intensidad, sobre todo ante el número de puentes que existen en varias ciudades del país, principalmente en la zona metropolitana de la ciudad de México, por lo que se hace necesario estudiar los efectos de los sismos sobre este tipo de estructuras.

Lo anterior se ha evidenciado durante la ocurrencia de eventos sísmicos de gran intensidad como: Loma Prieta (1989), Northridge (1994), Kobe (1995), Chi Chi Taiwan (1999), Wenchuan (2008), Chile (2010), entre otros, en donde, los puentes mostraron un mal comportamiento sísmico. Los daños más comunes se presentan en la base de las columnas.

Ante el mal desempeño de las columnas en los puentes, investigaciones recientes resaltan la necesidad de suministrar gran capacidad de deformación inelástica para garantizar un buen comportamiento estructural durante la ocurrencia de sismos extraordinarios.

Por lo anterior, se han hecho varios estudios experimentales sobre la respuesta de columnas de concreto reforzado sujetas a carga lateral. Los primeros estudios al respecto se desarrollaron en la Universidad de Canterbury, Nueva Zelanda, los cuales han contribuido al entendimiento del comportamiento de columnas de puentes como se comenta en los trabajos de Scott *et al.* (1982), y de Priestley y Park (1987).

De igual manera en la Universidad de California, San Diego, se han realizado este tipo de estudios, que se han orientado al análisis de columnas sin detallado dúctil; la mayoría de estos estudios se han preocupado por mejorar el entendimiento y diseño de las conexiones viga-columna en puentes, y la falla por cortante de columnas (Lehman y Moehle, 2000).

Sin embargo, en estas investigaciones se ha prestado especial atención a la falla del elemento, sin llegar a reportar mayor información concerniente a otros niveles de daño como son: inicio del agrietamiento, fluencia del refuerzo y desconchamiento del concreto, la cual es fundamental para revisar los criterios de diseño de varios niveles de desempeño.

Por lo anterior, se requieren estudios experimentales de columnas de puentes con cargas axiales a compresión representativas del sistema carretero de puente en México. Además, obtener información completa sobre los diferentes parámetros que inciden en su desempeño sísmico ante diferentes intensidades de carga lateral, a fin de mejorar los criterios de diseño sísmico en este tipo de columnas.

## 1.2 OBJETIVO Y ALCANCE

El objetivo de esta investigación radicó en realizar el ensaye sísmico de dos prototipos de columnas de puentes, sometidos simultáneamente a carga lateral y carga axial, esta última representativa de la que predomina en puentes urbanos y carreteros de la República Mexicana; 15% de la resistencia a compresión de la sección transversal, aproximadamente.

Con lo anterior se buscó obtener información completa para diferentes niveles de daño, con objeto de definir diferentes niveles de desempeño para el diseño sísmico de columnas de puentes basado en desplazamientos. Además de mostrar la validez de las ecuaciones de Rivera (2012) las cuales se aplicarán para estimar la capacidad de desplazamiento lateral de las columnas a la fluencia y última.

El trabajo de investigación se limita al ensaye de columnas de puentes de concreto reforzado de sección maciza, cuadrada y circular, que por las relaciones de aspecto que guarden los prototipos no den lugar a importantes efectos P- $\Delta$ .

## 1.3 ORGANIZACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

El presente trabajo está dividido en seis capítulos, cuya organización y contenido se describe a continuación.

- El capítulo 1, hace referencia a los antecedentes, planteamiento del problema, objetivo y alcance de la investigación.
- En el capítulo 2, se hace una descripción de los daños observados en columnas de puentes de concreto reforzado durante la ocurrencia de los eventos sísmicos de gran intensidad en diferentes partes del mundo. Luego, se describen algunos estudios experimentales en columnas de concreto reforzado; principales parámetros que afectan el desempeño sísmico, así como los criterios para evaluar la falla de éstas. De igual manera, se presentan de forma general criterios de diseño sísmico de columnas de concreto reforzado disponibles en algunos reglamentos y se revisan los requisitos para el diseño sismorresistente tanto para el refuerzo longitudinal como para el transversal. Por último, se presenta una visión general del diseño sísmico basado en desempeño, así como los aspectos básicos del diseño sísmico basado en desplazamientos.
- En el capítulo 3, se describe el diseño del experimento. Inicialmente, se describe 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. Así mismo, se describe de forma general el marco de carga empleado para realizar el ensaye sísmico. Finalmente, se muestra la predicción analítica del método propuesto para obtener distorsiones y resistencias correspondientes.
- El capítulo 4, se comentan los trabajos realizados del programa experimental y el procedimiento constructivo empleado para la elaboración de los especímenes, se menciona la ubicación de la instrumentación externa e interna y el dispositivo de adquisición de datos además se describen 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 para obtener las propiedades mecánicas de cada uno de los ensayos y sus resultados. Finalmente se describe la historia de carga lateral aplicada.
- En el capítulo 5, se muestran los resultados experimentales obtenidos de las pruebas realizadas a cada espécimen, con las respectivas interpretaciones. De igual forma se reflexiona sobre las implicaciones de dichos resultados para mejorar el diseño sísmico de columnas de concreto reforzado en conceptos basados en desplazamientos.

- Finalmente, en el capítulo 6, se presentan las conclusiones sobre el comportamiento sísmico observado en los dos prototipos, así como la importancia de la información obtenida para los diferentes niveles de daño, en aras de mejorar el diseño sísmico de las columnas de puentes. De igual manera se hacen recomendaciones para estudios futuros.

# CAPÍTULO 2

## COMPORTAMIENTO Y DISEÑO SÍSMICO DE COLUMNAS DE PUENTES

Algunos puentes urbanos han sufrido graves daños durante sismos recientes en diferentes partes del mundo, esto ha puesto en evidencia diversas deficiencias en el comportamiento sísmico de puentes, principalmente de las columnas como resultado de la insuficiente resistencia a cortante y capacidad de ductilidad en las columnas, provocando incluso el colapso global de la estructura.

En los puentes en los que las columnas son el único elemento estructural sísmo resistente, su comportamiento sísmico está fuertemente influenciado por los siguientes parámetros: relación de aspecto, dimensiones de la sección transversal, recubrimiento, refuerzo longitudinal, refuerzo transversal, nivel de carga axial a compresión, historia de carga lateral y la resistencia a compresión del concreto (Rivera, 2005).

Teniendo como base estos antecedentes, en esta investigación se realizó una revisión de la literatura sobre el desempeño sísmico de las columnas de puentes de concreto reforzado a partir de los daños observados durante la ocurrencia de sismos, así como de ensayos de columnas en laboratorio. De igual forma se comentan los principales criterios para el diseño sísmico de columnas de puentes de concreto reforzado.

### 2.1 DAÑO SÍSMICO OBSERVADO EN COLUMNAS DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO

A raíz de grandes eventos sísmicos en varias partes del mundo, un número importante de puentes de concreto reforzado ha sufrido graves daños, que incluso han llegado al colapso. En la mayoría de los casos el daño se ha atribuido a las grandes demandas de deformación inelástica que superaron la capacidad de desplazamiento de las columnas, lo cual a su vez se debe a la filosofía de diseño adoptada en los códigos con las que fueron diseñadas.

Las deficiencias de diseño encontradas por consecuencia directa de la filosofía de diseño elástica adoptada antes de 1970, han llevado a replantear la filosofía de diseño sísmico de puentes. Las deficiencias de la metodología de diseño elástico son: (1) se subestiman los desplazamientos, basados en los niveles elásticos de fuerza lateral, (2) las relaciones entre las cargas de gravedad y las fuerzas sísmicas son incorrectas, ya que los niveles de fuerzas sísmicas son bajos; esto lleva a que los valores de momento flexionante bajo cargas combinadas sean, no solamente bajos, sino hasta de signo contrario, y (3) las zonas de concentraciones de efectos inelásticos no se detallan adecuadamente, debido a que no se consideran los conceptos de ductilidad y diseño por capacidad en el proceso de diseño elástico (Priestley *et al.*, 1996).

Debido a que la ocurrencia de grandes eventos sísmicos da lugar a relucir las deficiencias del diseño estructural, es vital revisar los daños estructurales en puentes que fueron ocasionados por sismos severos, a fin de identificar los principales mecanismos de falla (Rivera, 2005). A continuación, se describirán los mecanismos de falla observados en columnas de puentes en razón de que es el tema principal de esta investigación.

Uno de los casos más graves de falla en columnas fue el puente Hanshin en unos de sus tramos durante el sismo de Kobe en 1995 (Figura 2.1). Estudios como los de Iwasaki (1996) y Kawashima (1996) revelan que las columnas de los puentes fueron diseñadas con reglamentos anteriores a los años setentas, en la cual se contemplaba un comportamiento elástico de la estructura. En contraste, aquellas columnas que fueron diseñadas con reglamentos de los ochentas hasta la fecha, en los cuales se incorpora otra filosofía de diseño en la que se pretende que las columnas de concreto desarrollen un comportamiento dúctil, fueron menos dañadas.

En lo que sigue se hará una descripción de los principales mecanismos de daño que se han observado en las columnas de puentes durante la ocurrencia de sismos de gran intensidad.



Figura 2.1. Colapso del puente Hanshin durante el sismo de Kobe en 1995 (Kawashima, 2000)

### Falla por flexión

Las fallas por flexión se atribuyen a tres aspectos básicos: problemas de adherencia, ductilidad y resistencia a flexión inadecuada, y al corte prematuro del refuerzo longitudinal de las columnas.

**Problemas de adherencia.** Se observaron fuertes agrietamientos cerca de la base de las columnas, a consecuencia de una reducida longitud de empalme entre el refuerzo longitudinal de la columna y el refuerzo de la cimentación, en una zona donde se presenta la máxima demanda de momento flexionante y de rotación plástica. Pruebas de laboratorio han mostrado que traslapes reducidos del refuerzo longitudinal no proporcionan una adecuada resistencia a flexión a las columnas. Esta deficiencia se traduce, eventualmente, en problemas de adherencia que, en consecuencia, genera agrietamientos considerables y disminuye la resistencia a flexión (Chai *et al.*, 1991 y Kim *et al.*, 2000).

Durante el terremoto de Loma Prieta se observó daño en la base de varias columnas atribuido a fallas de adherencia en el traslape del refuerzo longitudinal (Figura 2.2). Otra falla se evidenció en el terremoto de Kobe en 1995, por la soldadura a tope en las barras de refuerzo longitudinal cercanas a las zonas de momentos máximos, lo que explica la dificultad de asegurar la resistencia y ductilidad de las soldaduras; esto no es un punto crítico si se usa un diseño elástico.

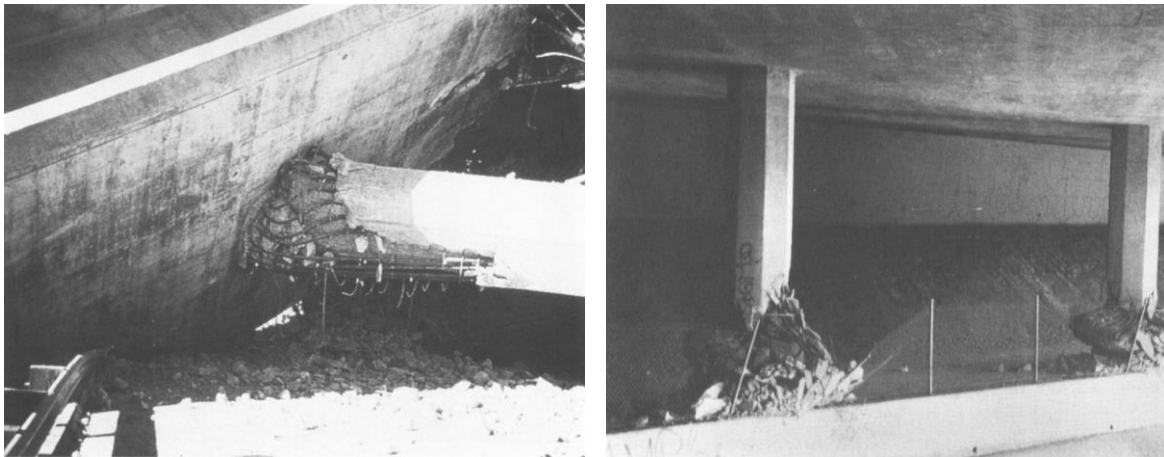


**Figura 2.2. Falla por adherencia en la base de la columna (Priestley *et al.*, 1996)**

***Ductilidad y resistencia a flexión inadecuada.*** Se encontraron deficiencias en el refuerzo transversal, ya que no se contó con la separación adecuada de los estribos o zunchos, para confinar el concreto, de tal manera, que les permitiera a las columnas deformarse inelásticamente, al mismo tiempo de retrasar la falla por el pandeo del refuerzo longitudinal. Estudios como de Yang *et al.* (2000) han mostrado que el refuerzo transversal juega un papel importante en el buen desempeño sísmico de columnas junto con el refuerzo longitudinal.

Las columnas de puentes diseñadas antes de 1970 generalmente carecen de refuerzo transversal adecuado. Esta deficiencia fue evidente en los terremotos de San Francisco en 1971, Loma Prieta en 1989 y Northridge en 1994, por citar algunos, donde ocurrieron fallas dramáticas por la formación de articulaciones plásticas en columnas de puentes (Figura 2.3).

También se observó este tipo de daños en una columna del tramo elevado del metro, línea 12, durante el sismo del 19 de septiembre de 2017, donde el daño en la columna fue asociado a una articulación plástica como consecuencia de una limitada cuantía de refuerzo transversal (Figura 2.4).



**Figura 2.3. Falla del confinamiento en columnas (Priestley *et al.*, 1996)**



**Figura 2.4. Falla en columna de puente durante sismo de Axochiapan 2017 (2017, [www.eluniversal.com.mx](http://www.eluniversal.com.mx))**

*Corte prematuro del refuerzo de columnas.* Durante el sismo de Kobe, un número considerable de columnas de puentes de concreto desarrolló una falla por flexo-cortante a la mitad de su altura debido al corte prematuro del refuerzo longitudinal de la columna (Kawashima, 2000). El colapso de las 18 columnas del puente Hanshin mostró esta deficiencia aunada a un pobre confinamiento del núcleo de concreto (Figura 2.5).



**Figura 2.5. Falla flexo-cortante debido al corte prematuro del refuerzo longitudinal (Kawashima, 2000)**

### Falla por cortante

Las fallas de columnas de puentes por cortante se caracterizaron por ser de tipo frágil, lo cual implica una rápida degradación de la resistencia, originando así que las columnas no desarrollaran una respuesta dúctil (Figura 2.6). Este problema se atribuye a que el diseño de estas columnas fue más conservador a flexión que a cortante. Por ejemplo, en columnas de puentes que se dañaron durante el sismo de Northridge (1994), fue común encontrar que el refuerzo transversal tuviera una separación de 30 cm aproximadamente, cuando el reglamento de AASHTO (1994) propone una separación máxima de 15 cm. Esto sugiere que no se prestó atención en el análisis y detallado por cortante (Priestley *et al.*, 1996).

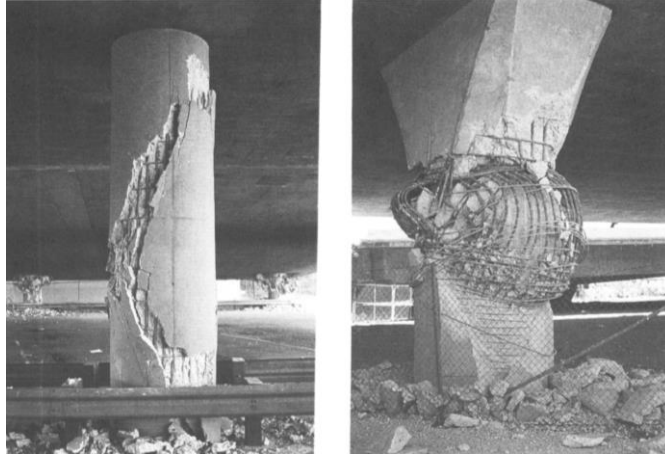


Figura 2.6. Falla por cortante en columnas (Priestley *et al.*, 1996)

Otro aspecto que ha llamado la atención en este tipo de fallas es que, dentro de las regiones de articulación plástica, se produjeron fallas por cortante (Figura 2.7). Esto manifiesta que la resistencia a cortante dentro de dicha región se ve disminuida, a consecuencia de una reducción en la transferencia de cortante que origina la trabazón de los agregados dentro de la articulación plástica aunado a un incremento en el ancho de grieta ante altas demandas de ductilidad por flexión. Trabajos recientes han revelado la necesidad de considerar en las ecuaciones de diseño por cortante la influencia de la demanda de ductilidad (Priestley *et al.*, 1997).

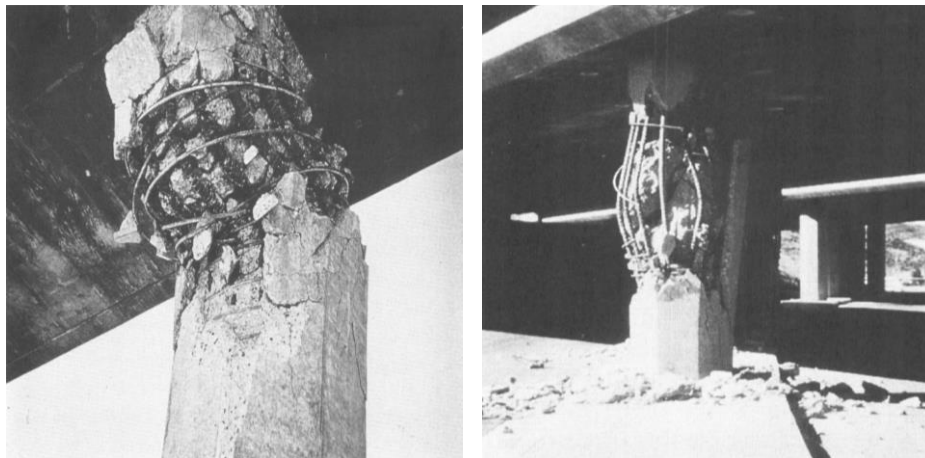


Figura 2.7. Falla por cortante dentro de una región de articulación plástica (Priestley *et al.*, 1996)



En la Figura 2.8 se tiene otro ejemplo de falla por cortante en columnas, la cual está referida al puente Wu-Shi, durante el sismo de Chi Chi, Taiwán, en 1999; que, por cierto, una falla geológica provocó que las columnas del puente se desfasaran transversalmente, como se aprecia en dicha figura. La causa principal de esta falla se puede atribuir a que se trataba de columnas poco esbeltas que al parecer no tuvieron el refuerzo transversal necesario para resistir el cortante demandado por el sismo.

Durante el terremoto de Wenchuan se observó otro mecanismo de falla a cortante en las columnas de un puente (Figura 2.9). La causa principal se asocia con la diferencia de rigideces entre la superestructura y las columnas, lo que conduce, generalmente, a que el refuerzo y detallado de las uniones reciba poca atención durante el proceso de diseño. De igual manera, durante el sismo de Chile en 2010 (Figura 2.10) se observó que este tipo de daño en columnas fue a la alta demanda sísmica sobre columnas cortas por lo anterior origino que se no resistieran estas por el escaso refuerzo transversal, como resultado origino un mal comportamiento dúctil y una eminente falla frágil.



**Figura 2.8. Falla por cortante en las columnas del puente Wu-Shi, durante el sismo de Chi Chi, Taiwán, en 1999 (Kawashima *et al.*, 2000)**



**Figura 2.9. Fallas por cortante, sismo Wenchuan en 2008 (Kawashima *et al.*, 2009)**



**Figura 2.10. Fallas por cortante, sismo de Chile en 2010 (Barriga, 2011)**

## 2.2 ESTUDIOS EXPERIMENTALES

### 2.2.1 Antecedentes

Se han hecho varios estudios experimentales sobre la respuesta de columnas de concreto reforzado sujetas a carga lateral. Los primeros estudios al respecto se desarrollaron en la Universidad de Canterbury, Nueva Zelanda, los cuales han contribuido al entendimiento del comportamiento de columnas de puentes como se comenta en los trabajos de Ang (1981), Zahn (1990), Wrog (1990) y Watson (1994).

De igual manera en la Universidad de California, San Diego, de han realizado este tipo de estudios, que se han orientado al análisis de columnas sin detallado dúctil; la mayoría de estos estudios se han preocupado por mejorar el entendimiento y diseño de las conexiones viga-columna en puentes (Stojadinovic, 1995), y la falla por cortante de columnas (Taylor, 1993).

### 2.2.2 Parámetros que afectan el desempeño de las columnas

De acuerdo con la evidencia experimental, existen diferentes parámetros que influyen en el comportamiento sísmico de las columnas de concreto reforzado, y más específicamente en la capacidad para sostener grandes demandas de desplazamiento inelástico. Dentro de las variables más importantes destacan las siguientes: la relación de aspecto, el recubrimiento del concreto, el refuerzo longitudinal, el refuerzo transversal, la magnitud de la carga axial a compresión y la historia de carga lateral.

Se ha observado que la capacidad de desplazamiento se incrementa con el aumento de la relación de aspecto; esto para las columnas con relación de aspecto entre 3 y 6 (Iwasaki *et al.*, 1985; Stone 1989).

Teóricamente, el espesor del recubrimiento de concreto influye en la respuesta momento-curvatura de una sección sometida a grandes curvaturas. El desconchamiento del recubrimiento de concreto repercute en una pérdida de capacidad de resistencia, además de reducir la resistencia lateral de las barras longitudinales al incrementar la posibilidad de su pandeo y de deslizamiento (Figura 2.11).



**Figura 2.11. Desconchamiento del recubrimiento de columnas (Moustafa *et al.*, 2015)**

La cuantía de refuerzo longitudinal influye en la capacidad de ductilidad. Estudios experimentales de Lehman y Moehle (2000) revelaron que para el caso de tres columnas sometidas a una carga axial igual a 6 % de la resistencia a compresión del concreto, con relaciones de refuerzo longitudinal de 0.48 %, 0.87 % y 1.79 %, la ductilidad de desplazamiento se incrementó en las columnas de menor refuerzo longitudinal.

El refuerzo transversal contribuye al confinamiento del núcleo de concreto; en esto es importante la cantidad y arreglo del refuerzo, además de la separación de estribos. Lo anterior hace que la capacidad de deformación del concreto se incrementa conforme se aumenta el confinamiento, tal como se ha demostrado ampliamente en los trabajos de Scott (1982), Mander *et al.* (1988), Razvi y Saatcioglu (1999) y Brachmann *et al.* (2004). Además, de que la adecuada separación vertical del refuerzo transversal contribuye a evitar la falla prematura del refuerzo longitudinal por pandeo (Figura 2.12).

De acuerdo con diversos estudios experimentales, el incremento en la carga axial da lugar a una reducción de la ductilidad del miembro (Saatcioglu, 1989; Atalay, 1975; Sheikh, 1993; Wakabayashi, 1986), por lo que una falla frágil se manifiesta de manera más clara en elementos que tienen una alta carga axial.

La historia de desplazamiento lateral tiene una fuerte influencia sobre la capacidad de desplazamiento (Figura 2.13). Estudios experimentales han mostrado que la capacidad de desplazamiento de columnas sujetas a ciclos de desplazamiento es menor que aquellas que son sujetas a carga monótonica (Higashi, 1977). También se ha observado que columnas sometidas a un número elevado de ciclos en cada nivel de desplazamiento, reducen su capacidad de desplazamiento, en comparación con aquellas que son sometidas a un menor número de ciclos.



Figura 2.12. Pandeo del refuerzo longitudinal (Hachem *et al.*, 2000)

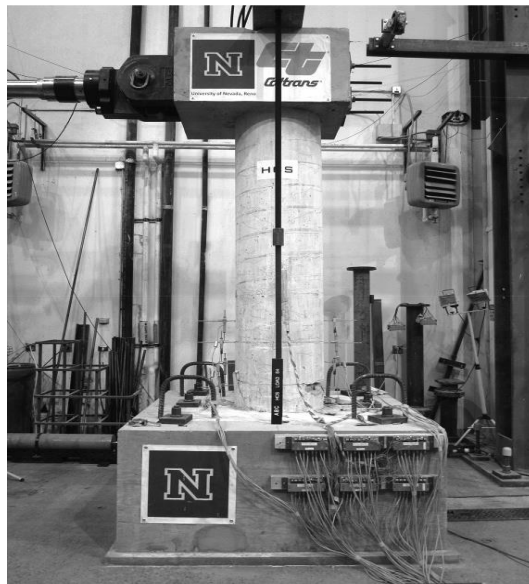


Figura 2.13. Columna de concreto reforzado sometida a carga axial constante y carga lateral (Tazarv *et al.*, 2016)

### 2.3 CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO DE COLUMNAS DE PUENTES

Las lecciones aprendidas durante los sismos recientes han mostrado la necesidad de adoptar una filosofía de diseño para columnas de puentes de concreto, basada en la capacidad de desarrollar un comportamiento inelástico. Esto significa que se aproveche la capacidad que tienen los materiales (concreto y acero de refuerzo) para disipar energía y comportarse dúctilmente. Bajo esta filosofía, la

capacidad de deformación dúctil de las columnas es usada para proteger otros miembros, en los cuales no se les permite, o no conviene, que desarrollen un comportamiento dúctil, como es el caso de la cubierta en la cual se busca que ésta permanezca sana para permitir el desalojo de los vehículos durante y después de la ocurrencia de un sismo extraordinario. Esta filosofía es la que predomina en reglamentos que se describen a continuación (Rivera, 2005).

### 2.3.1 Reglamentos

Los reglamentos de diseño sísmico de puentes especifican el refuerzo de confinamiento requerido en las zonas de articulación plástica para tratar de proveerlas de la suficiente capacidad de ductilidad ante sismos de intensidad extraordinaria, en la mayoría de ellos se toman en cuenta la demanda de carga axial a compresión y, algunos casos, la cuantía de refuerzo longitudinal, para proponer el refuerzo transversal conveniente. A continuación, se hace una breve descripción de cada uno de ellos.

#### 2.3.1.1 Normas AASHTO (2017)

El objetivo del diseño sísmico de columnas de puentes de acuerdo con esta norma radica en proponer un detallado que asegure la formación de articulaciones plásticas, la cual evite la falla a cortante, para asegurar una adecuada ductilidad ante sismos de diseño.

Con tal objeto se tiene una serie de recomendaciones. La cuantía de refuerzo longitudinal debe estar entre 1% y 4% del área bruta. Además, debe haber suficiente refuerzo transversal en las regiones de articulación plástica para asegurar que la resistencia axial del núcleo de confinamiento sea igual a la máxima resistencia axial de la sección gruesa. El área de acero transversal  $A_{sh}$ , debe ser más grande que:

Sección rectangular

$$A_{sh} \geq 0.3sh_c \frac{f'_c}{f_y} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (2.1)$$

o

$$A_{sh} \geq 0.12sh_c \frac{f'_c}{f_y} \quad (2.2)$$

Sección circular

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{(d_c s)} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y} \quad (2.3)$$

Donde,  $s$  es la separación del refuerzo transversal,  $h_c$  es la dimensión perpendicular a la dirección de confinamiento (contenida dentro del perímetro de confinamiento),  $d_c$  es el diámetro del área confinada,  $A_{sp}$  área de la sección de la espiral,  $f'_c$  es la resistencia a compresión del concreto,  $f_y$  es el esfuerzo nominal de fluencia del acero transversal,  $A_g$  y  $A_{ch}$  representa las áreas de la sección gruesa y sección confinada, respectivamente.

La separación máxima de los estribos se debe tomar como el menor de los siguientes casos:

- 100 mm
- Una cuarta parte de la dimensión mínima de la sección

### 2.3.1.2 ACI-318 (2014)

El ACI (American Concrete Institute) es un código de diseño para estructuras de concreto, si bien típicamente se emplea para el diseño de edificios y otras estructuras diferentes a los puentes representa una opción más que define el nivel de refuerzo transversal en elementos de concreto reforzado.

Se emplean dos ecuaciones para determinar la cuantía de refuerzo transversal, en donde, relaciona las áreas de la sección gruesa y la relación de los esfuerzos resistentes del acero y del concreto, para porcentajes de carga axial  $P/A_g f'_c < 0.30$ , por lo que se tiene:

Sección rectangular

$$A_{sh} = sb_c 0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (2.4)$$

$$A_{sh} = sb_c 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (2.5)$$

Sección circular

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (2.6)$$

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (2.7)$$

Donde,  $f_{yt}$  es el esfuerzo nominal de fluencia del acero de refuerzo transversal y  $A_{ch}$  es el área de la sección del núcleo confinado.

### 2.3.1.3 ATC-32 (1996)

En este reglamento se busca diseñar columnas de concreto reforzado con comportamiento dúctil, con base en un diseño por capacidad en el que se implementa un detallado adecuado para resistir las fuerzas sísmicas.

Este reglamento recomienda un refuerzo longitudinal, en donde la cuantía de refuerzo oscile entre 1% y 4%. Con objeto de proveer a la columna de una adecuada capacidad de desplazamiento lateral, se recomienda un área de acero transversal  $A_{sh}$ , dada por la siguiente ecuación:

Sección rectangular

$$A_{sh} = 0.12sh_c \frac{f'_c}{f_y} \left( 0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_c A_g} \right) + 0.13sh_c (\rho_l - 0.01) \quad (2.8)$$

Sección circular

$$\rho_s = 0.16 \frac{f'_c}{f_y} \left( 0.5 + 1.25 \frac{P}{f'_c A_g} \right) + 0.13(\rho_l - 0.01) \quad (2.9)$$

Donde,  $P$  es la demanda de carga axial a compresión y  $\rho_l$  es la cuantía de refuerzo longitudinal.

La separación de los estribos se establece con base al menor de los valores siguientes:

- 305 mm
- Dimensión mínima de la sección
- Si el diámetro de la barra longitudinal es mayor que 32 mm hay que reducir a 50% la separación mínima resultante de los casos anteriores

#### 2.3.1.4 Caltrans (2013)

Caltrans para asegurar un comportamiento dúctil en las columnas de concreto reforzado, hace las siguientes recomendaciones: (1) la cuantía de refuerzo longitudinal debe estar limitada entre 1% y 8%; para el caso de pilas se limita a 6%; (2) No se permiten traslapes en las zonas de articulaciones plásticas, por lo que dichos traslapes sólo son permitidos en el tercio medio de la altura de la columna.

La mínima área de refuerzo transversal  $A_{sh}$ , se deberá tomar como la mayor que resulte de las siguientes ecuaciones:

Sección rectangular

$$A_{sh} = 0.3sh_c \frac{f'_c}{f_y} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (2.10)$$

o

$$A_{sh} = 0.12sh_c \frac{f'_c}{f_y} \left( 0.5 + 1.25 \frac{P_e}{f'_c A_g} \right) \quad (2.11)$$

Sección circular

Si  $D < 90$  cm

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \left( 0.5 + 1.25 \frac{P_e}{f'_c A_g} \right) \quad (2.12)$$

Si  $D > 90$  cm

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_y} \left( 0.5 + 1.25 \frac{P_e}{f'_c A_g} \right) \quad (2.13)$$

Si las anteriores son menores

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \quad (2.14)$$

Donde,  $P_e$  representa la demanda de carga axial a compresión. Las ecuaciones 2.11, 2.12 y 2.13, son adoptadas del código de Nueva Zelanda (1982).

La separación mínima de estribos es de 50 mm, mientras que la separación máxima se toma como el menor de los siguientes valores:

- Una quinta parte de la dimensión mínima de la sección
- 200 mm
- 6 veces el diámetro del refuerzo longitudinal

Los límites anteriores están pensados para retrasar el pandeo del refuerzo longitudinal de las columnas.

### 2.3.1.5 Eurocódigo (2005)

Se especifican requisitos de detallado para asegurar el comportamiento dúctil de las columnas de concreto reforzado. Con esto se busca asegurar un nivel mínimo de ductilidad de curvatura y rotación en las zonas de articulación plástica. A continuación, se describe brevemente las disposiciones para estructuras dúctiles.

Cuando en la zona de articulación plástica la relación de carga axial,  $P/A_g f'_c$ , excede 0.08, la cuantía requerida de refuerzo de confinamiento está dada por:

$$W_{wd} = \rho_w \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (2.15)$$

Donde,  $f_{yd}$  representa el esfuerzo nominal a la fluencia del refuerzo longitudinal,  $f_{cd}$  es la resistencia a compresión del concreto y  $\rho_w$  es la cuantía volumétrica del refuerzo de confinamiento.



Para secciones rectangulares se tiene

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{sb} \quad (2.16)$$

Donde,  $s$  es la separación de estribos,  $b$  la dimensión perpendicular a la dirección de confinamiento y  $A_{sw}$  es el área total del refuerzo de confinamiento.

El refuerzo del zuncho está dado por

$$\rho_w = \frac{4A_{sp}}{D_{sp}S} \quad (2.17)$$

Donde,  $s$  es el paso del zuncho,  $D_{sp}$  es el diámetro del núcleo y  $A_{sp}$  representa el área de la barra del zuncho.

La cantidad requerida de refuerzo de confinamiento se determina con las siguientes expresiones:

a) Sección rectangular

$$W_{wd,r} \geq \max \left( \omega_{w,req}, \frac{2}{3} \omega_{w,min} \right) \quad (2.18)$$

$$\omega_{w,req} = \frac{A_c}{A_{cc}} \lambda \eta_k + 0.13 \frac{f_{yd}}{f_{cd}} (\rho_L - 0.01) \quad (2.19)$$

**Tabla 2.1. Valores mínimos para  $\lambda$  y  $\omega_{w,min}$**

Comportamiento Sísmico	$\lambda$	$\omega_{w,min}$
Dúctil	0.37	0.18
Parcialmente dúctil	0.28	0.12

b) Sección circular

$$W_{wd,c} \geq \max (1.4\omega_{w,req}, \omega_{w,min}) \quad (2.20)$$

Donde,  $\eta_k$  es el porcentaje de carga axial con respecto a la resistencia a compresión de la sección,  $\lambda$  factor especificado en la Tabla 2.1, mientras que  $A_c$  y  $A_{cc}$  son las áreas de la sección bruta y de núcleo confinado, respectivamente.

La separación del refuerzo transversal está restringida al valor menor que resulta de

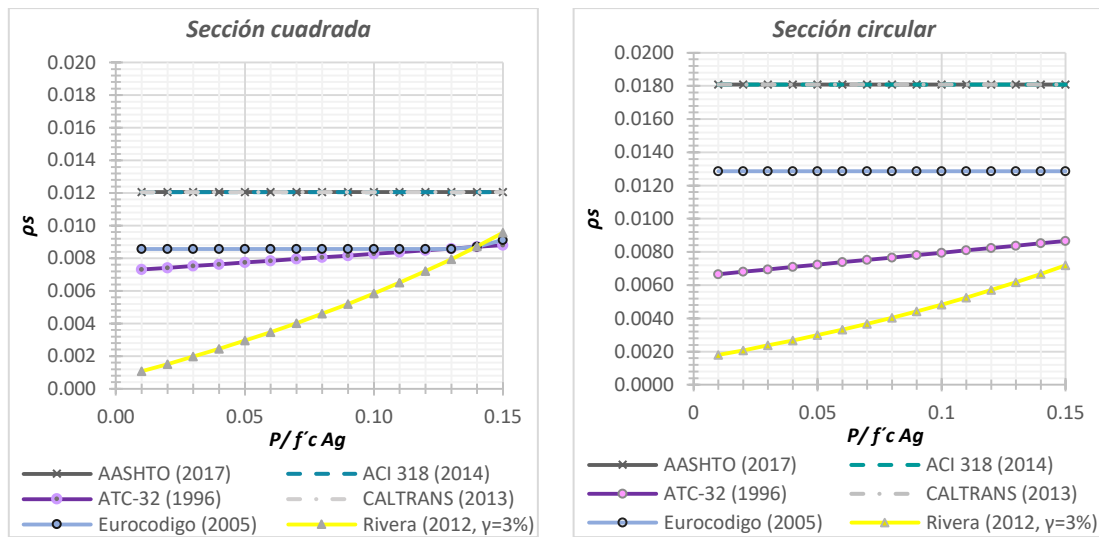
- 6 veces el diámetro del refuerzo longitudinal
- Una quinta parte de la menor dimensión del núcleo

Para el caso de estructuras de limitada ductilidad, se recomienda que se coloque el 50% del refuerzo de confinamiento especificado anteriormente.

### 2.3.1.6 Comparación de los reglamentos

Para tener una estimación del nivel de confinamiento que resulta de las distintas recomendaciones se determinó el refuerzo necesario para dos secciones, una rectangular y otra circular, con las siguientes propiedades geométricas y mecánicas.

Sección cuadrada de 50 x 50 cm, cuantía de refuerzo longitudinal de 3 % con barras de refuerzo longitudinal del no. 8 (diámetro 2.54 cm). Para la sección circular se contempló un diámetro de 50 cm, cuantía de refuerzo longitudinal de 2 % con barras de refuerzo longitudinal del no 8 (diámetro 2.54 cm). Para ambos casos se consideró una altura de 2.5 m, un recubrimiento de 5 cm,  $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .



**Figura 2.14. Refuerzo de confinamiento de acuerdo con varios criterios**

En la Figura 2.14 se comparan las cuantías de refuerzo de confinamiento requeridas en la sección rectangular y circular, para diferentes criterios.

Los resultados hacen ver que el reglamento AASHTO (2017), ACI 318 (2014) y Caltrans (2013) proponen cuantías de confinamiento muy altas en comparación con el ATC-32 y Eurocodigo (2005). Mientras que las cuantías de refuerzo transversal que resultan de Rivera (2012), hacen ver que el nivel de confinamiento se puede relajar al tomar en cuenta no solo la carga axial actuante sino también la demanda de distorsión; al considerar conceptos basado en desplazamiento (Rivera *et al.*, 2019).

Para proveer a las columnas del refuerzo necesario, para que éstas desarrollen un comportamiento dúctil durante un evento sísmico de gran intensidad, conllevan, en la mayoría de las veces, a obtener diseños muy conservadores, al pretender proporcionarles siempre el máximo confinamiento a las columnas, independientemente de la demanda de desplazamiento lateral y en algunos casos del nivel de carga axial actuante.

### 2.3.2 Diseño sísmico basado en desplazamientos

En los últimos años, varios investigadores han trabajado en un diseño sísmico basado en el desempeño de las estructuras. Se considera que esta es una manera más racional de plantear el problema del diseño sismorresistente. En el diseño por desempeño se busca controlar los niveles de daño que una estructura podría sufrir, cuando se le sujeta a una gama completa de sismos que pudieran ocurrir en el sitio donde se ubica (Terán, 1997).

propone una ecuación Bajo este enfoque se han propuesto diversos procedimientos de diseño sísmico de columnas de puentes, siendo el diseño basado en desplazamiento la opción más viable, ya que los estados límites de daño pueden relacionarse adecuadamente con los límites de deformación, que a su vez son convertidos en desplazamientos equivalentes. Con ellos el daño estructural puede ser controlado más eficientemente que con límites de resistencia (Calvi y Kingsley, 1995).

De acuerdo con Sullivan *et al.* (2003), dentro de los métodos de diseño basado en desplazamiento existen diferentes enfoques: diseño basado en desplazamiento directo (Moehle, 1992; Priestley *et al.*, 1996), espectro del punto de fluencia (Aschheim y Black, 2000), espectro de la capacidad (Freeman, 1998), entre otros. El primero de los antes mencionados es el que se ha estado utilizando con más frecuencia en las propuestas de procedimiento para el diseño sísmico de columnas de puentes.

El procedimiento basado en desplazamiento directo se basa en gran medida en el método de la estructura substituta desarrollado por Gulkan y Sozen (1974), para modelar un sistema inelástico con propiedades elásticas equivalentes. Con este enfoque se busca proveer del apropiado detallado al miembro, en cuanto a tamaño de la sección y cantidad de refuerzo, para desarrollar un desplazamiento predeterminado, para el sismo de diseño (Kowalsky, 2001). Dentro de este procedimiento, generalmente se diseña para un comportamiento asociado a la respuesta última, por lo que no hay un criterio sólido para elegir el desplazamiento objetivo, que depende del estado límite asociado a un nivel de daño.

Saatcioglu y Razvi (2002) han propuesto un método de diseño, enfocado a controlar el estado último, en el que los requisitos del refuerzo de confinamiento de columnas se establecen en función del nivel esperado de deformación inelástica, es decir, de la demanda de deformación.

Rivera (2012) plantea un procedimiento de diseño basado en desplazamientos que considera la revisión de dos niveles de desempeño en columnas de puentes de concreto reforzado, servicio y prevención de colapso. En este procedimiento se provee de la capacidad de desplazamiento necesaria a la estructura para controlar cierto nivel de daño, acorde a la demanda sísmica de desplazamiento (asociada a un sismo de diseño).

Para el caso del diseño por prevención del colapso, el citado procedimiento de diseño para estimar la cuantía de refuerzo transversal para satisfacer la demanda de desplazamiento asociada a un sismo de intensidad extraordinaria, la cual está dada por:

$$\lambda_e = \frac{14 f_c'}{f_{yt}} \frac{\gamma(\%) - \beta_0 - \beta_3 \left( \frac{P}{A_g f_c'} \right)}{\beta_1 + \beta_2 \frac{P}{A_g f_c'}} \quad (2.21)$$

Sección cuadrada

$$\lambda_e = k_e \rho_{st} \quad (2.22)$$

Sección circular

$$\lambda_e = \rho_{st} \quad (2.23)$$

La ecuación anterior considera el porcentaje de carga axial en la columna  $P/A_g f'_c$  y la demanda de distorsión  $\gamma$  (%); los coeficientes  $\beta$  dependen de la relación de aspecto, ancho de la sección  $L$  y longitud de la columna  $H$ , así como de la relación  $P/A_g f'_c$  (Rivera, 2005). La cuantía de refuerzo trasversal  $\rho_{st}$ , es función del factor de confinamiento efectivo  $K_e$ , según Mander *et al.* (1988).

Sin embargo, se requieren estudios experimentales de columnas de puentes de concreto reforzado con las cargas axiales a compresión representativas del sistema carretero de puente en México. Así mismos, falta obtener información completa sobre los diferentes indicadores que repercuten en su desempeño sísmico ante diferentes intensidades de carga lateral, a fin de mejorar los criterios de diseño sísmico en este tipo de columnas.

# CAPÍTULO 3

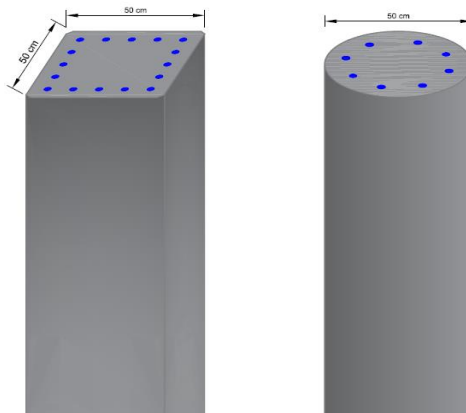
## DISEÑO DEL EXPERIMENTO

### 3.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presenta el diseño, descripción y parámetros básicos para estimar en forma analítica el comportamiento de los dos especímenes ensayados en esta investigación. Se describen las especificaciones de los materiales y los parámetros de diseño que se tomaron en cuenta para el dimensionamiento de los especímenes. Así mismo, se realiza una descripción detallada de cada uno de los especímenes indicando el valor de las cuantías de acero de refuerzo.

### 3.2 DESCRIPCIÓN DE LOS PROTOTIPOS

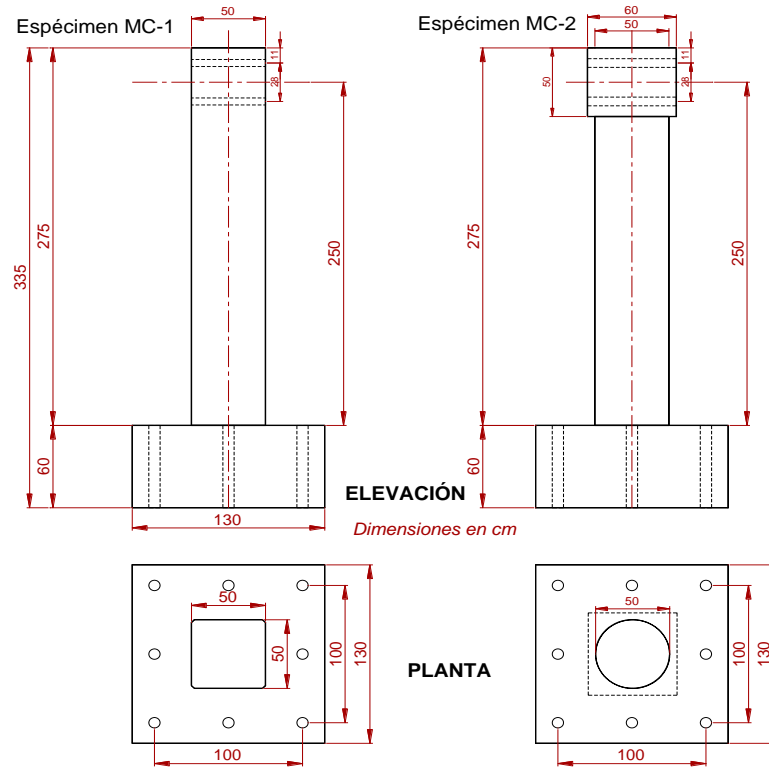
En el presente estudio se diseñaron y ensayaron dos especímenes de columnas de concreto reforzado para puentes en voladizo con diferentes configuraciones a las cuales se les designó la nomenclatura MC-1 y MC-2. En donde MC-1 hace referencia al modelo de columna cuadrada, y MC-2 al modelo de columna circular. Las dimensiones de la sección transversal de estos especímenes fueron; MC-1 50 x 50 cm y MC-2 con un diámetro de 50 cm (Figura 3.1).



**Figura 3.1. Sección transversal de los especímenes**

La altura de las columnas fue de 275 cm a partir de la cara superior zapata, en donde los últimos 50 cm se consideraron como cabezal macizo de concreto reforzado para efectos de la aplicación de la carga lateral.

Por su parte, las dimensiones de MC-1 y MC-2 en zapata son de 130 x 130 cm y peralte de 60 cm, fueron requeridas para dar anclaje a las barras longitudinales además de resistir la demanda de esfuerzos provenientes de la carga lateral durante las pruebas. Las dimensiones se muestran en la Figura 3.2.



**Figura 3.2. Dimensiones de zapata y pila**

Como parte de esta investigación se estudian dos especímenes representativos de puentes para los cuales se tomaron en cuenta las siguientes razones que a continuación se describen:

1. La carga representativa en columnas de puentes que es aproximadamente el 15% de  $P/A_g f'_c$ , para columnas aisladas.
2. Relación de aspecto fue  $H/L = 5$ , con la finalidad de evitar importantes efectos P- $\Delta$ .
3. El diseño del armado se realizó de acuerdo con la metodología del diseño basado en desplazamientos, criterio de Rivera (2012).

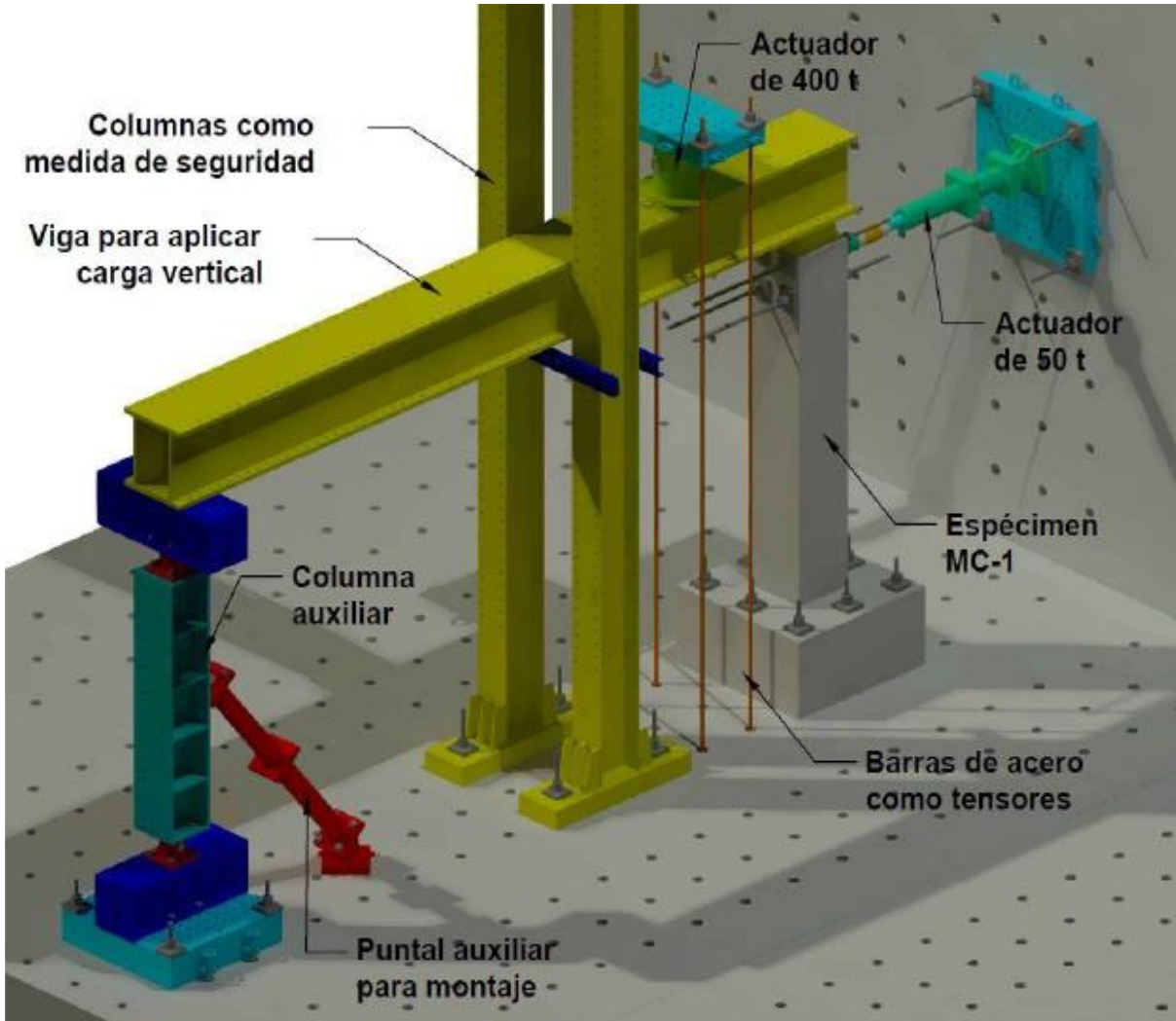
### Materiales

Las propiedades mecánicas nominales de los materiales que se emplearon para la construcción de los especímenes se describen a continuación:

- Concreto de cimentación  $f'_c = 40 \text{ MPa (400 kg/cm}^2\text{)}$
- Concreto de columna  $f'_c = 30 \text{ MPa (300 kg/cm}^2\text{)}$
- Acero longitudinal  $f_y = 412 \text{ MPa (4200 kg/cm}^2\text{)}$
- Acero estribos  $f_y = 412 \text{ MPa (4200 kg/cm}^2\text{)}$

### 3.3 DISEÑO DE MARCO DE CARGA

Para el ensaye de las columnas MC-1 y MC-2 se usará el marco de carga que se ilustra en la Figura 3.3. Como se podrá ver el dispositivo de carga consta de un actuador que trabajará en la dirección horizontal para simular la carga lateral sísmica; simultáneamente se usó otro gato en la dirección vertical, el cual transmitió la carga vertical a la columna como reacción de una viga de acero simplemente apoyada.



**Figura 3.3. Esquema del dispositivo de aplicación de cargas**

La base de la columna quedó fija en la losa de reacción por medio de barras, mientras que en la parte superior se apoyó el extremo de una viga horizontal que trabaja como simplemente apoyada y que le transmite la carga vertical producto de la acción de un gato colocado cerca de dicho extremo. La reacción en el otro extremo de la viga se transmite al piso mediante una columna biarticulada. Con este arreglo el marco que se forma no opone resistencia a las fuerzas laterales lo cual únicamente depende de la columna. Esta configuración permitió que la columna recibiera de manera simultánea la carga lateral cíclica y una fuerza axial constante, bajo un mecanismo de deformación por curvatura simple (columna en voladizo) tal como lo muestra la Figura 3.4.

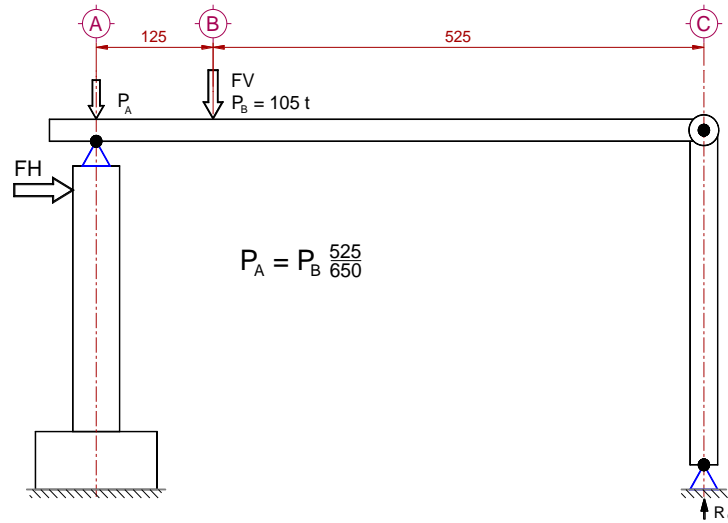


Figura 3.4. Esquema simplificado del dispositivo de aplicación de cargas verticales

### 3.4 PREDICCIÓN ANALÍTICA

#### 3.4.1 Parámetros de diseño y evaluación

A fin de tener un control sobre la carga que se va a aplicar a los especímenes es importante tener una estimación aproximada de su capacidad de carga y de deformación, para ello se utilizaron las expresiones que propone Rivera (2005), mismas que se describen a continuación.

##### 3.4.1.1 Distorsión de fluencia, $\gamma_y$

Distorsión de fluencia para columnas en cantiléver,  $\gamma_y$

$$\gamma_y = \frac{1}{3} \phi_y H \quad (3.1)$$

$$\gamma_y = \frac{\Delta_y}{H} \quad (3.2)$$

Sección rectangular:

$$\phi_y = 3.75 \frac{\varepsilon_y}{h_c} (0.30 + 10.50 \rho_l - 125 \rho_l^2) \quad (3.3)$$

Sección circular:

$$\phi_y = 3.75 \frac{\varepsilon_y}{D} (0.30 + 11.20 \rho_l - 146 \rho_l^2) \quad (3.4)$$



Donde:

- $\rho_l$  : es la cuantía de refuerzo longitudinal,  
 $\Delta_y$ : representa el desplazamiento lateral a la fluencia,  
 $H$ : la altura de la columna,  
 $h_c$  y  $D$ : es el peralte y el diámetro de la sección, respectivamente, y  
 $\phi_y$ : la curvatura de fluencia de la sección.

### 3.4.1.2 Distorsión última, $\gamma_u$

Para columnas de sección rectangular y circular se propone la siguiente ecuación base

$$\gamma_u (\%) = \beta_0 + \lambda_e \frac{f_{yt}}{14 f_c'} \left( \beta_1 + \beta_2 \frac{P}{A_g f_c'} \right) + \beta_3 \left( \frac{P}{A_g f_c'} \right) \quad (3.5)$$

$$\gamma_u = \frac{\Delta_y}{H} \quad (3.6)$$

Para sección rectangular:

$$\lambda_e = k_e \rho_s \quad (3.7)$$

Para sección circular:

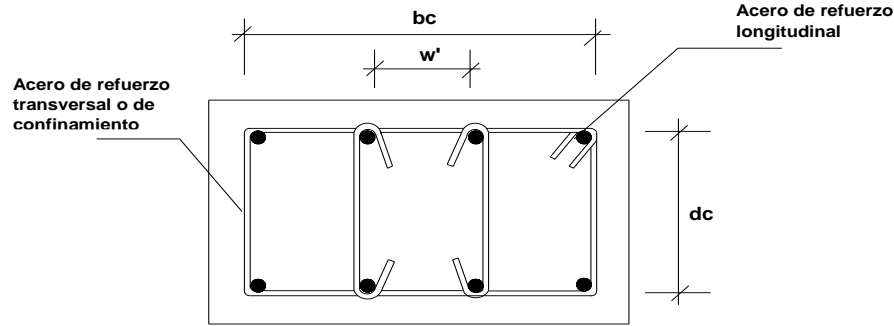
$$\lambda_e = \rho_{st} \quad (3.8)$$

$$k_e = \frac{\left( 1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i')^2}{6b_c d_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (3.9)$$

Donde:

- $\gamma_u$  : es la capacidad de distorsión última, en %,  
 $\Delta_u$ : representa la capacidad de desplazamiento lateral último,  
 $H$ : es la altura de la columna,  
 $P/A_g f_c'$ : es la carga axial como un porcentaje de la resistencia a compresión de la sección bruta (el cociente se multiplica por cien),  
 $\lambda_e$ : es el confinamiento efectivo,  
 $k_e$ : factor de eficiencia del confinamiento,  
 $f_{yt}$ : es el esfuerzo de fluencia nominal del refuerzo transversal,  
 $s'$ : es la separación vertical de los estribos, y  
 $\rho_{cc}$ : es la relación entre el área del acero longitudinal y el área de la sección confinada ( $b_c \times d_c$ )

En la Figura 3.5 se muestra el significado de algunas de las variables de la ecuación 3.9.



**Figura 3.5. Variables para evaluar el factor de eficiencia del confinamiento ( $k_e$ ) en columnas de sección rectangular**

Las constantes de la ecuación 3.5 se evalúan en función de la carga axial a la que está sometida la columna y de su relación de aspecto ( $H/L$  o  $H/D$ ), mediante las expresiones que se muestran en la Tabla 3.1 y Tabla 3.2.

**Tabla 3.1. Valores de  $\beta$  para sección rectangular**

Coefficientes	$P/A_g f_c' < 15\%$	$15\% \leq P/A_g f_c' \leq 20\%$
$\beta_0$	$4.64 - 0.38 \frac{H}{L}$	$0.22 \frac{H}{L} - 0.75$
$\beta_1$	$453.90 + 46.50 \frac{H}{L}$	$1280.70 - 18.50 \frac{H}{L}$
$\beta_2$	$14.58 - 5.71 \frac{H}{L}$	$0.75 \frac{H}{L} - 49.40$
$\beta_3$	$0.0422 \frac{H}{L} - 0.37$	$0.0165 - 0.00078 \frac{H}{L}$

Nota: L es la altura de la sección

**Tabla 3.2. Valores de  $\beta$  para sección circular**

Coefficientes	$P/A_g f_c' < 15\%$	$15\% \leq P/A_g f_c' \leq 20\%$
$\beta_0$	$3.30 - 0.27 \frac{H}{D}$	$0.70 \frac{H}{D} - 3.68$
$\beta_1$	$453.90 + 46.50 \frac{H}{D}$	$316.69 + 189.98 \frac{H}{D}$
$\beta_2$	$14.58 - 5.71 \frac{H}{D}$	$-\left(0.38 + 7.15 \frac{H}{D}\right)$
$\beta_3$	$0.0422 \frac{H}{D} - 0.37$	$0.097 - 0.02 \frac{H}{D}$

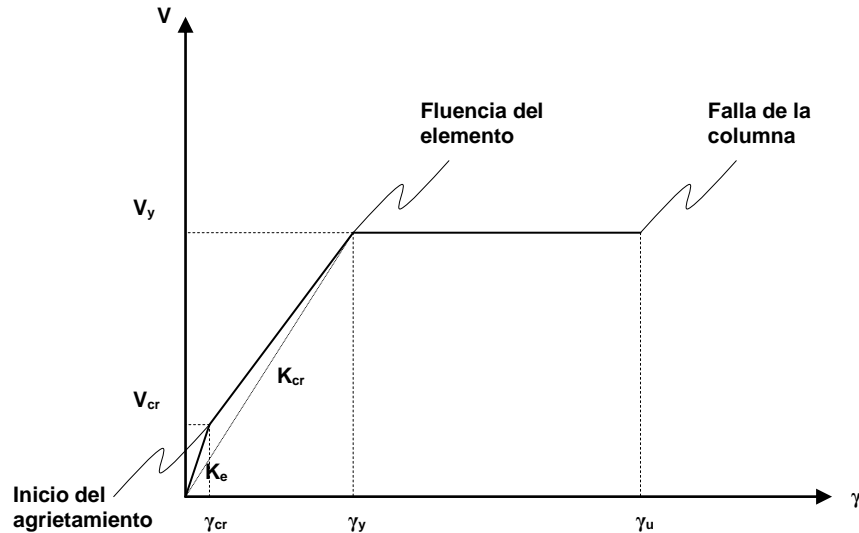
Nota: D es el diámetro de la sección

### 3.4.1.3 Resistencia de fluencia, $V_y$

Para calcular la fuerza de fluencia ( $V_y$ ) se utiliza la expresión siguiente

$$V_y = K_{cr} \gamma_y H \quad (3.10)$$

Donde,  $K_{cr}$  es la rigidez agrietada a flexión hasta el punto de fluencia del elemento (Figura 3.6), por lo que en el cálculo del momento de inercia de la sección se considera a ésta como agrietada, mientras que  $H$  es la altura de la columna. Para obtener el momento de inercia agrietado de la sección ( $I_{cr}$ ) se pueden utilizar las siguientes expresiones (Rivera, 2005):



**Figura 3.6. Curva idealizada del comportamiento de una columna de concreto reforzado sometida a carga lateral y axial simultánea**

Sección rectangular:

$$\frac{I_{cr}}{I_g} = 0.19 + 11.60\rho_l + 0.012 \frac{P}{A_g f_c'} - 0.17\rho_l \frac{P}{A_g f_c'} \quad (3.11)$$

Sección circular:

$$\frac{I_{cr}}{I_g} = 0.22 + 13.44\rho_l + 0.011 \frac{P}{A_g f_c'} - 0.16\rho_l \frac{P}{A_g f_c'} \quad (3.12)$$

Donde,  $I_g$  representa el momento de inercia de la sección bruta no transformada y  $P/A_g f_c'$  es la carga axial como un porcentaje de la resistencia a compresión de la sección bruta (el cociente se multiplica por cien).

#### 3.4.1.4 Distorsión y resistencia cuando inicia el agrietamiento, $\gamma_{cr}$ y $V_{cr}$

La distorsión y carga lateral que da lugar al inicio del agrietamiento ( $\gamma_{cr}$ ,  $V_{cr}$ ) en la columna por flexión se pueden estimar a través de las ecuaciones siguientes (Rivera, 2005):

$$\gamma_{cr} = \gamma_y \left( 0.0035 \frac{P}{A_g f'_c} + 0.06 \right) \quad (3.13)$$

$$V_{cr} = K_g \gamma_{cr} H \quad (3.14)$$

Donde,  $K_g$  es la rigidez a flexión del elemento sin considerar el agrietamiento de la sección.

### 3.4.2 Estimación aproximada de la capacidad de carga y deformación lateral

Con base en las ecuaciones anteriormente descritas se hizo una predicción aproximada de la carga lateral resistente y la capacidad de desplazamiento de la columna cuando esta fluye, además de calcular la capacidad de deformación última de la misma; para este último parámetro se evaluó en los casos en que la columna es sometida a una carga axial, como porcentaje de la resistencia a compresión de la sección gruesa ( $P/A_g f'_c$ ), de 15%. Los cálculos anteriores se resumen en la Tabla 3.3 para cada uno de los modelos, MC-1 y MC-2.

**Tabla 3.3. Estimación aproximada de distorsión y carga lateral**

<i>Modelo</i>	$\gamma_{cr}$ (cm/cm)	$\gamma_y$ (cm/cm)	$\gamma_u$ (cm/cm)	$V_{cr}$ (t)	$V_y$ (t)
<i>MC-1</i>	0.0008	0.0068	0.0243	4.62	27.24
<i>MC-2</i>	0.0007	0.0062	0.0479	2.7	13.96

# CAPÍTULO 4

## PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 4.1 INTRODUCCIÓN

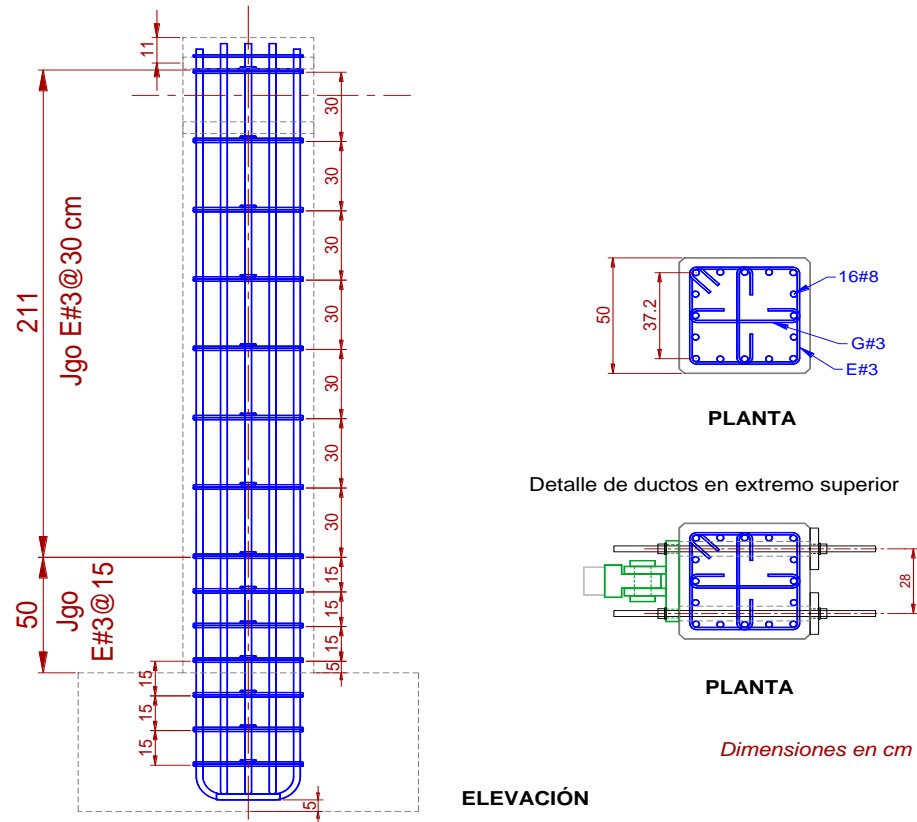
En este capítulo se describe el programa experimental realizado durante el proyecto de investigación. En primera instancia, se describe con detalle el procedimiento constructivo de los especímenes, la colocación de instrumentación externa e interna y su nomenclatura, después los mecanismos de fijación tanto de la zapata a la losa de reacción como de los dispositivos empleados para la aplicación de la carga lateral y vertical. Posteriormente, 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.

### 4.2 CONSTRUCCIÓN DE LOS ESPECÍMENES

#### 4.2.1 Construcción del espécimen MC-1

El refuerzo a flexión de este espécimen estuvo formado por 16 barras del no. 8 (diámetro 2.54 cm) repartidas en el perímetro (cinco barras en cada cara) con un recubrimiento o distancia de su centro al paño de 6.4 cm (peralte efectivo  $d = 43.6$  cm), que representa una cuantía de acero de refuerzo longitudinal,  $\rho_l = 0.032$ . Para el refuerzo transversal se usaron juegos compuestos por un estribo cuadrado y dos grapas perpendiculares entre sí, todos de barras del no. 3 (diámetro de 0.95 cm o 3/8 pulgada), puestos a cada 15 cm en la zona inferior de la columna, donde se esperaba la articulación plástica y dentro del bloque de cimentación y a cada 30 cm en el resto de la columna, alrededor de las 16 barras longitudinales, que representaron una cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal,  $\rho_s = 0.0036$  y  $\rho_s = 0.0018$  para la zona de articulación plástica y el cuerpo superior, respectivamente.

En la Figura 4.1 se aprecia la geometría de la sección transversal y la configuración del refuerzo longitudinal y trasversal del espécimen MC-1.



**Figura 4.1. Geometría y configuración del refuerzo de espécimen MC-1**

El cubo de cimentación se reforzó con barras del no. 3 a modo de estribos rectangulares colocados en las aristas y formando una parrilla en las caras horizontales superior e inferior, cada 20 cm.

### Cuantificación de los materiales

Volumen de concreto

$$Vol_{col} = 0.5 \text{ m} \times 0.5 \text{ m} \times 2.75 \text{ m} = 0.688 \text{ m}^3$$

$$Vol_{base} = 1.3 \text{ m} \times 1.3 \text{ m} \times 0.6 \text{ m} = 1.01 \text{ m}^3$$

$$Vol_{Total} = 0.688 \text{ m}^3 + 1.01 \text{ m}^3 = 1.7 \text{ m}^3, \text{ con un 10\% de desperdicio: } 1.9 \text{ m}^3.$$

Peso de acero de refuerzo

Barras longitudinales. -	16 del # 8	⇨	16Vs x 3.982 m x 3.973 kg/m = 253.13 kg
Bastones. -	14 del # 3	⇨	14Vs x 1.255 m x 0.559 kg/m = 9.82 kg
Estribos. -	13 del # 3	⇨	13Vs x 1.778 m x 0.559 kg/m = 12.92 kg
Grapas. -	24 del # 3	⇨	26Vs x 0.635 m x 0.559 kg/m = 9.22 kg

#### 4.2.1.1 Armado del acero de refuerzo

##### Zapata

El armado del acero de refuerzo de la zapata estuvo formado por barras del no. 3 a modo de estribos rectangulares colocados en las aristas y formando una parrilla en las cara superior e inferior, a cada 20 cm. Las barras estuvieron dispuestas en sentido paralelo y perpendicular a la dirección de la carga lateral. Además, se incluyó la posición de ocho tubos de PVC para dejar huecos de sujeción al piso del Laboratorio. En la Figura 4.2 se muestra el armado del acero de refuerzo de la zapata de los especímenes.



Figura 4.2. Armado del acero de refuerzo de la zapata

##### Columna

El armado del acero de refuerzo del cuerpo de la columna estuvo formado por barras de acero de refuerzo longitudinal y estribos o refuerzo transversal. El refuerzo longitudinal se dispuso en filas, las cuales penetraron hasta las barras del acero de refuerzo inferior de la zapata garantizando así, su longitud de desarrollo. Por su parte, la distribución de los estribos se conformó por barras en forma cuadrada y dos grapas perpendiculares ambos abrazando el refuerzo longitudinal. En la Figura 4.3 se ilustra el armado del acero de refuerzo del cuerpo de la columna.



Figura 4.3. Armado del acero de refuerzo del cuerpo de la columna

### Cabezal macizo

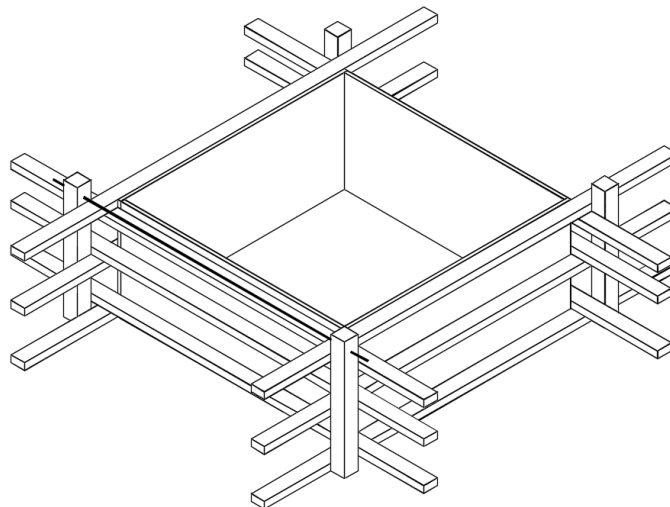
El armado del acero de refuerzo del cabezal macizo de concreto, se conformó con el mismo refuerzo longitudinal y transversal proveniente del cuerpo de la columna. En el extremo superior se colocaron tubos de PVC horizontales para la conexión del gato hidráulico durante la prueba. En la Figura 4.4 se ilustra la configuración del cabezal del espécimen MC-1.



**Figura 4.4. Configuración del cabezal con tubos de PVC**

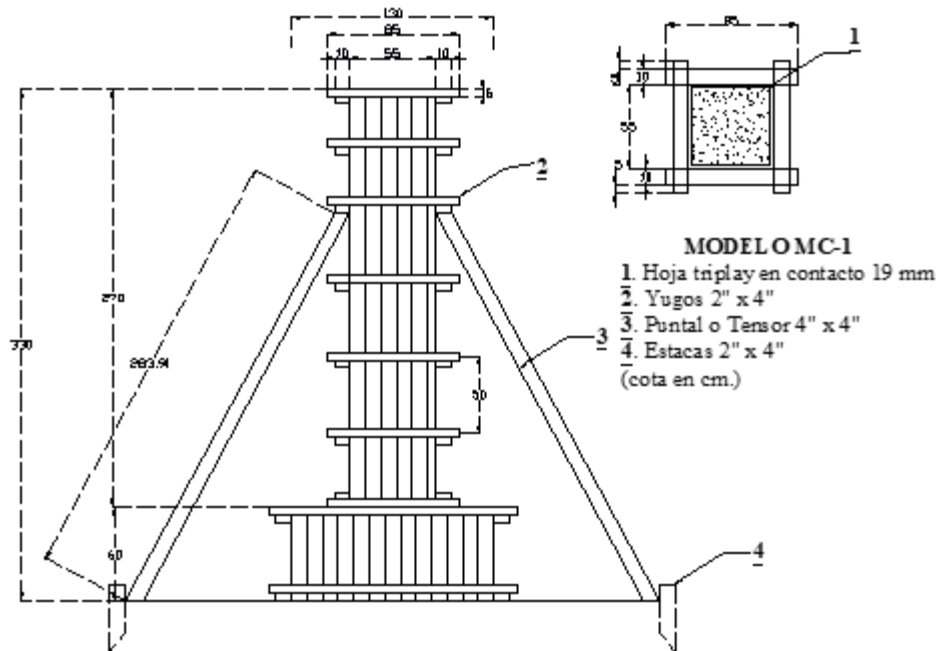
#### 4.2.1.2 Armado de la cimbra

Los paneles laterales de la cimbra de zapata y columna estuvieron formados por lámina triplay de 19 mm de espesor. En la Figura 4.5 y Figura 4.6 se ilustra el esquema de cimbra que se empleó para la zapata y columna, respectivamente.



**Figura 4.5. Cimbra en zapata de cimentación MC-1**





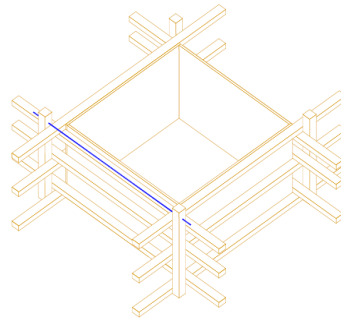
**Figura 4.6. Cimbra del modelo MC-1**

### 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 60 cm, una longitud de 130 cm en sus cuatro caras, correspondiente a las dimensiones externas de la zapata. Cada panel estuvo reforzado por medio de rigidizadores horizontales de 3.5 x 7 cm orientados perpendiculares entre sí y modulados a cada 30 cm. Debido a la alta presión proveniente del concreto fresco, estos rigidizadores se apoyaron sobre bastidores o elementos verticales, de tal manera que quedarán enfrentados con sus homólogos de la cara opuesta. Lo anterior con el fin de conectarlos en sus extremos por medio de barras roscadas (espárragos) de 3/8 de pulgada de diámetro como tensores.

Los rigidizadores de los paneles de la cimbra para la zapata se prolongaron 144 cm más de longitud con respecto a las dimensiones correspondientes de la zapata. Estos 144 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 espárrago de 3/8 de pulgada de diámetro.

Para mantener de forma concéntrica la zapata con respecto al cuerpo de la columna, la columna se apuntalo con cuatro polines de 8 x 8 cm, los cuales restringían el movimiento antes y durante la etapa del colado. En la Figura 4.7 se muestra el armado de los paneles laterales de la cimbra para la zapata.

a) **Proyectado**b) **Ejecutado****Figura 4.7. Armado de los paneles laterales de la cimbra para la zapata****Paneles externos para la columna**

Los paneles externos de la cimbra para la pila estuvieron formados por láminas de triplay de 19 mm de espesor. Tuvieron una altura de 275 cm y una longitud de 50 cm en sus cuatro lados, correspondientes a las dimensiones externas del cuerpo de la pila. Cada panel estuvo reforzado por medio de rigidizadores horizontales de 3.5 x 7 cm modulados a 0, 60, 130 y 230 cm de altura respecto a la zapata, con el propósito de 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 columna. 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 barras roscadas (espárragos) de 3/8 de pulgada de diámetro. En la Figura 4.8 se muestra el armado de los paneles externos de la cimbra para la columna.

**Figura 4.8. Armado de los paneles externos de la cimbra para la columna**

### 4.2.1.3 Colado del espécimen

#### Características del concreto

En zapata, el concreto que se utilizó para el colado fue hecho *in situ* con una revolvedora de un saco (Figura 4.9), requiriéndose cinco mezclas para completar 1 m<sup>3</sup> de concreto. Se especificó con un tamaño máximo de agregado de 3/4 de pulgada además se utilizó aditivo fluidificante con lo que se logró obtener un bajo revenimiento (Figura 4.10) y una resistencia de diseño de 400 kg/cm<sup>2</sup>. La resistencia objetivo se alcanzó con mucha cercanía (417 kg/cm<sup>2</sup>).

Después del colado de la base se hizo la preparación para el colado de la columna.

En columna, se realizó el colado con la revolvedora usándose fluidificante para controlar la cantidad de agua y tomándose cilindros de concreto de cada una de las cinco revolturas. La resistencia objetivo de 300 kg/cm<sup>2</sup> se alcanzó con mucha cercanía (317 kg/cm<sup>2</sup>).



Figura 4.9. Elaboración de concreto con revolvedora



Figura 4.10. Prueba de revenimiento

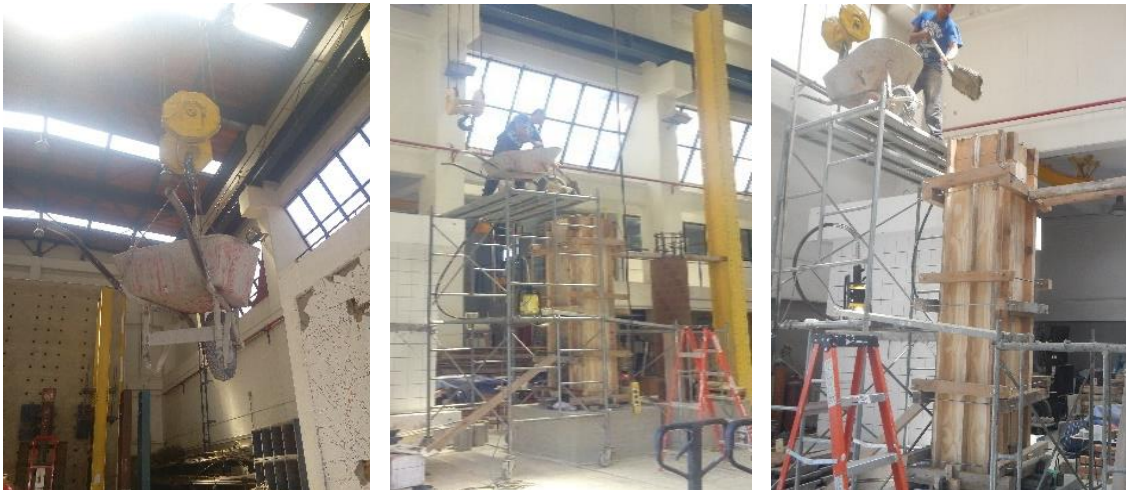
### Etapas del colado

El proceso del colado se realizó en dos etapas, las cuales se mencionan a continuación:

- En la primera etapa se formó el volumen de la zapata cuadrada, como se ilustra en la Figura 4.11.a.
- En la segunda etapa se coló la columna cuadrada con su respectivo cabezal. Debido a la altura de este colado, fue necesario armar un cuerpo de andamios alrededor del espécimen para alcanzar la altura requerida. Como se ilustra en la Figura 4.11.b.



**Figura 4.11.a. Colado de zapata cuadrada**



**Figura 4.11.b. Colado de columna cuadrada**

**Figura 4.11. Etapas del colado del espécimen MC-1**

Antes del fraguado final del concreto se colocó la placa con articulación en la superficie horizontal superior de la columna, misma que sería usada para aplicar la carga vertical durante el ensaye, como se muestra en la Figura 4.12.



**Figura 4.12. Placa de acero con articulación**

En la Figura 4.13 se muestra el acomodo de los cables de los deformímetros eléctricos para sacarlos del cimbrado.



**Figura 4.13. Acomodo de cables de deformímetros eléctricos**

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

En cada una de las diferentes etapas de colado, se tomaron muestras de concreto aleatoriamente para la elaboración de cilindros de 30 cm de altura y 15 cm de diámetro. Esto con el objetivo de realizar la prueba de resistencia a compresión. Los resultados de estos ensayos se comentan en la sección 4.8. En la Figura 4.14 se muestran algunos de los cilindros de concreto realizados las etapas del colado.

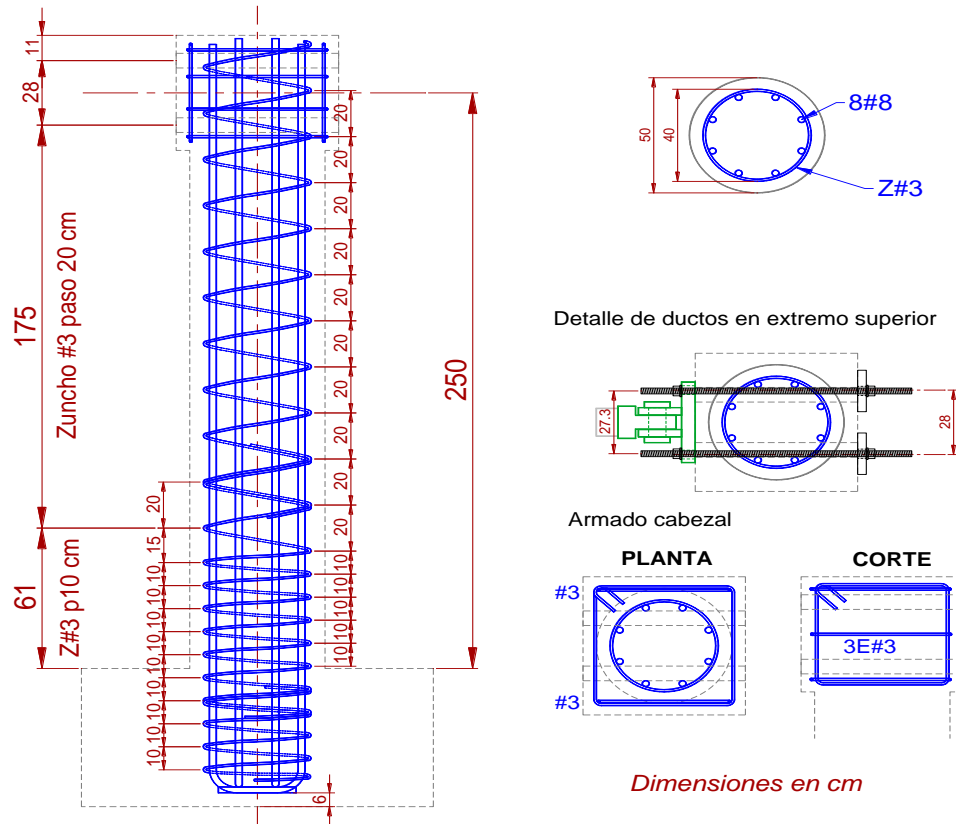


**Figura 4.14. Toma de muestras de concreto para pruebas de resistencia**

#### **4.2.2 Construcción del espécimen MC-2**

El refuerzo a flexión de este espécimen estuvo formado por 8 barras del no. 8 (diámetro 2.54 cm) repartidas en el perímetro, dentro de la proyección del zuncho cuyo diámetro fue de 40 cm (recubrimiento al centro de barra de 7.2 cm). El refuerzo longitudinal representa una cuantía de,  $\rho_l = 0.021$ . El refuerzo transversal estuvo formado por un zuncho de barras del no. 3 (diámetro 0.95 cm) cuyo paso (separación entre una vuelta y la siguiente) fue de 10 cm en la zona inferior de la columna, donde se esperaba la articulación plástica y dentro del bloque de cimentación y a cada 20 cm en el resto de la columna, que representaron una cuantía volumétrica de acero de refuerzo transversal,  $\rho_s = 0.0071$  y  $\rho_s = 0.0046$ , respectivamente.

Se requirieron traslapes de 2.5 vueltas, procurándose que no hubiera traslape en la zona de la articulación plástica. En la Figura 4.15 se aprecia la geometría de la sección trasversal y la configuración del refuerzo longitudinal y trasversal del espécimen MC-2.



**Figura 4.15. Geometría y configuración del refuerzo de espécimen MC-2**

Al igual que en el espécimen MC-1, el cubo de cimentación se reforzó con barras del no. 3 a modo de estribos rectangulares colocados en las aristas y formando una parrilla en las caras horizontales superior e inferior, cada 20 cm.

**Cuantificación de los materiales**

Volumen de concreto

$$Vol_{col.} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \times L = \frac{\pi (0.50)^2}{4} \times (2.25) = 0.442 \text{ m}^3$$

$$Vol_{cabezal} = 0.6 \text{ m} \times 0.6 \text{ m} \times 0.5 \text{ m} = 0.18 \text{ m}^3$$

$$Vol_{base} = 1.3 \text{ m} \times 1.3 \text{ m} \times 0.6 \text{ m} = 1.01 \text{ m}^3$$

$$Vol_{Total} = 0.442 \text{ m}^3 + 0.18 \text{ m}^3 + 1.01 \text{ m}^3 = 1.63 \text{ m}^3, \text{ con un 10\% de desperdicio: } 1.8 \text{ m}^3.$$

Peso de acero de refuerzo

Barras longitudinales. - 8 del # 8	⇨	8Vs x 3.98 m x 3.973 kg/m = 226.56 kg
Bastones. - 14 del # 3	⇨	14Vs x 1.25 m x 0.559 kg/m = 9.82 kg
Estribos. - 20 del # 3	⇨	20Vs x 1.57 m x 0.559 kg/m = 17.56 kg

La construcción de la columna circular de 50 cm de diámetro siguió la misma metodología explicada para la columna cuadrada, salvo los cambios obvios debido a la forma circular como el uso de zunchos en el armado, la forma de la cimbra resuelta con un tubo de cartón, y el detalle de un cabezal cuadrado en la parte superior.

#### 4.2.2.1 Armado del acero de refuerzo

##### Zapata

El armado del acero de refuerzo de la zapata estuvo formado por barras del no. 3 a modo de estribos rectangulares colocados en las aristas y formando una parrilla en las caras superior e inferior, a cada 20 cm. Las barras estuvieron dispuestas en sentido paralelo y perpendicular a la dirección de la carga lateral. Además, se incluyó la posición de ocho tubos de PVC para dejar huecos de sujeción al piso del Laboratorio. En la Figura 4.16 se muestra el armado del acero de refuerzo de la zapata.



**Figura 4.16. Armado del acero de refuerzo de la zapata**

##### Columna

El armado del acero de refuerzo del cuerpo de la columna estuvo formado por barras de acero de refuerzo longitudinal y estribos o refuerzo transversal. El refuerzo longitudinal se dispuso en filas, las cuales penetraron hasta las barras del acero de refuerzo inferior de la zapata garantizando así su longitud de desarrollo. Por su parte, la distribución de los estribos varió para cada espécimen, pero en general se consideraron estribos en forma helicoidal abrazando el refuerzo longitudinal. En la Figura 4.17 se ilustra el armado del acero de refuerzo del cuerpo de la columna.



**Figura 4.17. Armado del acero de refuerzo del cuerpo de la columna**



### Cabezal macizo

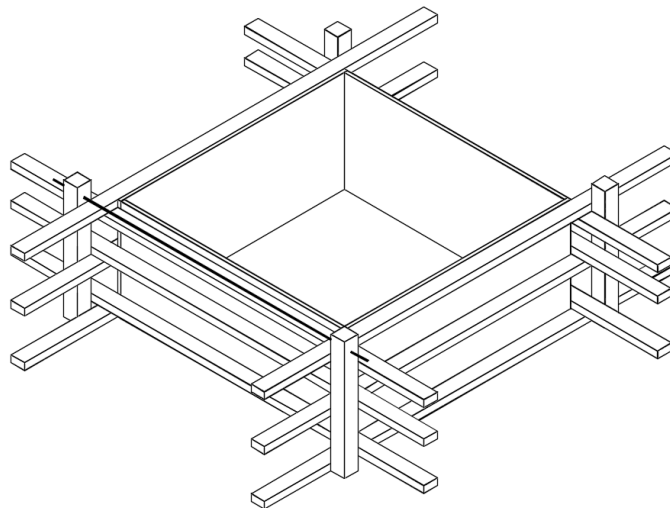
El armado del acero de refuerzo del cabezal macizo de concreto, además de contar con el refuerzo longitudinal y transversal proveniente del cuerpo de la columna y se agregaron estribos cuadrados 52 cm en sentido horizontal y dos estribos de 44 x 49.3 cm en sentido vertical con barras del no. 3 formando una canasta (cubo) para el cabezal macizo. Además, se colocaron cuatro tubos de PVC horizontales para la conexión del gato hidráulico durante la prueba (Figura 4.18).



**Figura 4.18. Configuración del cabezal con tubos de PVC**

#### 4.2.2.2 Armado de la cimbra

Los paneles laterales de la cimbra de zapata estuvieron formados por lámina triplay de 19 mm de espesor, mientras que para la columna se empleó un sonotubo de cartón de alta densidad. En la Figura 4.19 y Figura 4.20 se ilustra el esquema de cimbra que se empleó para zapata y columna, respectivamente.



**Figura 4.19. Cimbra en zapata de cimentación MC-2**

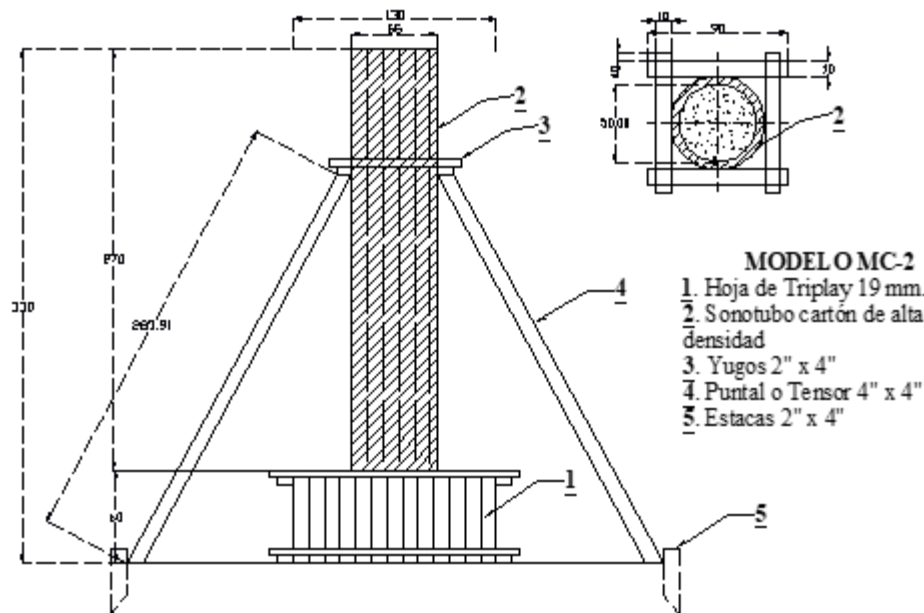


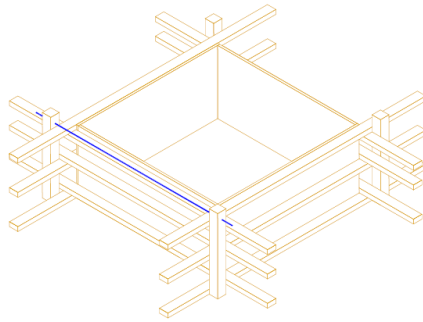
Figura 4.20. Cimbra del modelo MC-2

### 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 60 cm, una longitud de 130 cm en sus cuatro caras, correspondiente a las dimensiones externas de la zapata. Cada panel estuvo reforzado por medio de rigidizadores horizontales de 3.5 x 7 cm orientados perpendiculares entre sí y modulados a cada 30 cm. Debido a la alta presión proveniente del concreto fresco, estos rigidizadores se apoyaron sobre bastidores o elementos verticales, de tal manera que quedarán enfrentados con sus homólogos de la cara opuesta. Lo anterior con el fin de conectarlos en sus extremos por medio de barras roscadas (espárragos) de 3/8 de pulgada de diámetro como tensores.

Los rigidizadores de los paneles de la cimbra para la zapata se prolongaron 144 cm más de longitud con respecto a las dimensiones correspondientes de la zapata. Estos 144 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 espárrago de 3/8 de pulgada de diámetro.

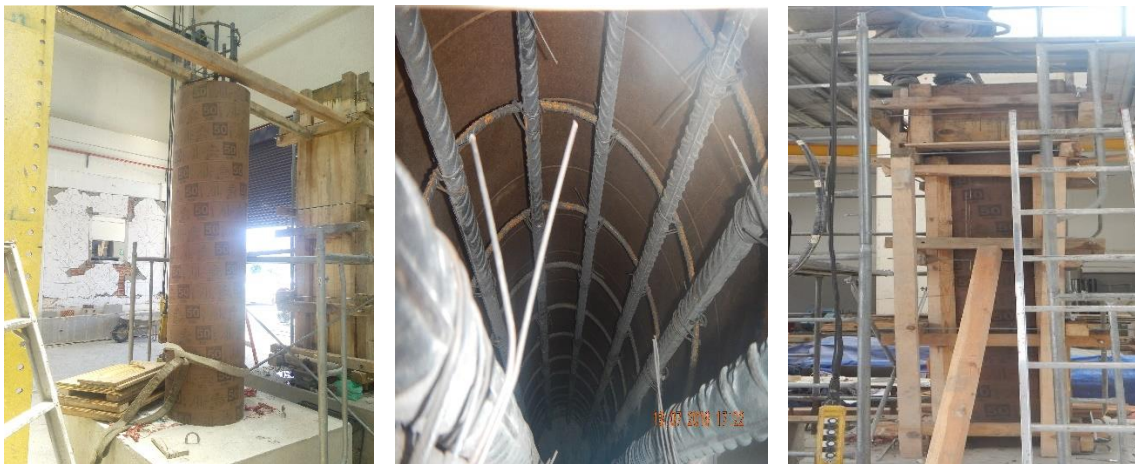
Para mantener de forma concéntrica la zapata con respecto al cuerpo de la columna, la columna se apuntalo con cuatro polines de 8 x 8 cm, los cuales restringían el movimiento antes y durante la etapa del colado. En la Figura 4.21 se muestra el armado de los paneles laterales de la cimbra para la zapata.

a) **Proyectado**b) **Ejecutado****Figura 4.21. Armado de los paneles laterales de la cimbra para la zapata**

### Panel externo para la columna

El panel externo de la cimbra para la columna estuvo formado por un sonotubo de 50 cm de diámetro y una altura de 225 cm, correspondientes a las dimensiones externas del cuerpo de la columna. El sonotubo estuvo reforzado por medio de rigidizadores horizontales de 3.5 x 7 cm modulados a 0, 75, 150 y 225 cm de altura respecto a la zapata, con el propósito de soportar la presión lateral ejercida por el concreto fresco y restringir los posibles movimientos antes y durante la etapa del colado.

Para darle soporte lateral, se prolongaron 20 cm más la longitud de los rigidizadores horizontales con respecto al diámetro correspondiente del cuerpo de la columna. 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 barras roscadas (espárragos) de 3/8 de pulgada de diámetro. En la Figura 4.22 se muestra el armado del panel externo de la cimbra para la columna.

**Figura 4.22. Armado del panel externo de la cimbra para la columna**

### 4.2.2.3 Colado del espécimen

#### Características del concreto

En zapata, el concreto que se utilizó para el colado fue hecho *in situ* con una revolvedora de un saco (Figura 4.23), requiriéndose cinco mezclas para completar  $1 \text{ m}^3$  de concreto. Se especificó con un tamaño máximo de agregado de  $3/4$  de pulgada además se utilizó aditivo fluidificante con lo que se logró obtener un bajo revenimiento (Figura 4.24) y una resistencia de diseño de  $400 \text{ kg/cm}^2$ . La resistencia objetivo se alcanzó con una precisión considerable ( $419 \text{ kg/cm}^2$ ).

Después del colado de la base se hizo la preparación para el colado de la columna.

En columna, se realizó el colado con la revolvedora usándose fluidificante para controlar la cantidad de agua y tomándose cilindros de concreto de cada una de las cinco revolturas. La resistencia objetivo de  $300 \text{ kg/cm}^2$  se alcanzó también con una bastante precisión ( $321 \text{ kg/cm}^2$ ).



Figura 4.23. Elaboración de concreto con revolvedora



Figura 4.24. Prueba de revenimiento

### Etapas del colado

El proceso del colado se realizó para dos etapas, las cuales se mencionan a continuación:

- En la primera etapa se formó el volumen de la zapata circular, como se ilustra en la Figura 4.25.a.
- En la segunda etapa se coló la columna circular con su respectivo cabezal, de igual manera fue necesario armar un cuerpo de andamios alrededor del espécimen para alcanzar la altura requerida. Como se ilustra en la Figura 4.25.b.



**Figura 4.25.a. Colado de zapata cuadrada**



**Figura 4.25.b. Colado de columna circular**

### **Figura 4.25. Etapas del colado del espécimen MC-2**

Antes del fraguado final del concreto se colocó la placa con articulación en la superficie horizontal superior de la columna, misma que sería usada para aplicar la carga vertical durante el ensaye, como se muestra en la Figura 4.26.



**Figura 4.26. Placa de acero con articulación**

En la Figura 4.27 se muestra el acomodo de los cables de los deformímetros eléctricos para sacarlos del cimbrado.



**Figura 4.27. Acomodo de cables de deformímetros eléctricos**

### Control del concreto endurecido

En cada una de las diferentes etapas de colado, se tomaron muestras de concreto aleatoriamente para la elaboración de cilindros de 30 cm de altura y 15 cm de diámetro. Esto con el objetivo de realizar la prueba de resistencia a compresión. Los resultados de estos ensayos se comentan en el capítulo 4.8. En la Figura 4.28 se muestran algunos de los cilindros de concreto realizados las etapas del colado.



**Figura 4.28. Toma de muestras de concreto para pruebas de resistencia**

## 4.3 INSTRUMENTACIÓN

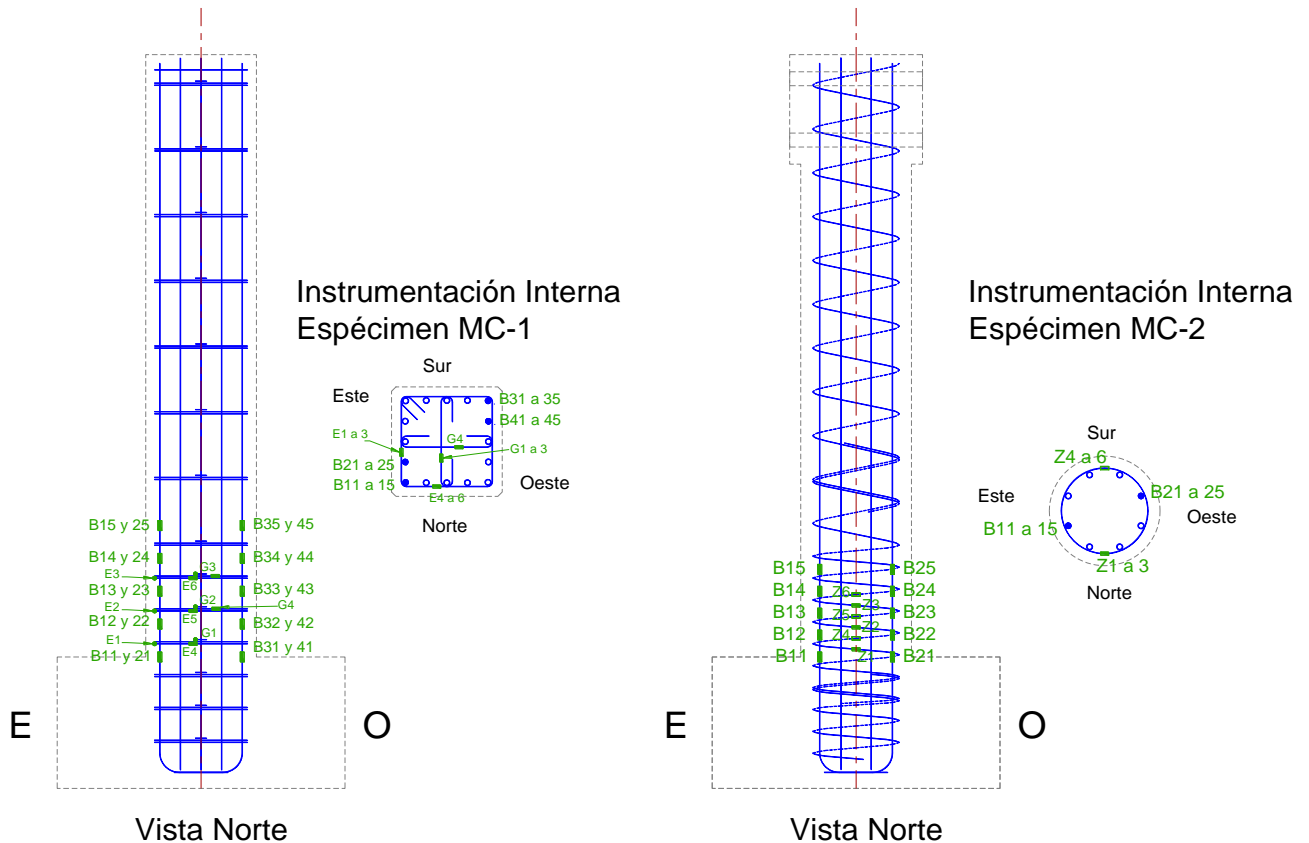
### 4.3.1 Instrumentación interna

En lo que concierne a la instrumentación interna, se instrumentaron dos columnas mediante deformímetros eléctricos (strain gages) tipo KFP-2-C1-65 de  $120\ \Omega$  de resistencia como lo muestra la Figura 4.29. Adheridos en el refuerzo longitudinal en la zona donde se presentarán los máximos esfuerzos y deformación durante la aplicación de la carga lateral en el extremo inferior de la columna. De igual manera se colocarán deformímetros eléctricos en el refuerzo transversal, sea estribos, grapas o zunchos tal como se indica en la Figura 4.30.



**Figura 4.29. Deformímetros eléctricos (strain gages)**

Estos sensores se colocaron en donde podrían formarse articulaciones plásticas, se colocaron 30 deformímetros eléctricos en el espécimen MC-1, donde 20 se adhirieron en 4 barras del refuerzo longitudinal en las dos caras perpendiculares al eje de la carga lateral y los 10 restantes se colocaron sobre el refuerzo transversal 6 en estribos y 4 en grapas; en el espécimen MC-2 se adhirieron 16 strain gages donde 10 se colocaron en 2 barras del refuerzo longitudinal y los 6 restantes sobre el refuerzo transversal (zuncho).



**Figura 4.30. Instrumentación interna de los especímenes**

Dadas las deflexiones a que se somete el armado durante el ensaye, así como a las severas acciones durante el proceso constructivo de la columna, se consideró conveniente contar con dos sistemas redundantes de medición en cada sección transversal instrumentada, por lo que se colocaron deformímetros eléctricos soldados en el acero longitudinal en ambas caras perpendiculares al eje de la carga lateral, como se puede apreciar en la Figura 4.30.

Debido a las maniobras y condiciones a las que se somete al armado de la columna de prueba durante su transporte y construcción, se dio una protección mecánica e impermeabilizante a los sensores mediante una resina epóxica, la cual proporciona una coraza resistente y rígida, a fin de proteger el cableado de los sensores. Cabe mencionar que todos los sensores colocados en el acero de refuerzo fueron revisados antes y después del colado, con el propósito de asegurar su correcto funcionamiento.

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

#### **4.3.1.1 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 dos especímenes.

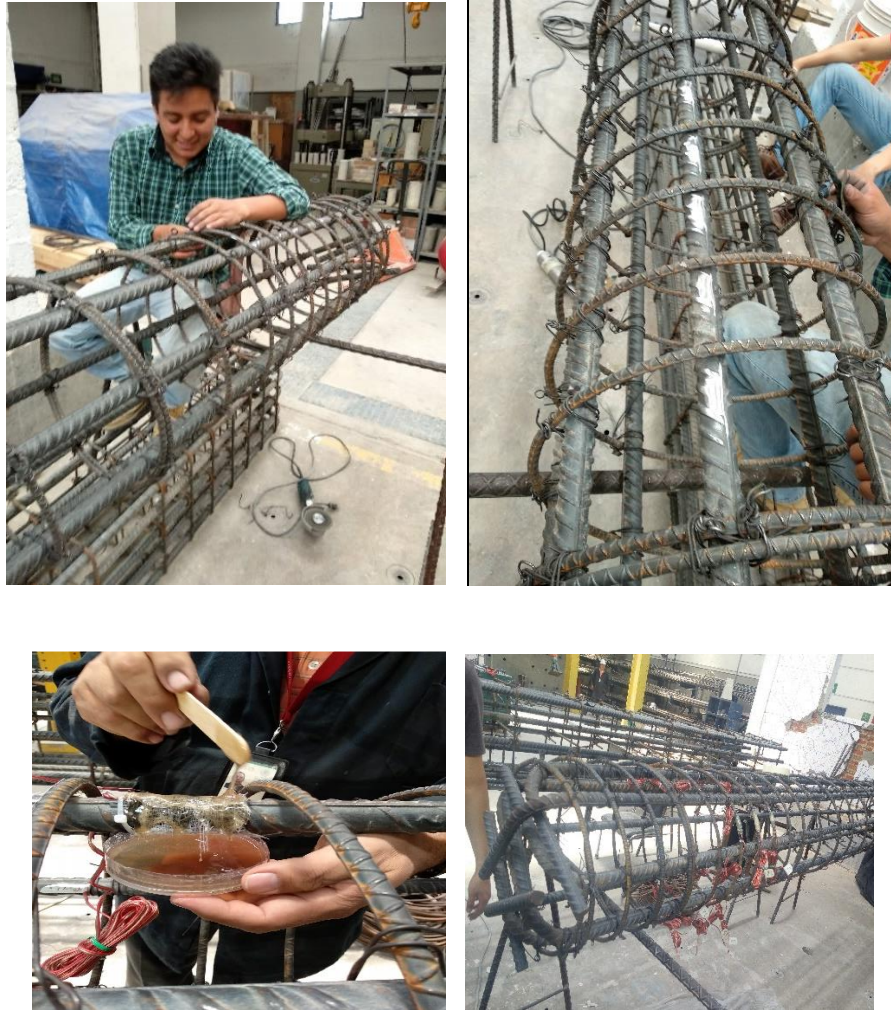


Los deformímetros eléctricos en el espécimen MC-1, se instalaron en cuatro barras longitudinales sobre dos caras de la columna y a diferentes alturas. En la Figura 4.31 se aprecian la colocación de los deformímetros eléctricos sobre el refuerzo longitudinal del espécimen MC-1.



**Figura 4.31. Colocación de deformímetros eléctricos en el refuerzo longitudinal del espécimen MC-1**

Los deformímetros eléctricos en el espécimen MC-2, estuvieron adheridos en dos barras longitudinales sobre la cara Este y Oeste únicamente y a diferentes alturas. En la Figura 4.32 se muestra la colocación de los deformímetros eléctricos sobre el refuerzo longitudinal del espécimen MC-2.



**Figura 4.32. Colocación de deformímetros eléctricos en el refuerzo longitudinal del espécimen MC-2**

#### ***4.3.1.2 Refuerzo transversal***

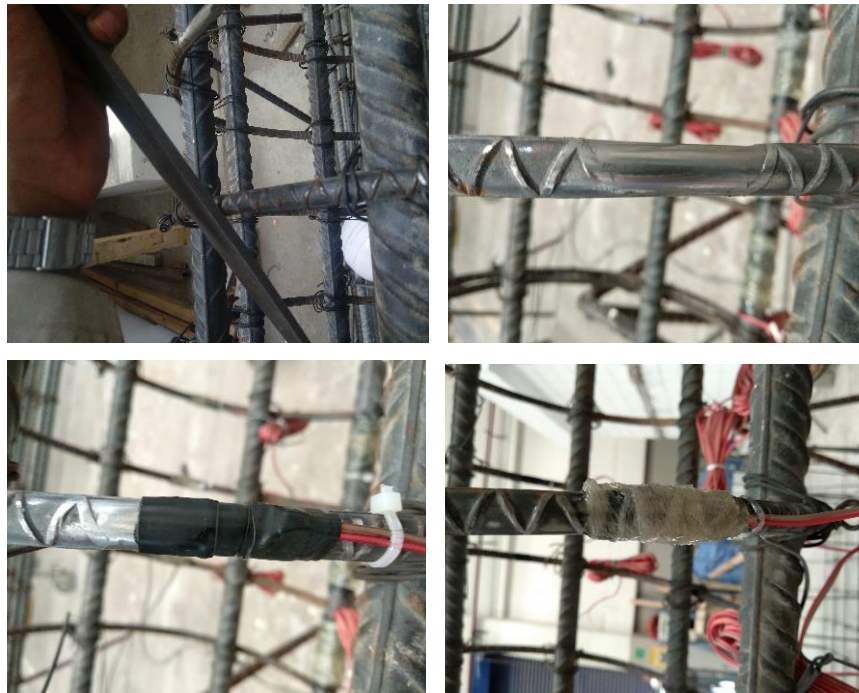
Para medir la deformación unitaria en el refuerzo transversal de los especímenes, se colocaron deformímetros eléctricos en algunos de los refuerzos transversales y en diferentes alturas. La ubicación de los deformímetros fue diferente para los especímenes, debido a las diferentes configuraciones del refuerzo transversal.

En el espécimen MC-1, los deformímetros eléctricos de los estribos están colocados en las caras Este y Norte, adheridos en el cuarto, quinto y sexto estribo que corresponden a la altura de 5, 20 y 35 cm con respecto a la base de la columna, en las grapas, tres deformímetros eléctricos están colocados en dirección Norte-Sur, y adheridos en la cuarta, quinta y sexta grapa que corresponden a la altura de 5, 20 y 35 cm con respecto a la base de la columna, se colocó un deformímetro adicional en la cuarta grapa en sentido paralelo a la carga horizontal a una altura de 5 cm con respecto a la base de la columna. En la Figura 4.33 se aprecia la colocación de los deformímetros eléctricos sobre el refuerzo transversal del espécimen MC-1.



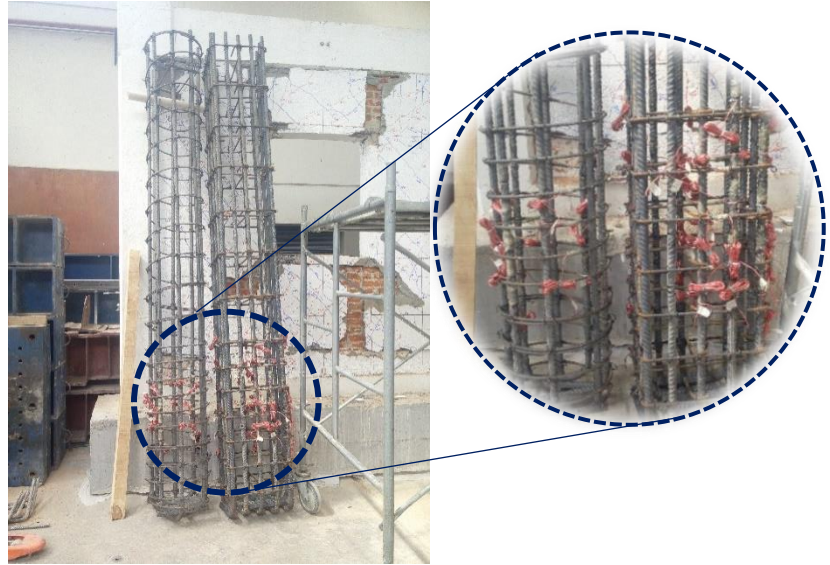
**Figura 4.33. Colocación de los deformímetros eléctricos sobre el refuerzo transversal del espécimen MC-1**

Finalmente, los deformímetros eléctricos en el espécimen MC-2, se orientaron hacia el Norte y Sur, adheridos a una altura en lado norte a 5.6, 15.2 y 24.6 cm y lado sur a 10.5, 21.1 y 30 cm con respecto a la base de la columna. En la Figura 4.34 se aprecia la colocación de los deformímetros eléctricos sobre el refuerzo transversal en el espécimen MC-2.



**Figura 4.34. Colocación de los deformímetros eléctricos sobre el refuerzo transversal del espécimen MC-2**

Como se puede apreciar en la Figura 4.35, los especímenes se instrumentaron dentro de la zona donde se espera que se desarrolle la articulación plástica.

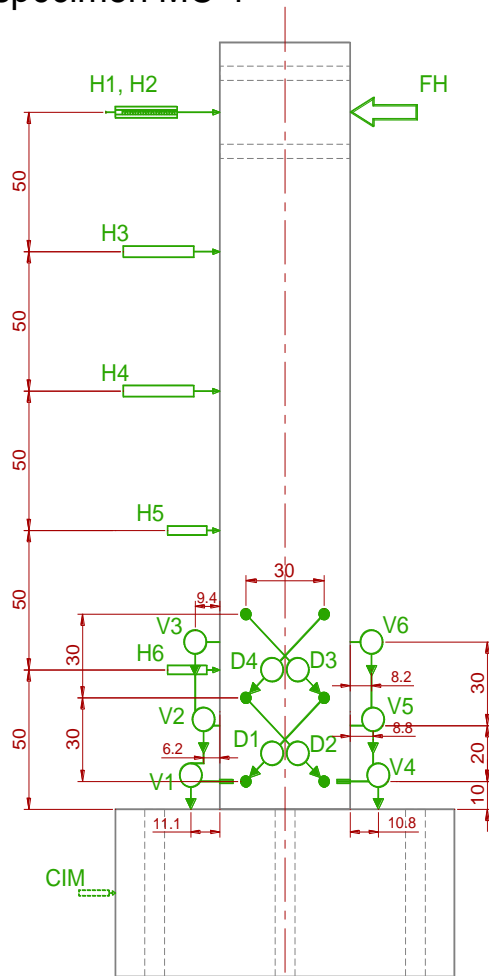


**Figura 4.35. Instrumentación interna del acero de refuerzo longitudinal y transversal en zona plástica de las columnas mediante deformímetros eléctricos**

#### **4.3.2 Instrumentación externa**

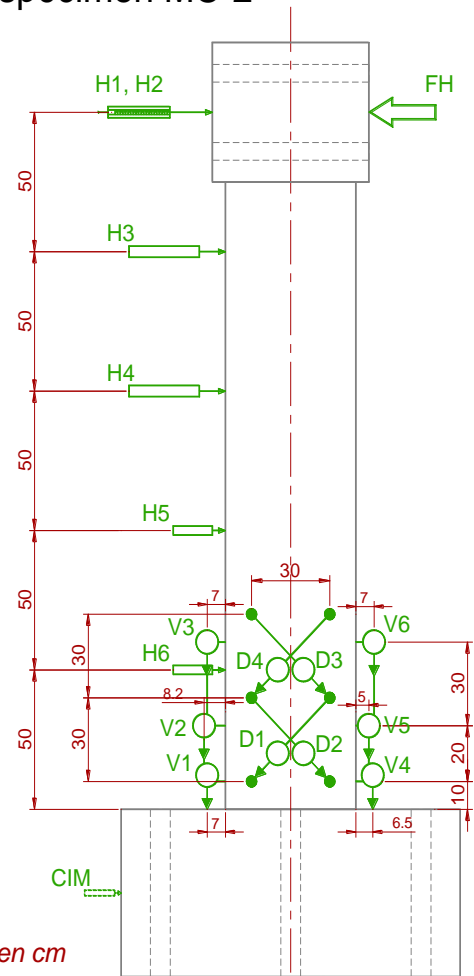
Para el caso de la instrumentación externa se colocaron transductores de desplazamiento instalados en distintos puntos de los especímenes, con el fin de conocer los desplazamientos lineales absolutos y relativos, la distorsión angular por cortante y el giro de las secciones de las columnas. El arreglo de instrumentación se presenta en la Figura 4.36.

Especímen MC-1



Vista Sur

Especímen MC-2



Vista Sur

Dimensiones en cm

Figura 4.36. Instrumentación externa de los especímenes

#### 4.3.2.1 Desplazamiento lateral

Para medir el desplazamiento lateral de los especímenes se colocaron transductores en posición horizontal a lo largo de la altura de la columna. Estos transductores se colocaron en la dirección del desplazamiento, es decir, sobre la cara Oeste de los especímenes para que cada uno tomara la lectura del movimiento cuando el desplazamiento se realizara en el sentido correspondiente. En la Figura 4.37 se aprecian la ubicación de los transductores para la medición del desplazamiento lateral de los especímenes.



a) MC-1

b) MC-2

**Figura 4.37. Ubicación de transductores para medición de desplazamiento lateral**

#### 4.3.2.2 Curvatura en la base

Para medir la curvatura en la base de los especímenes MC-1 y MC-2 se colocaron transductores en posición vertical en la parte baja de la columna a una altura de 10, 30 y 60 cm respecto a la base. Estos transductores se colocaron tanto en la cara Este como Oeste para tomar lecturas del movimiento en ambos sentidos del desplazamiento (Figura 4.38 y Figura 4.39).



a) MC-1



b) MC-2

**Figura 4.38. Transductores para medición de curvatura en la base cara Este**



a) MC-1



b) MC-2

**Figura 4.39. Detalle de instrumentación de junta fría de concreto zapata-columna de especímenes**

#### *4.3.2.3 Deformación por corte*

Para medir la deformación por corte en los especímenes se colocaron transductores en diagonal sobre la cara Sur a lo largo de la altura de la columna. Este arreglo serial de transductores se ubicaron a una altura de 10, 40 y 70 cm y con una separación de 30 cm entre ellos. En la Figura 4.40 se ilustra la ubicación de los transductores para la medición de la deformación por corte de los especímenes.



a) MC-1



b) MC-2

**Figura 4.40. Posición de transductores para medición de deformación por corte**

### 4.3.3 Adquisición de datos

#### 4.3.3.1 Sistema de adquisición de datos

Para el almacenamiento de la información se conectaron todos los instrumentos de medición (deformímetros eléctricos, traductores de desplazamiento, actuador horizontal y celdas de carga) a un equipo de adquisición multi-canal que captura lecturas simultáneas, como lo muestra la Figura 4.41.



**Figura 4.41. Adquisidor de datos multi-canal**

#### 4.3.3.2 Descripción de nomenclatura instrumentación interna

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

- Barras longitudinales: MC-1 (B11-B21-B31- B41), MC-2 (B11-B21)
- Barras transversales: MC-1 (E1 y G1), MC-2 (Z1)

La primera letra hace referencia al elemento donde se encuentra adherido el deformímetro eléctrico, por ejemplo, B barra de refuerzo longitudinal, E estribo refuerzo transversal, G grapa refuerzo transversal y Z zuncho refuerzo transversal. El ultimo termino tiene números los cuales indican la fila o rama del refuerzo donde se ubica el refuerzo instrumentado y un número que crece secuencialmente de acuerdo con el número de deformímetros eléctricos instalados en dicha cara a distinta altura.

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

#### 4.3.3.3 Descripción de nomenclatura instrumentación externa

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

FH-FV1-H1-V1-D1

En donde FH hace referencia a gato horizontal, en FV1 celda de carga vertical donde el número indica la posición, en las siglas siguientes la primera letra hace referencia al tipo de desplazamiento que se desea medir, por ejemplo, H1 desplazamiento horizontal, V1 micrómetro vertical y D1 micrómetro diagonal. El último número hace referencia a la altura en centímetros a la que se encuentra el transductor de desplazamiento con respecto a la base de la columna.

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



#### 4.4 SISTEMA DE FIJACIÓN A LA LOSA DE REACCIÓN

El sistema de fijación de los especímenes a la losa de reacción se realizó por medio de ocho barras roscadas de acero de postensado 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 60 cm de peralte de la zapata y los 85 cm de espesor de la losa de reacción como se ilustra en la Figura 4.42.



**Figura 4.42. 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 de perforaciones de 4 pulgadas de diámetro que posee la losa de reacción.

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

Para colocar y sujetar el actuador horizontal al muro de reacción a 250 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 postensado. Debido a que la carga máxima del actuador es de 50 t, sólo se emplearon cuatro barras de acero tensadas 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 4.43 se muestra el sistema de fijación del actuador horizontal al muro de reacción.



**Figura 4.43. Sistema de fijación del actuador al muro de reacción**

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

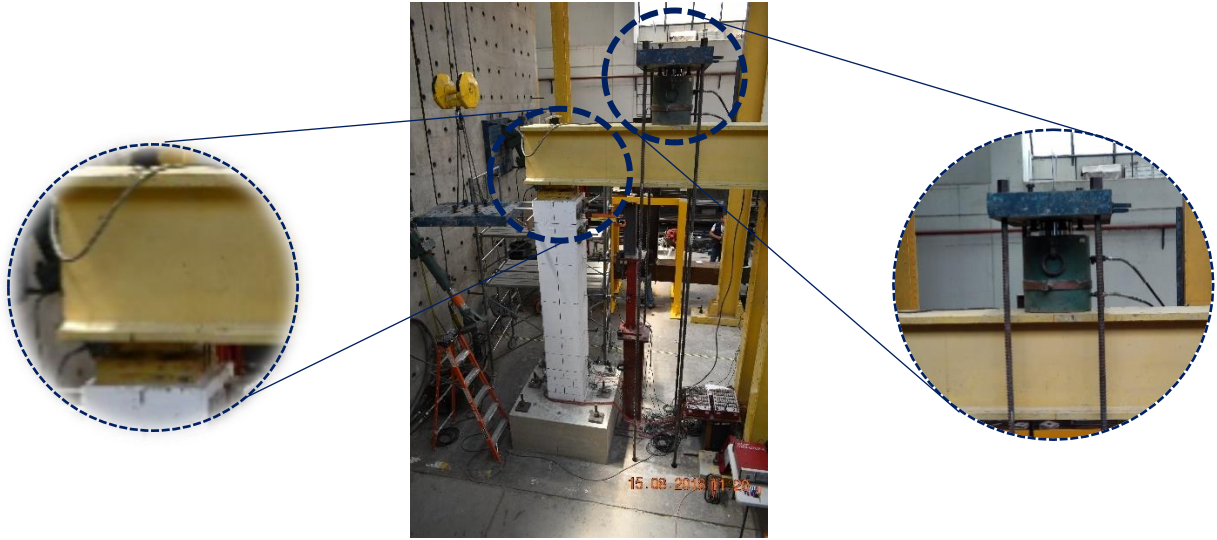
Por otro lado, para colocar y sujetar el actuador horizontal al espécimen, se emplearon cuatro placas de acero en la parte superior de la columna. La placa del actuador se colocó en la cara anterior, en la posterior se colocaron las cuatro placas de 15 x 15 cm alineadas en la dirección de la aplicación de la carga lateral, sujetadas por medio de cuatro barras roscadas de acero atravesando el cuerpo de la columna. En la Figura 4.44 se ilustra el sistema de fijación del actuador horizontal al espécimen.



Figura 4.44. Sistema de fijación del actuador horizontal al espécimen

#### 4.7 DISPOSITIVO DE APLICACIÓN DE CARGA AXIAL

Para los dos especímenes, se consideró una relación de carga axial igual a  $0.15f'cA_g$ , lo que representó 112.5 t y 105 t, aproximadamente, para columna cuadrada y circular, teniendo en cuenta que la resistencia especificada a compresión obtenida experimentalmente,  $f'c$  fue igual a 317 y 319  $\text{kg}/\text{cm}^2$ . Esta carga axial se aplicó mediante cuatro barras roscadas de 10 m de longitud, sujetas en su extremo inferior a la losa de reacción en la cual se mide la tensión de las barras con cuatro celdas de carga y en el extremo superior a una placa de acero de 65 x 115 cm de ancho y largo, espesor de 10 cm y peso de 716 kg, en la parte inferior de la placa se colocó un gato hidráulico con capacidad de 400 t y con un peso de 409 kg a una distancia de 125 cm respecto al longitudinal de la columna, cabe mencionar que el gato hidráulico está sobrepuesto en una viga de acero con una longitud de 650 cm, peralte de 60 cm y peso de 3,809 kg, este sistema hace que sea posible transmitir la carga axial 120 t y 88 t. En la Figura 4.45 se aprecia el dispositivo de aplicación de la carga axial.



**Figura 4.45. Dispositivo de aplicación de carga axial**

El tensionado de estas barras roscadas de acero se realizó aplicando una carga de 36.25 t para columna cuadrada y 26.35 t para columna circular a cada una. La carga restante para completar la relación de carga axial estuvo representada en el peso de los diferentes perfiles de acero y gato hidráulico que formaron el sistema para la aplicación de la carga axial.

Finalmente, sobre la viga de acero 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 4.45 se muestra en detalle el dispositivo de aplicación de la carga axial.

## 4.8 ENSAYE DE LOS MATERIALES

Durante la construcción de los especímenes se tomaron muestras aleatorias de los materiales utilizados en la construcción de los especímenes. Para el caso particular del concreto, se tomaron muestras durante los colados para la elaboración y ensaye de cilindros estándar.

El acero de refuerzo longitudinal se muestreó después de la demolición de los modelos, tomando tramos de 75 cm del extremo superior de las columnas, zona que no tuvo ningún daño durante los ensayes. Para el acero de refuerzo usado en estribos y grapas de la columna cuadrada, se ensayaron muestras reservadas cuando se elaboraron los mismos, así como muestras de las barras que serían usadas en los zunchos de la columna circular.

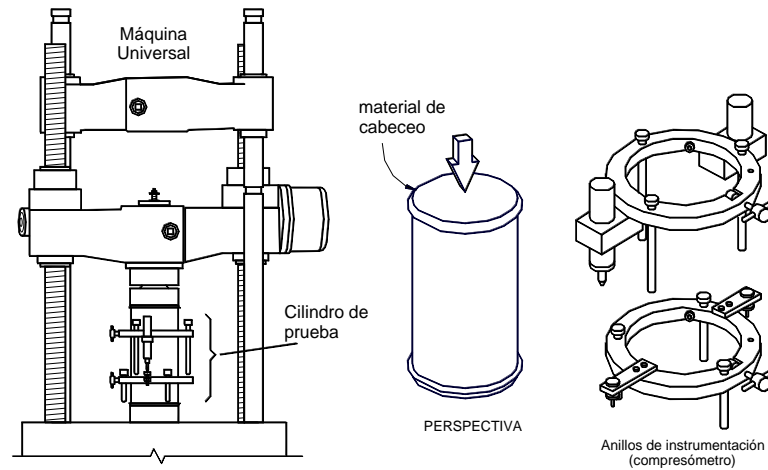
### 4.8.1 Concreto

Se realizó el muestreo y ensaye de cilindros del concreto usado en la construcción de la base de cimentación, así como del posterior colado del cuerpo de las columnas incluyendo el cubo superior de la columna circular. Los cilindros fueron de 150 mm de diámetro por 300 mm de altura (denominación: 15×30 cm).

#### *Resistencia a compresión*

Para determinar la resistencia a compresión del concreto  $f'_c$ , se utilizaron cilindros de 15 x 30 cm de diámetro y altura, respectivamente, sometidos a carga de compresión uniaxial, esta carga se aplicó progresivamente por medio de una maquina universal a una velocidad de 26 t/min.

En la Figura 4.46 se muestra un esquema del cilindro de 15×30 cm, de la instrumentación utilizada, así como de la máquina de prueba.



**Figura 4.46. Ensaye de cilindros de concreto**

El ensayo se ajustó a la norma mexicana NMX-C-083 (ONNCCE, 2014) y la medición de las deformaciones y cálculo de módulo de elasticidad siguió lo establecido en la norma mexicana NMX-C-128 (ONNCCE, 2013), aunque los ensayos se realizaron a una edad cercana a la fecha del ensayo (más de 28 días).

Los cilindros se cabecearon con un yeso con cemento especial para este uso, para garantizar la distribución uniforme de esfuerzos como se muestra en la Figura 4.47.



**Figura 4.47. Cabeceo de cilindros de concreto**

Para determinar el módulo de elasticidad se requirió un dispositivo de medición que consiste en tres anillos y tres micrómetros, dos miden la deformación longitudinal y el restante deformación transversal tal como se muestra en la Figura 4.48.b; posteriormente se somete el espécimen a carga longitudinal hasta un 60% de su resistencia total, aproximadamente, después se retiran los micrómetros, y posteriormente se prosigue con la aplicación de carga a la velocidad indicada hasta llegar a la carga máxima o falla del espécimen. Para determinar la relación de Poisson, se tomaron lecturas de la deformación transversal en el anillo central. En la Figura 4.48 se aprecia la prueba de resistencia a compresión.



a) Preparación de la instrumentación



b) Antes de la prueba



c) Después de la prueba



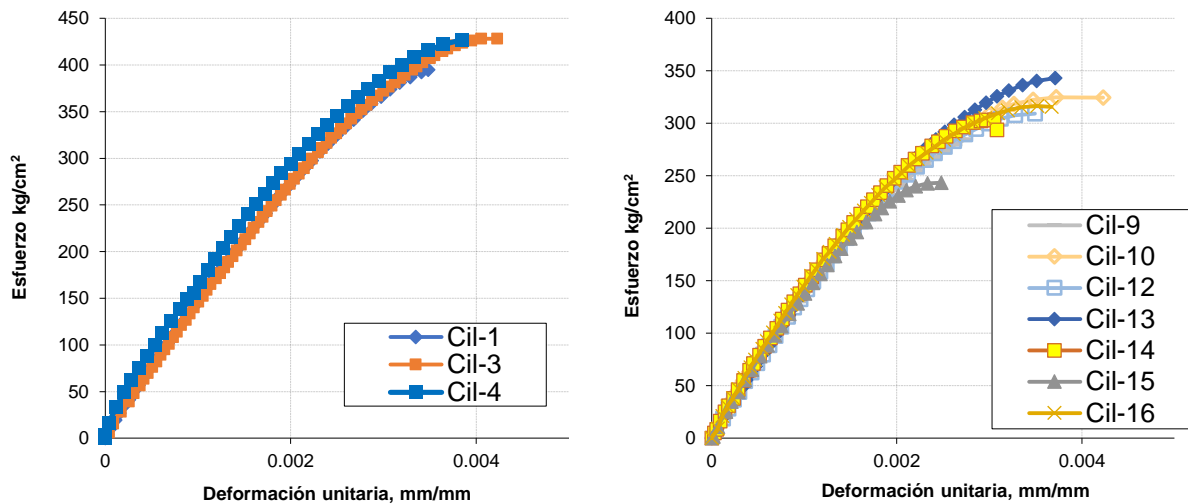
**Figura 4.48. Prueba de resistencia a compresión**

En la Tabla 4.1 y Tabla 4.2 se muestra el resumen de los resultados de los ensayos de cilindros de concreto ensayados, su resistencia, módulo de elasticidad y la resistencia promedio.

**Tabla 4.1. Resultados de ensayos de cilindros de concreto del espécimen MC-1**

Nombre	Descripción	Área cm <sup>2</sup>	Peso Vol t/m <sup>3</sup>	Carga kg	Esfuerzo fc' kg/cm <sup>2</sup>	Ec kg/cm <sup>2</sup>	Ec / √fc'	fc' prom kg/cm <sup>2</sup>	Ec prom kg/cm <sup>2</sup>
Cil-1	Base de cimentación	177.3	2.04	70000	394.8	145534	7324	416.6	147005.5
Cil-3		175.7	2.04	75200	428.1	142607	6892.3		
Cil-4		176.1	2.06	75200	427.0	152876	7398		
Cil-9	1a revoltura	176.4	2.03	53800	305.1	140301	8033	316.9	143036.0
Cil-10	1a revoltura	177.4	2.03	57600	324.6	144037	7994		
Cil-12	2a revoltura	176.6	2.02	54600	309.2	140098	7968		
Cil-13	3a revoltura	177.9	2.05	61000	342.9	137857	7445		
Cil-14	4a revoltura	178.1	2.05	54000	303.1	146877	8436		
Cil-16	5a revoltura	176.4	2.07	55800	316.4	149046	8379		

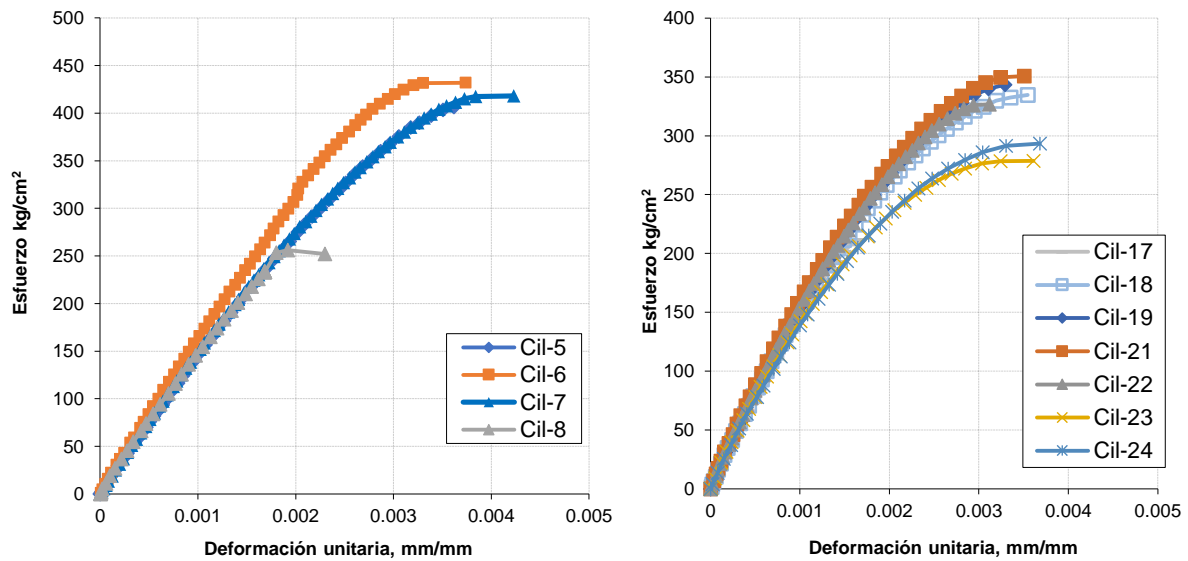
Las gráficas esfuerzo–deformación unitaria axial de los ensayos se presentan en la Figura 4.49 y Figura 4.50.



**Figura 4.49. Gráficas esfuerzo – deformación unitaria de ensayos de cilindros, Espécimen MC-1**

**Tabla 4.2. Resultados de ensayos de cilindros de concreto del espécimen MC-2**

Nombre	Descripción	Área cm <sup>2</sup>	Peso Vol t/m <sup>3</sup>	Carga kg	Esfuerzo fc' kg/cm <sup>2</sup>	Ec kg/cm <sup>2</sup>	Ec / √fc'	fc' prom kg/cm <sup>2</sup>	Ec prom kg/cm <sup>2</sup>
Cil-5	Base de cimentación	176.7	2.04	71800	406.3	143683	7128	418.8	150650.4
Cil-6		176.4	2.08	76200	432.1	160920	7742		
Cil-7		176.0	2.07	73600	418.2	147349	7206		
Cil-18	1a revoltura	177.4	2.03	59400	334.8	153883	8410	321.3	152670.7
Cil-19	1a revoltura	175.9	2.07	60400	343.4	155670	8401		
Cil-21	3a revoltura	176.2	2.05	61800	350.7	162949	8702		
Cil-22	4a revoltura	177.8	2.02	58100	326.8	157033	8686		
Cil-23	5a media revoltura	176.8	2.03	49300	278.8	145771	8730		
Cil-24	5a media revoltura	179.9	2.00	52800	293.5	140718	8214		



**Figura 4.50. Gráficas esfuerzo – deformación unitaria de ensayos de cilindros, Espécimen MC-2**

El valor nominal propuesto para el concreto de la cimentación fue de 400 kg/cm<sup>2</sup> (40 MPa), y para las columnas de 300 kg/cm<sup>2</sup> (30 MPa), y los resultados experimentales mostraron que el promedio del concreto usado en las bases de cimentación de 417 kg/cm<sup>2</sup> (41 MPa) y para las columnas de 319 kg/cm<sup>2</sup> (31.3 MPa).

También se presentan los módulos de elasticidad calculados como la pendiente de la secante entre un punto de la gráfica esfuerzo-deformación con deformación unitaria de 0.00005 y el punto al 40% de la resistencia del cilindro según la Norma Mexicana NMX-C-128 (ONNCCE, 2014).

El promedio de los módulos de elasticidad en las columnas fue de 147,854 kg/cm<sup>2</sup> (14,504 MPa) (ver Tabla 4.1 y Tabla 4.2).

#### 4.8.2 Acero

Con las muestras tomadas de las barras de acero de refuerzo longitudinal y trasversal, se realizaron los ensayos para determinar el esfuerzo especificado a la fluencia del acero de refuerzo  $f_y$ .

Estas muestras fueron sometidas a cargas de tensión en una máquina universal, con el propósito de obtener sus propiedades mecánicas, así como su diagrama esfuerzo versus deformación, las probetas ensayadas fueron de 75 cm de longitud, con una longitud libre entre mordazas de 20 cm aproximadamente. La velocidad de ensaye se mantuvo constante a manera que no excediera de 13 mm/min antes de la fluencia ni 102 mm/min después de fluir.

Para la instrumentación de las pruebas se requirió un dispositivo de medición que consiste en tres anillos y dos micrómetros, como se muestra en la Figura 4.51; posteriormente se somete el espécimen a carga longitudinal hasta un 60% de su resistencia total, aproximadamente, después se retiran los micrómetros, y posteriormente se prosigue con la aplicación de carga a la velocidad indicada hasta llegar a la carga máxima o falla del espécimen. Con la información de la elongación de las barras y la carga de tensión aplicada, se pudo obtener la curva de esfuerzo-deformación unitaria.



**Figura 4.51. Instrumentación en barras**

En la Figura 4.52 se aprecia la prueba de resistencia a la tensión del acero de refuerzo y en la Tabla 4.3, se muestran el número de pruebas realizadas y la resistencia de cada barra del acero de refuerzo.







Figura 4.52. Prueba de resistencia a tensión

Tabla 4.3. Resultados de ensayos de acero de refuerzo del espécimen MC-1 y MC-2

Nombre de probeta	Diám. nominal, cm	Área, cm <sup>2</sup>	Long. calibrada l <sub>0</sub> , cm	Long. inicial l <sub>i</sub> , cm	Long. final l <sub>f</sub> , cm	Alargamiento %	Lectura Máq. Univ.			f <sub>y</sub> (TDS), kg/cm <sup>2</sup>	f <sub>u</sub> , kg/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub> prom	f <sub>u</sub> prom	Notas
							P <sub>y</sub> , kg	P <sub>u</sub> , kg	f <sub>y</sub> , kg/cm <sup>2</sup>					
Bar8-1	2.54	5.07	20	20.05	21.57	7.6	22300	34250	4401	4360	6759	4375	6871	Longitudinal columna cuadrada MC-1
Bar8-2	2.54	5.07	20	20.04	22.35	11.5	22100	35100	4361	4341	6927			
Bar8-3	2.54	5.07	20	20.02	23.80	18.9	22100	35100	4361	4358	6927			
Bar8-4	2.54	5.07	20	20.00	22.34	11.7	22000	35000	4342	4288	6907	4342	6874	Longitudinal columna circular MC-2
Bar8-5	2.54	5.07	20	19.98	23.18	16.0	21900	34800	4322	4288	6868			
Bar8-6	2.54	5.07	20	20.06	21.59	7.6	22100	34700	4361	4281	6848			
Bar3-1	0.95	0.71	10.4	20.19	21.74	7.7	3220	5340	4543	4592	7534	4543	7495	Estribos y Grapas MC-1
Bar3-2	0.95	0.71	10.4	20.20	22.97	13.7	3240	5320	4571	4656	7505			
Bar3-3	0.95	0.71	10.4	20.25	23.18	14.5	3220	5310	4543	4532	7491			
Bar3-4	0.95	0.71	10.4	20.28	22.68	11.8	3200	5280	4515	4470	7449			
Bar3-5	0.95	0.71	10.4	20.10	23.21	15.5	3400	4630	4797	4813	6532	4864	6557	Zuncho MC-2
Bar3-6	0.95	0.71	10.4	20.15	21.98	9.1	3490	4700	4924	4880	6631			
Bar3-7	0.95	0.71	10.4	20.30	22.37	10.2	3460	4660	4881	4830	6574			
Bar3-8	0.95	0.71	10.4	20.37	23.29	14.3	3440	4600	4853	4789	6490			

Los resultados obtenidos de los ensayos experimentales efectuados para el acero de refuerzo presentaron un comportamiento estable. Como se puede apreciar en la Figura 4.53 y Figura 4.54 las gráficas de esfuerzo versus deformación obtenidas para los diferentes diámetros tienen una buena correlación de los datos con respecto a los parámetros nominales que indican los reglamentos de construcción.

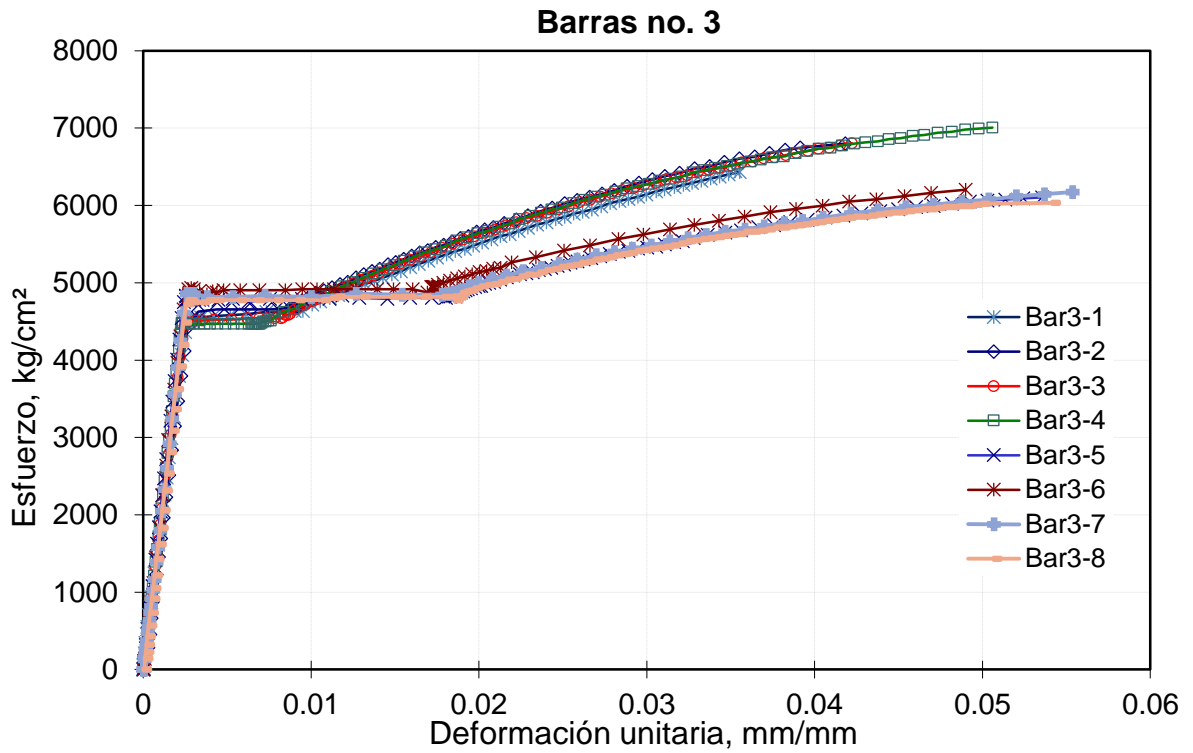


Figura 4.53. Gráficas esfuerzo – deformación unitaria de ensayos de barras del no. 3

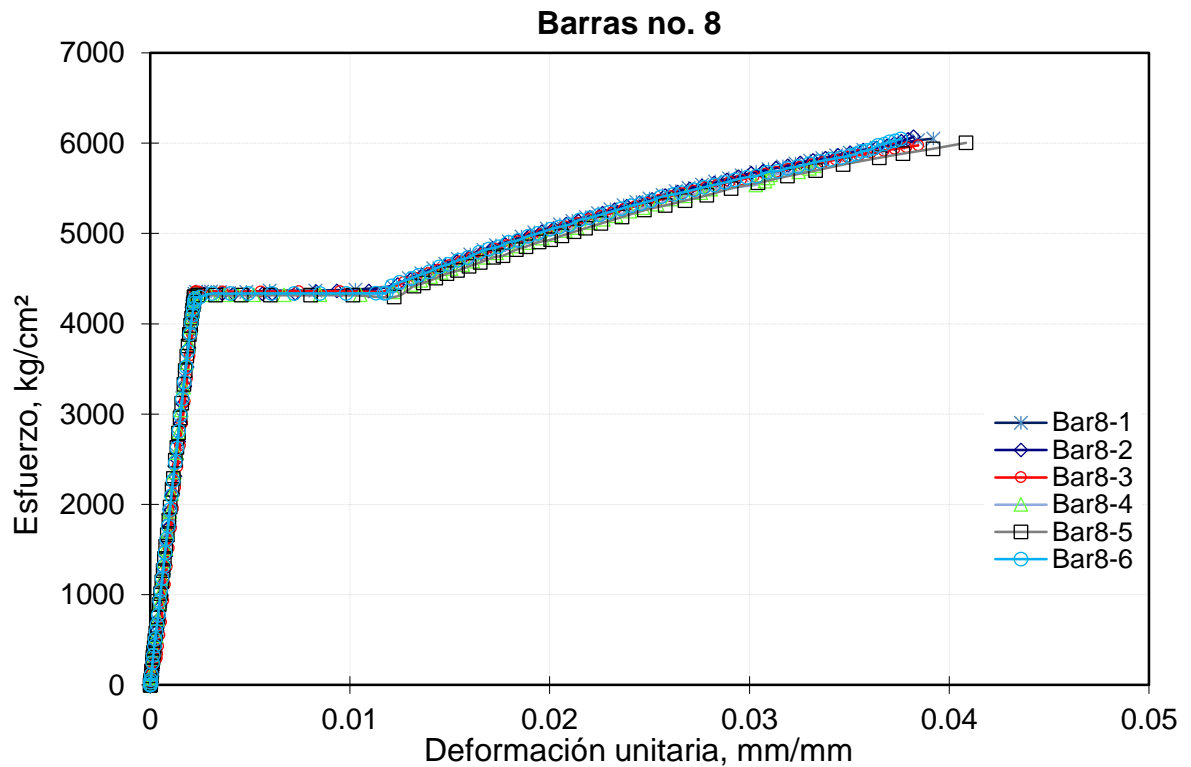


Figura 4.54. Gráficas esfuerzo – deformación unitaria de ensayos de barras del no. 8

## 4.9 HISTORIA DE CARGA

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

### 4.9.1 Carga axial

El procedimiento para la aplicación de la carga axial en los especímenes se realizó de manera simultánea por medio de las cuatro barras roscadas de acero tensionado hasta llegar a una carga de 36.25 t para columna cuadrada y 26.35 t para columna circular, a cada barra.

### 4.9.2 Carga lateral

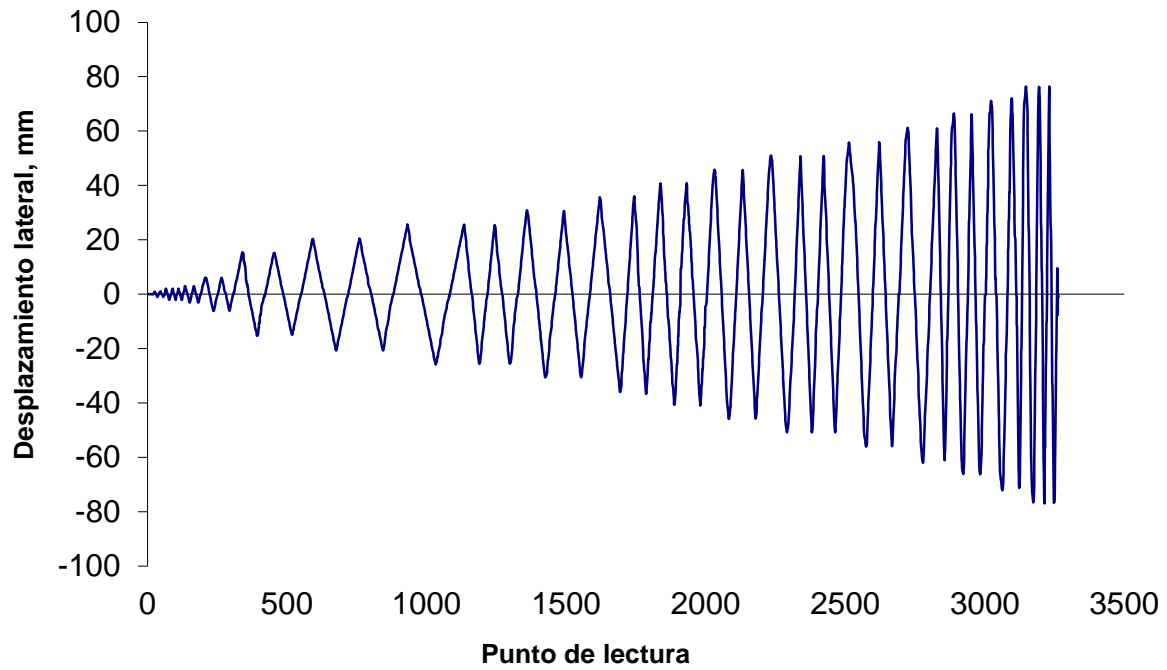
Para los especímenes MC-1 y MC-2, se planteó como secuencia del ensaye el realizar una serie de ciclos de deformación incrementales incluyendo una o dos repeticiones por cada incremento de deformación. Se considera que las variables más importantes son el momento flexionante en la base y es la rotación o la curvatura de la columna en esta zona, pero dado que para estimarlos se mide la carga horizontal (fuerza cortante) y el desplazamiento horizontal en la parte superior de las columnas, entonces la historia de deformaciones se controló en términos de la distorsión “de entrepiso” definida como el cociente del desplazamiento horizontal y la altura de la columna medida al eje del gato horizontal.

Se dividió el comportamiento en cuatro etapas, una en el rango elástico (daño nulo) hasta el agrietamiento del concreto a tensión por la flexión; desde este hasta el inicio de la fluencia del acero a tensión; desde aquí hasta la resistencia o carga máxima del espécimen y una última de decadencia hasta una distorsión última útil. En la Tabla 4.4 se enlistan los ciclos y deformaciones correspondientes aplicadas durante los ensayos para MC-1 y MC-2. En la Figura 4.55 y Figura 4.56 se ilustra el protocolo de carga aplicado para ambos especímenes.

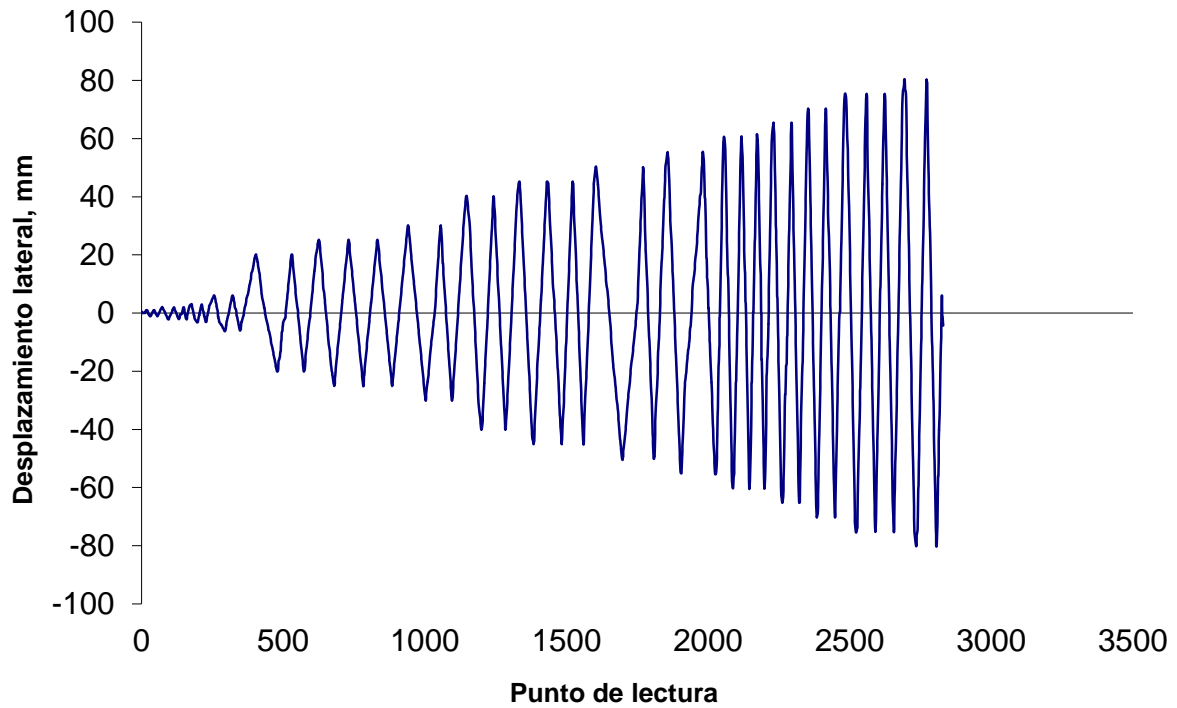
**Tabla 4.4. Historia de carga**

Ciclo	Descripción	$\gamma$ , mm/mm	D, mm
+1	Inicio con 1 mm	0.0004	1
-1	negativo	-0.0004	-1
+2	Repetir		1
-2	Repetir		-1
+3	Posible agrietamiento	0.0008	2
-3		-0.0008	-2
+4	Repetir		2
-4	Repetir		-2
+5	Repetir		2
-5	Repetir		-2
+6	Incremento 1 mm	0.0012	3
-6		-0.0012	-3
+7	Incremento a 0.002		3
-7			-3
+8	(caso extra)	0.0024	6
-8		-0.0024	-6
-9	Repetir		6
+9	Repetir		-6
+10		0.006	15
-10		-0.006	-15
+11	Repetir		15
-11	Repetir		-15
+12		0.008	20
-12		-0.008	-20
+13	Repetir		20
-13	Repetir		-20
+14	Posible fluencia	0.01	25
-14		-0.01	-25
+15	Repetir		25
-15	Repetir		-25

+16	<i>Repetir</i>		25
-16	<i>Repetir</i>		-25
+17	<i>Incremento en 5 mm</i>	0.012	30
-17		-0.012	-30
+18	<i>Repetir</i>		30
-18	<i>Repetir</i>		-30
+19	<i>Incremento en 5 mm</i>	0.014	35
-19		-0.014	-35
+20	<i>Repetir</i>		35
-20	<i>Repetir</i>		-35
+21		0.016	40
-21		-0.016	-40
+22	<i>Repetir</i>		40
-22	<i>Repetir</i>		-40
+23	<i>Posible desconchamiento</i>	0.018	45
-23		-0.018	-45
+24	<i>Repetir</i>		45
-24	<i>Repetir</i>		-45
+25	<i>Incremento en 5 mm</i>	0.02	50
-25		-0.02	-50
+26	<i>Repetir</i>		50
-26	<i>Repetir</i>		-50
+27	<i>Repetir</i>		50
-27	<i>Repetir</i>		-50
+28	<i>Incremento en 5 mm</i>	0.022	55
-28		-0.022	-55
+29	<i>Repetir</i>		55
-29	<i>Repetir</i>		-55
+30	<i>Posible daño severo</i>	0.024	60
-30		-0.024	-60
+31	<i>Repetir</i>		60
-31	<i>Repetir</i>		-60
==> Incrementos de 5 mm y repetición hasta la falla súbita del modelo, o que baje 20% la resistencia, o que se termine la carrera de gatos o medidores, o daño muy severo...			



**Figura 4.55. Protocolo de carga aplicado al espécimen MC-1**



**Figura 4.56. Protocolo de carga aplicado al espécimen MC-2**

## ANÁLISIS DE RESULTADOS

### 5.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presentan los resultados de los ensayos sísmicos en cada espécimen estudiados en esta investigación. Para cada espécimen, se describen las observaciones generales realizadas durante la prueba y su comportamiento. Asimismo, se ilustra y se describe en detalle la respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral de los especímenes, además se muestran los datos procesados de la instrumentación mediante las gráficas de perfiles de desplazamiento lateral y graficas esfuerzo-deformación obtenidas del acero de refuerzo longitudinal y transversal. Finalmente, se presenta la evaluación del desempeño de los especímenes mediante las curvas de desempeño sísmico.

### 5.2 ESPÉCIMEN MC-1

#### 5.2.1 Observaciones generales

Se presentó el primer agrietamiento ante un desplazamiento lateral de 3 mm aproximándose a lo que se había calculado, se observan las primeras grietas de flexión por tensión en la cara Este sobre la base de la columna como se muestran en la Figura 5.1.



**Figura 5.1. Primeras grietas de flexión cara Este**

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 175 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 la cara Este del espécimen MC-1.



**Figura 5.2. Patrón de grietas de flexión cara Este MC-1**

Las grietas de flexión existentes sobre las caras Este y Oeste se extendieron hasta las caras, Norte y Sur. A partir de un desplazamiento lateral de 25 mm, es decir, el 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 MC-1.



**a) Cara Norte**

**b) Cara Sur**

**Figura 5.3. Primeras grietas de cortante**

Después del desplazamiento lateral correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal (25 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 columna, en consecuencia, se evidenció un ligero aplastamiento y desconchamiento del concreto por compresión debida a la flexión en la zona baja de la columna, según la dirección en que se aplicaba la carga. En la Figura 5.4 y Figura 5.5 se muestra la formación y prolongación de grietas, el aplastamiento y desconchamiento del concreto en el intervalo inelástico del espécimen MC-1.



**Figura 5.4. Formación y prolongación de grietas en el intervalo inelástico de espécimen MC-1**



**Figura 5.5. Aplastamiento y desconchamiento del concreto de espécimen MC-1**

Con base en lo anterior, este espécimen se caracterizó por tener un mecanismo de falla a flexión, presentando considerables grietas de flexión y cortante en la zona de articulación plástica. En la Figura 5.6 y Figura 5.7 se aprecian el estado final y el mecanismo de falla del espécimen MC-1.



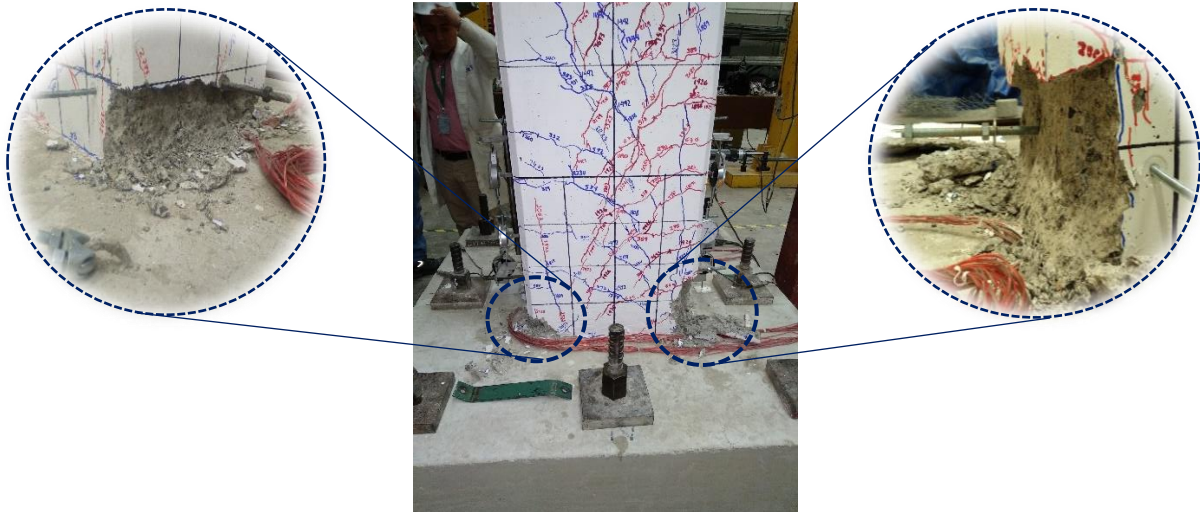


Figura 5.6. Falla de flexión de espécimen MC-1

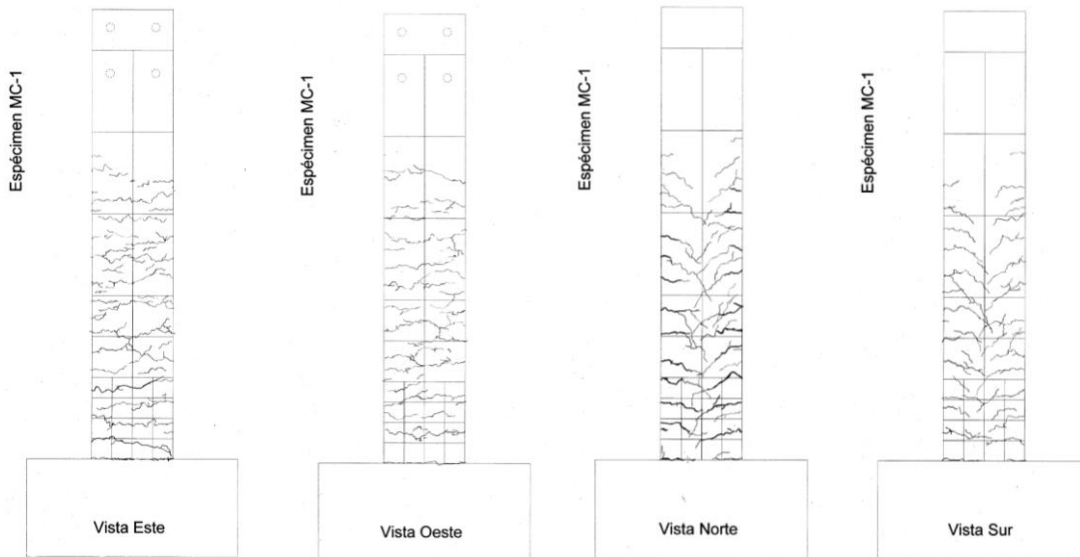
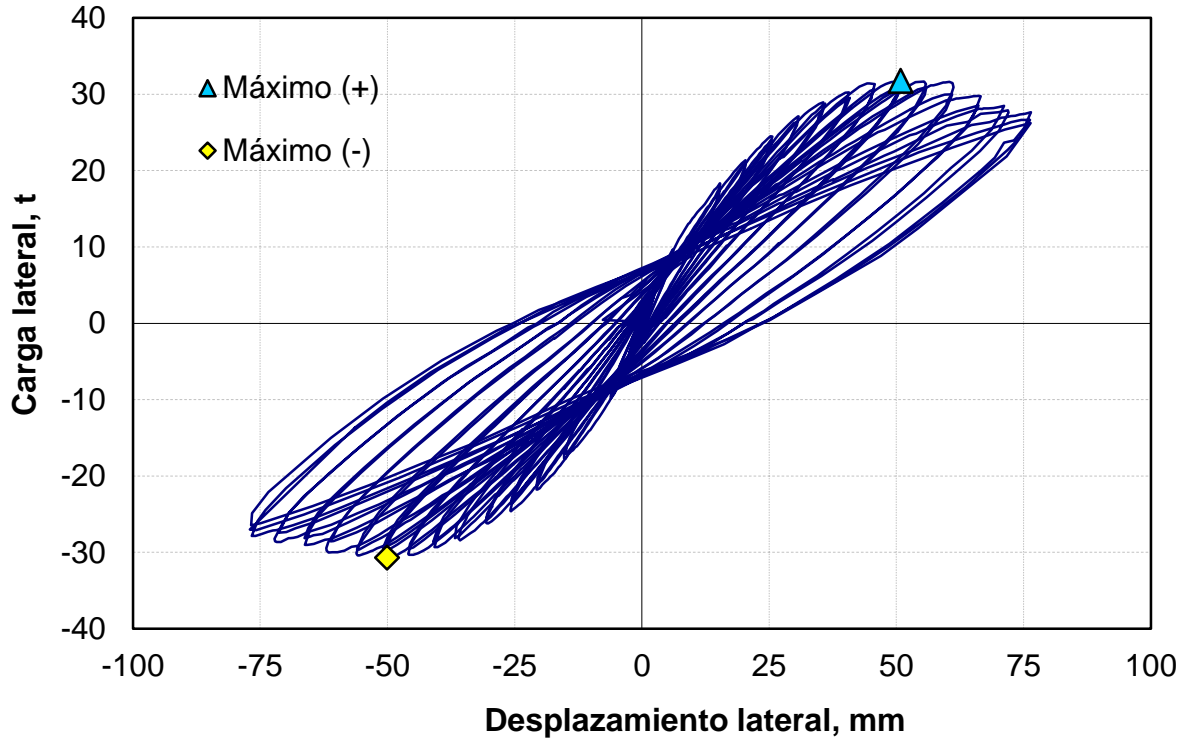


Figura 5.7. Agrietamiento presentado en el ensaye de MC-1

### 5.2.2 Respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral

A partir de los datos registrados durante el proceso del ensaye se construyó la curva de histéresis, la cual muestra el desplazamiento lateral versus carga aplicada en cada ciclo de carga, tal como se muestra en la Figura 5.8.

El espécimen MC-1 alcanzó una carga máxima de 31.75 t en los ciclos positivos (empujando) y de -30 t en los ciclos negativos (jalando), momentos flexionantes de +79.4 y -76.8 t-m, en los ciclos positivo y negativo, respectivamente. Ante carga lateral cíclica reversible, alcanzó un desplazamiento lateral de 75 mm, que representó un factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu = 3$  y distorsión lateral,  $\delta = 3 \%$ .



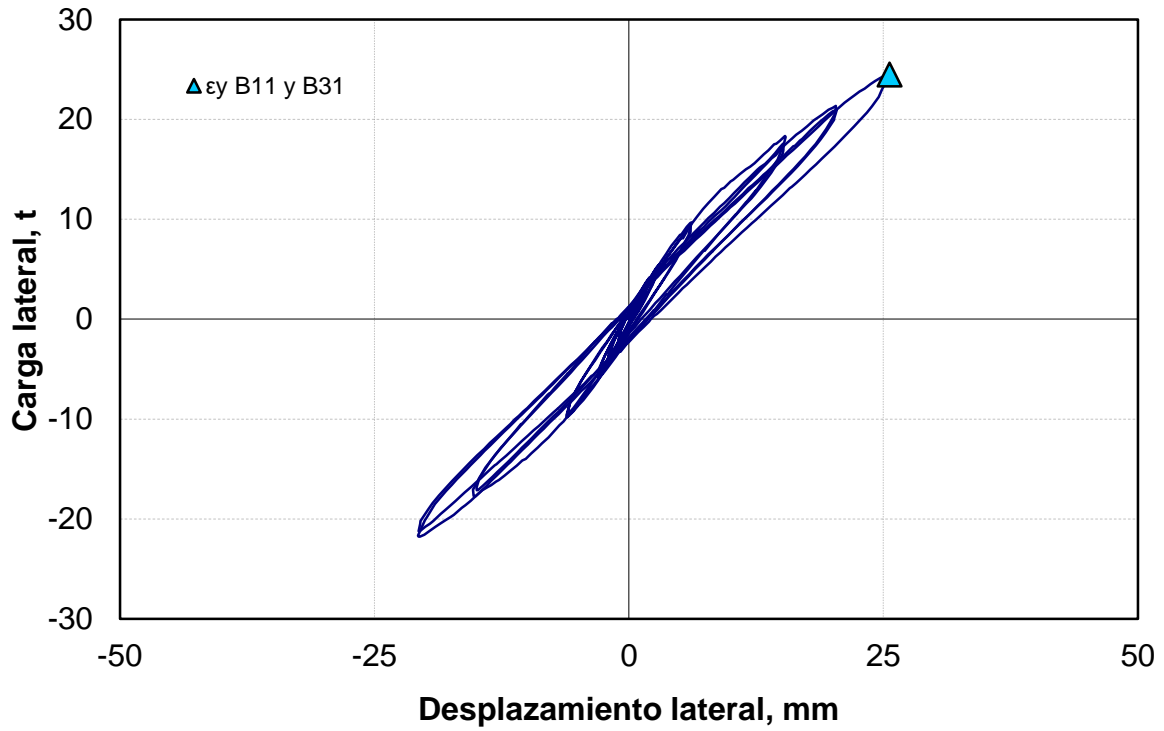
**Figura 5.8. Respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral del espécimen CM-1**

Como se puede apreciar se presentan ciclos muy estables y por lo tanto una capacidad de disipación de energía alta, ya que no se presenta estrangulamiento en los lazos de histéresis (conocido como “pinching”), condición indeseable.

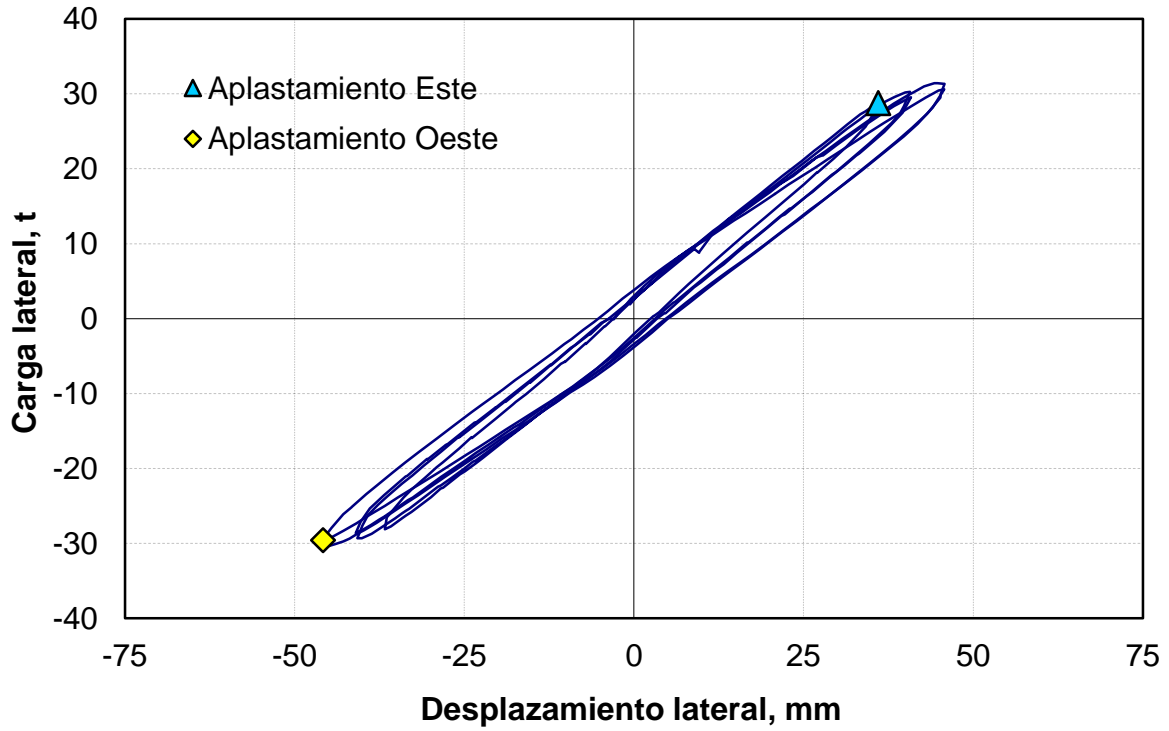
El desplazamiento lateral correspondiente a la primera fluencia del refuerzo longitudinal o factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu = 1$ , se alcanzó a los 25 mm con una carga de 24.5 t. Este valor de desplazamiento representó una distorsión lateral,  $\delta = 1\%$ . Los ciclos histeréticos denotaron una leve disipación de energía, debida a la aparición de las grietas de flexión y cortante. En la Figura 5.9.a se ilustra la respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral hasta la fluencia del refuerzo longitudinal.

A partir del primer ciclo y con un factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 1.4$  y  $1.8$ , las caras Este y Oeste del espécimen empezaron a experimentar la pérdida del recubrimiento. El desplazamiento lateral alcanzado para el factor de ductilidad,  $\mu = 1.4$  y  $1.8$  representó una distorsión lateral,  $\delta = 1.4$  y  $1.8\%$ . En la Figura 5.9.b se aprecia la respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral para los factores de ductilidad,  $\mu = 1.4$  y  $1.8$ .

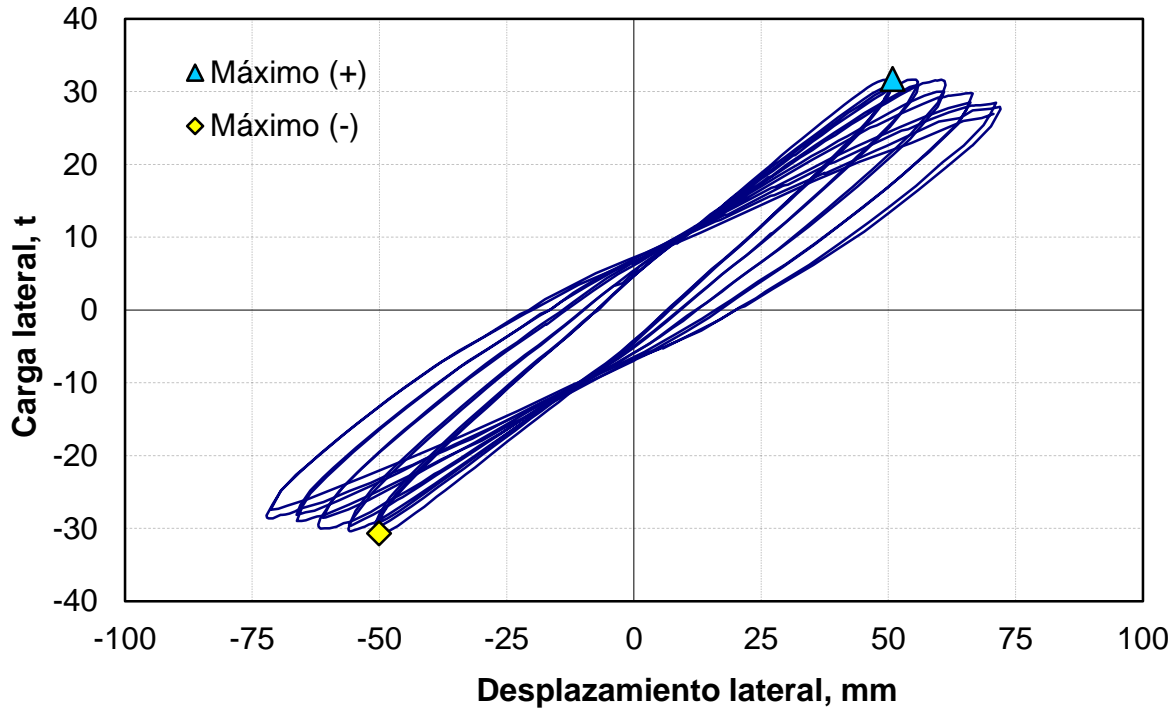
Para el factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 2$ , se alcanzaron los valores máximos de carga anteriormente mencionados, después de esta ductilidad se presenta cierto grado de degradación cíclica, debido al aumento considerable del ancho de las grietas de flexión y cortante sumado con el desconchamiento del concreto. Finalmente, para el factor de ductilidad de desplazamiento lateral  $\mu = 3$ , se presentó una ligera disminución de la carga aplicada. En la Figura 5.9.c se muestra la respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral para los factores de ductilidad,  $\mu = 2$  y  $3$ .



a) Hasta ductilidad 1



b) Ductilidad 1.4 a 1.8



c) Desde ductilidad 2 hasta 3

Figura 5.9. Respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral del espécimen CM-1 (fraccionada)

### 5.2.3 Perfiles de desplazamiento lateral

El desplazamiento lateral del espécimen MC-1 fue registrado por medio de los transductores ubicados a lo largo de su altura como se ilustra en la Figura 4.36. Estos datos fueron procesados para obtener el perfil de desplazamiento lateral en cada una de las diferentes etapas de la prueba. En la Figura 5.10 se aprecia el perfil de desplazamiento lateral para los factores de ductilidad,  $\mu = 1, 2$  y  $3$  del espécimen MC-1.

Para  $\mu = 1$  el perfil de desplazamiento lateral denotó una leve tendencia parabólica. Para  $\mu = 2$  el perfil de desplazamiento lateral evidenció también una tendencia parabólica. Finalmente, para  $\mu = 3$  se presentó un perfil en con tendencia lineal entre las la altura de 0 a 100 cm respecto a la base, denotando la formación de la articulación plástica en inmediaciones de dicha altura.

Cabe mencionar que en el perfil de desplazamiento  $\mu = 3$  lado Este, se presentó un error en la medición a la altura de 200 cm. Esto se deduce a que el transductor de desplazamiento H3, se quedó sin carrera, en consecuencia, no se registró el desplazamiento correspondiente. En ausencia de la medición del valor H3 dirección Este con la precisión adecuada, se interpoló linealmente el desplazamiento del punto de ubicación de dicho transductor.

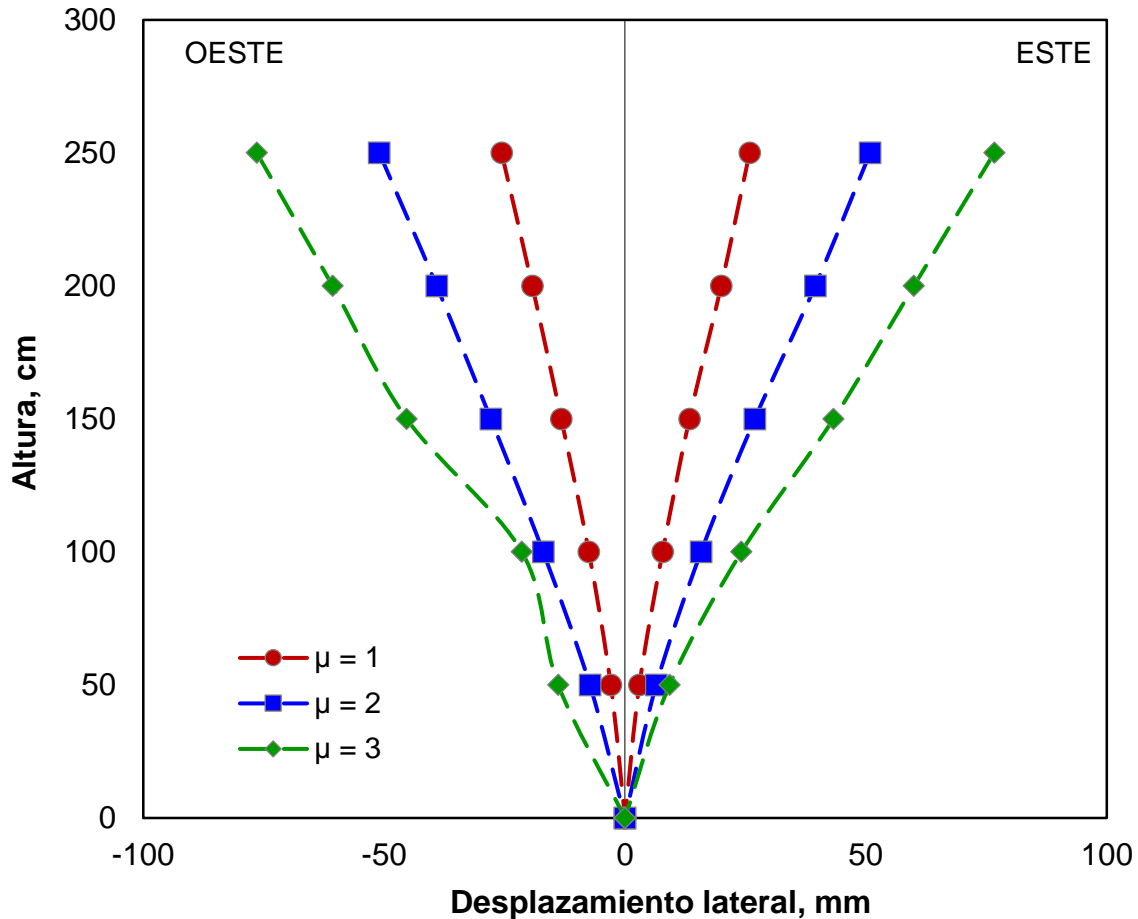


Figura 5.10. Perfil de desplazamiento lateral del espécimen CM-1

#### 5.2.4 Gráficas esfuerzo-deformación refuerzo longitudinal

Las gráficas esfuerzo-deformación unitaria en el acero de refuerzo longitudinal fueron elaboradas con valores que registraron los deformímetros eléctricos adheridos a las barras sobre las caras Este y Oeste de la columna (Figura 4.30).

Las deformaciones unitarias máximas se presentaron en la base de la columna. En la Figura 5.11 se ilustran las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria de la barra de acero de refuerzo longitudinal B1 ubicada en la esquina inferior izquierda cara Este del espécimen MC-1. Como se podrá notar, en la fase final del experimento esta barra longitudinal desarrolló deformaciones a tensión y compresión superior a la de fluencia, es decir a 0.002. Lo anterior explica en parte, el desprendimiento de recubrimiento en la base de la columna, ante la eminente plastificación del refuerzo y el pandeo prematuro del mismo.

En el anexo C se ilustran las gráficas faltantes de las barras B2, B3 y B4 respectivamente.

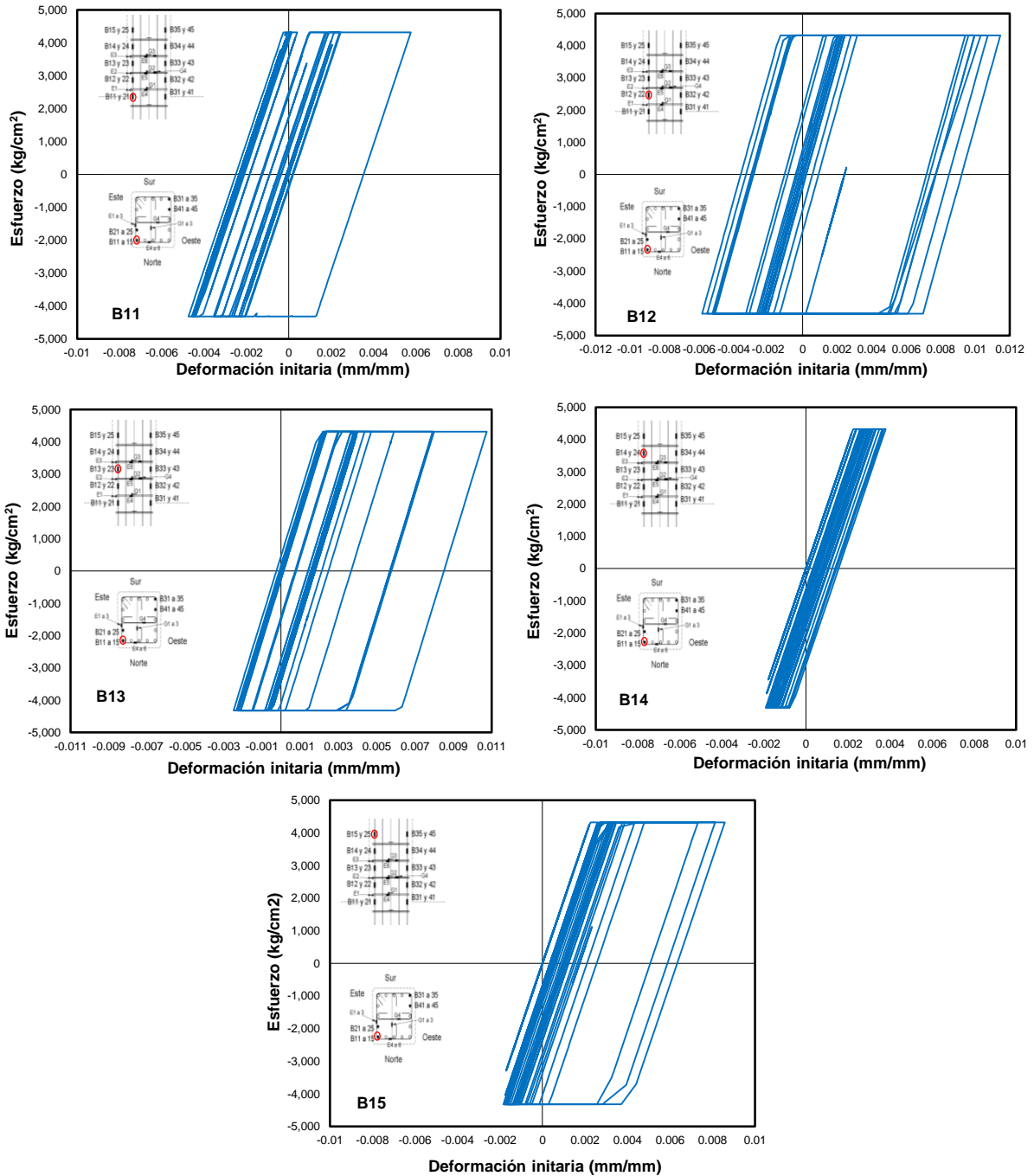
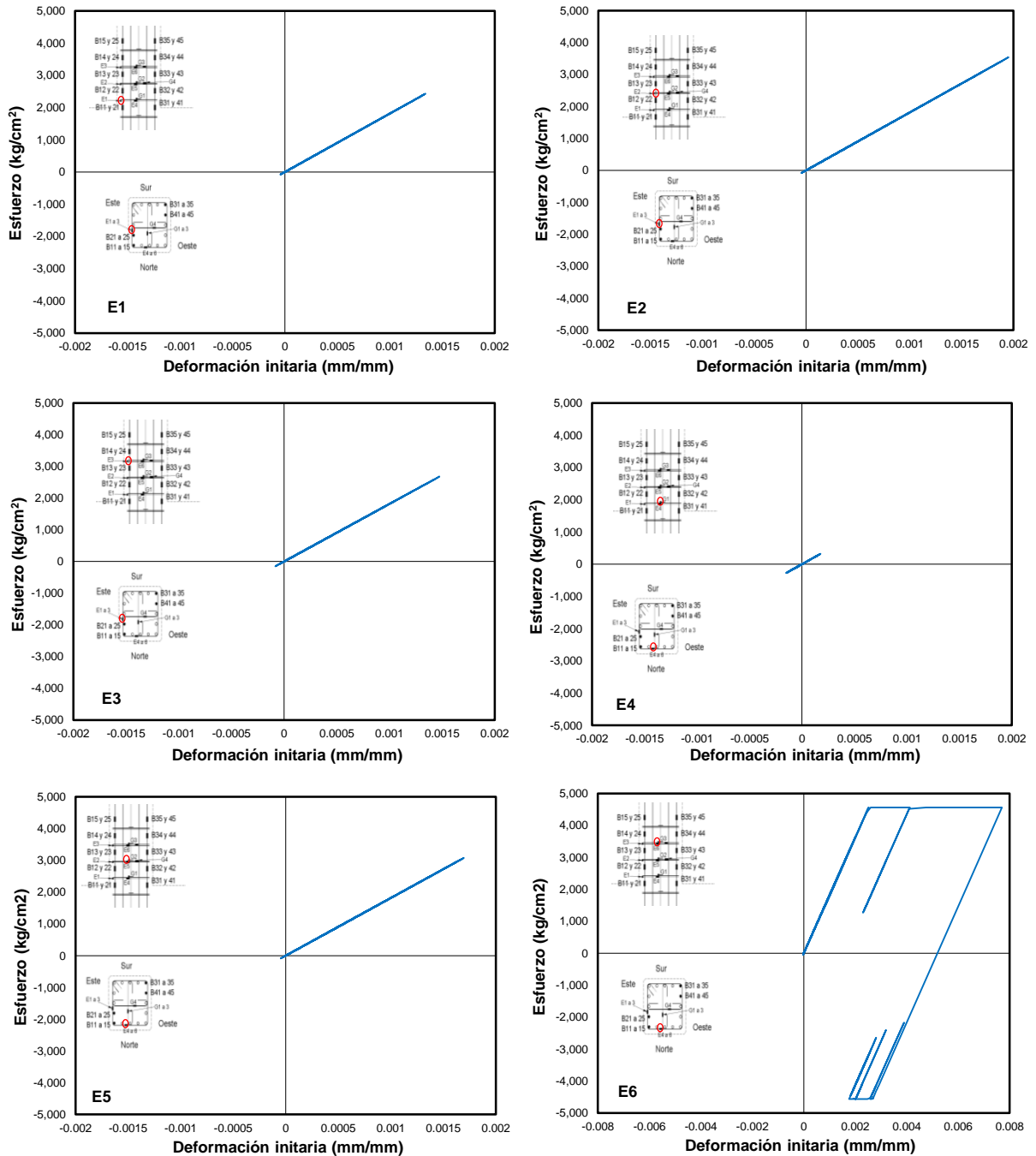


Figura 5.11. Gráficas esfuerzo-deformación en refuerzo longitudinal de espécimen MC-1

### 5.2.5 Gráficas esfuerzo-deformación refuerzo transversal

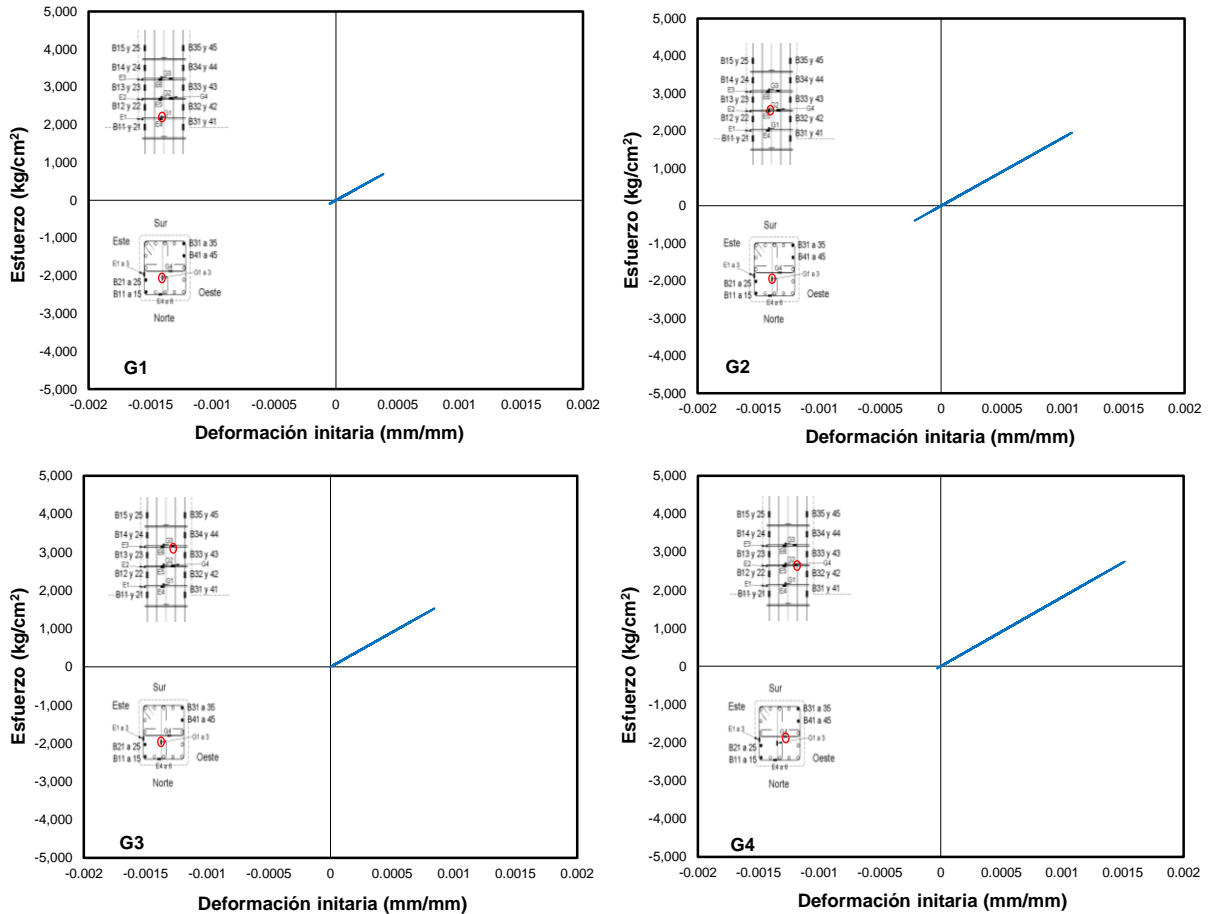
Las gráficas esfuerzo-deformación unitaria en el acero de refuerzo transversal fueron elaboradas con valores obtenidos de deformímetros eléctricos adheridos en los estribos y grapas como se ilustra en la Figura 4.30.

En la Figura 5.12 y Figura 5.13 se aprecian las gráficas esfuerzo deformación unitaria de los estribos y grapas del espécimen MC-1.



**Figura 5.12. Graficas esfuerzo-deformación unitaria de estribos del espécimen MC-1**

La información registrada de los deformímetros eléctricos adheridos en estribos evidenció que el nivel de esfuerzos durante la prueba se mantuvo dentro del intervalo elástico del material con excepción del E6 que fluyó a un factor de ductilidad de desplazamiento lateral ( $\mu = 3$ ) se puede observar claramente que el estribo fluye en la zona de articulación plástica, al alcanzar deformaciones de hasta 0.0075, aproximadamente, sin llegar a la ruptura del estribo, lo cual muestra la efectividad del detallado del acero de refuerzo transversal.



**Figura 5.13. Graficas esfuerzo-deformación unitaria de grapas del espécimen MC-1**

Al igual que en los estribos, la información registrada de los deformímetros eléctricos adheridos en grapas evidencio que el nivel de esfuerzos durante la prueba se mantuvo dentro del intervalo elástico del material.

### 5.3 ESPÉCIMEN MC-2

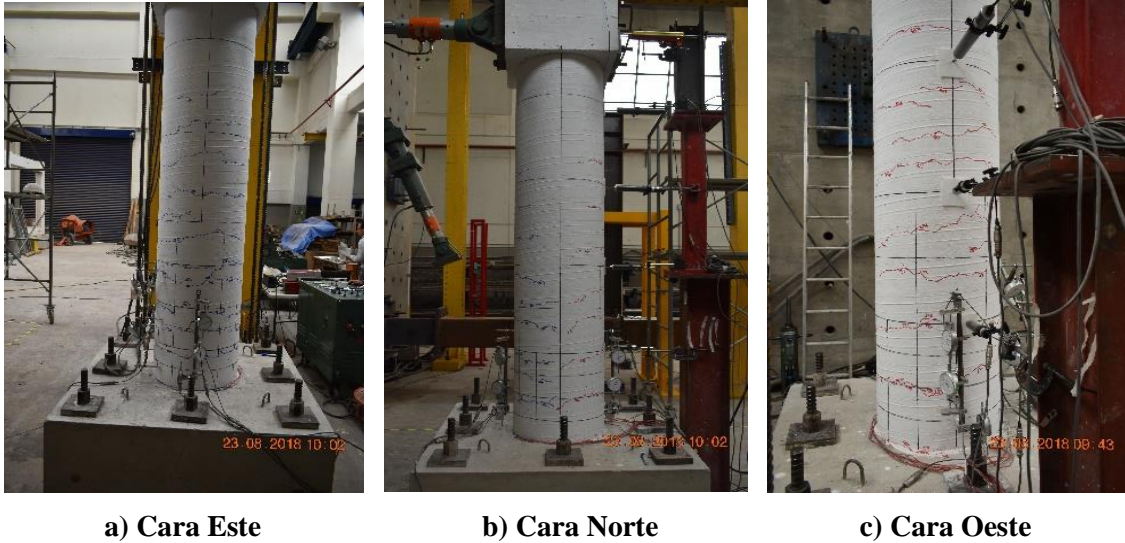
A continuación, se muestran los resultados de las pruebas realizadas al espécimen designado como CM-2.

#### 5.3.1 Observaciones generales

Este espécimen al igual que el MC-1, no experimento ningún tipo de daño previo al desplazamiento de agrietamiento calculado. Se presentó el primer agrietamiento con un desplazamiento lateral de 5 mm aproximándose a lo que se había calculado, se observan las primeras grietas de flexión por tensión en la cara Este sobre la base de la columna.

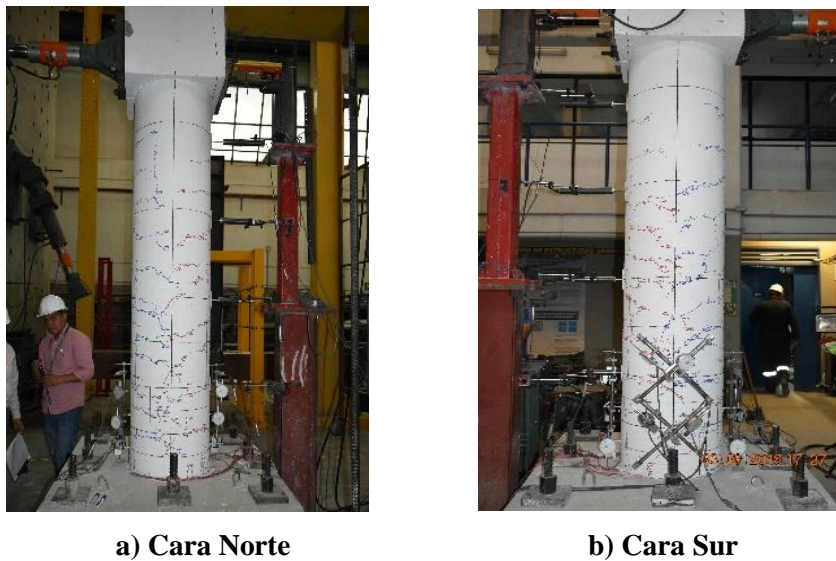
La aparición de estas grietas horizontales de flexión continuó hasta el desplazamiento lateral correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal. En este nivel de desplazamiento, las grietas se formaron hasta una altura de 160 cm y evidenciaron un patrón de separación de aproximadamente 10 cm. En la Figura 5.14 se aprecia el patrón de grietas de flexión sobre las caras Este y Oeste del espécimen MC-2.





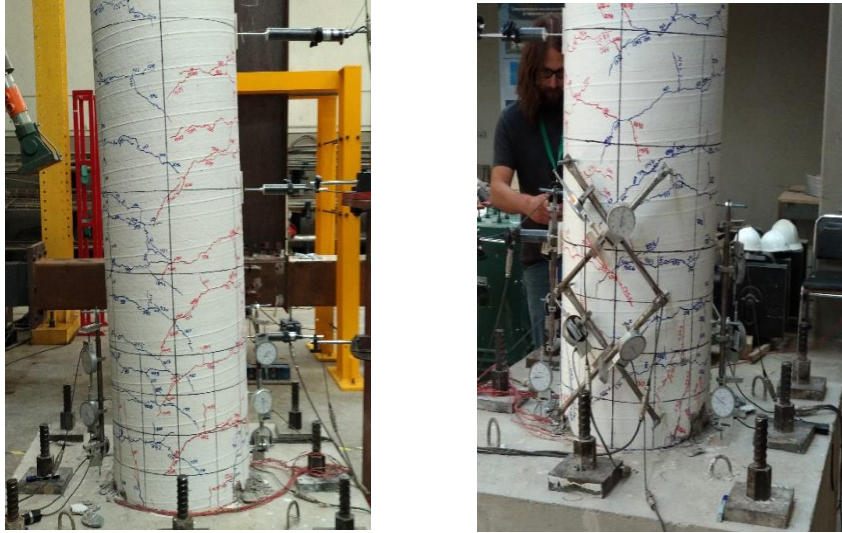
**Figura 5.14. Patrón de grietas de flexión de espécimen MC-2**

Las grietas de flexión existentes sobre las caras Este y Oeste de la columna se propagaron conservando su tendencia horizontal. Cuando la prueba alcanzó el desplazamiento lateral correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal, es decir, 25 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 5.15 se muestran las grietas de cortante sobre las caras Norte y Sur del espécimen MC-2.

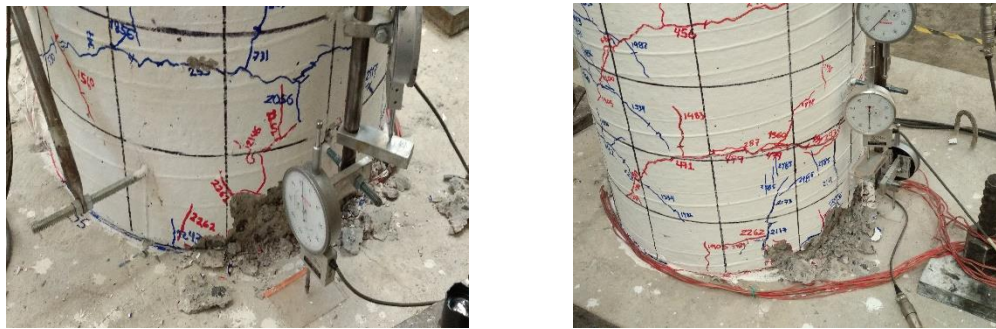


**Figura 5.15. Primeras grietas de cortante de espécimen MC-2**

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 columna, en consecuencia, se evidenció un ligero aplastamiento y desconchamiento del concreto por compresión debida a la flexión en la zona baja de la columna, según la dirección en que se aplicaba la carga. En la Figura 5.16 y Figura 5.17 se ilustra la formación y prolongación de grietas, el aplastamiento y desconchamiento del concreto en el intervalo inelástico del espécimen MC-2.

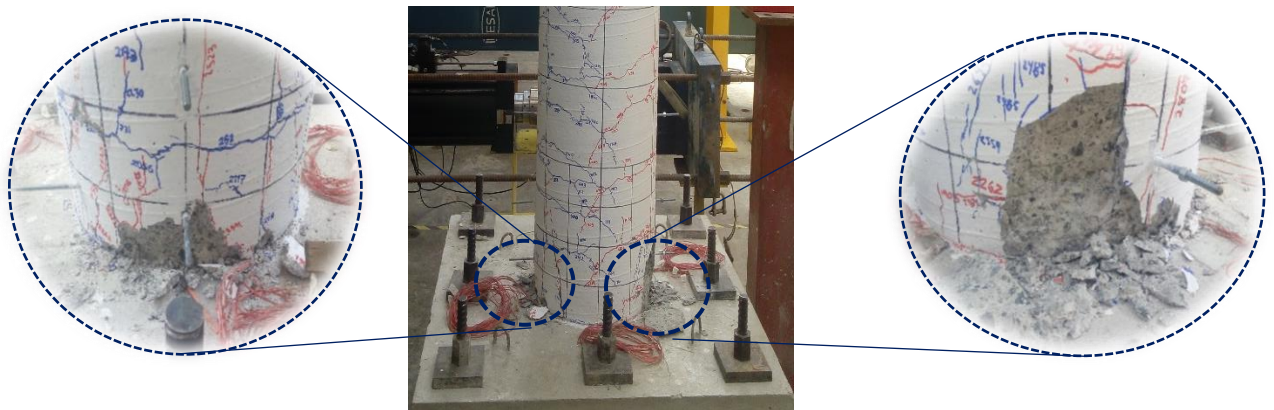


**Figura 5.16. Formación y prolongación de grietas en el intervalo inelástico del espécimen MC-2**



**Figura 5.17. Aplastamiento y desconchamiento del concreto del espécimen MC-2**

Es evidente que este espécimen se caracterizó por tener un mecanismo de falla de flexión, presentando considerables grietas de flexión y cortante en la zona de articulación plástica. En la Figura 5.18 y Figura 5.19 se aprecia el estado final y el mecanismo de falla del espécimen MC-2.



**Figura 5.18. Falla de flexión de espécimen MC-2**

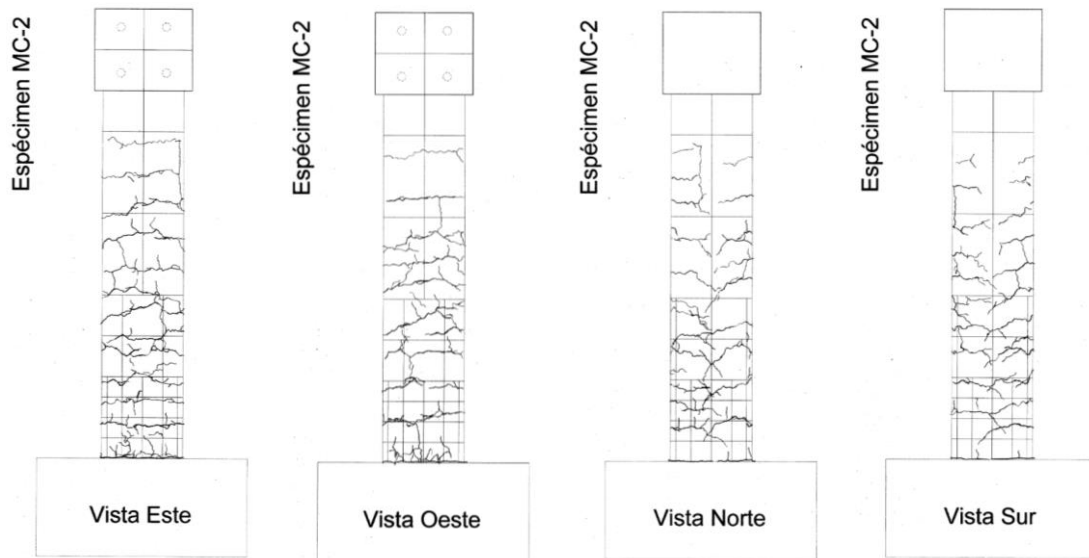


Figura 5.19. Agrietamiento presentado en el ensaye de MC-2

### 5.3.2 Respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral

A partir de los datos registrados durante el proceso del ensaye se construyó la curva de histéresis, la cual muestra el desplazamiento lateral versus carga aplicada en cada ciclo de carga, tal como se muestra en la Figura 5.20.

El espécimen MC-2 alcanzó una carga máxima de 16.1 t en los ciclos positivos y 15.5 t en los ciclos negativos, denotando así, una buena simetría en carga aplicada. Desarrolló un desplazamiento lateral de 80 mm, que representó un factor de ductilidad de desplazamiento,  $\mu = 3.2$  y distorsión lateral,  $\delta = 3.2\%$ .

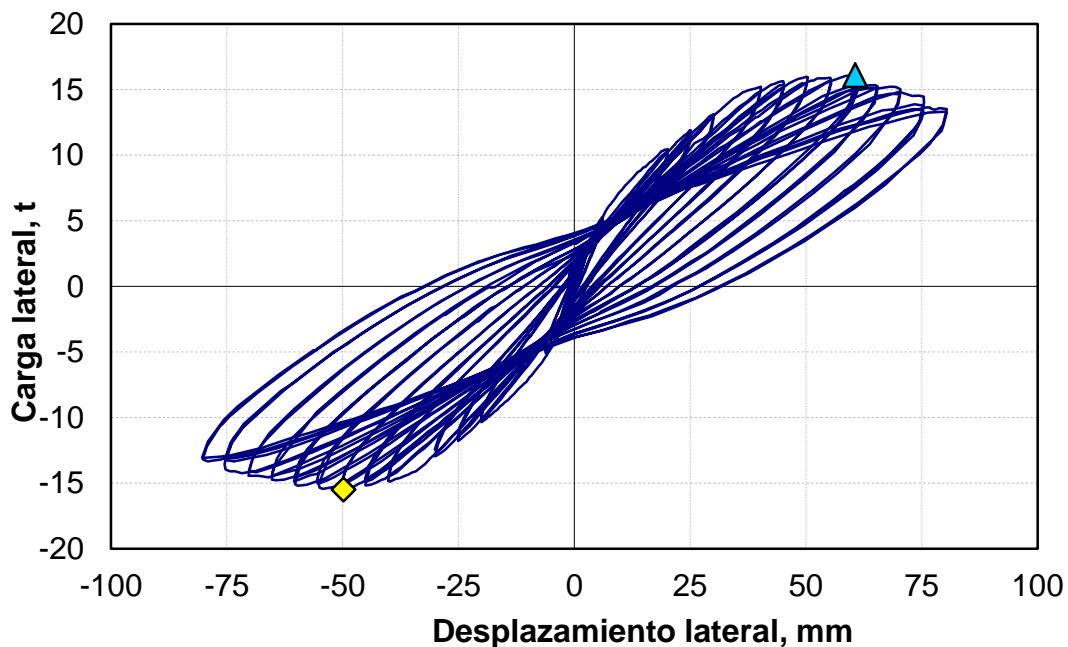


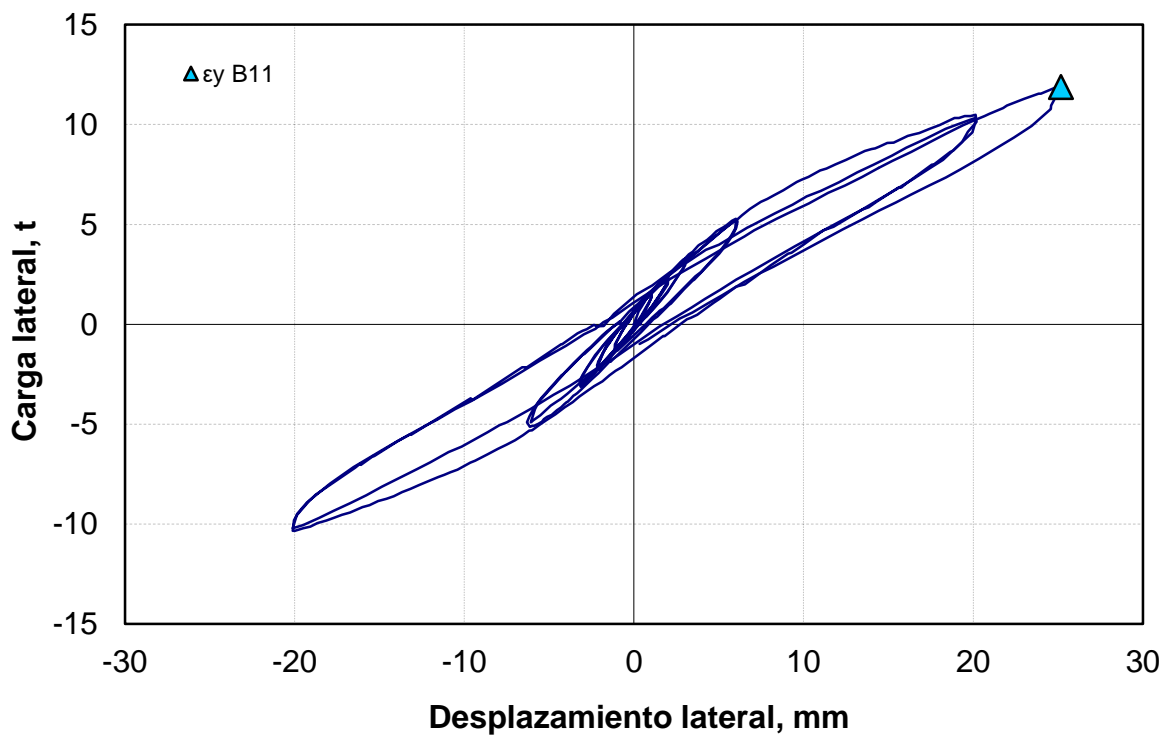
Figura 5.20. Respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral del espécimen MC-2

Como se puede apreciar se presentan ciclos muy estables, y por tanto una capacidad de disipación de energía alta, ya que no se presenta estrangulamiento de los lazos de histéresis (conocido como “pinching”), condición indeseable.

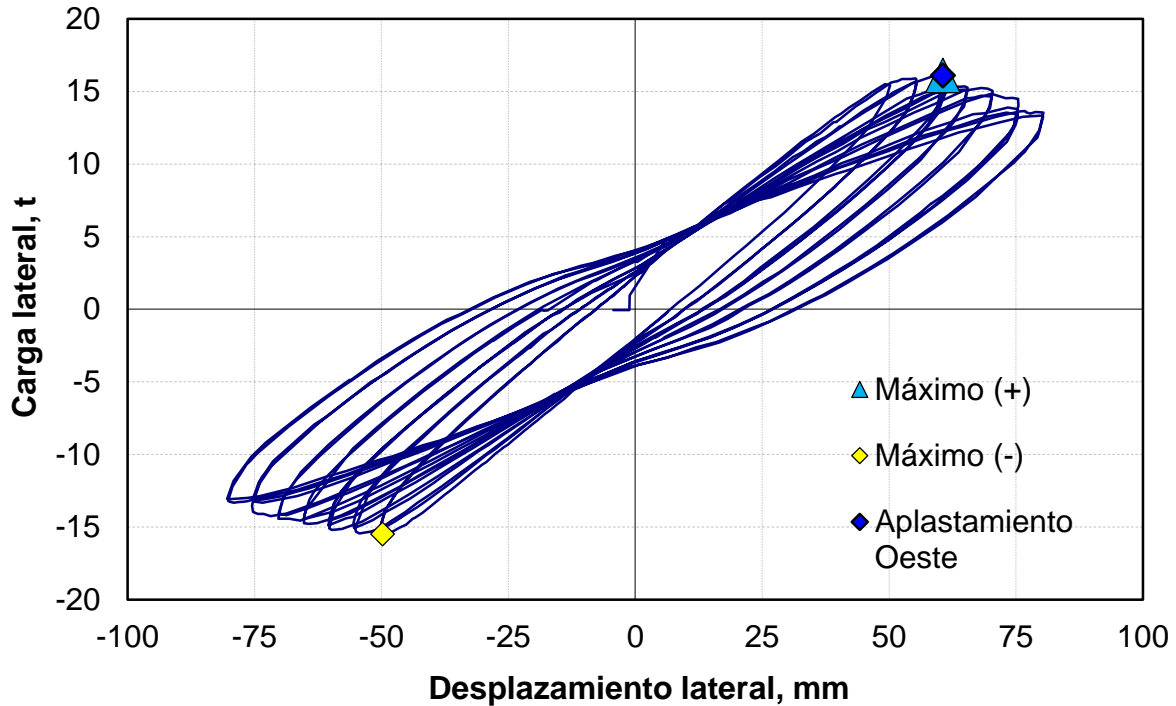
El desplazamiento lateral correspondiente a la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal o factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 1$ , se alcanzó a los 25 mm con una carga de 11.9 t. Este valor de desplazamiento representó una distorsión lateral,  $\delta = 1\%$ . Los ciclos histéricos, ya denotaban una leve energía disipada, debido a la aparición de las grietas de flexión. En la Figura 5.21.a se aprecia la respuesta histérica de carga-desplazamiento lateral hasta la primera fluencia del acero de refuerzo longitudinal únicamente.

A partir del primer ciclo y con un factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 2.4$  en la cara Oeste del espécimen empezó a experimentar desconchamiento. El desplazamiento lateral alcanzado para el factor de ductilidad,  $\mu = 2.4$  representó una distorsión lateral,  $\delta = 2.4\%$ .

Para el factor de ductilidad de desplazamiento lateral,  $\mu = 2$  y 2.4, se alcanzaron los valores máximos de carga anteriormente mencionados, después de esta ductilidad se presenta cierto grado de degradación cíclica, debido al aumento considerable del ancho de las grietas de flexión y cortante sumado con el desconchamiento del concreto. Finalmente, en el factor de ductilidad de desplazamiento lateral  $\mu = 3$ , se presentó una leve disminución de la carga aplicada. En la Figura 5.21.b se muestra la respuesta histérica de carga-desplazamiento lateral para los factores ductilidad,  $\mu = 2$  y 3.



a) Hasta ductilidad 1



a) Ductilidad 2 hasta 3

Figura 5.21. Respuesta histerética de carga-desplazamiento lateral de espécimen MC-2 (fraccionada)

### 5.3.3 Perfiles de desplazamiento lateral

El desplazamiento lateral del espécimen MC-2 fue registrado por medio de los transductores ubicados a lo largo de la altura de la columna como se aprecia en la Figura 4.36. Estos datos fueron procesados para obtener el perfil de desplazamientos lateral en cada una de las diferentes etapas de la prueba. En la Figura 5.22 se muestra el perfil de desplazamiento lateral para los factores de ductilidad,  $\mu = 1, 2$  y 3 del espécimen MC-2.

Para el  $\mu = 1$  el perfil de desplazamiento lateral denotó una leve tendencia parabólica. Para  $\mu = 2$  el perfil de desplazamiento lateral evidenció también una tendencia parabólica. Finalmente, para  $\mu = 3$  se presentó un perfil con tendencia lineal entre las la altura de 0 a 50 cm respecto a la base, denotando la formación de la articulación plástica en inmediaciones de dicha altura.

Al igual que en MC-1, el perfil de desplazamiento  $\mu = 3$  lado Este, se presentó un error en la medición a la altura de 100 y 200 cm. Esto se deduce a que los transductores de desplazamiento H3 y H5, se quedaron sin carrera, en consecuencia, no se registró el desplazamiento correspondiente. En ausencia de la medición del valor H3 y H5 dirección Este con la precisión adecuada, se interpoló linealmente el desplazamiento del punto de ubicación de dicho transductor.

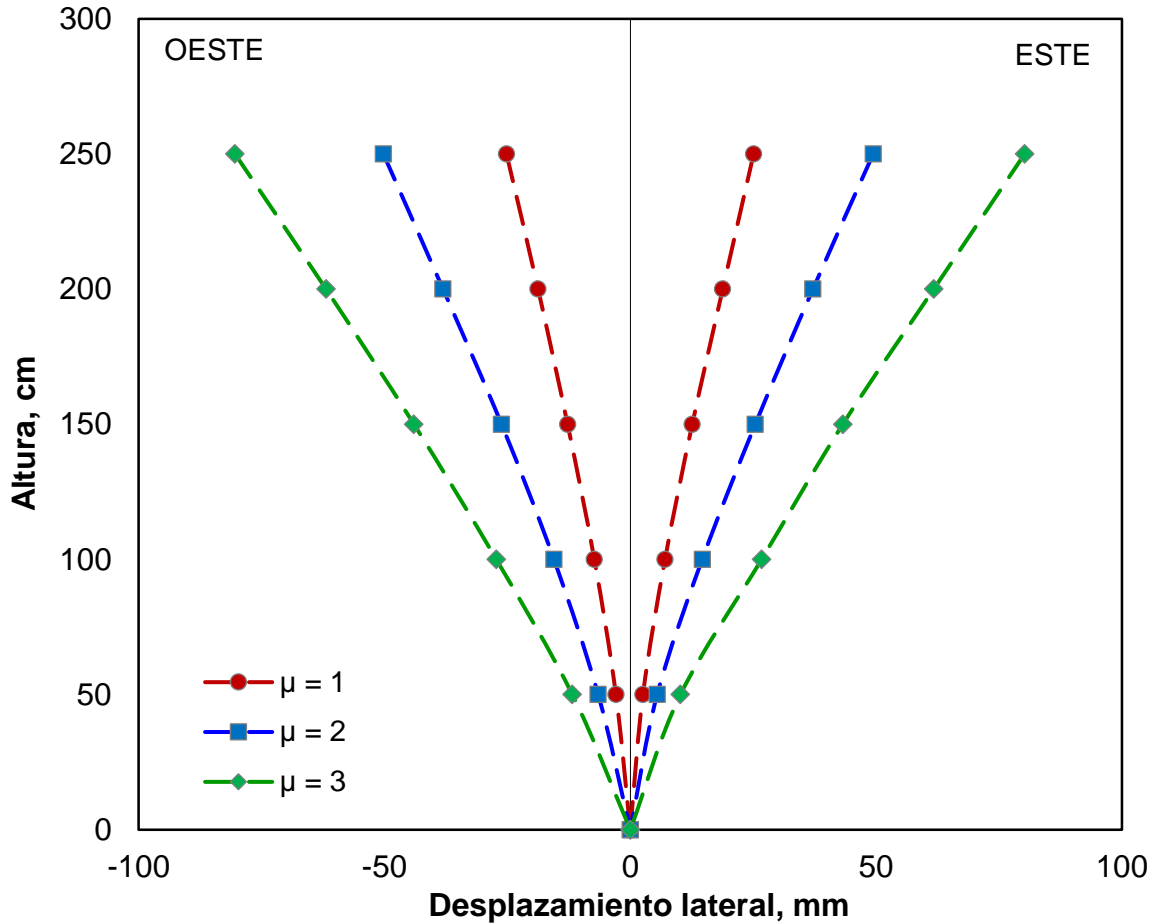


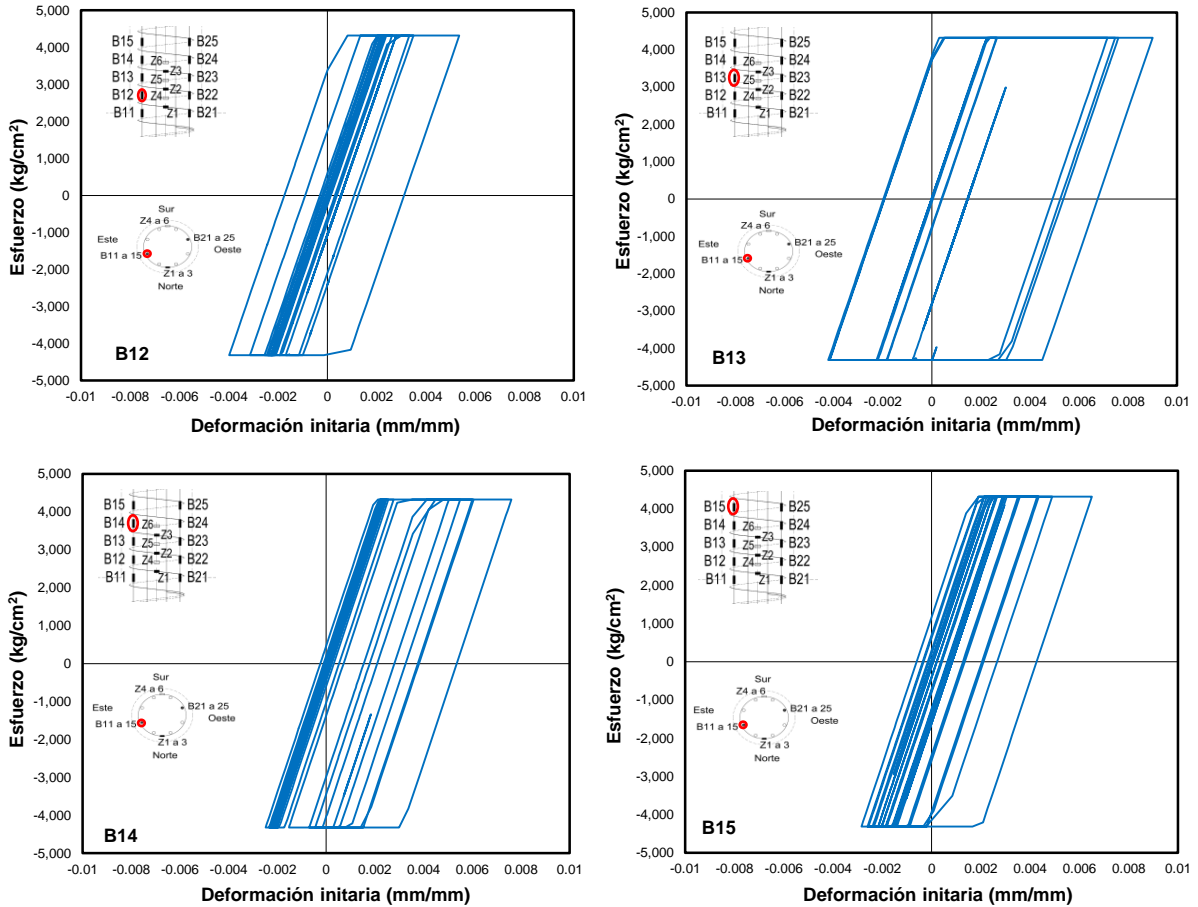
Figura 5.22. Perfil de desplazamiento lateral del espécimen CM-2

#### 5.3.4 Gráficas esfuerzo-deformación refuerzo longitudinal

Las gráficas esfuerzo-deformación unitaria en el acero de refuerzo longitudinal fueron elaboradas con valores que registraron los deformímetros eléctricos adheridos a las barras sobre las caras Este y Oeste de la columna (Figura 4.30).

Las deformaciones unitarias máximas se presentaron en la base de la columna. Como se podrá notar, en la fase final del experimento esta barra longitudinal desarrolló deformaciones a tensión y compresión superior a la de fluencia, es decir a 0.002. Lo anterior explica en parte, el desprendimiento de recubrimiento en la base de la columna, ante la eminente plastificación del acero de refuerzo. En la Figura 5.23 se ilustran las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria de la barra de acero de refuerzo longitudinal B1 ubicada sobre la cara Este del espécimen MC-2.

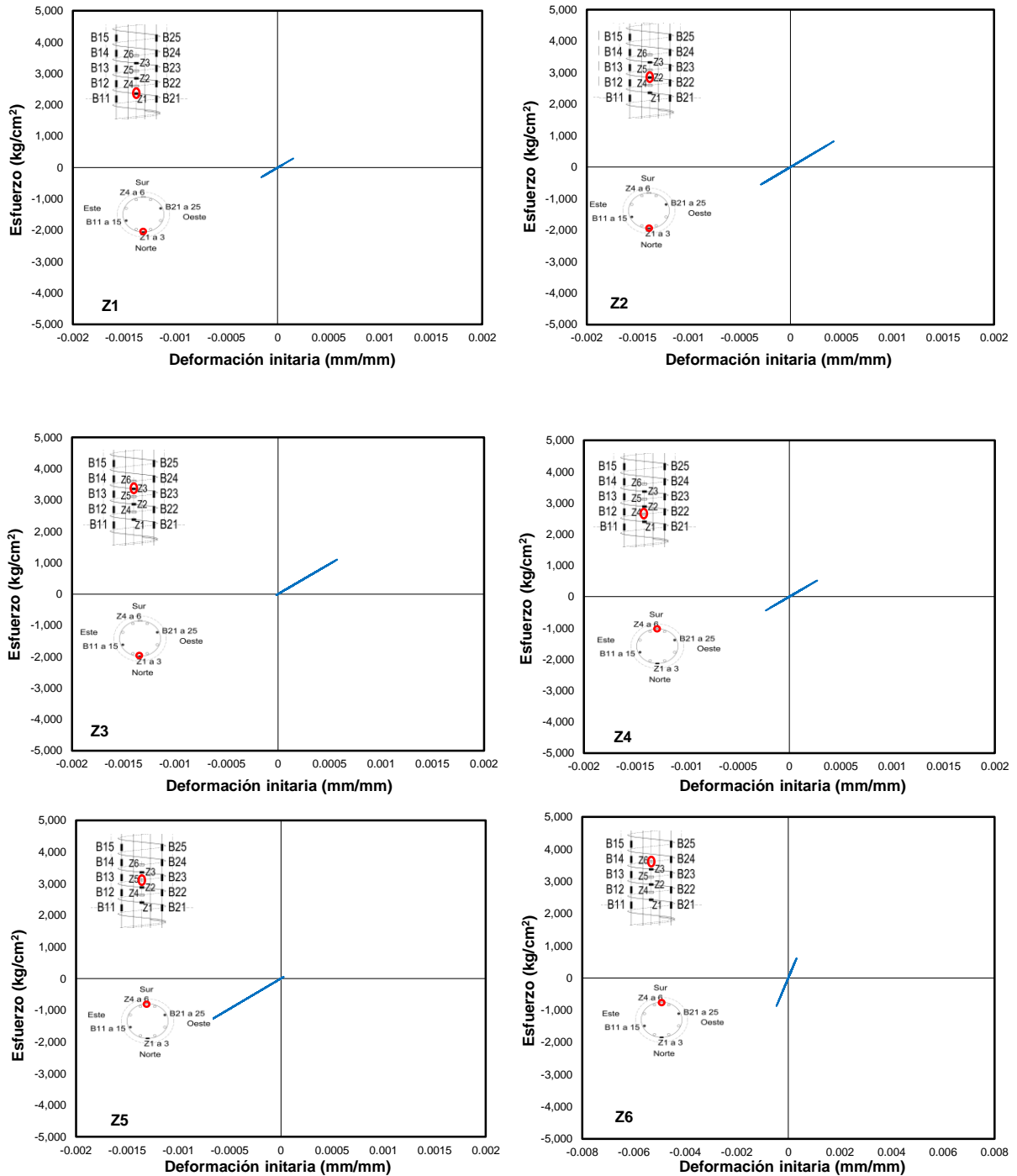
En el anexo C se ilustran las gráficas faltantes de las barras B2, respectivamente.



**Figura 5.23. Gráficas esfuerzo-deformación en refuerzo longitudinal de espécimen MC-2**

### 5.3.5 Graficas esfuerzo-deformación refuerzo transversal

Las gráficas esfuerzo-deformación unitaria en el acero de refuerzo transversal fueron elaboradas con valores obtenidos de deformímetros eléctricos adheridos en el zuncho como se ilustra en la Figura 4.30 y en la Figura 5.24 se aprecian las gráficas esfuerzo deformación unitaria de zuncho del espécimen MC-2.



**Figura 5.24. Graficas esfuerzo-deformación unitaria de zuncho del espécimen MC-2**

La información registrada de los deformímetros eléctricos adheridos en el zuncho evidenció que el nivel de esfuerzos durante la prueba se mantuvo dentro del intervalo elástico del material.

Fue posible apreciar que la cuantía de refuerzo transversal depositada en los especímenes MC-1 y MC-2, es mucho menor a la que recomiendan otros reglamentos, pese a esto, el espécimen MC-2 muestra un mejor desempeño sísmico debido a la efectividad del confinamiento, las gráficas (Figura 5.24) muestran como el refuerzo transversal siempre se mantuvo en la rama elástica a comparación del espécimen MC-1 donde se encontró que al llegar a una distorsión de 0.03 el acero comenzó a fluir.

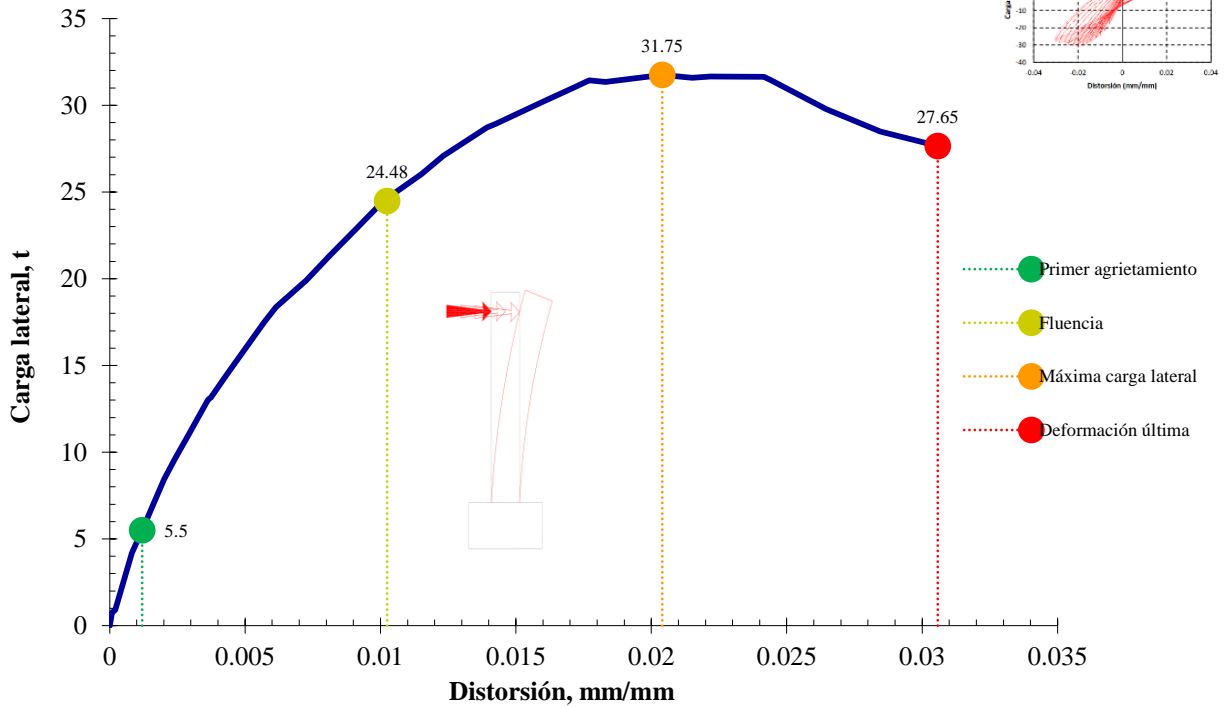


## 5.4 IMPLICACIONES EN EL DISEÑO SÍSMICO DE COLUMNAS DE PUENTES

Se evalúan algunas implicaciones para el diseño de columnas de puentes de concreto reforzado, con base en los resultados experimentales obtenidos en esta investigación, para especímenes ensayados en muro de reacción.

El comportamiento que tuvieron los dos modelos se puede observar a través de sus curvas de capacidad y los puntos de desempeño. Las curvas experimentales se obtuvieron a partir de las envolventes tanto de la rama positiva como negativa de la curva carga lateral-distorsión lateral de cada modelo. En la Figura 5.25 y Figura 5.26 se muestra la curva experimental carga lateral-distorsión del espécimen MC-1 y MC-2, respectivamente.

### Curvas de capacidad de MC-1



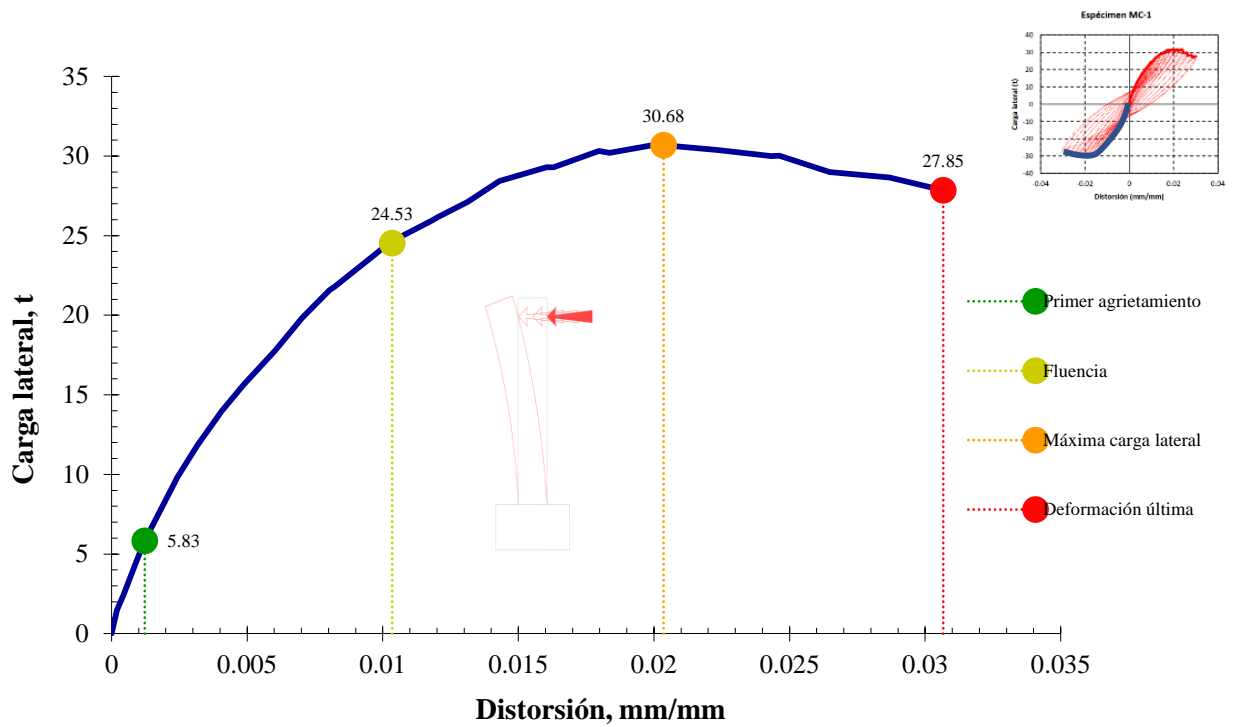
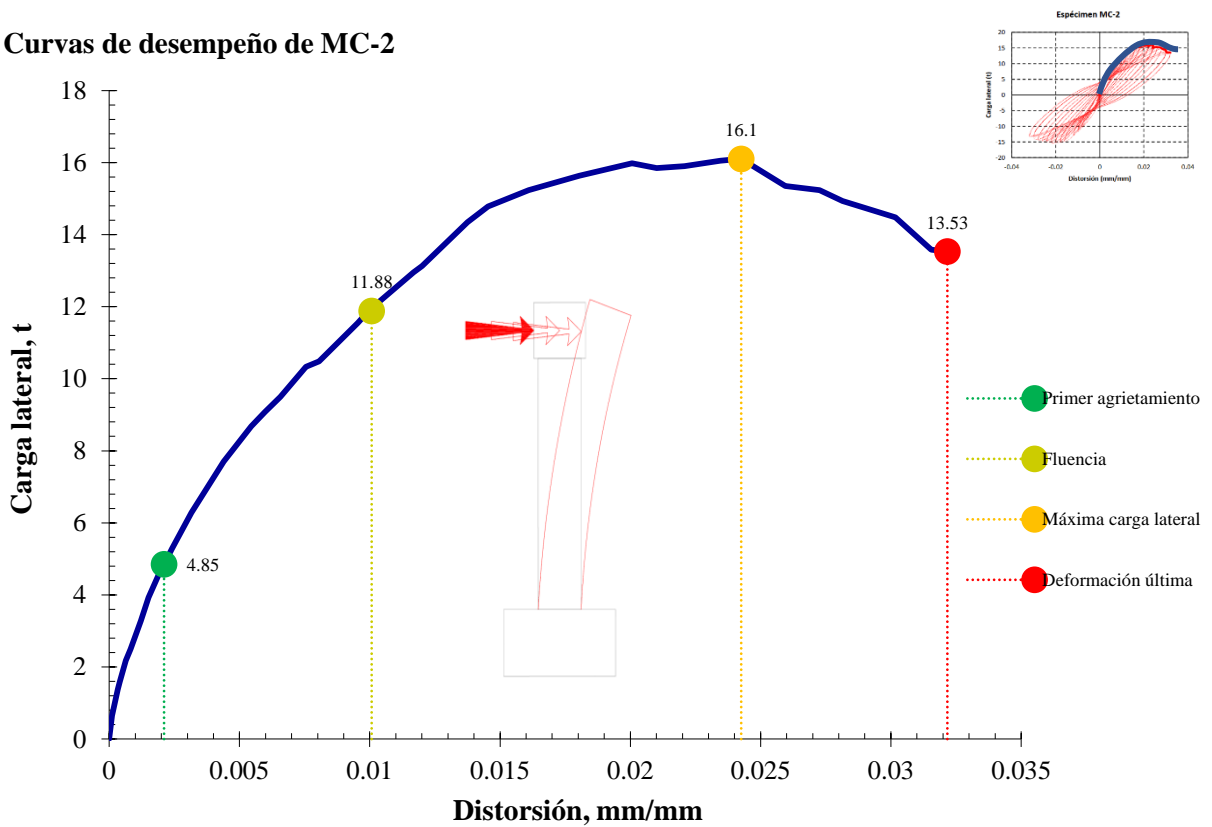


Figura 5.25. Curva de desempeño sísmico del espécimen MC-1

Curvas de desempeño de MC-2



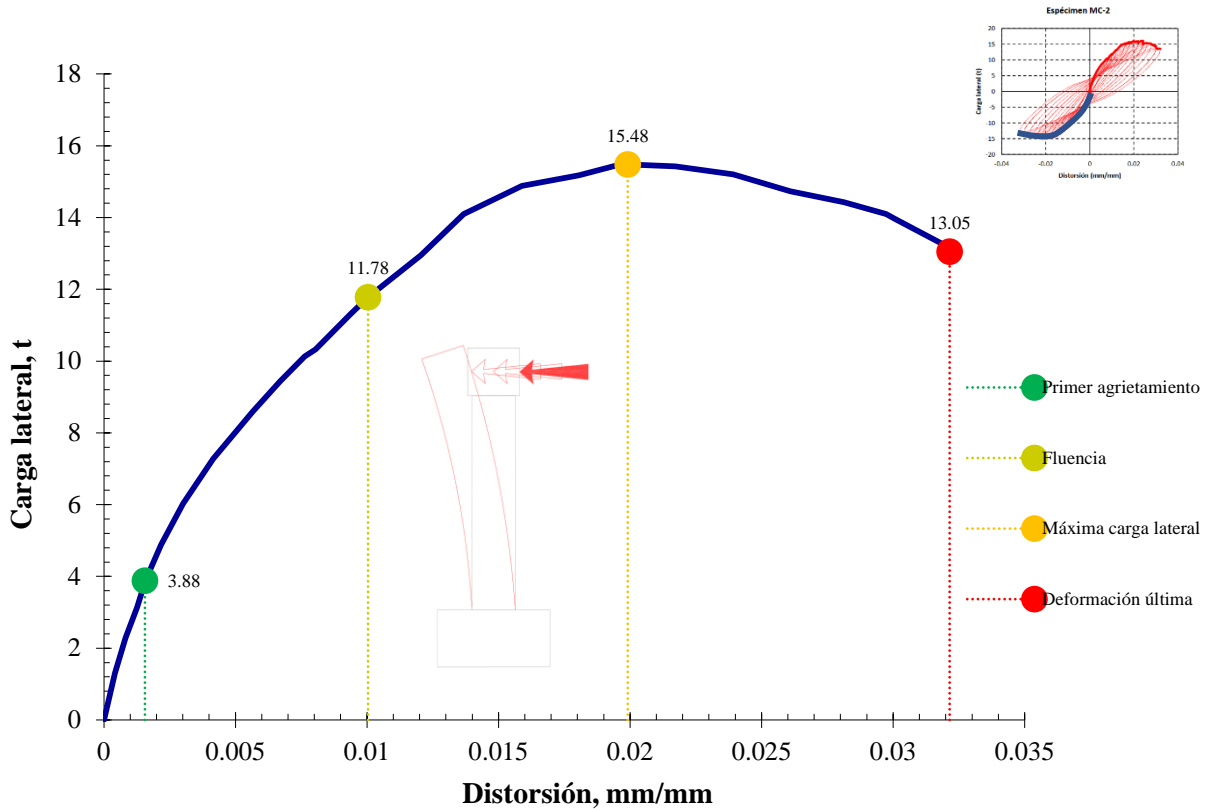


Figura 5.26. Curva de desempeño sísmico del espécimen MC-2

Se consideraron cuatro niveles de daño: primer agrietamiento, fluencia del refuerzo longitudinal, máxima carga lateral (posible desconchamiento) y deformación última (posible pandeo del refuerzo longitudinal) también definida como el punto donde la resistencia se degrada un 25% de la resistencia. Algunos índices de desempeño que se pudieron medir para cada uno de estos niveles de daño fueron: ancho máximo de grieta, degradación de rigidez a flexión (momento de inercia agrietado,  $I_{cr}$ , como una fracción del momento de inercia total,  $I_g$ ) y distorsión.

En la Tabla 5.1 y Tabla 5.2 se muestran los resultados de los ensayos experimentales de las columnas MC-1 y MC-2, respectivamente.

Tabla 5.1. Índices de desempeño sísmico observado en MC-1

Nivel de daño	Ancho de Grieta (mm)	Carga Lateral (t)	Distorsión Angular (mm/mm)	$I_{cr}$
Primer agrietamiento	Poco visible	5.67	0.0012	*
Fluencia	0.2	24.51	0.0103	0.75 $I_g$
Resistencia máxima	0.8	31.22	0.0204	0.60 $I_g$
Deformación última	2.0 (Flexión) 1.0 (Cortante)	27.75	0.0306	0.40 $I_g$

**Tabla 5.2. Índices de desempeño sísmico observado en MC-2**

<i>Nivel de daño</i>	<i>Ancho de Grieta (mm)</i>	<i>Carga Lateral (t)</i>	<i>Distorsión Angular (mm/mm)</i>	<i>I<sub>cr</sub></i>
<i>Primer agrietamiento</i>	<i>0.05</i>	<i>4.37</i>	<i>0.002</i>	<i>0.95 I<sub>g</sub></i>
<i>Fluencia</i>	<i>0.25</i>	<i>11.83</i>	<i>0.010</i>	<i>0.80 I<sub>g</sub></i>
<i>Resistencia máxima</i>	<i>0.8</i>	<i>15.79</i>	<i>0.022</i>	<i>0.70 I<sub>g</sub></i>
<i>Deformación última</i>	<i>4</i>	<i>13.29</i>	<i>0.032</i>	<i>0.50 I<sub>g</sub></i>

Con el fin de hacer un diseño sísmico basado en desempeño en columnas de puentes de concreto reforzado y tomando como referencia los resultados en la Tabla 5.1 y Tabla 5.2 se puede hacer una correlación entre los niveles de desempeño y los aspectos socioeconómicos de la operación, en función del nivel de daño (Tabla 5.3).

**Tabla 5.3. Desempeño sísmico de puentes**

<i>Nivel de daño</i>	<i>Reparación</i>	<i>Nivel de desempeño (impacto socio-económico)</i>
<i>Primer agrietamiento</i>	<i>No requerida</i>	<i>Operación completa</i>
<i>Fluencia</i>	<i>Reparación mínima</i>	<i>Operación parcial</i>
<i>Máxima carga lateral</i>	<i>Reparación moderada</i>	<i>Seguridad de vida</i>
<i>Deformación última</i>	<i>Todavía reparable</i>	<i>Prevención de colapso</i>

Dado lo anterior es posible tener una noción del objetivo de distorsión para el diseño basado en conceptos de desplazamiento, como se muestra en la curva de desempeño en la Figura 5.27.

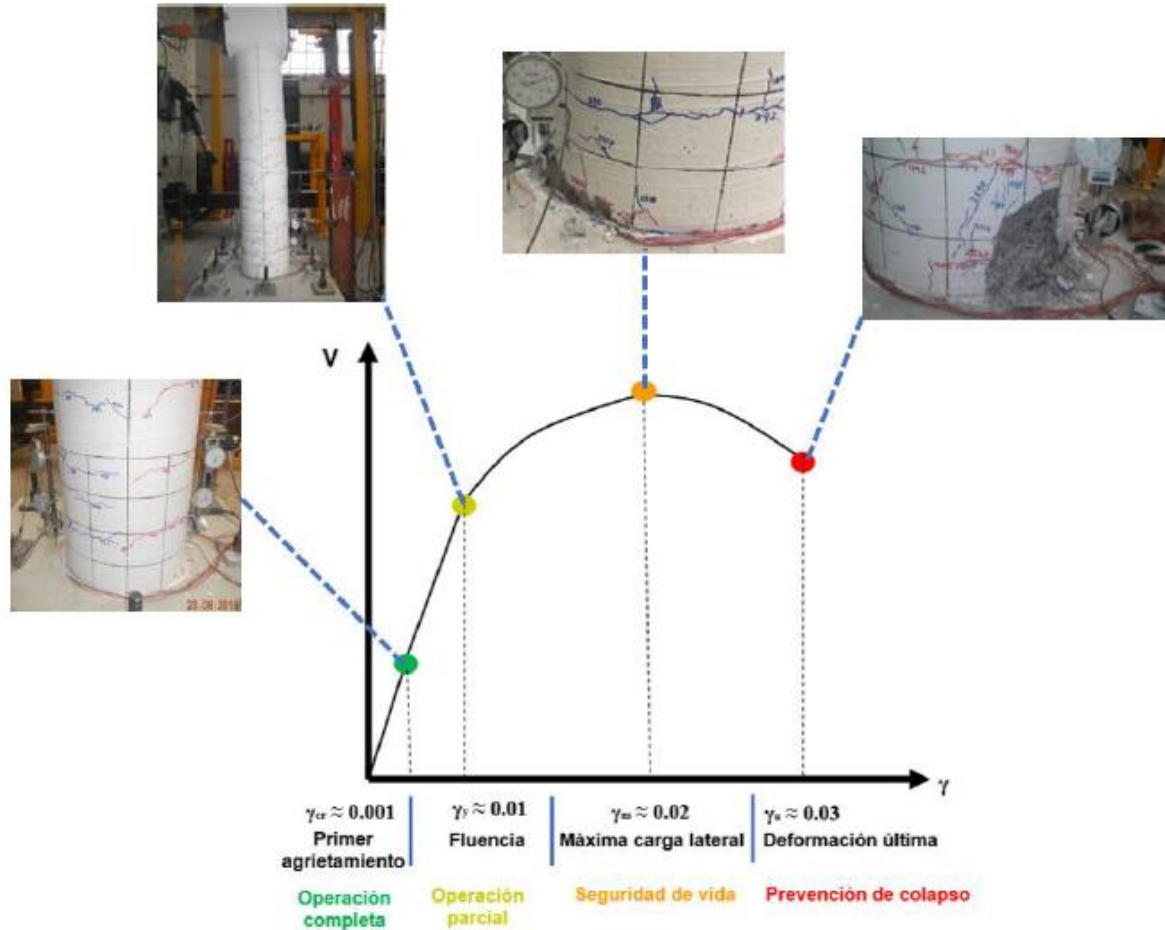


Figura 5.27. Curva de desempeño sísmico (Rivera *et al.*, 2019)

De acuerdo con Rivera (2019), los niveles de desempeño para diseñar columnas de puentes de concreto reforzado, se pueden describir de la siguiente forma:

**Operación completa.** Al no requerir reparación la columna, su respuesta se puede limitar a una distorsión de 0.001, aproximadamente, dado que en los experimentos se apreció que para este nivel de deformación las grietas fueron poco visibles.

**Operación parcial.** Para dar lugar a reparaciones mínimas que no interrumpan el servicio de la estructura, se debe revisar que la columna no supere una distorsión de 0.01. De acuerdo a los ensayos de las columnas, para este nivel de respuesta se observaron anchos de grieta hasta de 0.25 mm, con una pérdida de rigidez del orden de 25 %, por lo que se hace necesaria su reparación con resinas epóxicas para recuperar su rigidez.

**Seguridad de vida.** Al asumir reparación moderada y que no atente contra la vida de los usuarios, se recomienda que la respuesta de la columna se limite a una distorsión de 0.02, en razón de que este nivel de distorsión se asocia a la máxima capacidad de carga lateral del elemento y a partir del cual se puede representar la pérdida de recubrimiento del concreto (desconchamiento). Con este nivel de daño se puede tener una pérdida de rigidez hasta un 40 %, según lo observado en los experimentos, por lo que la estrategia de rehabilitación se tiene que enfocar al refuerzo de la estructura.

**Prevención del colapso.** Con la intención de que la columna pueda ser reparable y con ello prever la falla de la misma, se puede limitar la respuesta del elemento a una distorsión de 0.03. Conforme a lo observado en los ensayos, a este nivel de deformación lateral se tiene una pérdida de la capacidad a carga lateral de un 20 %, con una degradación de rigidez del 60 %, sin llegar a la falla de los refuerzos longitudinal y transversal; cabe comentar que bajo estas condiciones de daño se pudo rehabilitar la columna con fibra de carbono.

### **Efecto de la cuantía de refuerzo transversal en el comportamiento sísmico de las columnas de puentes de concreto reforzado.**

Como se mencionó en el capítulo 2, el acero de refuerzo transversal (confinamiento) es fundamental en el desempeño sísmico de las columnas de los puentes de concreto reforzado cuando se busca un comportamiento dúctil en la zona de articulación plástica, con el objeto de prevenir el colapso ante un sismo de gran intensidad.

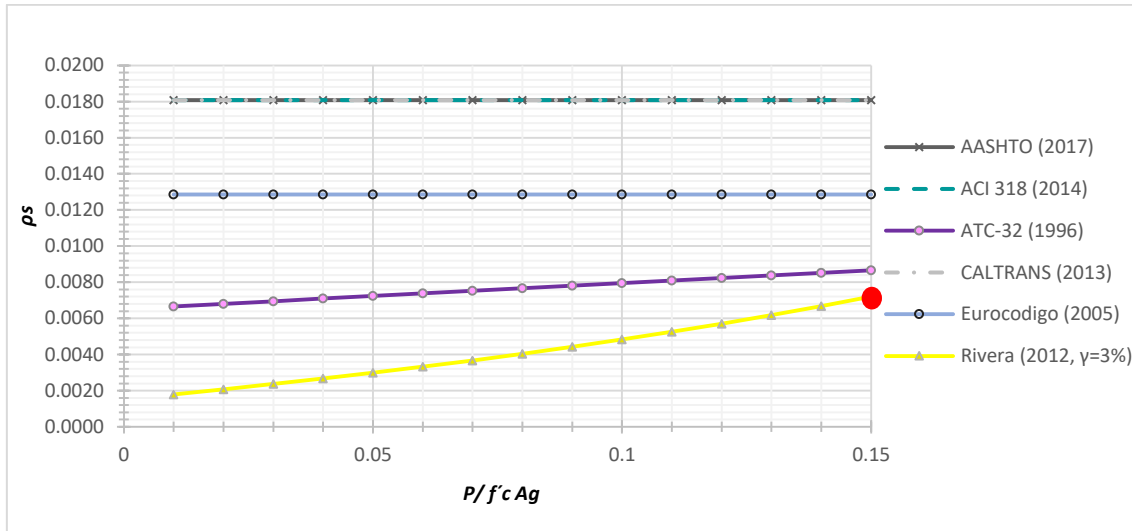
Para tener una estimación del nivel de confinamiento que resulta de los distintos criterios de diseño sísmico revisados previamente, reglamentos y diseño basado en desplazamientos, se determinó la cuantía de refuerzo transversal ( $\rho_s$ ) que requeriría la sección circular que se ensayó experimentalmente (MC-2), considerando las propiedades geométricas y mecánicas de dicho espécimen.

En la Figura 5.28 se comparan las cuantías de refuerzo de confinamiento requeridas en la sección circular (MC-2), para diferentes reglamentos. Los resultados hacen ver que los reglamentos AASHTO (2017), ACI-318 (2014) y CALTRANS (2013) propone los valores de confinamiento más alto en comparación con el Eurocódigo (2005), y el ATC-32 (1996). Mientras que las cuantías de refuerzo transversal que resultan de Rivera (2012) hacen ver que el nivel de confinamiento se puede relajar al tomar en cuenta no sólo la carga axial actuante sino también la demanda de distorsión; al considerar conceptos basado en desplazamiento (Rivera *et al.*, 2019).

Lo anterior motivó a realizar el ensaye de la columna MC-2, en donde, al aplicar la ecuación 2.21 de Rivera (2012), se encontró que para una columna de puente sometida a una carga axial del 15 % de  $P/A_g f'_c$  y para una demanda de distorsión de 0.03, la cuantía de refuerzo transversal requerida era de 0.0072, como se aprecia en la Figura 5.28, la cual fue provista al espécimen de manera aproximada con 0.0071. Nótese que esta cuantía está muy por debajo de las que recomiendan los reglamentos, la cual representa un 40 % del valor que recomiendan las normas AASHTO (2017).

Al analizar el comportamiento sísmico de esta columna con los resultados obtenidos de las pruebas de laboratorio, se puede establecer que, para un nivel de desempeño asociado a la prevención de colapso, la columna exhibió un buen comportamiento sísmico, al observar lasos histeréticos estables con una ductilidad de tres y con patrones de daño que permitieron la rehabilitación de la estructura.

Lo anterior muestra que las disposiciones de los reglamentos para proveer a las columnas del refuerzo transversal necesario, para que éstas desarrollen un comportamiento dúctil durante un evento sísmico extraordinario, conllevan, en la mayoría de las veces, a obtener diseños conservadores, al pretender proporcionarles el máximo confinamiento a las columnas, independientemente de la demanda de desplazamiento lateral y en algunos casos del nivel de carga axial actuante (Rivera *et al.*, 2019).



**Figura 5.28. Refuerzo de confinamiento de acuerdo a varios criterios de diseño sísmico, MC-2 (Rivera *et al.*, 2019)**

### Ventajas del diseño basado en desplazamientos

Varios reglamentos aceptan que los puentes de concreto reforzado presenten daños ante sismos de gran magnitud, pero sin llegar al colapso. Bajo esta condición, el desplazamiento es el indicador más importante de la respuesta sísmica de los puentes, debido a que puede ser asociado más fácilmente con distintos niveles de daño.

El diseño sísmico basado en desplazamientos es una filosofía que busca obtener diseños más eficientes y efectivos. El principal beneficio de diseñar por desplazamientos es evitar futuras pérdidas (económicas, materiales y de vidas) a través de un control del comportamiento estructural de puentes ante futuros eventos sísmicos.

Las ventajas que tienen las metodologías de diseño sísmico basados en desplazamientos sobre metodologías basadas en fuerzas son:

1. Considera múltiples niveles de daño sísmico y existe transparencia en cuanto a los objetivos de diseño que persigue el diseño.
2. El comportamiento de las estructuras se evalúa a través de un control de deformaciones (distorsiones) inelásticas, en adición a la resistencia.
3. Considera métodos analíticos mediante los cuales se evalúa racionalmente el comportamiento estructural, particularmente el comportamiento no lineal.
4. Permiten obtener diseños óptimos, en consecuencia, se obtienen bajos costos.
5. Se tiene un mejor control del comportamiento de la estructura durante su vida útil, asociándolo al daño que ésta presente y así evaluar si requiere rehabilitación.

### CONCLUSIONES

Se realizó el ensayo sísmico de dos especímenes de columnas de puentes de concreto reforzado, una de sección maciza cuadrada y la otra de sección circular, sometidas a la acción simultánea de carga axial de compresión y carga lateral cíclica reversible. Las conclusiones derivadas de la presente investigación se comentan a continuación.

Los objetivos en este trabajo de investigación se cumplieron satisfactoriamente, ya que con los índices de desempeño sísmico se definieron los niveles de desempeño: operación completa, operación parcial, seguridad de vida y prevención de colapso. Cabe destacar, que se establecieron distorsiones para la revisión de cada nivel de daño, lo cual resulta relevante para el caso de aplicar el diseño basado en desplazamientos.

Dado que en la literatura no existe una distorsión objetivo, en este trabajo se trato de hacer una propuesta con base en el experimento mostrado, sin embargo sería deseable hacer más experimentos que nos ayuden a entender de mejor manera el comportamiento sísmico de estas estructuras.

Por otro lado, se hace ver que la cuantía de refuerzo transversal es muy importante para el diseño sísmico basado en desplazamientos, debido a que con dicho refuerzo se puede tener un mayor control del daño, al establecer una correlación más directa con la capacidad de desplazamiento lateral (en términos de distorsión) y ductilidad.

De igual forma se puede apreciar, que con el diseño basado en desplazamientos se puede hacer más racional el armado y evitar un congestionamiento de acero innecesario, al encontrar que con una cuantía menor a la que recomiendan los reglamentos de puentes a nivel mundial, las columnas ensayadas tuvieron un buen desempeño sísmico y se obtuvieron curvas de histéresis estables las cuales alcanzaron una ductilidad de tres.

De igual forma se pudo apreciar en detalle el desempeño sísmico, de tal manera, que se puede establecer una correlación entre los niveles de desempeño y los posibles niveles de operación de los puentes, junto con las distorsiones angulares objetivo; este último es relevante para la revisión de los niveles de desempeño con conceptos basados en desplazamiento.

Los especímenes presentaron un modo de falla por flexión con la fluencia a tensión del refuerzo vertical y el aplastamiento del concreto a compresión en ambas direcciones, según la dirección de la carga. Se generó un patrón de grietas inclinadas debidas a cortante por tensión diagonal, pero estas no dominaron los mecanismos de falla.

Se recomienda que para futuros trabajos de investigación se estudie experimentalmente el efecto de la relación de aspecto y los efectos P- $\Delta$ .



## REFERENCIAS

**AASHTO (2017)**, “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications”, First Edition, American Association of state Highway and Transportation Officials, USA.

**ACI 318 (2014)**, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-014)”. American Concrete Institute.

**Ang G. (1981)**, “Ductility of reinforced concrete bridge piers under seismic loading”, Christchurch. N. Z., University of Canterbury, Department of Civil Engineering.

**Atalay M. B., Penzien J. (1975)**, “The seismic behavior of critical regions of reinforced concrete components as influenced by moment. Shear and Axial Force”. Report No. EERC. 75-19. Berkeley, Calif.: Earthquake Engineering Research Center. University of California.

**ATC-32 (1996)**, “Improved seismic design criteria for California Bridges: Provisional recommendations”, Report No. ATC-32, Applied Technology Council, Redwood City, California.

**Brachman I., Browning J. y Matamoros A. (2004)**, “Drift-Dependent Confinement Requirements for Requirements for Reinforced Concrete Columns Under Cyclic Loading”. ACI Structural Journal. V. 101. No. 5, 669-677.

**Caltrans (2013)**, “Bridge Design Specifications Manual”. California Department of Transportation. Division of Structures, Sacramento, California.

**Calvi, G y G Kingsley (1995)**, “Displacement-based seismic design of multi-degree-of-freedom bridge structures”. Earthquake Engineering and structural Dynamics, 24, pp. 1247-1266.

**Chai Y., Priestley M. y Seible F. (1991)**, “Seismic Retrofit of Circular Bridge Columns for Enhanced Flexural Performance”, ACI Structural Journal, Vol. 88, No. 5. September/October.

**Eurocode 8 (2005)**, “Design of structures for earthquake resistance”, Part 2: Bridges.

**Freeman S. A. (1998)**, “The capacity spectrum method as a tool for seismic design”. Proceedings of the 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering. Paris.

**Gobierno de la Ciudad de México (CDMX, 2017)**, “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto”, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, No. 220-Bis, 15 de diciembre de 2017, pp. 372-566.

**Gulkan P., y Sozen M. (1974)**, “Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions”, ACI Journal, 71.

**Higashi Y., Ohkubo M. y Ohtsuka M. (1977)**, “Influences of loading excursions on restoring force characteristic and failure modes of reinforced concrete columns”. Sixth World Conference on Earthquake Engineering, Meerut, India.

**Iwasaki T. (1996)**, “Perspectives of Seismic Design Criteria for Highway Bridges in Japan”, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México.

**Iwasaki T., Kawashima K. et al. (1985)**, “Experimental investigation on hysteretic behavior of reinforced concrete columns”. Proceedings of the second joint U.S – Japan Workshop on Performance and Strengthening of Bridge Structures and Research Needs. San Francisco, Calif.

**Kawashima K. (1996)**, “Impact of Hanshin/Awaji. Japan. Earthquake on Seismic Design and Seismic Strengthening of Highway Bridges”. Department of Civil Engineering. Tokyo Institute of Technology, Japan.

**Kawashima K. (2000)**, “Seismic Design and Retrofit of Bridges”. Twelve World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.

**Kawashima K., Takahashi Y., Ge H., Wu Z. y Zhang J. (2009)**, “Reconnaissance Report on Damage of Bridges in 2008 Wenchuan, China Earthquake, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 13.

**Kim I., Lim H., Juhn G. y Kim J. (2000)**, “Cyclic Loading Test of Small Scale Bridge Pier Models Without Seismic Detailing”, Twelve World Conference on Earthquake Engineering.

**Kowalsky M. J. (1994)**, “Displacement based design - A methodology for seismic design applied to RC bridge columns”. Master’s thesis, University of California at San Diego, La Jolla, California.

**Kowalsky M. J. (2001)**, “A displacement-based approach for the seismic design of continuous concrete bridges”. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 31. 719-747.

**Kowalsky M. J., Priestley M. J. N. y Seible F. (1996)**, “Shear and flexure behavior of lightweight concrete bridge columns in seismic regions”. American Concrete Institute. ACI Structural Journal, Vol. 96. No. 1.

**Lehman D. y Moehle J. (2000)**, “Seismic performance of well-confined concrete bridge columns”, Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER 1998/01.

**Mander J. B., Priestley M. J. N. y Park R. (1988)**, “Observed stress strain behavior of confined concrete”. Journal of Structural Engineering, ASCE. Vol. 114. No. 8. pp. 1827-1849.

**Mander J. B., Priestley M. J. N., Park R. (1988)**, “Theoretical stress-strain model for confined concrete”, Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.

**Moehle J. P. (1992)**, “Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes”. Earthquake Spectra. 8:3, 403-428.

**NMX-C-083-ONNCCE (2014)**, “Industria de la construcción – Concreto – Determinación de la resistencia a la compresión de especímenes – Método de ensayo”, Norma Mexicana, Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación A.C., 10 pp.

**NMX-C-128-ONNCCE (2013)**, “Industria de la construcción – Concreto sometido a compresión – Determinación del módulo de elasticidad estático y relación de Poisson”, Norma Mexicana, Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación A.C., 11 pp.

**Prado, N. (2014)**, “Comportamiento de pilas huecas de concreto reforzado de puentes ante carga lateral cíclica”, Tesis de doctorado, Programa de Maestría y Doctorado en ingeniería, UNAM.

**Priestley M. J. N. (2000)**, “Performance based seismic design”. 12 WCEE, Nueva Zelanda.

**Priestley M. J. N y Park R. (1987)**, “Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading”, ACI Structural Journal.

**Priestley M., Seible F, y Calvi G. (1996)**, “Seismic Design and Retrofit of Bridges”. John Wiley and Sons, Inc., USA.

**Priestley M., Kowalsky M., Nganha Vu y McDaniel C. (1997)**, “Comparison of recent shear strength provisions for circular bridge columns”. Department of applied Mechanics and Engineering Sciences, University of California. San Diego.

**Razvi y Saatcioglu (1999)**, “Analysis and design of columns for confinement”. Earthquake spectra, Vol. 15, No. 4.

**Rivera D. (2005)**, “Diseño sísmico de columnas de puentes urbanos de concreto reforzado en la ciudad de México”, Tesis de doctorado, Programa de Maestría y Doctorado en ingeniería, UNAM.

**Rivera D. (2012)**, “A procedure of displacement-based seismic design applied to urban bridges of Mexico City”. 15<sup>th</sup> Word Conference on Earthquake Engineering. Lisboa, Portugal.

**Rivera D., Flores L. E., Ruiz R., Godho G. A., Robles M. L. y López S. E. (2019)**, “Comportamiento experimental de columnas de puentes de concreto reforzado con moderada cuantía de refuerzo transversal”, XXII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.

**Saatcioglu M. y Ozcebe G. (1989)**, “Response of reinforced concrete columns to simulated seismic loading”. ACI Structural Journal. 86 (January-February).

**Saatcioglu M. y Baingo D. (1999)**, “Circular high-strength concrete columns under simulated seismic loading”. Journal of Structural Engineering. March 1999.

**Saatcioglu M. y Razvi S. R. (2002)**, “Displacement-based design of reinforced concrete columns for confinement”, ACI Structural Journal. Vol. 99, No. I. 3-11.

**Scott B. D., Park R. y Priestley M. J. N. (1982)**, “Stress-Strain Behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates”. ACI Journal. Proceedings Vol. 79. No.1.

**Sheikh, S. A., y Khoury, S. S. (1993)**, “Confined Concrete Columns with Stubs”. ACI Structural Journal 79. July.

**Stojadinovic B. y Thewalt C. (1995)**, “Upgrading bridge outrigger knee joint systems”. UCB/EERC-95/03. Berkeley. Calf. Earthquake Engineering Research Center. University California.

**Stone W. C. y Cheok G. S. (1989)**, “Inelastic behavior of full-scale bridge columns subjected to inelastic loading”. Gaithersburg. Md.: National Institute of Standards and Technology.

**Sullivan T. J., Calvi G. M. y Priestley M. J. N. (2003)**, The limitations and performances of different displacement based design methods”. Journal of Earthquake Engineering. Vol. 7. Imperial College Press. 201-241.

**Terán A. (1997)**, “Replanteamiento de los Métodos Actuales de Diseño Sismorresistente Mediante el Uso de Conceptos de Desempeño”. Revista Ingeniería Civil, No. 333.

**Wakabayashi M. (1986)**, Design of Earthquake Resistant Buildings. McGraw Hill, New York.

**Watson S., y Park R. (1994)**, “Simulated Seismic Load Test on Reinforced Concrete Columns”. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.120, No 6.

**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, Vol. 87, No 2.

## ANEXO

### A) Listado de instrumentación

**Tabla A.1. Instrumentación MC-1**

<i>Espécimen MC-1</i>					
<i>Canal No.</i>	<i>unidad</i>	<i>Nombre</i>	<i>Descripción</i>	<i>Modelo</i>	<i>Capacidad</i>
[000]	tf	FH	Gato (50 t) Horizontal	Gato (50 t) TCLP-50BW	50
[001]	mm	H1	Horizontal eje del gato 250 cm	SDP-200D	200
[002]	mm	H2	Horizontal eje del gato 250 cm	SDP-200D	200
[003]	mm	H3	Horizontal 200 cm	SDP-100	100
[004]	mm	H4	Horizontal 150 cm	SDP-100	100
[005]	mm	H5	Horizontal 100 cm	SDP-50	50
[006]	mm	H6	Horizontal 50 cm	SDP-50	50
[007]	mm	V1	Micrómetro vertical E 10 cm	DDP-50	50
[008]	mm	V2	Micrómetro vertical E 40 cm	DDP-50	50
[009]	mm	V3	Micrómetro vertical E 70 cm	DDP-50	50
[010]	mm	V4	Micrómetro vertical W 10 cm	DDP-50	50
[011]	mm	V5	Micrómetro vertical W 40 cm	DDP-50	50
[012]	mm	V6	Micrómetro vertical W 70 cm	DDP-50	50
[013]	mm	D1	Mic diagonal abajo ESup-WInf	DDP-50	50
[014]	mm	D2	Mic diagonal abajo EInf-WSup	DDP-50	50
[015]	mm	D3	Mic diagonal arriba ESup-WInf	DDP-50	50
[016]	mm	D4	Mic diagonal arriba EInf-WSup	DDP-50	50
[020]	tf	FV1	Celda de carga vertical NE	CLC-50 A	50
[021]	tf	FV2	Celda de carga vertical NW	CLC-50 A	50
[022]	tf	FV3	Celda de carga vertical SE	CLC-50 A	50
[023]	tf	FV4	Celda de carga vertical SW	CLC-50 A	50
[031]	μ	B12	Barra esquina NE, sección 2		2.06
[032]	μ	B13	Barra esquina NE, sección 3		2.06
[033]	μ	B14	Barra esquina NE, sección 4		2.06
[034]	μ	B15	Barra esquina NE, sección 5		2.06
[035]	μ	B21	Barra cara E, sección 1		2.06
[036]	μ	B22	Barra cara E, sección 2		2.06
[037]	μ	B23	Barra cara E, sección 3		2.06
[038]	μ	B24	Barra cara E, sección 4		2.06
[039]	μ	B25	Barra cara E, sección 5		2.06
[040]	μ	B31	Barra esquina SW, sección 1		2.06
[041]	μ	B32	Barra esquina SW, sección 2		2.06
[042]	μ	B33	Barra esquina SW, sección 3		2.06
[043]	μ	B34	Barra esquina SW, sección 4		2.06
[044]	μ	B35	Barra esquina SW, sección 5		2.06
[045]	μ	B41	Barra cara W, sección 1		2.06
[046]	μ	B42	Barra cara W, sección 2		2.06

[047]	$\mu$	B43	Barra cara W, sección 3	2.06
[048]	$\mu$	B44	Barra cara W, sección 4	2.06
[049]	$\mu$	B45	Barra cara W, sección 5	2.06
[050]	$\mu$	E1	Estribo cara E, a 5 cm	2.06
[051]	$\mu$	E2	Estribo cara E, a 20 cm	2.06
[052]	$\mu$	E3	Estribo cara E, a 35 cm	2.06
[053]	$\mu$	E4	Estribo cara N, a 5 cm	2.06
[054]	$\mu$	E5	Estribo cara N, a 20 cm	2.06
[055]	$\mu$	E6	Estribo cara N, a 35 cm	2.06
[056]	$\mu$	G1	Grapa N-S, a 5 cm	2.06
[057]	$\mu$	G2	Grapa N-S, a 20 cm	2.06
[058]	$\mu$	G3	Grapa N-S, a 35 cm	2.06
[059]	$\mu$	G4	Grapa E-W, a 20 cm	2.06
[060]	$\mu$	B11	Barra esquina NE, sección 1	2.06

Tabla A.2. Instrumentación MC-2

Especimen MC-2					
Canal No.	unidad	Nombre	Descripción	Modelo	Capacidad
[000]	tf	FH	Gato (50 t) Horizontal	Gato (50 t) TCLP-50BW	50
[001]	mm	H1	Horizontal eje del gato 250 cm	SDP-200D	200
[002]	mm	H2	Horizontal eje del gato 250 cm	SDP-200D	200
[003]	mm	H3	Horizontal 200 cm	SDP-100	100
[004]	mm	H4	Horizontal 150 cm	SDP-100	100
[005]	mm	H5	Horizontal 100 cm	SDP-50	50
[006]	mm	H6	Horizontal 50 cm	SDP-50	50
[007]	mm	V1	Micrómetro vertical E 10 cm	DDP-50	50
[008]	mm	V2	Micrómetro vertical E 40 cm	DDP-50	50
[009]	mm	V3	Micrómetro vertical E 70 cm	DDP-50	50
[010]	mm	V4	Micrómetro vertical W 10 cm	DDP-50	50
[011]	mm	V5	Micrómetro vertical W 40 cm	DDP-50	50
[012]	mm	V6	Micrómetro vertical W 70 cm	DDP-50	50
[013]	mm	D1	Mic diagonal abajo ESup-WInf	DDP-50	50
[014]	mm	D2	Mic diagonal abajo EInf-WSup	DDP-50	50
[015]	mm	D3	Mic diagonal arriba ESup-WInf	DDP-50	50
[016]	mm	D4	Mic diagonal arriba EInf-WSup	DDP-50	50
[020]	tf	FV1	Celda de carga vertical NE	CLC-50 A	50
[021]	tf	FV2	Celda de carga vertical NW	CLC-50 A	50
[022]	tf	FV3	Celda de carga vertical SE	CLC-50 A	50
[023]	tf	FV4	Celda de carga vertical SW	CLC-50 A	50
[030]	$\mu$	B11	Barra lado E, sección 1		2.06
[031]	$\mu$	B12	Barra lado E, sección 2		2.06
[032]	$\mu$	B13	Barra lado E, sección 3		2.06
[033]	$\mu$	B14	Barra lado E, sección 4		2.06

[034]	$\mu$	B15	Barra lado E, sección 5	2.06
[035]	$\mu$	B21	Barra lado W, sección 1	2.06
[036]	$\mu$	B22	Barra lado W, sección 2	2.06
[037]	$\mu$	B23	Barra lado W, sección 3	2.06
[038]	$\mu$	B24	Barra lado W, sección 4	2.06
[039]	$\mu$	B25	Barra lado W, sección 5	2.06
[040]	$\mu$	Z1	Zuncho lado N, a 5 cm	2.06
[041]	$\mu$	Z2	Zuncho lado N, a 15 cm	2.06
[042]	$\mu$	Z3	Zuncho lado N, a 25 cm	2.06
[043]	$\mu$	Z4	Zuncho lado S, a 10 cm	2.06
[044]	$\mu$	Z5	Zuncho lado S, a 20 cm	2.06
[045]	$\mu$	Z6	Zuncho lado S, a 30 cm	2.06

## B) Revisión de instrumentación interna

**Tabla A.3. Revisión de instrumentación MC-1**

Instrumentación interna, deformímetros adheridos "Strain gauges"							
No.	Nombre	Descripción	Montaje	Antes colado $\Omega$	Después del colado $\Omega$	Antes del ensaye $\Omega$	Final del ensaye $\Omega$
1	B11	Barra esquina NE, sección 1	ok	120.5	120.1	119.60	120.3
2	B12	Barra esquina NE, sección 2	ok	120.7	120.6	119.80	121.2
3	B13	Barra esquina NE, sección 3	ok	120.6	120.5	119.80	121.1
4	B14	Barra esquina NE, sección 4	ok	120.7	120.7	119.80	121.0
5	B15	Barra esquina NE, sección 5	ok	120.7	120.5	119.70	121.2
6	B21	Barra cara E, sección 1	ok	120.8	120.6	119.60	120.9
7	B22	Barra cara E, sección 2	ok	120.8	120.6	119.70	120.0
8	B23	Barra cara E, sección 3	ok	120.8	120.7	119.60	121.1
9	B24	Barra cara E, sección 4	ok	120.7	120.5	119.60	121.1
10	B25	Barra cara E, sección 5	ok	120.8	120.7	119.60	120.9
11	B31	Barra esquina SW, sección 1	ok	120.6	120.4	119.70	121.3
12	B32	Barra esquina SW, sección 2	ok	120.6	120.4	119.70	121.0
13	B33	Barra esquina SW, sección 3	ok	120.6	120.5	119.70	121.0
14	B34	Barra esquina SW, sección 4	ok	120.5	120.4	119.60	121.2
15	B35	Barra esquina SW, sección 5	ok	120.4	120.2	119.70	120.7
16	B41	Barra cara W, sección 1	ok	120.5	120.4	119.20	121.0
17	B42	Barra cara W, sección 2	ok	120.5	120.3	119.30	121.1
18	B43	Barra cara W, sección 3	ok	120.6	120.2	119.10	121.0
19	B44	Barra cara W, sección 4	ok	120.7	116.0	120.00	121.1
20	B45	Barra cara W, sección 5	ok	120.5	116.1	119.10	120.8
21	E1	Estribo cara E, a 5 cm	ok	120.5	118.6	119.70	120.9
22	E2	Estribo cara E, a 20 cm	ok	120.6	118.7	119.70	120.9
23	E3	Estribo cara E, a 35 cm	ok	120.2	118.3	119.30	120.5
24	E4	Estribo cara N, a 5 cm	ok	120.4	117.6	119.80	120.7



25	E5	Estribo cara N, a 20 cm	ok	120.4	117.7	119.60	120.6
26	E6	Estribo cara N, a 35 cm	ok	120.4	117.7	119.90	121.2
27	G1	Grapa N-S, a 5 cm	ok	120.5	112.2	119.60	120.7
28	G2	Grapa N-S, a 20 cm	ok	120.1	112.1	119.40	120.3
29	G3	Grapa N-S, a 35 cm	ok	120.5	112.5	119.80	120.8
30	G4	Grapa E-W, a 20 cm	ok	120.3	113.1	119.50	120.7

**Tabla A.4. Revisión de instrumentación MC-2**

<i>Instrumentación interna, deformímetros adheridos "Strain gauges"</i>							
No.	Nombre	Descripción	Montaje	Antes colado $\Omega$	Después del colado $\Omega$	Antes del ensaye $\Omega$	Final del ensaye $\Omega$
1	B11	Barra lado E, sección 1	ok	120.6	120.7	120.70	127.1
2	B12	Barra lado E, sección 2	ok	120.4	120.6	120.50	120.8
3	B13	Barra lado E, sección 3	ok	120.5	120.7	120.60	121.1
4	B14	Barra lado E, sección 4	ok	120.4	120.6	120.60	121.1
5	B15	Barra lado E, sección 5	ok	120.3	120.5	120.40	120.8
6	B21	Barra lado W, sección 1	ok	120.7	120.9	120.60	121.4
7	B22	Barra lado W, sección 2	ok	120.7	120.8	120.80	121.4
8	B23	Barra lado W, sección 3	ok	120.8	120.8	120.70	121.7
9	B24	Barra lado W, sección 4	ok	120.6	120.8	120.70	121.5
10	B25	Barra lado W, sección 5	ok	120.7	120.8	120.70	121.1
11	Z1	Zuncho lado N, a 5 cm	ok	120.8	120.9	120.80	121.0
12	Z2	Zuncho lado N, a 15 cm	ok	120.9	120.9	120.70	120.9
13	Z3	Zuncho lado N, a 25 cm	ok	120.6	120.7	120.40	120.8
14	Z4	Zuncho lado S, a 10 cm	ok	121.0	120.7	120.50	121.3
15	Z5	Zuncho lado S, a 20 cm	ok	121.0	120.7	120.90	121.0
16	Z6	Zuncho lado S, a 30 cm	ok	121.0	120.5	120.80	121.0

C) Graficas esfuerzo-deformación

Graficas esfuerzo-deformación refuerzo longitudinal MC-1

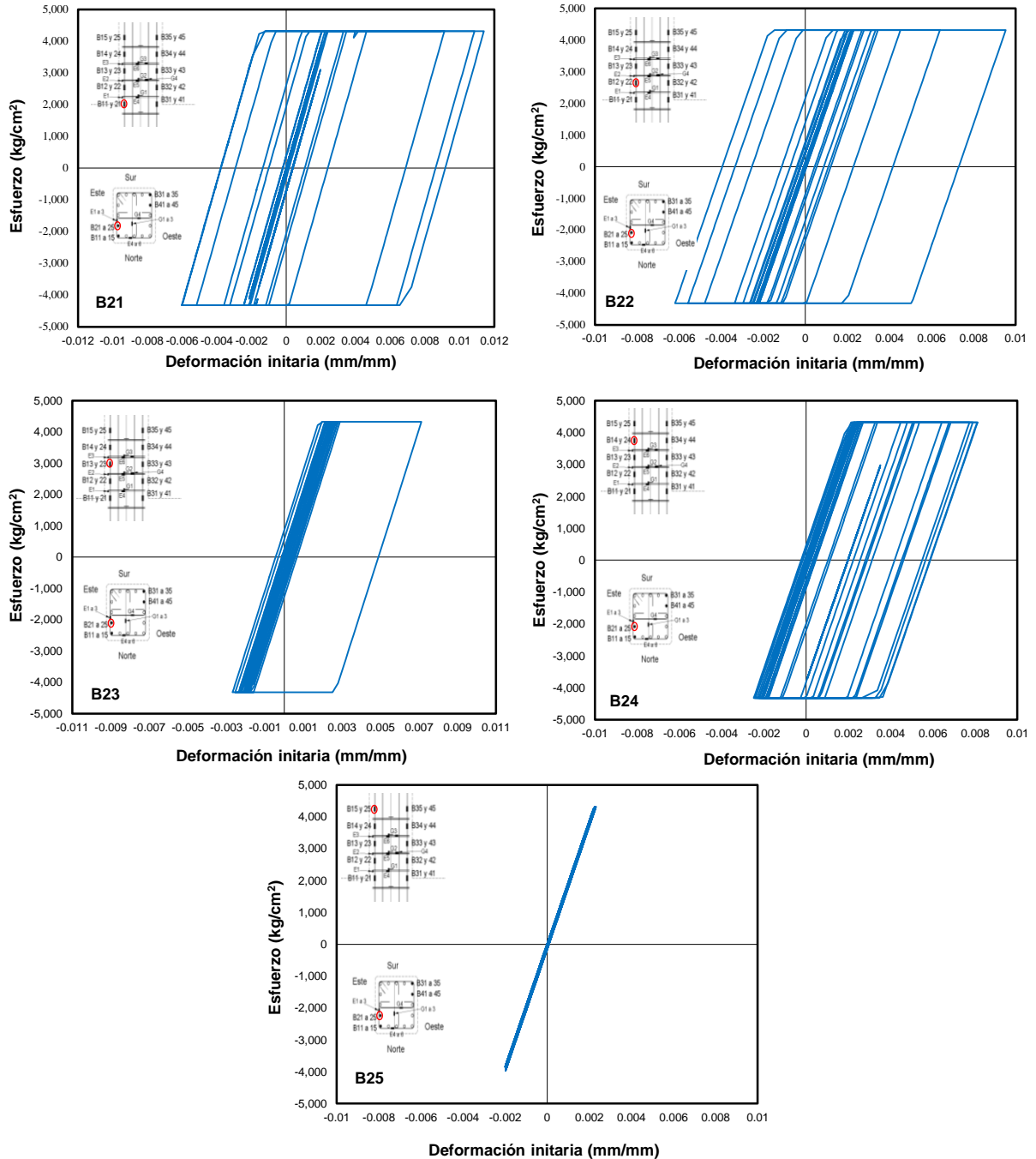


Figura A.1. Graficas esfuerzo-deformación B2

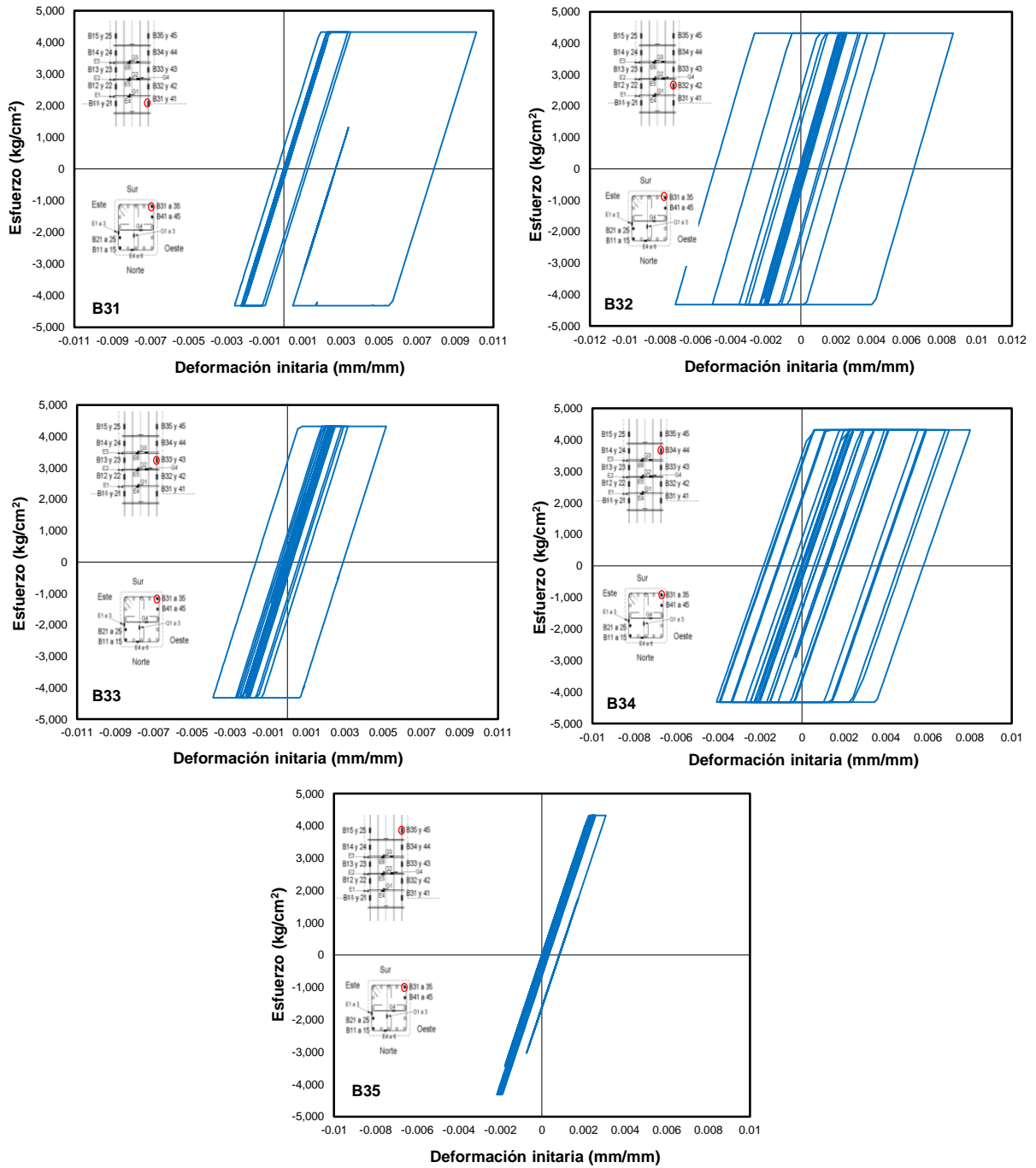


Figura A.2. Graficas esfuerzo-deformación B3

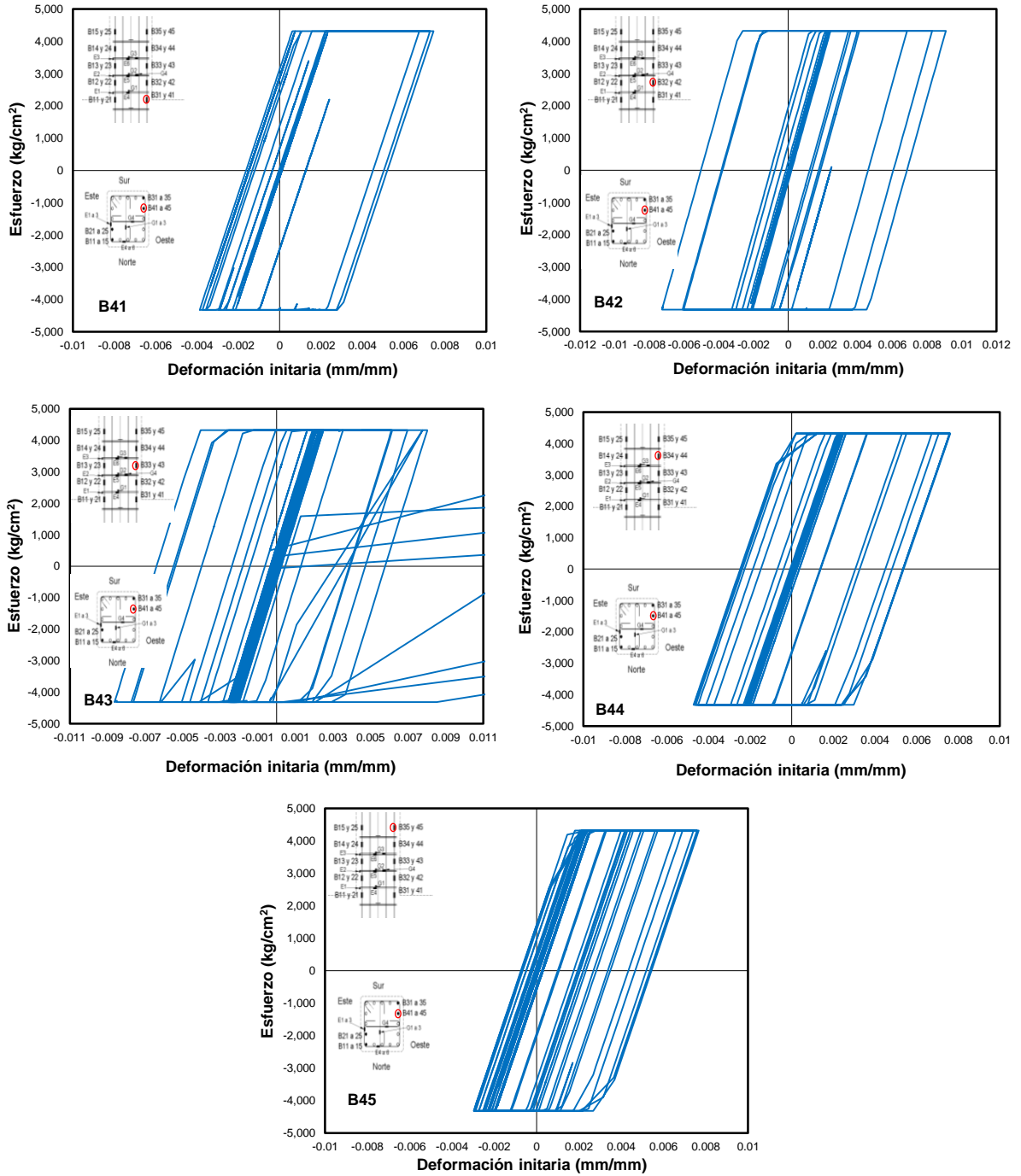


Figura A.3. Graficas esfuerzo-deformación B4

Graficas esfuerzo-deformación refuerzo longitudinal MC-2

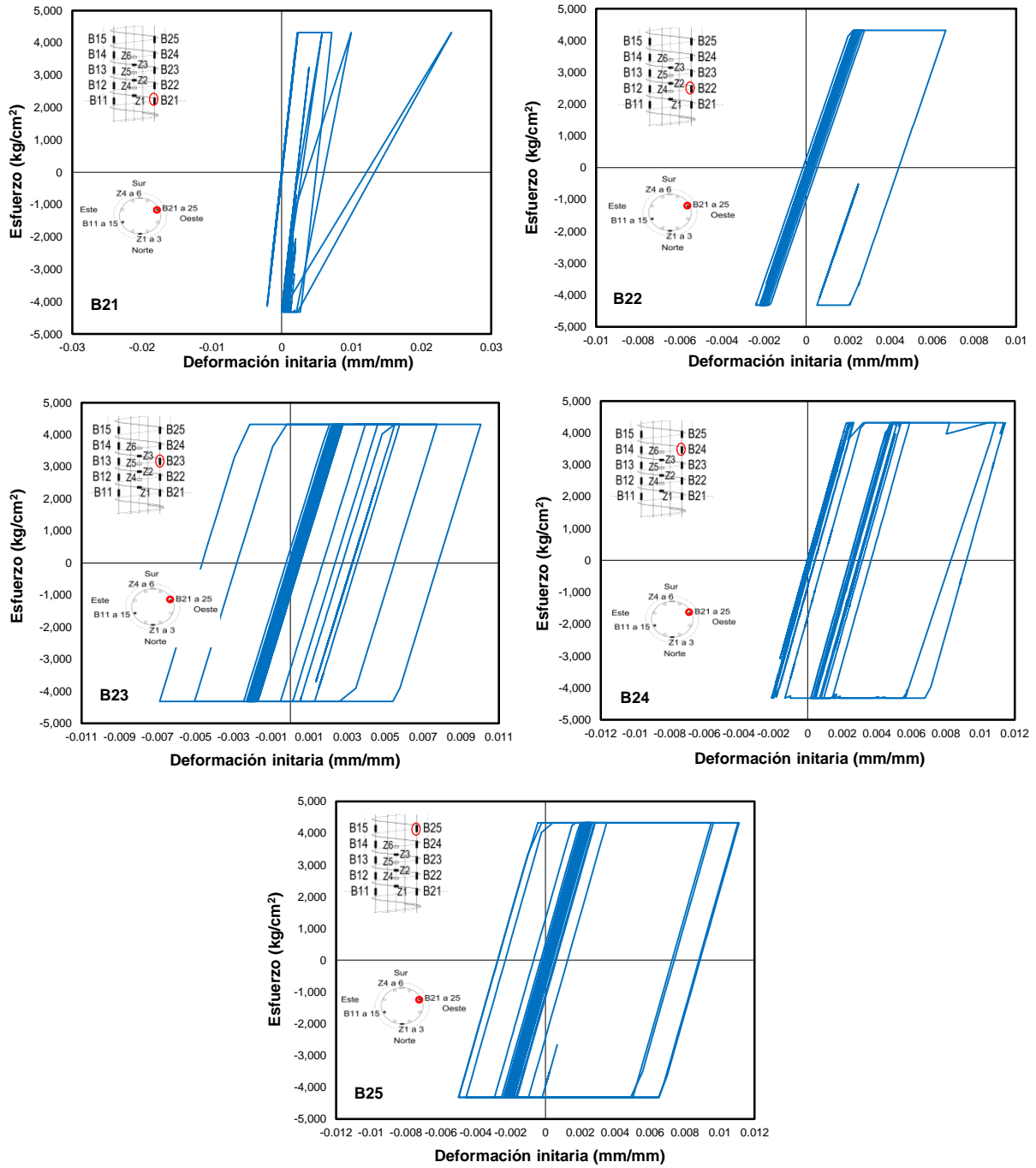


Figura A.4. Graficas esfuerzo-deformación B2