



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

**EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO ANTE CARGAS LATERALES DE  
COLUMNAS PARA PUENTES, PREFABRICADAS DE CONCRETO, DE SECCIÓN  
HUECA Y PRETENSADAS**

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
ODAIR TONATIU MARTÍNEZ REYES

TUTOR:  
DR. ROBERTO MELI PIRALLA, INSTITUTO DE INGENIERÍA

COMITÉ:  
DR. OSCAR LOPEZ BATIZ, CENAPRED  
DR. DARÍO RIVERA VARGAS, FES ACATLÁN  
DRA. CRISTINA VAZQUEZ HERRERO, INSTITUTO DE INGENIERÍA  
M.I. JOSÉ CARLOS ARCE RIOBÓO, GRUPO RIOBÓO

MÉXICO, D. F. FEBRERO 2013



***A dios:***

*Que me dio la oportunidad existir*

***A mis padres:***

***Josefina Reyes Moreno y Antonio Martínez Morales***

*A quienes han sido mi motivación y ejemplo de vida*

***A mis hermanos:***

*A quienes con su comprensión y armonía me ayudaron a concluir este sueño*

***A mis Sobrinos:***

*A quienes con su alegría iluminan mi vida y me llenan de fuerza y esperanza suficiente para seguir superándome*

*El mundo tiene su orden, su lógica y nos compete a los hombres y mujeres  
Poder descifrar lo que éste esconde. No se trata de saber para dominar,  
Sino de comprender para servir.  
El hombre, el científico, el arte en general se rige bajo este principio.*

*Albert Einstein*



## **JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Oscar Alberto López Bátiz

Secretario: Dr. Dario Rivera Vargas

Vocal: Dr. Roberto Meli Piralla

1<sup>er</sup>. Suplente: Dra. Cristina Vazquez Herrero

2<sup>do</sup>. Suplente: M.I. José Carlos Arce Riobóo

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

## **TUTOR DE TESIS:**

---

Dr. Roberto Meli Piralla



# CONTENIDO

<b>1. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>8</b>
1.1. Antecedentes.....	8
1.2. Planteamiento del problema.....	10
1.3. Objetivo y Alcance .....	11
1.4. Contenido.....	12
<b>2. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE COLUMNAS EN PUENTES URBANOS DE CONCRETO REFORZADO Y PRESFORZADO .....</b>	<b>13</b>
2.1. Estado del arte.....	13
2.2. Modelos constitutivos para los materiales.....	17
2.2.1. Modelo constitutivo del concreto confinado ante cargas monótonas crecientes.....	17
2.2.2. Modelo constitutivo del acero de refuerzo ante cargas monótonas crecientes .....	21
2.2.3. Modelo constitutivo del acero de presfuerzo ante cargas monótonas crecientes.....	23
2.3. Análisis de la sección transversal [Diagrama momento-curvatura].....	24
2.4. Análisis de columnas de concreto reforzado y presforzado [Diagrama carga – desplazamiento] .....	30
<b>3. DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO Y PRESFORZADO .....</b>	<b>33</b>
3.1. Introducción.....	33
3.2. Descripción del prototipo.....	34
3.3. Descripción de los especímenes de prueba.....	35
3.2.1. Propiedades mecánicas de los materiales.....	37
3.2.2. Instrumentación interna.....	44
3.2.3. Instrumentación externa.....	45
3.4. Sistema de aplicación de cargas.....	46
3.5. Resultados experimentales (Lazos de histéresis).....	47
3.6. Comportamiento observado en los especímenes ensayados .....	48
3.7. Modo de falla observado en los especímenes ensayados.....	49



<b>4. DESCRIPCIÓN DEL PROCEDIMIENTO ANALÍTICO PARA EL CÁLCULO DE LA RESPUESTA DE LOS MODELOS ENSAYADOS.....</b>	<b>51</b>
4.1. Antecedentes.....	51
4.2. Aplicación del procedimiento analítico.....	51
4.2.1. Análisis de los materiales.....	51
4.2.1.1. Concreto confinado y no confinado .....	51
4.2.1.2. Acero de refuerzo convencional .....	53
4.2.1.3. Acero de presfuerzo .....	54
4.2.2. Análisis de la sección [Diagrama momento–curvatura] .....	55
4.2.3. Análisis a nivel elemento [Diagramas carga–desplazamiento].....	58
4.2.4. Comparación de resultados experimentales y analíticos monótonos crecientes.....	59
<b>5. CONCLUSIONES .....</b>	<b>60</b>
<b>6. RECOMENDACIONES .....</b>	<b>61</b>
<b>NOTACIÓN .....</b>	<b>62</b>
<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>64</b>
<b>AGRADECIMIENTOS .....</b>	<b>67</b>



## RESUMEN

En esta investigación se propone un método analítico para determinar la capacidad de deformación lateral de columnas para puentes, prefabricadas de concreto, de sección hueca y pretensadas, así como la capacidad resistente con diferentes cuantías de acero longitudinal, tal que la cuantía de presfuerzo  $[A_{sp} \cdot f_{py}]$  y la cuantía de refuerzo convencional  $[A_s \cdot f_y]$  sean aproximadamente igual a 3.5% del área transversal neta.

En la primera parte se estudia el comportamiento sísmico de columnas, con base en el análisis de ensayos experimentales, de lo cual fue posible obtener algunas consideraciones sobre sus parámetros utilizados. La segunda parte describe un programa experimental llevado a cabo en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (IIUNAM) para estudiar el comportamiento de cinco columnas sometidas a cargas laterales alternadas. Esta investigación incluye el estudio solo de cuatro columnas, basado en la elección de un prototipo representativo de la Autopista Urbana Norte.

En el método de análisis propuesto se adoptan los modelos constitutivos de Mander et al., (1988) para el concreto y acero convencional, Menegotto y Pinto, (1973) para el acero de presfuerzo. Posteriormente se utiliza el método elementos discretos para calcular los diagramas momento-curvatura con diferentes niveles de la carga lateral aplicada y, finalmente, mediante un análisis estático no lineal se determina la suma de las contribuciones de curvaturas considerando una plastificación distribuida para calcular las rotaciones laterales y deflexiones a lo largo del elemento. Las hipótesis correspondientes al comportamiento del elemento usado, se validaron a través de pruebas experimentales que se llevaron a cabo en el laboratorio de Estructuras y Materiales (IIUNAM).

Se concluye que, al comparar las envolventes experimentales con los modelos analíticos aplicando carga monótona creciente, se observó, que en el rango elástico así como en el rango inelástico presentó una buena correlación de resultados. Esta información permitió evaluar satisfactoriamente la bondad del método analítico propuesto.



## ABSTRACT

A analytical method for determining the lateral deformation capacity of columns for bridges is proposed, precast concrete, prestressed hollow section and the strength capacity with different amounts of longitudinal steel, such that the amount of prestressed steel [ $A_{sp} * F_{py}$ ] and the amount of conventional reinforcing [ $A_s * f_y$ ] are approximately equal to 3.5% of net cross sectional area.

In the first part the seismic behavior of columns is studied, based on the analysis of experimental tests, which it was possible to get some considerations on the used parameters. The second part describes an experimental program carried out at the Institute of Engineering of UNAM (IIUNAM) to study the behavior of five columns subjected to alternating lateral loads, this research includes the study only four columns based on the selection of a representative prototype Autopista Urbana Norte.

In the proposed analysis method are adopted constitutive models of *Mander et al.*, (1988) for confined and unconfined concrete and steel, *Menegotto and Pinto* (1973) for prestressed steel. Later, the Discrete Elements Method is used to calculate the moment-curvature diagrams with different levels of applied lateral load, finally through a non-linear static analysis the sum of the contributions of curvatures is determined, by considering a distributed plasticity to calculate lateral rotations and deflections along the element. The corresponding hypotheses to the behavior of the used model were validated through experimental tests performed in the laboratory of Structures and Materials (IIUNAM).

We conclude that, comparing the experimental envelopes with the analytical models under increasing monotonic load, it was observed in the elastic and inelastic part a good correlation between results. This information allowed to evaluate satisfactorily the reliability of the proposed analytical method.



# CAPÍTULO I

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1. Antecedentes

Durante los últimos años, la construcción de puentes urbanos en la ciudad de México y en otras urbes del país se ha incrementado, con el objetivo de contribuir a solucionar algunos de los múltiples problemas viales ocasionados por el intenso tránsito vehicular. En un buen número de estas estructuras se emplea una solución innovadora, que consiste en utilizar no solo trabes presforzadas, sino también columnas presforzadas. Esto ha despertado el interés por conocer el comportamiento de este tipo de estructuras ante eventos sísmicos severos, en particular en la ciudad de México donde se tienen diferentes características del suelo que llevan asimismo a diferentes comportamientos ante los eventos sísmicos.

La solución que se está empleando actualmente en la ciudad de México consiste en utilizar columnas oblongas huecas, presforzadas, con zapatas integradas prefabricadas. Aun no se cuenta con suficiente información en la literatura sobre el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras, así como tampoco con ensayos en laboratorio aplicando cargas laterales que simulen la demanda sísmica.

Existen en la actualidad solo dos documentos en México que contemplan el diseño sísmico de puentes, estos son: El Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2008) y las Normas de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT, 2002). Estos documentos están pensados únicamente para el diseño sísmico de puentes carreteros, por lo que no existe actualmente un reglamento de diseño y construcción para puentes urbanos en la ciudad de México; en consecuencia se ha venido desarrollando un proyecto para la elaboración de normas técnicas para diseño y construcción de puentes urbanos en el Distrito Federal (*Riobóo y Arce, 1997*).

Para un comportamiento sísmico adecuado en puentes, la resistencia no es la única propiedad importante. La capacidad de desplazamiento, y la consiguiente ductilidad, son propiedades relevantes en el comportamiento sísmico sobre todo en columnas. Generalmente la mayoría de fallas observadas en las estructuras de concreto están ligadas a un inadecuado diseño del refuerzo transversal y longitudinal; como se muestra en la Fig. 1.1. No se pretende en esta investigación realizar una reseña sobre los tipos de falla en puentes urbanos, sino más bien destacar los aspectos fundamentales que causan frecuentemente el colapso de estas estructuras.

En otros países, los puentes han presentado en ocasiones un mal comportamiento sísmico, tal como ocurrió durante los eventos sísmicos de San Fernando, EUA (1971), Loma Prieta, EUA (1989), Costa Rica (1990), Northridge, EUA (1994), Kobe, Japón (1995), Taiwan (1999), Kocaeli, Turquía (1999), Gujarat, India (2001) y Chile (2010), entre otros. En la mayoría de estos sismos el colapso de los puentes se atribuyó a una falla predominante de sus columnas, lo que demuestra que éstos son los elementos estructurales más vulnerables a la acción del sismo (*Rivera, 2005*).



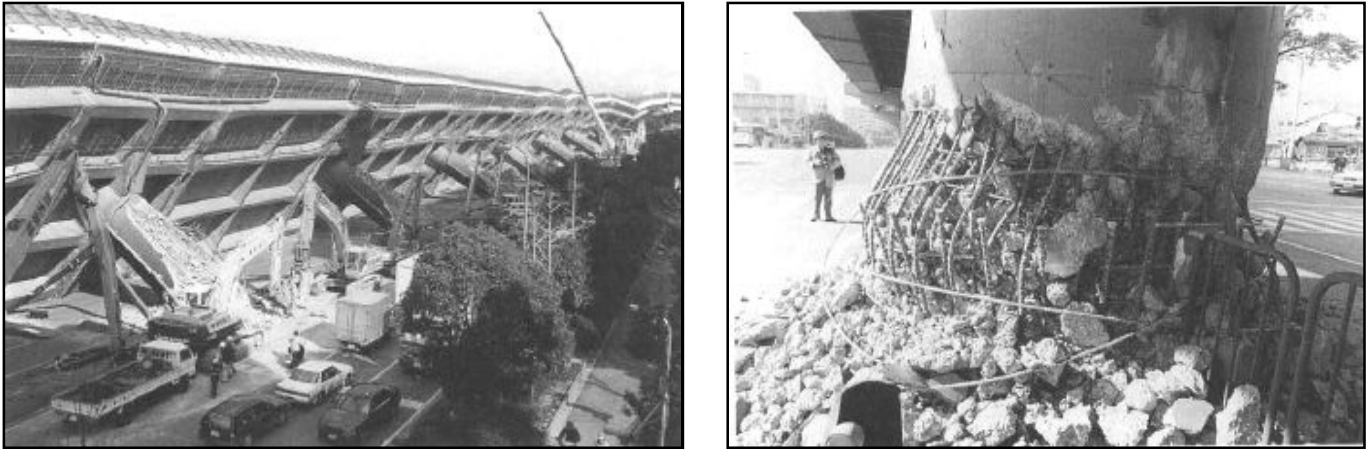


Figura 1.1 Ejemplos de fallas en columnas durante el sismo de Kobe de 1995; (izq.) Falla a flexión en la base de las columnas del puente Hanshin, (der.) Falla de la columna en la soldadura del refuerzo longitudinal. Priestley et al., (1996)



Figura 1.2 Ejemplos de fallas en columnas durante el sismo de Kobe de 1995; (izq.) Falla en las columnas del puente Hanshin por falta de longitud de anclaje, (der.) Colapso del puente Takashio por falla a cortante. Kawashima et al., (2000)

En México solo se han presentado daños menores en puentes durante sismos pasados; en el de Michoacán (1985) y el de Manzanillo (1995) se ha podido apreciar daños en muros de contención, daños en juntas de dilatación, falla en la unión de la columna y su cabezal, y fallas en topes de las pilas. Estos daños han propiciado que centros de investigación estructural del país realicen estudios sobre sus orígenes, con el objetivo de identificar su comportamiento ante sollicitaciones sísmicas intensas.

(Román et al., 199); (Orozco y Hernández, 2005).

Es necesario desarrollar nuevas investigaciones que aporten conocimientos sólidos y sustentables a la nueva propuesta de las NTC de puentes urbanos para el Distrito Federal, y que presten especial atención a la falla o daño que sufren las columnas en las zonas de plastificación.

En el proceso de diseño de este tipo de estructuras para puentes, es deseable que la rótula plástica durante acciones sísmicas se presente en la base de la columna; una falla en la cimentación es indeseable, porque se podría presentar un daño irreparable, o simplemente porque no es posible inspeccionar la zona afectada adecuadamente. (Torres y Rodríguez, 2006).

Por todo lo anterior, se desarrollaron en esta investigación modelos analíticos cuyos resultados son comparados con los obtenidos de ensayos experimentales sobre columnas prefabricadas de sección hueca y con diferentes cuantías de acero de refuerzo longitudinal, sometidas a una carga axial constante y cargas laterales cíclicas reversibles; esto con el propósito de ayudar a comprender su comportamiento sísmico con diferente cuantía de pretensado. Cabe recalcar que el proyecto consta de cinco especímenes en total; el alcance de esta tesis comprende solo el estudio de cuatro especímenes construidos a una escala  $\frac{1}{4}$ , representativos de un prototipo de la estructura de la Autopista Urbana Norte. (Fig. 1.3)



**Figura 1.3 Croquis de Ubicación y Estructura de la Autopista Urbana Norte, México D.F. (Grupo OHL 2012)**

## 1.2. Planteamiento del problema

En los puentes urbanos, al contrario de las edificaciones, normalmente no es posible tener una estructura con alto grado de hiperestaticidad y generalmente con ningún grado de redundancia; por lo que la falla en uno de sus elementos verticales de soporte (columnas), puede llevar al colapso parcial o global de la estructura.



### 1.3. Objetivo y Alcance

El objetivo principal de la investigación llevada a cabo es conocer la capacidad de desplazamiento lateral ante una carga axial constante, de los especímenes en estudio, sometidos a ciclos de carga lateral de intensidad creciente, simulando un sismo de alta intensidad. Esta Información permitirá evaluar los parámetros de diseño sísmico de este tipo de columnas para puentes urbanos. Algunas limitaciones de esta investigación se mencionan a continuación.

- Esta investigación cubre únicamente el comportamiento sísmico de columnas cortas aisladas para puentes urbanos con relación de aspecto igual a seis, en las que su análisis comprende un sistema de un grado de libertad (S1GL). Su resistencia se rige por las propiedades geométricas de la sección transversal y la resistencia de los materiales que la componen.
- No son considerados los efectos de interacción suelo-estructura, debido a que esta investigación se enfoca únicamente al comportamiento sísmico de las columnas en las zonas de plastificación.
- No se toman en cuenta los efectos de segundo orden ( $P-\Delta$ ), por considerar que la carga axial aplicada es relativamente baja y el momento flexionante que ésta genera al trabajar sobre los desplazamientos laterales, no altera de forma importante el momento total en la base de la columna.
- En esta investigación se realizó un análisis estático no lineal, por lo que no se considera algún espectro de diseño sísmico asociado a un análisis dinámico, este tema amerita una nueva línea de investigación en donde se consideren las características dinámicas de este tipo de estructuras.
- La variable principal fue la cuantía del acero de presfuerzo y del refuerzo convencional; en cada espécimen se mantuvo constante la carga axial y la geometría de la sección transversal. Para obtener las propiedades mecánicas de los materiales se realizaron pruebas de laboratorio y mediante un modelo constitutivo se representó el comportamiento no lineal de cada material.
- Algunas limitaciones del método de análisis utilizados, consisten en que los modelos analíticos propuestos no reproducen las deformaciones por cortante, y no toman en cuenta el deslizamiento relativo entre el acero de refuerzo y el concreto que lo rodea. Se busca que predomine el modo de falla a flexión en la base de las columnas, donde se espera que se desarrolle la articulación plástica; esto considerando que la filosofía de diseño sísmico de puentes busca que las columnas incurrieren en el rango inelástico ante un sismo de intensidad extraordinaria.



## 1.4. Contenido

Este trabajo de investigación está dividido en cinco capítulos, los cuales se organizaron de la siguiente forma con base a su contenido:

En el capítulo dos, se hace una descripción del estado de arte de trabajos experimentales y analíticos realizados por varios investigadores en otras partes del mundo, que presentan cierta similitud con el tema aunque con diferentes características en los especímenes ensayados; relativos a su geometría, acero de refuerzo, relación de aspecto, cargas aplicadas, entre otros. Además, se describen los procedimientos analíticos para obtener los modelos constitutivos de los materiales en su relación esfuerzo-deformación, así como también la metodología aplicada para determinar los diagramas momento curvatura y carga-desplazamiento, aplicando el método de elementos discretos y plastificación distribuida, respectivamente.

En el capítulo tres se mencionan los trabajos realizados del programa experimental para obtener las propiedades mecánicas de cada uno de los materiales que componen los especímenes, así como los trabajos realizados en laboratorio para los ensayos, y los resultados obtenidos mediante curvas de lazos de histéresis y los daños observados para en espécimen.

En el capítulo cuatro muestra los resultados del método analítico propuesto, a partir de los datos experimentales y, adoptando los modelos constitutivos de los materiales antes mencionados que componen los especímenes de ensaye. También se muestran los diagramas momento-curvatura a nivel sección dentro de la zona de plastificación y su respuesta carga-desplazamiento para cada espécimen, este último considerando un análisis estático no lineal aplicando cargas laterales monótonas crecientes por medio del método de plastificación distribuida.

En el último capítulo se presentan las conclusiones sobre el comportamiento sísmico observado respecto al modelo analítico propuesto, así como su evaluación con los resultados de ensayos experimentales; basado en diagramas momento-curvatura y carga-desplazamiento en cada espécimen. Esta comparación permite evaluar la bondad del método analítico propuesto considerando ciertas limitaciones.

También se mencionan algunas recomendaciones y se proponen algunas líneas de investigación a seguir sobre el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras.



## CAPÍTULO II

### 2. COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE COLUMNAS EN PUENTES URBANOS DE CONCRETO REFORZADO Y PRESFORZADO

#### 2.1. Estado del arte

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 con columnas aisladas; como resultado de la insuficiente resistencia a cortante y capacidad de ductilidad en las columnas y, provocando incluso el colapso global de la estructura. Estas fallas principalmente en columnas pueden ser consecuencia de una serie de deficiencias relacionadas con la filosofía de diseño elástico adoptada en diferentes códigos hasta la década de los 70's. Esta filosofía no consideraba la necesidad de construir elementos con capacidad de ductilidad que incursionen en el rango inelástico; inclusive el concepto de plastificación es irrelevante para el enfoque en esta filosofía de diseño. Como consecuencia de los daños observados, se ha tenido la necesidad de adoptar una nueva filosofía de diseño en donde se busque que las estructuras desarrollen un comportamiento dúctil (*Priestley et. al., 1996*).

En esta parte de la investigación, se hace una revisión de la literatura sobre trabajos experimentales de columnas de concreto reforzado y presforzado, sometidas a carga axial y lateral cíclica reversible, con el propósito de identificar y comprender los parámetros que influyen de alguna manera en su desempeño para lograr una adecuada capacidad de deformación y resistencia, características relevantes para el desarrollo de esta nueva filosofía de diseño.

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

Estos elementos estructurales se clasifican en columnas cortas o esbeltas dependiendo de su relación de aspecto. Esta investigación se centra solo en el comportamiento de columnas cortas, que al estar sometidas a carga axial y flexión cíclica, prestan un comportamiento sísmico gobernado por las dimensiones de su sección transversal y las propiedades mecánicas de los materiales que la componen (curvas esfuerzo-deformación de los materiales) (*Park y Paulay, 1978*).

El espesor del recubrimiento en los elementos de concreto influye considerablemente en los diagramas ( $M-\phi$ ) Momento-curvatura, ya que estas curvas muestran una repentina reducción en la capacidad de momento resistente al iniciar el desprendimiento del concreto de recubrimiento (desconchamiento). Al presentarse grandes deformaciones en las fibras extremas del concreto a compresión estas fibras extremas se desprenden progresivamente fuera del acero de refuerzo transversal, lo que se debe a que los estribos crean un plano de debilidad que tiende a precipitar el desprendimiento del concreto. Además de la pérdida en la capacidad de desplazamiento también aumenta la posibilidad del pandeo local del refuerzo longitudinal, provocando una degradación súbita en su resistencia.





Por otra parte el refuerzo transversal contribuye significativamente a la capacidad de deformación del concreto; a medida que se aumenta la cuantía de acero transversal en zonas donde se desarrolla la plastificación de los elementos. Este efecto denominado “confinamiento del concreto” se debe a la presión lateral de restricción que aplican los estribos al núcleo de concreto en la sección, lo que mejora considerablemente las características esfuerzo-deformación a deformaciones elevadas. (*Park y Paulay, 1978*).

(*Rabbat et al., 1986*), demostraron experimentalmente, que existe incremento en la capacidad de deformación con un refuerzo transversal adicional, en ensayos en que la carga axial aplicada fue de 30% de la resistencia a compresión del área de concreto y para unas cuantías del refuerzo transversal de 0.74% y 1.60%. La columna con menor cantidad de refuerzo transversal falló antes de llegar a la fluencia, mientras que el espécimen con mayor cantidad de acero transversal mantuvo un comportamiento de histéresis estable.

Por otro lado (*Sugano et al., 1985*) ensayaron una serie de columnas con diferentes cuantías de acero de refuerzo transversal y esfuerzos de fluencia, con una misma cantidad de refuerzo longitudinal y resistencia a compresión en el concreto, sometidas a un incremento de carga axial monótona. Todos los especímenes alcanzaron su máxima capacidad de deformación entre 0.003 y 0.005. Estas pruebas revelaron que, al aumentar el refuerzo transversal, mejora la resistencia y la capacidad de deformación de las columnas de concreto reforzado.

En los ensayos realizados anteriormente se pudo apreciar que, dentro de este parámetro están implícitos otros factores que pueden mejorar o perjudicar el comportamiento de los elementos: el esfuerzo de fluencia, la configuración geométrica, la distribución y separación de los estribos, los cuales se describen más adelante dentro de este capítulo.

(*Rabbat et al., 1986*) demostraron en ensayos experimentales de columnas aplicando diferentes niveles de carga axial; el efecto que produce el nivel de la fuerza axial sobre la capacidad de deformación de las mismas. La carga axial aplicada fue 10%, 20% y 30% de la resistencia a compresión del área de concreto. La columna sometida con menor nivel de carga axial, desarrolló un buen comportamiento a flexión y exhibió una capacidad de deformación razonable en inversiones de carga lateral hasta la falla. Por otro lado, la columna con mayor carga axial aplicada no desarrolló un buen comportamiento a flexión.

Investigaciones experimentales realizadas en Japón sobre columnas de concreto reforzado revelaron que el comportamiento de las curvas de histéresis del concreto reforzado es sensible a la historia de cargas, por lo que tienden a disminuir tanto la resistencia como su rigidez al incrementar el número de ciclos (*Otani et al., 1979*).

(*Higashi et al., 1977*), demostraron que las columnas de concreto reforzado al estar sometidas a un número de ciclos de cargas, tienen una capacidad de desplazamiento menor que aquellos especímenes sometidos a carga monótona creciente. Asimismo, aquellos elementos sometidos a un número de ciclos de carga mayor sufrieron mayor degradación en cuanto a su capacidad de desplazamiento.

Por otra parte, el uso de concretos de alta resistencia permite, gracias a su mayor capacidad de resistencia a compresión y a un módulo de elasticidad mayor que el convencional, una menor sección transversal en las columnas sujetas a las mismas solicitaciones que si fueran de concreto normal.



Sin embargo, en este tipo de concretos es necesario tener mayor cautela en el armado para lograr la ductilidad requerida, tal como lo mencionan (*Sheikh et al., 1994*), y (*Cusson et al., 1994*), quienes demostraron en sus trabajos experimentales que, para columnas con concreto de alta resistencia, es necesaria una mayor cantidad de refuerzo transversal en la zona de plastificación para lograr la ductilidad necesaria. Esto se debe a que los concretos de alta resistencia suelen presentar una falla frágil, consecuencia de que el árido y el cementante pueden tener la misma capacidad resistente, motivo por el cual el refuerzo transversal necesita mantener la integridad del núcleo confinado, ya que de este depende en gran parte el comportamiento dúctil del elemento.

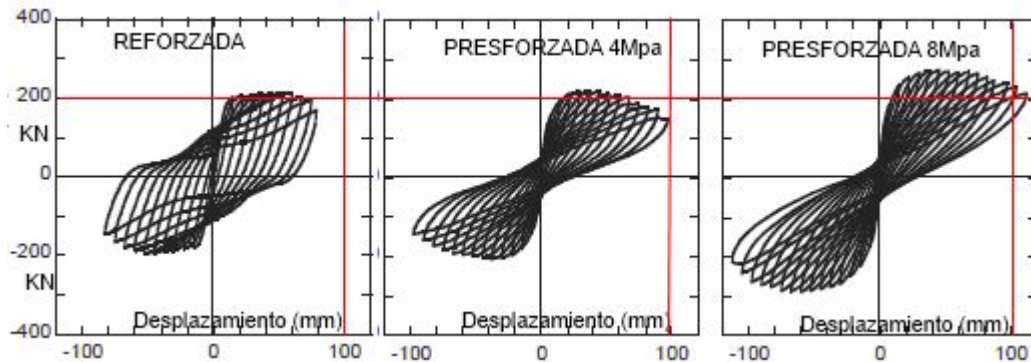
Los parámetros descritos anteriormente repercuten de alguna manera en el comportamiento sísmico, tanto para columnas reforzadas como para columnas presforzadas. Sin embargo, pueden existir algunas diferencias dentro de estas características que pueden mejorar o afectar su comportamiento sísmico, como por ejemplo: la cuantía y distribución del acero de presfuerzo, la cuantía y distribución del acero transversal, magnitud de la carga axial, la carga lateral aplicada, recubrimiento del elemento, entre otros.

El empleo de acero pretensado en columnas está limitado por la magnitud de esfuerzos introducidos a la sección, esto es debido a que los esfuerzos de compresión que introduce el postensado en el concreto se suman a los producidos por cargas gravitacionales, lo que podría provocar una falla frágil en compresión, asociada a una ineficiente capacidad de deformación lateral. Por lo tanto, es preciso cuidar el esfuerzo introducido debido a la suma de los dos efectos, no superando los límites que establecen los códigos de diseño.

En elementos de concreto presforzado, la capacidad de desplazamiento puede ser mejorada con respecto a las columnas de concreto reforzado, y es posible reducir considerablemente los desplazamientos residuales después de estar sometidas a un evento sísmico severo (*Naaman, 2004*).

En investigaciones recientes se demostró que, en columnas de concreto presforzado, existe una energía de disipación menor en cuanto a columnas de concreto reforzado. Esto se debe a la menor cantidad y tamaño de las grietas presentadas en los especímenes con presfuerzo que las presentadas en los especímenes de concreto reforzado durante los ciclos de carga y descarga (*Ikeda et al., 1998, Mutsuyoshi et al., 1998*).

(*Ikeda et al., 1998*) realizaron varios ensayos de columnas reforzadas y presforzadas, con las mismas características geométricas y resistencia del concreto, pero incrementando la cuantía del presfuerzo. Se observó que a medida que aumenta la cuantía de presfuerzo, la capacidad de desplazamiento lateral es mayor pero la energía de disipación disminuye. La columna reforzada presenta un diagrama de histéresis con gran capacidad de absorción de energía, pero por otra parte con una degradación considerable en la capacidad de su carga axial, además de que las columnas con concreto reforzado presentan un mayor daño en cuanto a tamaño y espesor de grietas ocasionadas por flexión y cortante que las presentadas en columnas presforzadas. Esto se le atribuye a que el acero de presfuerzo tiende a recuperar el estado de agrietamiento del elemento, siempre y cuando el acero de refuerzo y presfuerzo en la zona de tensión permanezcan efectivamente anclados, y no se presente el desprendimiento del recubrimiento y en consecuencia el pandeo del refuerzo longitudinal.



**Figura 2.1 Efecto del presfuerzo en el comportamiento de los lazos de histéresis para columnas reforzadas y presforzadas [Ikeda et. al. 1998]**

La fig. 2.1 muestra los lazos de histéresis de una columna simplemente reforzada y dos con diferente cuantía de presfuerzo, en estos diagramas se puede apreciar que la columna con acero de refuerzo convencional contiene lazos de histéresis con gran disipación de energía, mientras que en las columnas presforzadas se aprecia un deterioro de capacidad de disipación de energía; debido al estrangulamiento de los ciclos de histéresis que se atribuye a efectos de cortante o pérdida de adherencia. Sin embargo, las columnas presforzadas mostraron una mayor capacidad de deformación inelástica (Ikeda et al., 1998).

En investigaciones realizadas por la asociación de ingeniería de concreto presforzado en Japón (JPCEA), se ensayaron 22 columnas presforzadas y reforzadas, sometidas a carga axial y cargas laterales cíclicas reversibles, la cuantía de presfuerzo, carga axial y la resistencia del concreto, entre otros variando. Los resultados revelaron que el efecto que provoca el presfuerzo es significativamente diferente a medida que se aumenta la carga axial, debido a la capacidad de deformación. Así mismo, la capacidad de deformación aumenta a medida que se incrementa la cuantía de presfuerzo hasta alcanzar un punto óptimo. Por otro lado, incrementar la carga axial provoca que el factor de ductilidad disminuya considerablemente. Otras características importantes que presentaron los especímenes de prueba, fue que la resistencia de carga axial disminuye súbitamente en las columnas de concreto reforzado, una vez que se presenta el pandeo local del acero de refuerzo longitudinal, mientras que para las columnas presforzadas no se presentó este efecto en la capacidad de carga axial.

Con el propósito de maximizar la eficiencia estructural en términos de fuerza-masa y reducir la contribución de la masa de la columna en la respuesta sísmica, es factible utilizar secciones huecas con concreto de alta resistencia, al considerar tanto la ductilidad como la eficiencia en su proceso constructivo de este tipo de columnas.

Estudios experimentales han revelado que el área hueca en el centro de la sección no influye significativamente su comportamiento resistente, siempre y cuando el nivel de carga axial aplicada no sea muy elevada ( $P \leq 0.2f'cAg$ ), al cumplirse esta condición en las secciones transversales huecas; el eje neutro de la sección crítica de la columna se encuentra dentro de la pared sólida en la zona comprimida de la sección transversal. Por lo tanto, el hueco se encuentra en la zona sujeta a tensión de la sección transversal, y debido a que la contribución del concreto en tensión generalmente es despreciable en el equilibrio de fuerzas internas, esto no afecta la resistencia ni la capacidad de deformación del elemento.





La metodología a seguir en esta investigación para determinar la capacidad de desplazamiento es por medio de los diagramas carga-desplazamiento; ésta, se describe a continuación comenzando por la determinación de los parámetros que se requieren para obtener las propiedades de los materiales componentes.

## 2.2. Modelos constitutivos para los materiales

La respuesta sísmica de una estructura es influida en forma determinante por las características de los materiales, principalmente las curvas esfuerzo versus deformación de los materiales más allá de su comportamiento elástico. Las variables que definen estos diagramas pueden mejorar o afectar las propiedades del material, así como a la capacidad de desplazamiento de los elementos (*Bazán y Meli, 2003*).

### 2.2.1. Modelo constitutivo del concreto confinado ante cargas monótonas crecientes

La curva esfuerzo-deformación del concreto ante carga monótona creciente es una envolvente de la obtenida de forma cíclica. Esto puede comprobarse con estudios realizados por varios investigadores, en donde se grafican los puntos de la curva envolvente obtenidos para diferentes historias de cargas y diferentes calidades del concreto. La curva envolvente debe ser considerada única para cada capacidad resistente de un concreto analizado, e independiente de la historia de carga aplicada. (*Park y Paulay, 1978*), (*Mander et al., 1988*)

En las últimas décadas se han desarrollado varios modelos constitutivos para representar el concreto confinado con resultados muy cercanos a la experimentación, Entre estos cabe citar los modelos de (*Kent y Park et al., 1971*); (*Muguruma et al., 1978*); (*Sheikh y Uzumeri, 1980*); (*Mander et al., 1988*); (*fuji et al., 1988*); (*Saatcioglu y Razvi, 1992*); (*Hoshikuma et al., 1997*); (*Razvi y Saatcioglu., 1999*). Todos estos son válidos, tanto para el concreto confinado como para el concreto no confinado.

En esta investigación se adopta el modelo de (*Mander et al., 1988*), el cual representa claramente el comportamiento del concreto confinado, así como la obtención de los parámetros para obtener el diagrama esfuerzo-deformación con y sin confinamiento. En algunos reglamentos se adopta esta formulación para la definición del diagrama esfuerzo-deformación del concreto confinado. Este modelo supone la existencia de una serie de arcos internos apoyados en los estribos del refuerzo transversal (arcos de descarga) que permiten el confinamiento del núcleo del concreto.

La ecuación que plantea Mander fue determinada para un elemento sometido a carga uniaxial y confinado con refuerzo transversal. La sección de concreto puede tener cualquier forma y tipología del acero transversal. Además, las secciones rectangulares pueden tener diferentes configuraciones de los estribos de confinamiento en una y otra dirección de los ejes transversales, como se presenta en este caso. El modelo es válido para tener en cuenta las cargas cíclicas así como también la velocidad de aplicación de la carga. (*Mander, Priestley y Park, 1988*)

En la figura 2.2 se puede observar que la resistencia máxima del concreto aumenta si este se encuentra confinado: la curva esfuerzo-deformación para el concreto confinado y no confinado son similares hasta una deformación  $\epsilon_{co} = 0.002$ . A partir de esta deformación el acero de confinamiento comienza a actuar sobre el núcleo de concreto incrementando tanto la resistencia como su capacidad de deformación. Los valores de resistencia máxima  $[f'_{cc}]$  y la deformación unitaria correspondiente  $[\epsilon_{cc}]$  en función del esfuerzo lateral de confinamiento  $[f_l]$  se pueden expresar de acuerdo a las ecuaciones 2.1 y 2.2.

$$f'_{cc} = f'_c + k_1 f_l \quad (2.1)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \times \left(1 + k_2 \frac{f_l}{f'_c}\right) \quad (2.2)$$

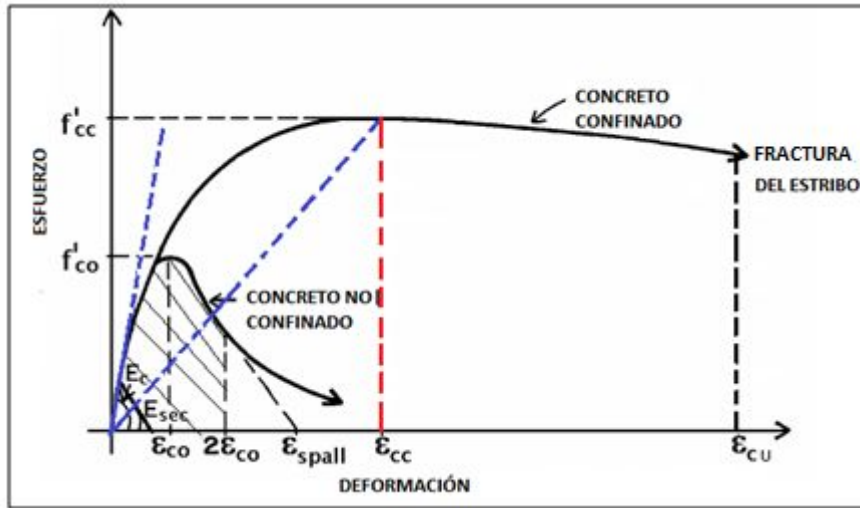


Figura 2.2 Modelo del concreto confinado y no confinado para representar el diagrama esfuerzo-deformación. [Mander et al., 1988]

En la figura 2.2, la resistencia a compresión y la deformación correspondiente, para el caso de concreto no confinado, son  $f'_{co}$  y  $\varepsilon_{co}$ , respectivamente. Los coeficientes  $k_1$  y  $k_2$  de las expresiones anteriores dependen de la presión lateral de confinamiento y de las características mecánicas del concreto utilizado.

El modelo básico esfuerzo-deformación [ $f'_c - \varepsilon_c$ ] para concreto confinado bajo carga cuasi-estática y monótona viene dado por la ecuación 2.3.

$$f_{l_{con}} = \frac{f'_{cc} Xr}{r-1+X^r} \quad (2.3)$$

donde:

$$X = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad \text{Relación entre las deformaciones del concreto no confinado y confinado.}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left(1 + \left[\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1\right] + 5\right) \quad \text{Deformación asociada al esfuerzo máximo del concreto confinado.}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad \text{Relación entre el módulo de elasticidad tangente y secante.}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}}$$

Módulo secante; en función de la relación entre el esfuerzo máximo del concreto confinado y su deformación asociada.

Donde,  $E_c$  es el módulo tangente de deformación longitudinal. Los autores de este modelo emplearon  $E_c = 5000 \sqrt{f'_c}$  (MPa) para definir el comportamiento del concreto en la zona no confinada. Este modelo supone que a partir de una deformación  $2\epsilon_{co}$  ( $\epsilon_c > 2\epsilon_{co}$ ) existe una prolongación recta de la curva hasta la intersección con el eje de abscisas ( $\epsilon_c = \epsilon_{spall}$ ), como se puede apreciar en la figura 2.2.

El efecto de confinamiento lo ejercen el refuerzo transversal y longitudinal, sobre el núcleo de la sección, y se puede explicar cómo sigue. Por el efecto Poisson el concreto comprimido longitudinalmente tiende a dilatarse transversalmente, pero el refuerzo transversal se opone a esa dilatación, formándose unos arcos de descarga internos apoyados en los puntos de los estribos más rígidos. Se entiende por tal motivo, para un mismo diámetro de estribos y una misma separación del refuerzo transversal, que la sección circular presente un confinamiento más eficiente que las secciones rectangulares.

Varios estudios experimentales han revelado que los estribos circulares tienen un efecto de confinamiento más eficiente sobre el núcleo confinado que los estribos rectangulares. Esto se debe a que su forma circular ejerce una presión uniforme de confinamiento alrededor de la circunferencia, en tanto que una forma rectangular solo ejerce presión lateral de confinamiento cerca de las esquinas de la sección, ya que la presión lateral que ejerce el núcleo de concreto provoca el arqueamiento de los lados de los estribos (pandeo). En esta investigación se hace énfasis únicamente en secciones rectangulares por ser el tipo de configuración en refuerzo transversal utilizado en los especímenes de prueba.

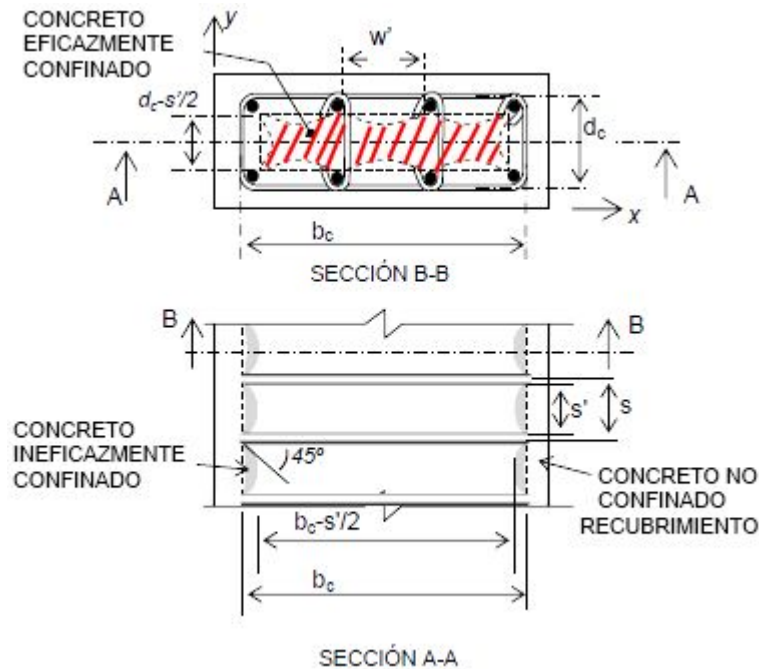


Figura 2.3 Efecto arcos de descarga en secciones rectangulares, Sección B-B (transversal) y Sección A-A (longitudinal).



De acuerdo con la Fig. 2.3 las secciones rectangulares forman unas parábolas (arcos de descarga) con una tangente inicial de 45°. En estas secciones las parábolas que se forman son tanto en el sentido longitudinal como transversal. Geométricamente, es posible determinar que la altura de una parábola con una cuerda

denominada  $w'$  (sección B-B) y tangente inicial de 45° es de  $w'/4$  y que su área es igual a  $(w')^2/6$ . Por lo tanto, el área ineficazmente confinada a nivel del estribo para  $n$  parábolas formadas entre  $n$  barras longitudinales inmovilizadas es:

$$A_i = \sum_{i=1}^n \frac{w_i'^2}{6} \tag{2.4}$$

donde,  $w_i$  es el arco de cada una de las parábolas de descarga. Si se tiene en cuenta además la existencia de parábolas verticales entre los distintos niveles de los estribos, se puede calcular el área confinada a media separación de los estribos ( $\frac{s'}{2}$ ) como:

$$Ae = \left( b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{w_i'^2}{6} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \tag{2.5}$$

donde,  $b_c$  y  $d_c$  son las dimensiones del núcleo confinado de la sección transversal, o sea, el área encerrada por la línea media de los estribos exteriores siendo además  $d_c \leq b_c$ , a partir de las definiciones dadas en las expresiones anteriores se puede formular la siguiente expresión del coeficiente de confinamiento  $k_e$ .

$$k_e = \frac{\left( 1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i'^2}{6b_c d_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{1 - \rho_{cc}} \tag{2.6}$$

Conservando el equilibrio de fuerzas en las direcciones  $x$  y  $y$  respectivamente, se obtiene que:

$$A_{sx} f_{yt} = fl_{conf,x} s d_c \tag{2.7}$$

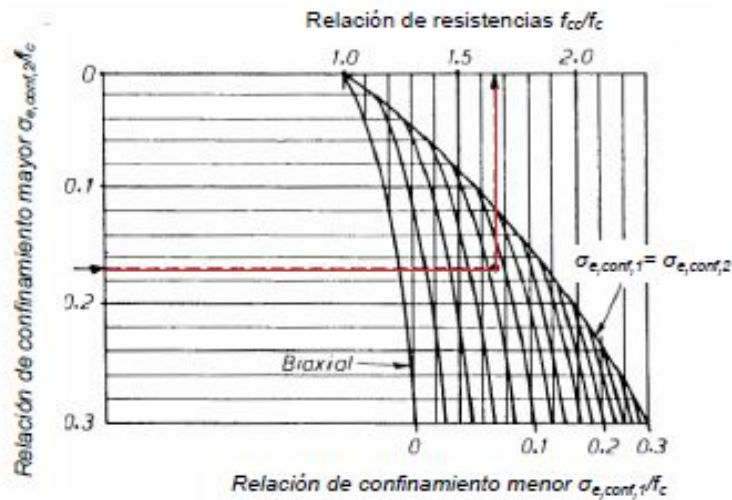
$$A_{sy} f_{yt} = fl_{conf,y} s b_c \tag{2.8}$$

donde,  $A_{sx}$  y  $A_{sy}$  son las áreas del acero de refuerzo transversal según las direcciones  $x$  y  $y$ , respectivamente.

$fl_{conf,x}$  y  $fl_{conf,y}$  son las presiones laterales de confinamiento según el eje en estudio  $x$  y  $y$ , respectivamente.

Conocidos los valores de los esfuerzos laterales de confinamiento en ambas direcciones, se puede recurrir a un modelo tridimensional de rotura y obtener una expresión para el esfuerzo máximo en compresión del concreto confinado  $f'cc$ .

(Mander et al., 1988) propuso el gráfico de la figura 2.4 para calcular el esfuerzo máximo a compresión del concreto confinado  $f'cc$ , con este valor de  $f'cc$  se puede emplear el modelo esfuerzo-deformación para concreto confinado dado por las expresiones 2.1 a 2.3.



**Figura 2.4 Incremento de resistencia a compresión en secciones rectangulares confinadas por esfuerzos laterales. (Mander et. al. 1988)**

La deformación unitaria última del concreto ( $\epsilon_{cu}$ ), se debe a la fractura del estribo y puede aproximarse por la ecuación 2.9, propuesta por *Paulay (1992)*:

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4\rho_s \frac{f_y \epsilon_{sm}}{f'_{cc}} \quad (2.9)$$

donde,  $\epsilon_{sm}$  es la deformación del acero correspondiente al máximo esfuerzo de tensión y  $\rho_s$  es la cuantía volumétrica del refuerzo transversal. Para secciones rectangulares  $\rho_s = \rho_x + \rho_y$ , donde  $\rho_x$  y  $\rho_y$  son las cuantías del refuerzo transversal tomada en el eje  $x$  y  $y$ . Los valores de  $\epsilon_{cu}$  están comprendidos entre 0.012 y 0.05.

### 2.2.2. Modelo constitutivo del acero de refuerzo ante cargas monótonas crecientes

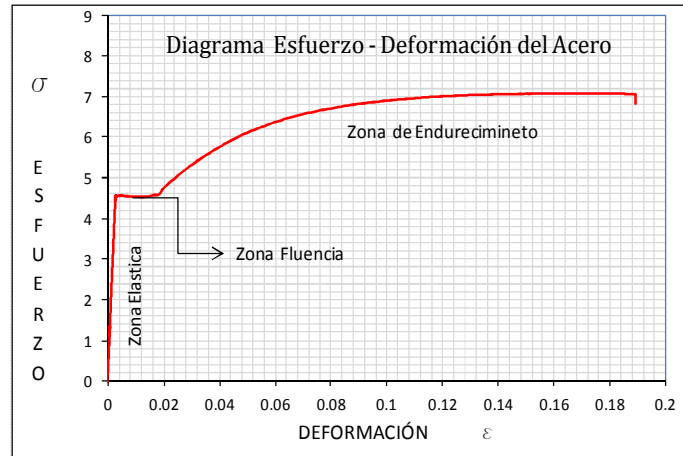
Se han desarrollado investigaciones que relacionan el comportamiento cíclico con el monótono creciente. Según estos trabajos la curva obtenida de forma monótona creciente es una envolvente muy aproximada de la curva obtenida de aplicar cargas repetidas de un mismo signo.

Si se tiene en cuenta la curva envolvente obtenida de un ensaye cíclico y se compara con la obtenida de forma monótona creciente, para un acero del mismo diámetro, las curvas son muy similares.

La curva monótona creciente puede ser caracterizada por una curva compuesta por cuatro zonas muy peculiares que son: la zona elástica, plástica, zona de endurecimiento y finalmente una cuarta zona correspondiente al ablandamiento del acero.

En esta investigación se utilizan los parámetros promedio obtenidos directamente de las curvas esfuerzo versus deformación de pruebas experimentales realizados en el laboratorio de estructuras y materiales (IIUNAM).

(Park y Paulay, 1978), así como (Mander et al., 1988), han propuesto algunas expresiones para representar la curva esfuerzo-deformación típica del acero. (Rodríguez y Botero, 1996) encontraron una buena correlación entre resultados experimentales obtenidos con barras de refuerzo producidas en México y resultados analíticos con el modelo de (Mander et al., 1988), por lo que en esta investigación se adoptó el modelo de (Mander et al., 1988) para representar el diagrama esfuerzo versus deformación del acero de refuerzo convencional.



**Figura 2.5 Diagrama esfuerzo versus deformación ante carga monótona creciente de acero de refuerzo convencional**

La zona elástica es representada por una línea recta que inicia en el origen y finaliza en el punto del esfuerzo de fluencia. Este material se caracteriza por tener un comportamiento elástico. El esfuerzo en cualquier punto en esta zona se obtiene a partir del producto del módulo elástico  $E_s$  y su respectiva deformación,  $\epsilon_s$ .

$$f_s = E_s * \epsilon_s \tag{2.10}$$

La fluencia corresponde al tramo comprendido entre la deformación de fluencia,  $\epsilon_y$ , y la deformación al inicio de la zona de endurecimiento por deformación,  $\epsilon_{shy}$ . El acero tiene un comportamiento plástico. Esta zona no es totalmente horizontal, pero debido a que son muy pequeñas las variaciones es posible considerarla uniforme, el esfuerzo en esta zona se obtiene con ecuación 2.11.

$$f_s = f_y \tag{2.11}$$

La zona de endurecimiento por deformación del acero, se refiere a la zona comprendida entre la deformación final de la plataforma de fluencia,  $\epsilon_{sh}$ , y la deformación correspondiente al esfuerzo máximo,  $\epsilon_{su}$  en esta zona las deformaciones se incrementan más rápidamente que los esfuerzos, razón por la que la gráfica toma la forma de una parábola como se puede apreciar en el diagrama, los esfuerzos se pueden obtener con las expresiones 2.12 y 2.13:

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left[ \frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right]^P \tag{2.12}$$



donde;

$$P = \frac{\log\left(\frac{f_{su}-f_{sh1}}{f_{su}-f_y}\right)}{\log\left(\frac{\varepsilon_{su}-\varepsilon_{sh1}}{\varepsilon_{su}-\varepsilon_{sh}}\right)} \quad (2.13)$$

(Rodríguez y Botero, 1996) encontraron que la Ec. 2.13 lleva a una buena correlación de resultados experimentales y analíticos. Para esto se consideró conveniente elegir un punto experimental de la zona de endurecimiento por deformación ( $\varepsilon_{sh1}, f_{sh1}$ ) con lo cual se obtienen los valores de P. Aun cuando a partir de  $f_{su}$  existe una zona descendente de la curva esfuerzo-deformación, el modelo empleado en esta investigación la consideró irrelevante.

### 2.2.3. Modelo constitutivo del acero de presfuerzo ante cargas monótonas crecientes

Algunos modelos para representar el diagrama esfuerzo-deformación del acero de presfuerzo han sido propuestos por varios investigadores en los últimos años, tales como: (Blakeley et al., 1973), (Thompson et al., 1980), (Menegotto et al., 1973) entre otros.

(Menegotto et al. 1973), presentaron un modelo para predecir el comportamiento esfuerzo versus deformación para algunos tipos de acero convencional mediante una ecuación llamada “power formula”. Aunque la idea principal del modelo fue representar el comportamiento del acero convencional, se observó en investigaciones realizadas por (Mattock e. al., 1979), que es posible aplicarlo a los aceros de presfuerzo con una excelente aproximación. (Naaman, 2004), Este modelo queda representado por la ecuación 2.14:

$$f_{ps} = \varepsilon_{ps} E_{ps} \left( Q + \frac{1-Q}{\left\{ 1 + \left[ \frac{E \varepsilon_{ps}}{K f_{py}} \right]^R \right\}^{1/R}} \right) \quad (2.14)$$

donde,  $f_{ps}$  es el esfuerzo correspondiente del acero de presfuerzo asociado a una deformación determinada,  $\varepsilon_{ps}$ .

$E_{ps}$ , es el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo, y Q, R, y K son constantes adquiridas de pruebas experimentales para determinar el diagrama esfuerzo versus deformación.  $f_{py}$  es el esfuerzo asociado al uno por ciento de la deformación, es decir  $\varepsilon_{py} = 0.01$ .

Observaciones similares fueron realizadas por [Davalapura y Tadros, 1992], quienes encontraron un comportamiento muy similar del diagrama esfuerzo-deformación para el acero de pretensado que se basa en pruebas experimentales realizadas por el Instituto del Concreto Presforzado, PCI. Las pruebas arrojaron constantes con valores más refinados de la fórmula y presentaron una buena correlación con el modelo de (Menegotto et al., 1973).





Los coeficientes experimentales que pueden ser utilizados para representar el comportamiento del acero de presfuerzo (270 Ksi) son los que se muestran en la tabla 2.1:

Modelo	Tipo de acero de presfuerzo						
	Torones 270 Ksi [1863 Mpa]						
Menegotto y Pinto "power equation"	$E_{ps}$	$f_{py}$	$f_{pu}$	$\epsilon_{pu}$	$R$	$K$	$Q$
	27890	243.5	278	0.069	7.344	1.0618	0.01174

Tabla. 2.1 Parámetros para determinar el diagrama esfuerzo - deformación del acero de presfuerzo (Naaman, 2004)

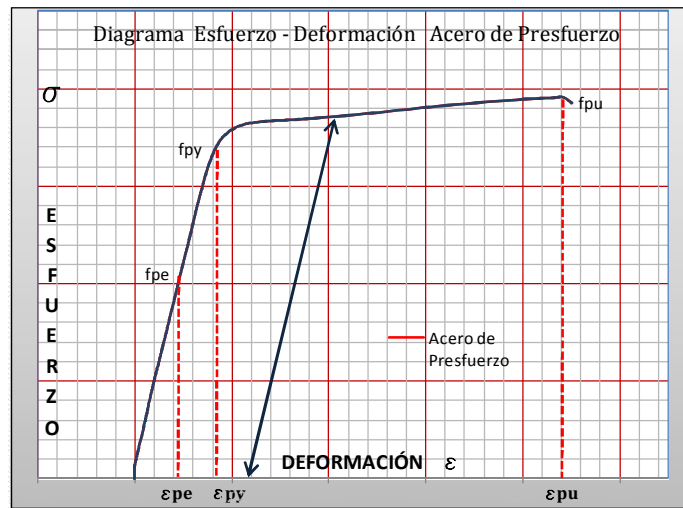


Figura 2.6 Diagrama esfuerzo- deformación ante cargas monótonas del acero de presfuerzo [Menegotto et al., 1973]

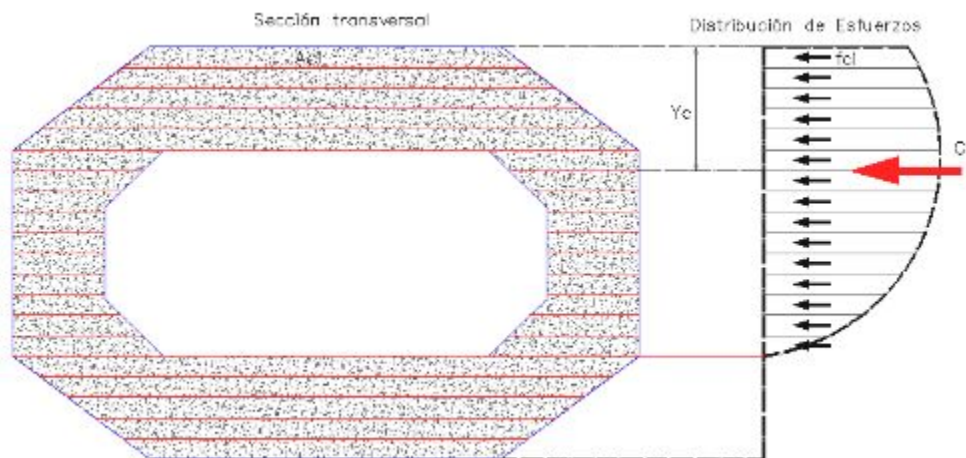
El modelo constitutivo (Menegotto et al., 1973) utilizado para representar tanto los esfuerzos en tensión como en compresión de los torones de presfuerzo para el modelo analítico propuesto, se determinan por medio de tres ramas, como se puede ver en la figura 2.6, que comprenden dos líneas rectas y una curva de transición. Las relaciones entre los esfuerzos  $f_p$  y deformaciones  $\epsilon_p$  son representadas en cada una de las zonas mediante la ecuación 2.14.

### 2.3. Análisis de la sección transversal [Diagrama momento-curvatura]

Para determinar analíticamente los diagramas momento-curvatura en secciones de concreto reforzado y presfuerzo de sección hueca y octogonal, sometidas a una combinación de carga axial y flexión, se asumen los conceptos básicos de la cinemática, por los cuales las secciones planas permanecen planas antes y después de la flexión, y se conocen las curvas esfuerzo versus deformación de los materiales. Aplicando los modelos constitutivos descritos anteriormente, los momentos flexionantes y las fuerzas internas pueden determinarse utilizando la hipótesis de compatibilidad de deformaciones y el equilibrio de fuerzas internas (Park y Paulay, 1978).



Para obtener la distribución del esfuerzo del concreto en la zona comprimida cuando la forma de la sección no se presta a una representación algebraica sencilla por sus características geométricas, conviene dividir la sección en un conjunto de elementos horizontales paralelos al eje neutro; es preciso calcular el área y la posición del eje centroidal a partir de la fibra extrema en compresión de cada elemento. De esta manera es posible determinar la magnitud y posición de la fuerza resultante en compresión que actúa en la sección transversal; el procedimiento consiste en sumar todos los esfuerzos que actúan en los elementos discretos por encima del eje neutro. Posteriormente, con la curva esfuerzo versus deformación del concreto se obtienen las fuerzas producidas en cada elemento discreto. La línea de acción en la cual actúa la fuerza resultante a partir de la fibra extrema en compresión se obtiene con el cociente de la sumatoria de momentos y las fuerzas internas producidas en cada elemento (fig. 2.7).



**Figura 2.7 Distribución de esfuerzos en la zona en compresión del concreto.**

Posteriormente se utiliza este método de elementos discretos para obtener el diagrama momento-curvatura de la sección. Este método fue propuesto inicialmente por [Park y Paulay 1978] en varias investigaciones, y finalmente por (Mander et al., 1988). En ese método cada elemento está perfectamente definido, y puede contener características de materiales diferentes como: concreto confinado y no confinado, acero de refuerzo convencional y acero de presfuerzo. A continuación se mencionan las hipótesis y el procedimiento analítico en el cual se basa el desarrollo del método.

El procedimiento consiste en:

- Suponer un valor de la deformación unitaria máxima del concreto  $\epsilon_c$  en la fibra superior de la sección, esto solo para encontrar un punto del diagrama momento-curvatura.
- Se impone un valor de la profundidad del eje neutro  $c$ , y con base a esta ubicación se traza el perfil de deformación a lo largo de la profundidad de la sección. Se supone que la deformación varía linealmente, por medio de la hipótesis de compatibilidad de deformaciones, y se determinan las deformaciones unitarias al nivel medio en cada una de las fibras para cada material que componen la sección.



- Con las deformaciones unitarias obtenidas en cada fibra se obtienen los correspondientes esfuerzos del concreto, acero y presfuerzo, en compresión o tensión según sea el caso, dependiendo del cambio de deformación, mediante los modelos constitutivos de los materiales antes mencionados. Para obtener la distribución de los esfuerzos del concreto en la zona comprimida de la sección se determina la parábola de esfuerzos realizando una integración numérica de todas las fibras de la sección transversal, así como también la posición de la fuerza interna que actúa a partir de la fibra extrema en compresión (Ver Fig. 2.7).
- En función de los esfuerzos obtenidos, se calculan las fuerzas internas que actúan sobre la sección, con el producto de cada esfuerzo y su área respectiva; es importante poner especial atención a las fibras que contienen acero de presfuerzo, ya que puede ser que se obtengan fuerzas de signo contrario, provocado por el efecto del presfuerzo, por el cambio de deformación y por la profundidad del eje neutro,
- La sumatoria vectorial de las fuerzas internas representa la carga axial neta que gravita sobre la sección. Se verifica que exista equilibrio de fuerzas, considerando la carga axial dada. En caso de no existir equilibrio se propone una nueva profundidad del eje neutro  $c$ , aumentando o reduciendo su valor según sea el caso, esto se vuelve un procedimiento iterativo hasta obtener el equilibrio de fuerzas. Cada punto del diagrama momento-curvatura se obtiene a partir de suponer diferentes deformaciones en la fibra extrema a compresión del concreto,  $\epsilon_c$ , hasta que se produce la falla del elemento.
- Por último, se obtiene el momento flector interno que corresponde a la última posición del eje neutro  $c$ , con el producto de cada una de las fuerzas y su brazo respectivo, medido desde el eje de referencia hasta el eje plástico de la sección transversal de la columna.
- Una vez encontrado el equilibrio de fuerzas, se obtuvo un punto del diagrama momento versus curvatura de la sección en la zona de plastificación, que se deduce mediante el cociente de la deformación unitaria en la fibra extrema a compresión del concreto y la profundidad del eje neutro.
- En elementos presforzados es importante considerar las deformaciones iniciales por efectos de pre-compresión ocasionados por los torones del presfuerzo. ( $\epsilon_{ce}$ ), así como el cambio en la deformación ( $\Delta\epsilon_s$ ) al descomprimirse las fibras sometidas a tensión por debajo del eje neutro ( fig. 2.9).

Las ecuaciones utilizadas para determinar el diagrama momento-curvatura son 2.15 y 2.16:

$$P = \sum_{i=1}^{nc} f_{ci} A_{ci} + \sum_{j=1}^{np} f_{pj} A_{pj} + \sum_{k=1}^{ns} f_{sk} A_{sk} \quad (2.15)$$

donde:

$P$  = Resultante de fuerza interna axial

$f_{ci}$  = Esfuerzo en la fibra  $i$  a compresión del concreto

$A_{ci}$  = Área de concreto en la fibra  $i$

$f_{pj}$  = Esfuerzos de presfuerzo en la fibra  $j$

$A_{pj}$  = Área de acero de presfuerzo en la fibra  $j$



$f_{sk}$  = Esfuerzos de acero convencional en la fibra k  
 $A_{sk}$  = Área de acero de convencional en la fibra k  
 $nc$  = Numero efectivo de fibras de concreto  
 $np$  = Numero efectivo de fibras de presfuerzo  
 $ns$  = Numero efectivo de fibras de acero

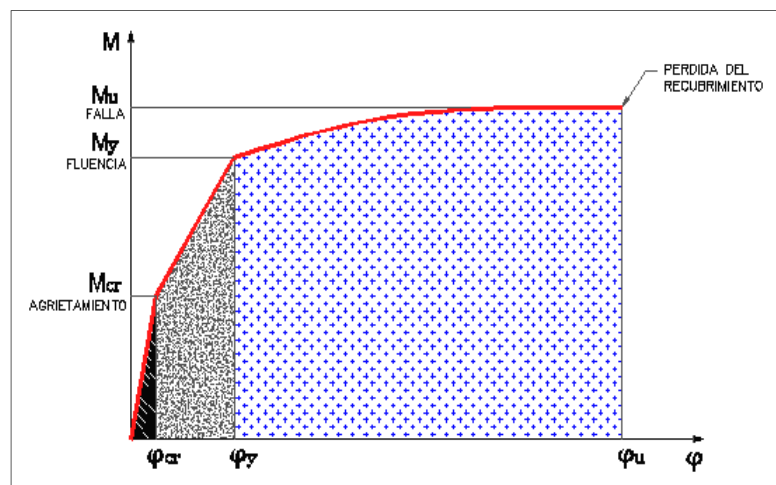
$$M = \sum_{i=1}^{nc} f_{ci} A_{ci} y_{ci} + \sum_{j=1}^{np} f_{pj} A_{pj} y_{pj} + \sum_{k=1}^{ns} f_{sk} A_{sk} y_{sk} \quad (2.16)$$

donde:

$M$  = Momento flexionante tomado al eje plástico de la sección transversal  
 $y_{ci}$  = Distancia del centroide de la fibra de concreto i al centroide de la sección  
 $y_{pj}$  = Distancia del centroide de la fibra de presfuerzo j al centroide de la sección  
 $y_{sk}$  = Distancia del centroide de la fibra de acero k al centroide de la sección

Esta relación momento-curvatura permite identificar el efecto progresivo de la carga en el elemento mientras se va deformando interiormente; de estos diagramas obtenemos las curvaturas de fluencia y última pasando por los estados límites. Estos parámetros son importantes para determinar la ductilidad del elemento. La curvatura  $\Phi$  es la pendiente del perfil de deformaciones del elemento que varían igualmente a lo largo de la columna por la fluctuación de la localización del eje neutro, lo que puede expresarse con la ecuación 2.17. En la Fig. 2.8 se ilustran los tres primeros estados límites en el diagrama momento curvatura que son importantes para garantizar un adecuado desempeño de una sección sometida a cargas de flexocompresión. Estos estados son: el estado límite de agrietamiento, el de fluencia  $[\phi_y]$  y el de la pérdida del recubrimiento  $[\phi_u]$  (desconchamiento). [Park y Paulay 1978.]

$$\Phi = \frac{1}{R} = \frac{\epsilon_c}{c} = \frac{\epsilon_s}{d-c} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_s}{d} \quad \text{Ec. (2.17)}$$



**Figura 2.8 Estados limite del diagrama momento-curvatura para una sección de concreto presfuerzo.**



La ductilidad de una sección se representa mediante la relación entre la curvatura última y la curvatura de fluencia de la sección transversal sujeta a una combinación de cargas. En el diagrama anterior podemos definir este comportamiento como,  $\mu = \Phi_u / \Phi_y$ . Para obtener estos parámetros existen dos formas de calcular la ductilidad: una es mediante un modelo elastoplástico, que consiste en convertir el diagrama momento-curvatura en un modelo bilineal en donde se tienen bien definidas las curvaturas de fluencia y la curvatura última. El otro método es mediante una distribución de curvaturas, que consiste en dividir la sección en número finito de fibras horizontales y mediante los conceptos básicos de la cinemática y resistencia de materiales se obtienen las diferentes curvaturas de la sección.

Como se mencionó anteriormente, el análisis y diseño de columnas de concreto con acero pretensado y acero convencional se basa en las hipótesis de flexión y en los requisitos de resistencia última. Su análisis es muy similar a las columnas de concreto reforzado, sin embargo existen algunos parámetros adicionales que se deben considerar en el análisis de estos elementos y se comentan a continuación.

Estudios experimentales realizados (Park y Joen, 1990) revelaron que el espesor del recubrimiento repercute considerablemente en el diagrama momento-curvatura. Para casos con niveles de fuerza axial, refuerzo longitudinal y refuerzo transversal altos y con un bajo espesor del recubrimiento se encontró que el momento resistente no se reduce significativamente después de llegar al desprendimiento del recubrimiento y que aumenta considerablemente durante curvaturas subsecuentes cuando el confinamiento va tomando efecto. En estos casos el momento máximo ocurre después de presentarse el desconchamiento. Para niveles de carga axial, refuerzo longitudinal y refuerzo transversal bajos pero con un recubrimiento alto, el momento resistente se reduce significativamente después de presentarse el desconchamiento. En este caso el momento resistente ocurre antes de presentarse el desprendimiento del recubrimiento, ya que los incrementos debido al confinamiento son menores.

Una de las principales consideraciones en elementos presforzados es que existe una precompresión en las fibras de concreto, efecto provocado por los torones de presfuerzo, (Fig. 2.9). Esta característica se define según la ecuación 2.18:

$\epsilon_{ce}$  = deformación de compresión uniforme en el concreto bajo el efecto del presfuerzo efectivo (Efecto de precompresión que ejerce el acero de presfuerzo a las fibras de concreto).

$$\epsilon_{ce} = \frac{A_{ps} f_{pe}}{(A_g - A_{ps}) E_c} \quad (2.18)$$

Assumiendo que todos los torones tienen el mismo presfuerzo efectivo  $f_{pe}$ , el cambio de deformación en cada fibra de acero presforzado se obtiene con la ecuación 2.19:

$$\Delta \epsilon_{ps} = \epsilon_{ce} + \epsilon_{cu} \left( \frac{d-c}{c} \right) \quad (2.19)$$

Donde,  $d_i$  puede ser mayor o menor que  $c$ . Para  $d_i > c$ ,  $\Delta \epsilon_{ps}$  es positivo y corresponde a un incremento en la deformación del acero.



La deformación en cualquier fibra que contenga acero de presfuerzo, se puede obtener según la ecuación 2.20:

$$(\varepsilon_{ps})_i = \varepsilon_{pe} + \Delta\varepsilon_{ps} \quad (2.20)$$

Donde  $\varepsilon_{pe}$  es la deformación correspondiente al presfuerzo efectivo  $f_{pe}$ , cuando  $(\varepsilon_{ps})_i$  es menor que  $\varepsilon_{pp}$ ; donde  $\varepsilon_{pp}$  es el límite de proporcionalidad del material, el esfuerzo se obtiene mediante la ecuación 2.21:

$$(f_{ps})_i = Eps (\varepsilon_{ps})_i \quad (2.21)$$

En caso contrario se recurre al modelo constitutivo en la gráfica esfuerzo-deformación del presfuerzo.

La fuerza de tensión se obtiene con la ecuación 2.22:

$$(Tps)_i = (Aps \times f_{ps})_i \quad (2.22)$$

La fuerza de compresión es según la ecuación 2.23:

$$(Cps)_i = (Ag \times f'_c) \quad (2.23)$$

Las barras de refuerzo convencional contribuyen significativamente a la resistencia última, para cada fibra que contenga refuerzo longitudinal puede separarse el acero de presfuerzo y el refuerzo convencional representado por la ecuación 2.24:

$$(T)_i = (Tps)_i + (Ts)_i \quad (2.24)$$

Para determinar  $(Ts)_i$  y su respectiva contribución al momento resistente, es necesario obtener las deformaciones en cada nivel para cada fibra del acero de refuerzo convencional, definido por  $\varepsilon_{se}$  como la deformación en compresión del acero convencional bajo efectos del presfuerzo; y se obtiene con la ecuación 2.25:

$$\varepsilon_{se} = \frac{A_{ps} f_{pe}}{(A_t) E_c} \quad (2.25)$$

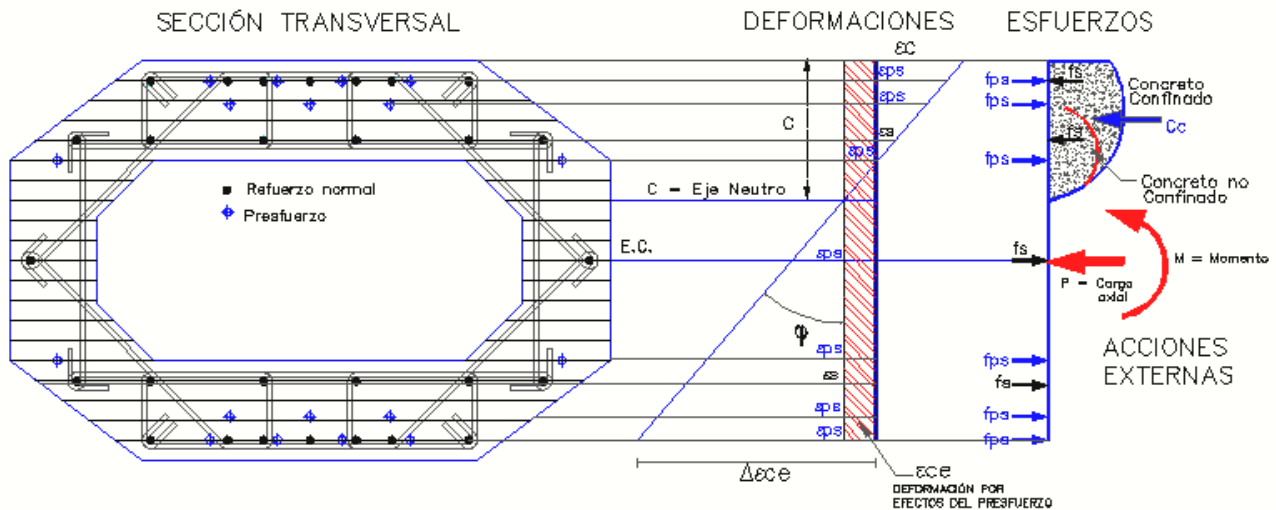
donde  $A_t$  viene dado por la ecuación 2.26:

$$A_t = A_n + (n_s - 1) A_s \quad (2.26)$$

donde  $A_s$  es el área total de acero de refuerzo convencional en la sección,  $A_n$  está definida por la ecuación 2.18 y  $n_s$  es la relación modular entre el acero convencional y el concreto  $E_s/E_c$ .

Por lo tanto, el cambio de deformación en la fibra  $i$  de acero de refuerzo convencional está representado por la ecuación 2.27:

$$(\Delta\varepsilon_s)_i = \varepsilon_{se} + \varepsilon_{cu} \left( \frac{d - c}{c} \right) \quad (2.27)$$



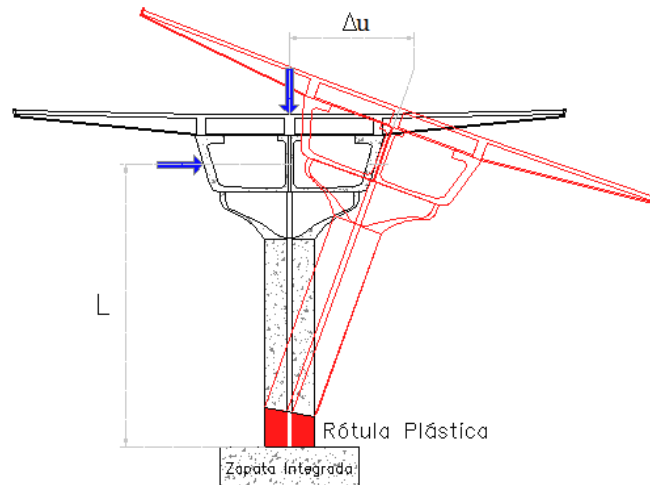
**Figura 2.9** Sección transversal hueca de columna de concreto presforzado y diagramas de distribución de deformaciones y esfuerzos.

La figura 2.9 muestra la sección transversal hueca y la discretización de fibras donde se representa cada material del elemento, seguido de un diagrama de distribución de deformaciones y esfuerzos. En el diagrama de deformaciones se puede apreciar el área que representa la deformación por efectos del presfuerzo  $\epsilon_{ce}$  y el cambio de deformaciones,  $\Delta\epsilon_{ce}$ , en las fibras de acero convencional y acero presforzado calculadas con las ecuaciones anteriores, así como también, el cambio de origen provocado por los efectos del presfuerzo. Cabe recalcar, que los esfuerzos producidos por los efectos del presfuerzo y el acero convencional pueden tomar un sentido contrario al esperado con base a la zona en compresión, como se puede ver en la Fig. 2.9.

## 2.4. Análisis de columnas de concreto reforzado y presforzado [Diagrama carga - desplazamiento]

La capacidad de desplazamiento es el máximo desplazamiento  $\Delta u$  que se puede producir en un punto determinado de la estructura antes de alcanzar una situación de colapso. Este punto determinado suele ser la zona que sufre mayores desplazamientos durante un sismo, y que en nuestro caso puede ser representado por el tablero del puente. Existen varios métodos de calcular la capacidad de desplazamiento de una estructura y uno de ellos puede ser mediante un modelo estático no-lineal de desplazamientos progresivos.

Este método se basa en el diagrama momento- curvatura calculado para la sección crítica del elemento, en nuestro caso, en la base de la columna y en la parte superior de la zapata. En la fig. 2.10 se muestra la formación de la articulación plástica en la base de la columna, donde se genera una cierta distribución de curvaturas entre la sección crítica y la sección en donde se produce la plastificación de la primera fibra de acero. Ésta distribución se compone por una curvatura elástica y plástica.



**Figura 2.10 Desplazamiento máximo y desarrollo de la rótula plástica en la columna**

Para obtener la rotación,  $\theta u$ , y el desplazamiento,  $\Delta u$ , en la parte superior de la columna, se idealiza la distribución de la curvatura a lo largo de la altura de la columna, asociada al momento último, dividiéndola en regiones elásticas e inelásticas. Tomando en cuenta los conceptos básicos de la cinemática, resistencia de materiales y deduciendo las ecuaciones de flexión, se obtiene que la curvatura es igual a la ecuación 2.25:

$$\Phi = \frac{d\theta}{dx} = \frac{d^2\Delta}{dx^2} = \frac{M}{EI} \quad (2.25)$$

El desplazamiento asociado a la curvatura se puede obtener con la ecuación 2.26:

$$\Delta = \iint \frac{M}{EI} (dx) dx = \iint \Phi_x (dx) dx \quad (2.26)$$

Existen dos métodos de análisis no lineal para determinar analíticamente el comportamiento de elementos de concreto presforzado, sometidos a carga axial constante y cargas laterales cíclicas reversibles. Estos métodos se basan en una plasticidad concentrada o plasticidad distribuida, generalmente se utiliza más el método de plasticidad concentrada por ser una aplicación más simple y sencilla de aplicar y que está fuertemente influida por el diagrama momento curvatura de la sección basada en modelos de plastificación concentrada predeterminados que describen la degradación de rigidez y la resistencia del elemento. Por otra parte, una plastificación distribuida describe el comportamiento del elemento en toda su longitud, este método se basa en la modelación de elementos finitos mediante una discretización de fibras, conocido también como “teoría de las fibras o elementos discretos”, a la que a cada fibra se le asigna un modelo constitutivo del material para de esta forma obtener el comportamiento no lineal del material y así mismo la ductilidad del elemento.



La opción mencionada de plastificación distribuida para determinar el desplazamiento de la columna, a través de una doble integración de las curvaturas, parece ser la mejor opción por ser una metodología más real. En este caso, teniendo el diagrama momento-curvatura correspondiente de la sección dentro de la zona donde se espera se desarrolle la plastificación, se puede determinar la distribución de las curvaturas a lo largo del elemento. El desplazamiento en la parte superior de la columna se calcula con la ecuación 2.26.

En la figura 2.11 se puede observar que es conveniente dividir la columna en una cantidad de elementos longitudinales cortos, principalmente dentro de la zona de plastificación para considerar elementos más pequeños y suponer que el momento en el centro de cada elemento es constante en toda su longitud, ajustando la deformación,  $\epsilon_{ci}$ , del concreto en la fibra extrema  $i$  en compresión, y utilizando el procedimiento iterativo descrito anteriormente para encontrar la profundidad del eje neutro  $C$ , el momento flexionante y la curvatura asociada para ese valor de  $\epsilon_{ci}$  del elemento en análisis, se obtienen las rotaciones y así mismo los cambios en las deflexiones en el extremo superior de la columna.

Posteriormente, con las rotaciones, se determina el diagrama carga-desplazamiento para cualquier incremento de carga lateral aplicada. Esta metodología no requiere determinar la longitud de la rótula plástica  $L_p$ , como en el método de plastificación concentrada, sin embargo, con este método no se reproduce la propagación de plastificación originada por la pérdida de adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto, ya que el momento se reduce a medida que la sección de plastificación se aleja de la base, en cambio el método de plastificación concentrada lo considera al tomar una longitud de plastificación en la que la curvatura máxima se mantiene constante e igual a  $\phi_u - \phi_y$ .

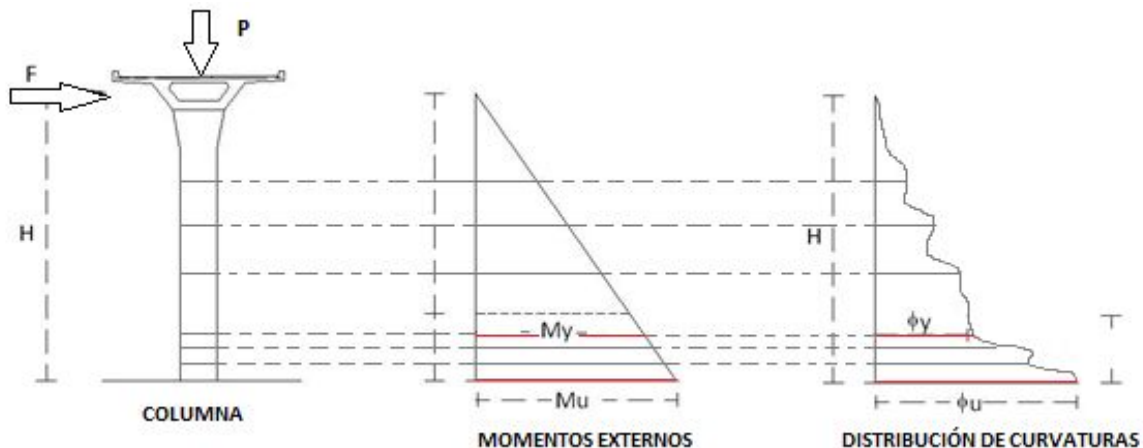


Figura 2.11 Distribución de curvaturas a lo largo del elemento, método de plastificación distribuida.



## CAPÍTULO III

### 3. DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO Y PRESFORZADO

#### 3.1. Introducción

En este capítulo, además de realizar una descripción de las pruebas experimentales de los materiales que componen cada uno de los especímenes, también se describen los trabajos de instrumentación interna y externa de las columnas, así como el procedimiento constructivo y el procedimiento de ensaye en laboratorio para cada espécimen. Como se menciona anteriormente, el proyecto consiste en la evaluación de cinco especímenes en total con diferentes cuantías de acero de refuerzo convencional y acero de presfuerzo, así como diferentes configuración y distribución del refuerzo transversal. Cabe recalcar, que esta tesis comprende solo el estudio de cuatro especímenes y se concentra en la comparación experimental con los calculados de los procedimientos descritos en los capítulos anteriores.

Primero se comentan los resultados obtenidos para cada ensaye, estos especímenes son representativos de columnas prefabricadas integradas a su cimentación y que corresponden a un caso representativo como el de la figura 3.1 empleado en la construcción de la vía elevada Autopista Urbana Norte, en la Ciudad de México.



**Figura 3.1** Prototipo de columna prefabricada con cimentación integrada, vía elevada de la autopista Urbana Norte, Ciudad de México D.F. (tomada de GDF, 2011)

### 3.2. Descripción del prototipo

El prototipo en estudio consiste en una columna de sección hueca prefabricada e integrada a la zapata de cimentación, la superestructura se compone de una vía de seis carriles y la columna prototipo tiene una altura libre de 12 m, desde la parte superior de la zapata al punto donde se considera aplicada la carga lateral por sismo, la sección transversal en la base de la columna es oblonga y hueca con dimensiones de 3140 mm x 2200 mm, donde, en la dirección larga se va reduciendo la dimensión de la sección (Ver Fig. 3.2), la dirección de análisis para su estudio fue en el sentido corto de la columna, que corresponde a la dirección transversal del distribuidor por ser el más vulnerable ante las acciones del sismo.

El prototipo está reforzado por un área de acero de presfuerzo,  $A_{sp}$ , con esfuerzo de fluencia,  $f_{yp}$ , y un área de acero de refuerzo convencional,  $A_s$ , con esfuerzo a la fluencia,  $f_y$ , en diferentes diámetros. Así como también con estribos de diferentes diámetros y configuraciones en su refuerzo transversal. La carga axial aplicada debido a efectos gravitacionales es igual a  $P = 0.08 \times A_g \times f'_c$  donde,  $A_g$  es igual a el área global de la sección transversal y  $f'_c$  es la resistencia a esfuerzos en compresión del concreto con valor nominal de 600 kg/cm<sup>2</sup>, el presfuerzo aplicado en el acero pretensado nos conduce a una carga axial tal que  $P_p = 0.1 \times A_g \times f'_c$ ; donde  $P_p$  es la carga aplicada en los cables pretensados del prototipo.

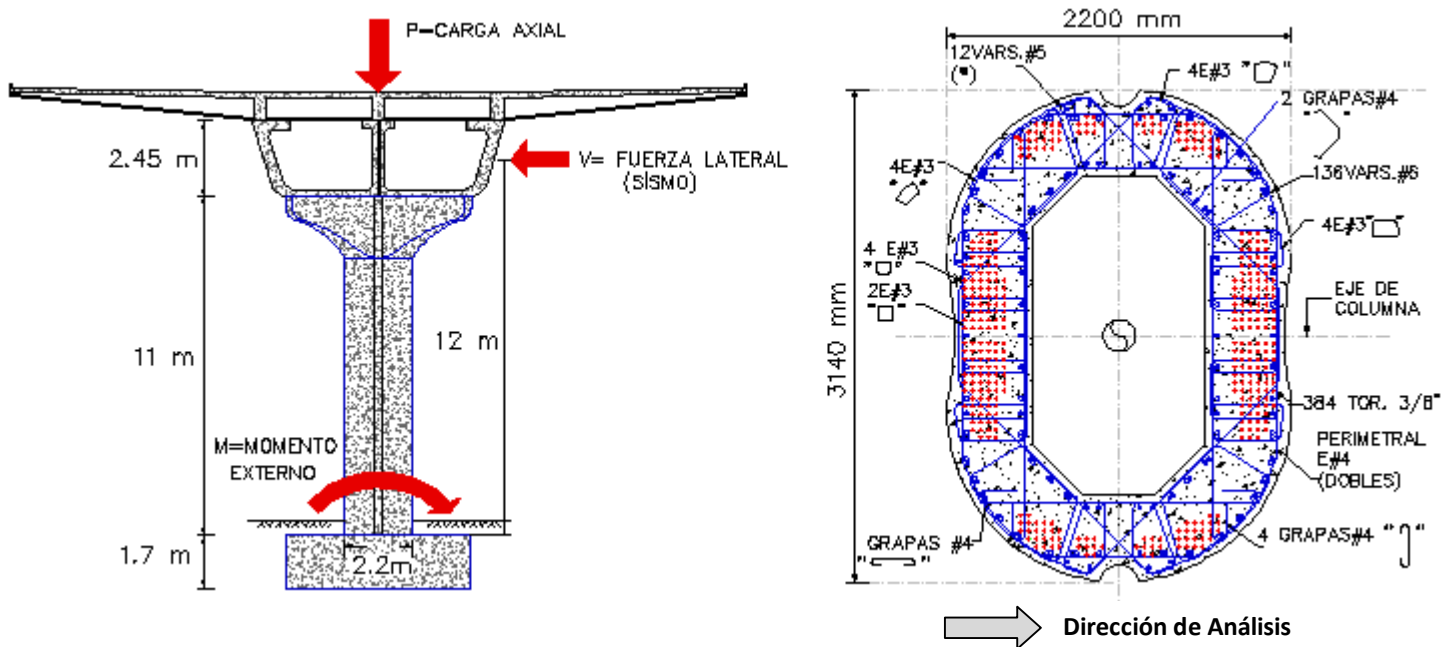


Figura 3.2 Elevación del prototipo en estudio sometido a carga axial, carga lateral y momento flexionante, distribución del acero de refuerzo y presfuerzo en la sección transversal del prototipo.



### 3.3. Descripción de los especímenes de prueba

Todos los especímenes de prueba fueron contruidos a una escala ¼ del prototipo, lo que conduce a las siguientes propiedades:

Especímen	Peso Total [Kg]	Longitud Total [cm]	Área Total de sección [cm <sup>2</sup> ]	Dimensiones [ancho x largo]			
				Sección Transversal [cm]	Zapata [cm]	Fuste [cm]	Cabezal [cm]
C-1	4,390	378.5	2110.5	50 x 75	130 x 130	50 x 75	100 x 75
C-2							
C-3							
C-4							

La sección transversal tiene un espesor de paredes de 12.5 cm. con un recubrimiento de 1.5 cm. La carga lateral se aplicó a la mitad de la altura del cabezal, de modo que con respecto al nivel de empotramiento en la base de la columna se tiene una altura de 3 m (fig. 3.4), lo que conduce a una relación de aspecto igual a 6, aproximadamente igual a la relación de aspecto que el prototipo.

La fabricación de los especímenes quedó a cargo de una empresa de prefabricados; para todos los especímenes se utilizó concreto prefabricado de alta resistencia  $f'_c = 600 \text{ kg/cm}^2$  (nominal) con revenimiento de 26 cm y agregado máximo de 3/8" (9.5 mm). Cabe mencionar que para todos los especímenes se realizaron diferentes pruebas en laboratorio para determinar las propiedades mecánicas de los materiales, lo cual se describe posteriormente en este mismo capítulo.

Los especímenes C-1, C-2 y C-3 tienen acero de refuerzo longitudinal convencional de  $\Phi = 9.5 \text{ mm}$  (3/8"); y acero de presfuerzo con torones de  $\Phi = 5.5 \text{ mm}$  (3/8"); donde,  $A_{sp}$  el área de presfuerzo con un esfuerzo de fluencia  $f_{yp}$  y  $A_s$  el área de acero convencional con esfuerzo de fluencia  $f_y$ , la suma de las cuantías es aproximadamente 3.5% del área transversal neta. La cuantía de presfuerzo y refuerzo convencional se determina con la Ecuación 3.1:

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps}f_{pu}}{A_g f_y} \tag{3.1}$$

El acero de refuerzo transversal consiste en diferentes configuraciones de estribos y grapas como sujeción del refuerzo longitudinal, con varilla corrugada de  $\Phi = 1/4"$  (6 mm), fabricado en Nueva Zelanda (fig. 3.13).

El espécimen C-4 tiene las mismas propiedades geométricas y características del concreto que las columnas anteriores, solamente que el acero refuerzo longitudinal está formado únicamente por acero de refuerzo convencional que consiste en 60 varillas distribuidas en su sección transversal de  $\Phi = 12.7 \text{ mm}$  (1/2"); para un área total  $A_s = 76 \text{ cm}^2$  y una cuantía longitudinal  $\rho_s = 3.6\%$ , El acero de refuerzo transversal consiste en diferentes configuraciones de estribos con varilla corrugada de  $\Phi = 6 \text{ mm}$  (1/4"), así como grapas que permiten la sujeción del refuerzo longitudinal (fig. 3.13). En la descripción del proceso experimental de los materiales se menciona más detalladamente para cada espécimen lo que se refiere al armado y distribución.



Figura 3.3 Proceso de construcción de un espécimen a escala 1/4. Armado y descimbrado de la columna.

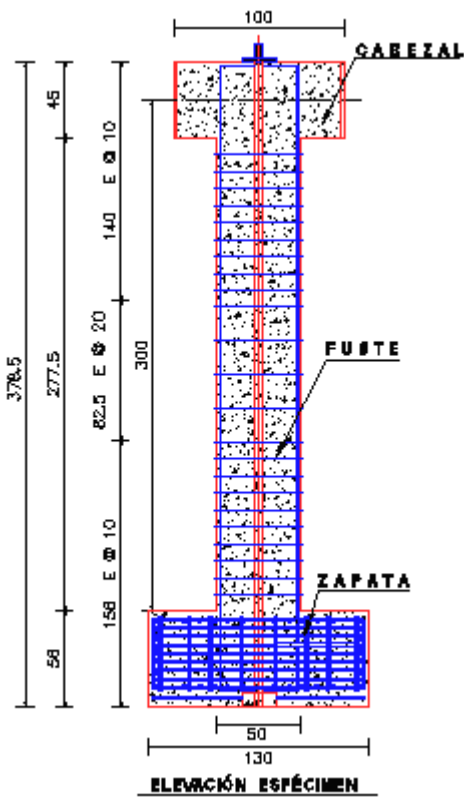


Figura 3.4 Distribución del refuerzo transversal en elevación y modelo experimental del espécimen de prueba.



### 3.2.1. Propiedades mecánicas de los materiales

#### 3.2.1.1. Concreto

En esta parte de la investigación se mencionan los procedimientos de ensayos para determinar las características mecánicas del concreto. Para determinar la resistencia a compresión del concreto se utilizaron especímenes cilíndricos de 150 x 300 mm de diámetro y altura, respectivamente, sometidos a carga de compresión uniaxial a diferentes edades del concreto; esta carga se aplicó progresivamente por medio de una maquina universal a una velocidad de 25 ton/min.



Figura 3.5 Ensayo de cilindros sometidos a compresión uniaxial, antes y después de la prueba.

Para determinar la resistencia a tensión uniaxial se realizó un procedimiento de ensaye conocido como tensión indirecta (ensaye brasileño). En esencia consisten en someter el espécimen cilíndrico a compresión lineal diametral como se muestra en la figura 3.6, la carga se aplicó mediante un material relativamente suave (triply), y donde la resistencia en tensión se obtiene con la ecuación 3.1, donde P es carga máxima aplicada al cilindro y  $d$ ,  $l$  son el diámetro y longitud del cilindro, respectivamente.

$$f_{tc} = \frac{2P}{\pi dl} \quad (3.1)$$

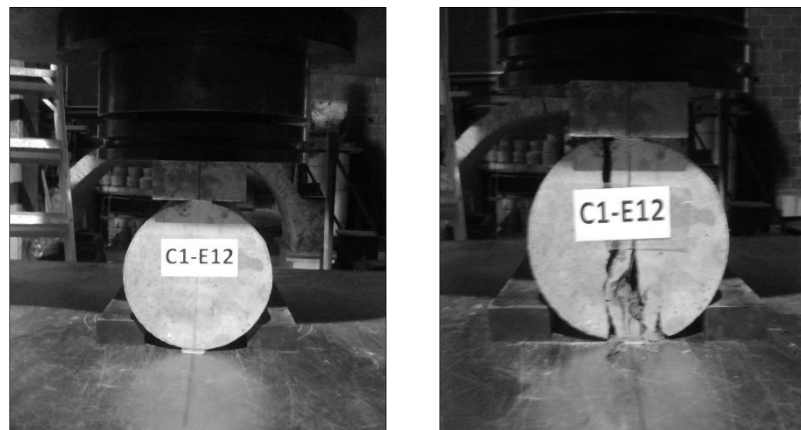


Figura 3.6 Ensayo de cilindros a tensión indirecta (E. brasileño), antes y después de la prueba.

Para determinar el módulo de elasticidad se requirió un dispositivo de medición que consiste en tres anillos y dos micrómetros, como se muestra en la figura 3.7; posteriormente se somete el espécimen a ciclos de carga longitudinal hasta un 60% de su resistencia total, aproximadamente, después se retiran los micrómetros, y posteriormente se prosigue con la aplicación de la 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 los mismos puntos en que se registró la deformación longitudinal. El módulo de elasticidad se determina mediante la siguiente relación:

$$E = \frac{S_2 - S_1}{\varepsilon_2 - 0.00005} = \frac{0.4 f_c - f_{c(0.00005)}}{\varepsilon_{(0.4 f_c)} - 0.00005} \quad (3.2)$$

donde:  $S_2$  = Esfuerzo al 40% del esfuerzo máximo  
 $S_1$  = Esfuerzo correspondiente a la deformación unitaria 0.00005  
 $\varepsilon_2$  = Deformación asociada al esfuerzo  $S_2$

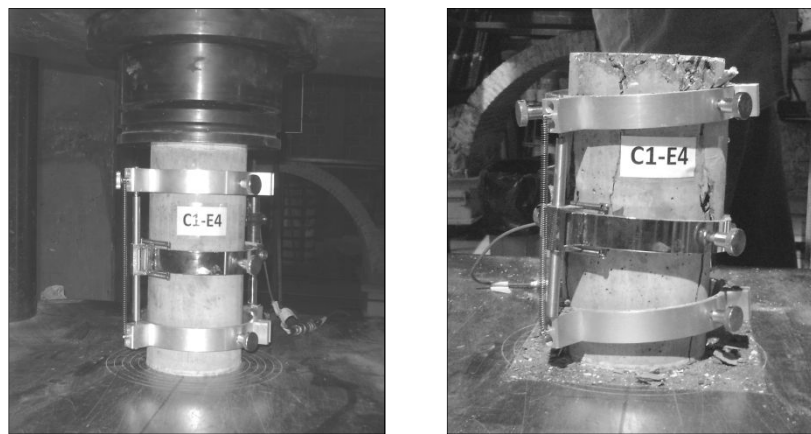


Figura 3.7 Ensayo de cilindros a ciclos de carga axial [módulo de elasticidad] antes y después de la prueba.

Tabla 1 Resultados de cilindros obtenidos de los ensayos en laboratorio para especímenes de prueba.

Propiedades mecánicas promedio del Concreto					
Espécimen	Edad en Ensayo	Esfuerzo a compresión	Módulo de elasticidad	Relación de Poisson	Resistencia a tensión
	[días]	[kg/cm <sup>2</sup> ]	[kg/cm <sup>2</sup> ]	-	[kg/cm <sup>2</sup> ]
C-1	39	f'c = 702	Ec = 390153	0.27	Fc''t = 50
C-2	70	f'c = 637	Ec = 365205	0.26	Fc''t = 42
C-3	78	f'c = 675	Ec = 378860	0.28	Fc''t = 48
C-4	48	f'c = 546	Ec = 347000	0.26	Fc''t = 45

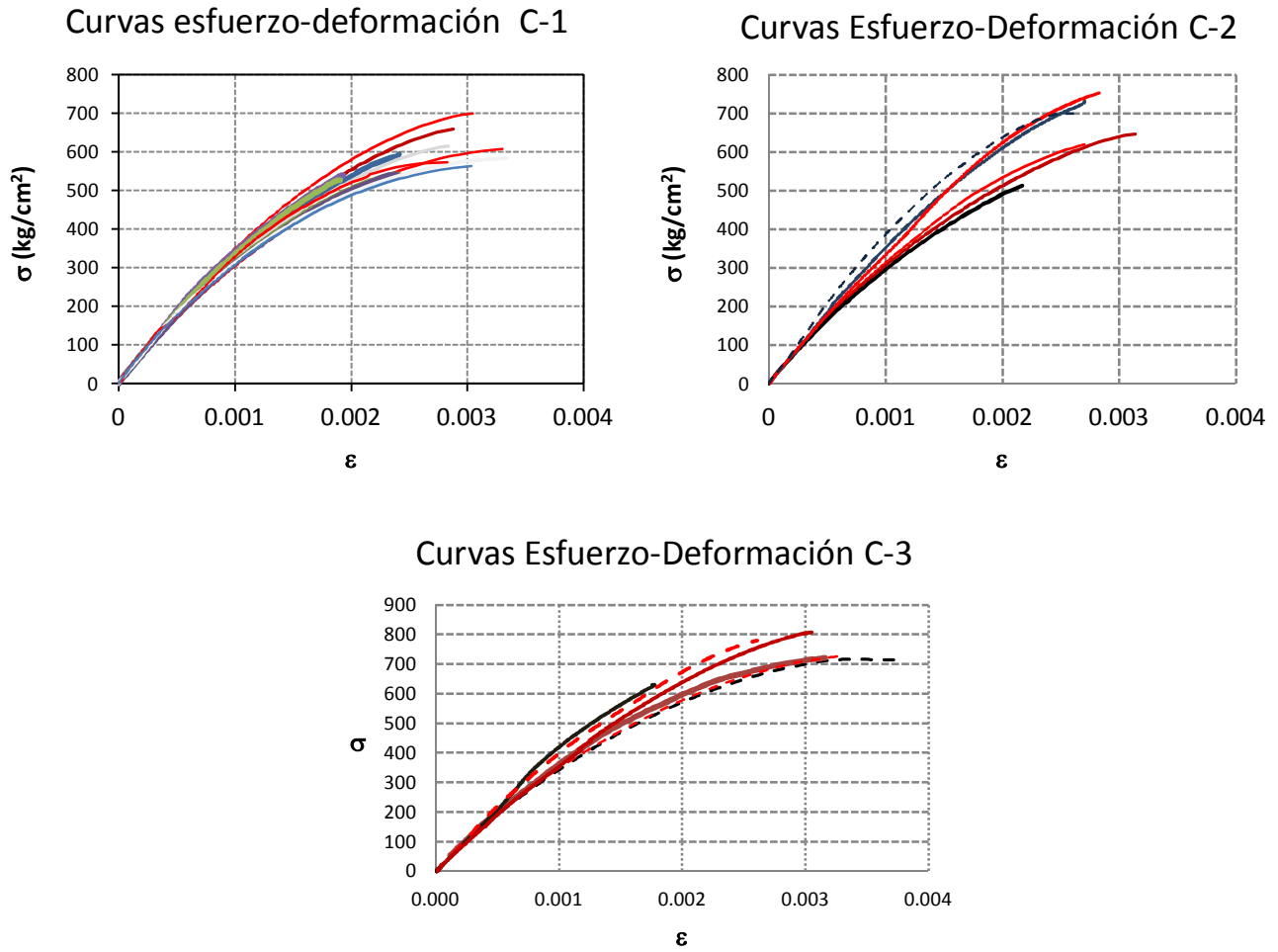


Figura 3.8 Curvas esfuerzo-deformación del concreto, aplicando ciclos de carga axial a varios cilindros de prueba.

Por limitaciones del número de cilindros disponibles no fue posible obtener la misma cantidad de ensayos de cilindros para la columna C-4, por lo que los parámetros  $F'_{ct}$  esfuerzo en tensión indirecta y la relación de poisson  $\nu$  del espécimen C-4, se dedujeron a partir de los valores obtenidos de las pruebas del espécimen C-1.

Tabla 2 Propiedades mecánicas del espécimen C-4.

Espécimen	$f'_c$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$E_c$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$F_{ct}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\nu$
C-4	546	347,000	45	0.26

### 3.2.1.2. Acero de refuerzo convencional y acero de presfuerzo

El acero de refuerzo longitudinal, está compuesto por torones de 3/8" y acero convencional del No. 3 para los especímenes C-1, C-2 y C-3 y No.4 para el espécimen C-4, distribuido en la sección transversal como se muestra en la fig. 3.13, el acero de refuerzo transversal está formado por diferentes configuraciones con diámetro de 1/4" (6 mm), este acero fue suministrado por el IIUNAM para la construcción de los especímenes. Como parte de esta investigación, se llevaron a cabo pruebas de laboratorio de probetas obtenidas aleatoriamente de las barras de refuerzo y acero de presfuerzo tomadas de la planta de fabricación. Estas probetas fueron sometidas a cargas monótonas a 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 120 cm de longitud, con una longitud libre entre mordazas de 20 cm. La velocidad de ensaye se mantuvo constante de manera que cada ensaye durara 3 minutos, aproximadamente.



Figura 3.9 Ensayo de probetas del No. 3 y 4, sometidas a cargas monótonas de tensión



Figura 3.10 Ensayo de probetas de  $\Phi = 6$  mm Y torones de  $\Phi = 3/8$ " de diámetro y sometidas a cargas monótonas de tensión



Los resultados obtenidos de los ensayos experimentales efectuados para el acero de refuerzo convencional y el acero de presfuerzo, presentaron un comportamiento estable. Como se puede apreciar en las gráficas de esfuerzo versus deformación obtenidas para los diferentes diámetros, existe una buena correlación de los datos con respecto a los parámetros nominales que indican los reglamentos de construcción. Sin embargo, debido a que la precisión del aparato empleado no es suficientemente preciso para garantizar los parámetros  $\epsilon_y$  y  $E_s$ , se tomó la decisión de considerar en este estudio como constantes  $\epsilon_y = 0.0021$  y  $E_s = 2.10 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ .

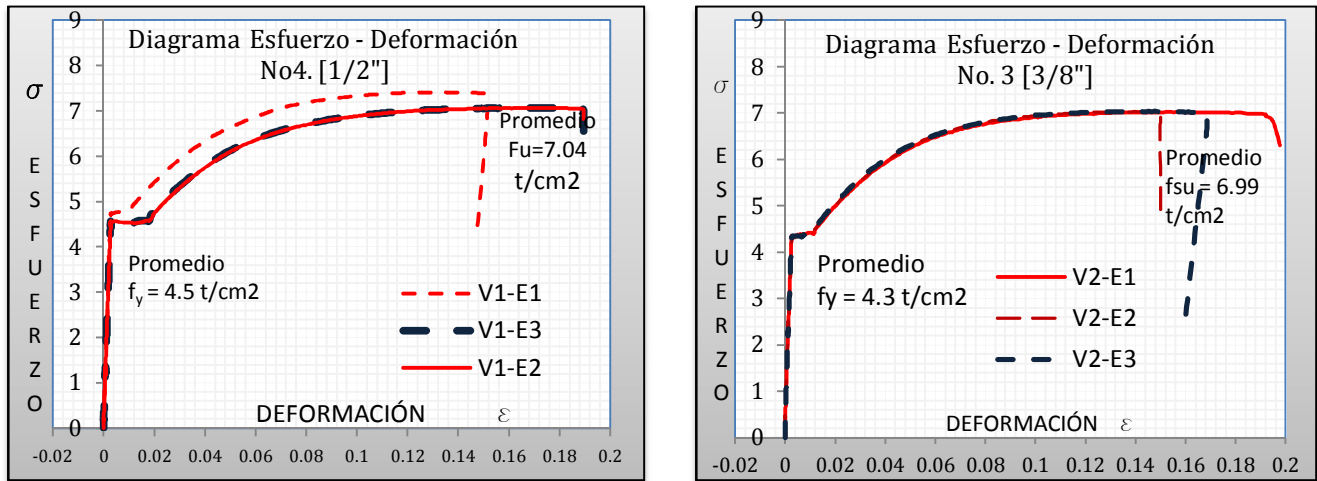


Figura 3.12 Gráficas esfuerzo versus deformación del acero de refuerzo convencional  $\Phi = 1/2''$  (1.27 cm) y  $\Phi = 3/8''$  (0.95 cm) de diámetro. Obtenidas de los ensayos de laboratorio.

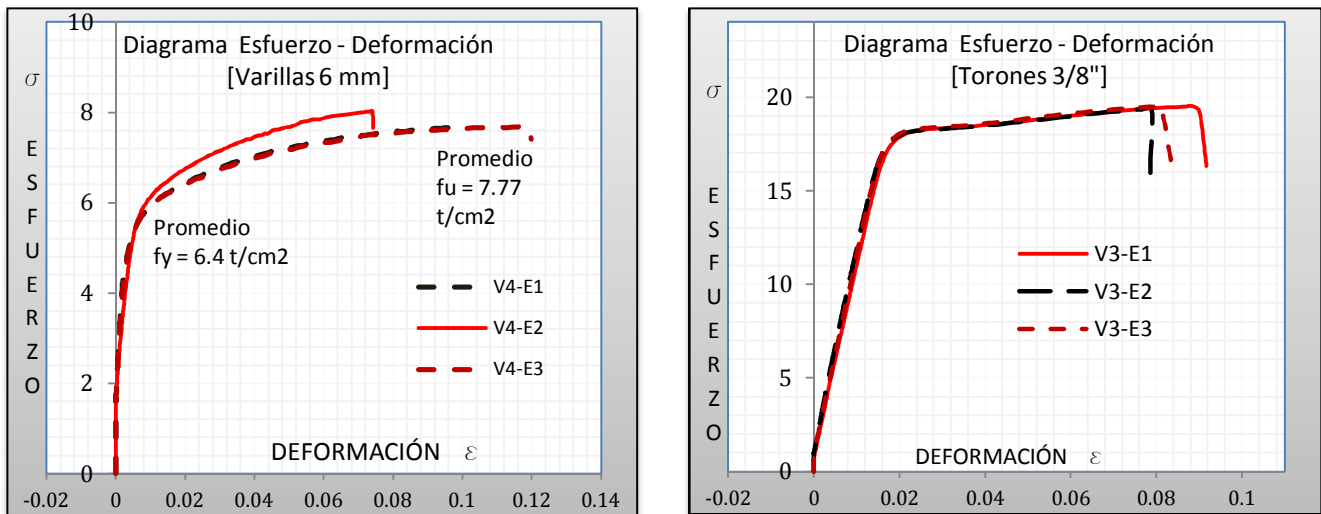


Figura 3.11 Gráficas esfuerzo versus deformación del acero transversal de  $\Phi = 6 \text{ mm}$  y acero de presfuerzo  $\Phi = 3/8''$  de diámetro, obtenidas de los ensayos de laboratorio.



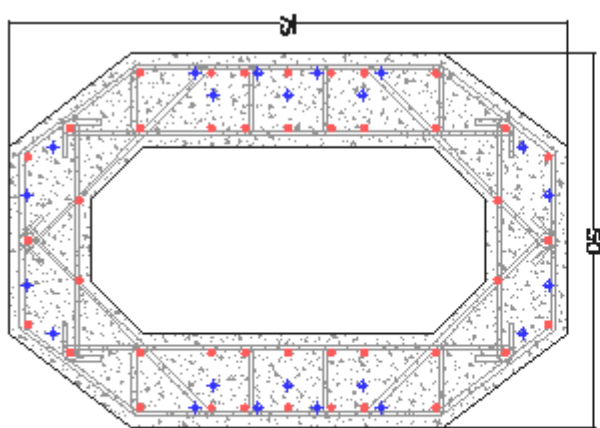
**Tabla 3 Propiedades del acero de refuerzo y presfuerzo**

Propiedades mecánicas promedio del acero de refuerzo convencional y presfuerzo			
Diámetro	Esfuerzo de fluencia	Esfuerzo último	Deformación última
	[kg/cm <sup>2</sup> ]	[kg/cm <sup>2</sup> ]	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Var. $\Phi = 3/8"$	$f_y = 4300$	$f_{su} = 6995$	$\epsilon_{su} = 0.11$
Var. $\Phi = 1/2"$	$f_y = 4500$	$f_{su} = 7040$	$\epsilon_{su} = 0.12$
Var. $\Phi = 6 \text{ mm}$	$f_y = 6400$	$f_{su} = 7770$	$\epsilon_{su} = 0.07$
Torón $\Phi = 3/8"$	$f_{py} = 15220$	$f_{pu} = 19500$	$\epsilon_{pu} = 0.08$

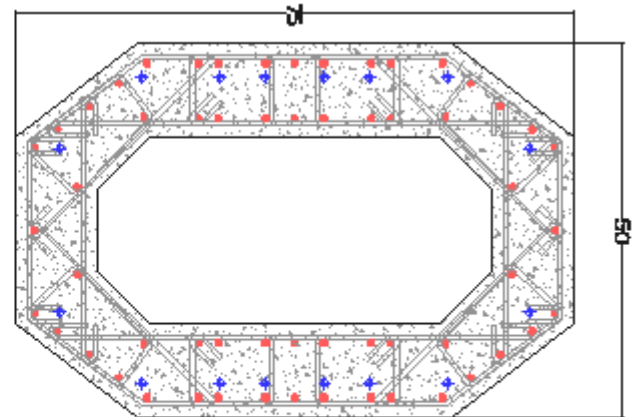
Todos los modelos tienen las mismas características geométricas, el parámetro variable fue la cuantía en el acero de presfuerzo y la cuantía del acero convencional. Como se mencionó anteriormente, se pretendía que la sumatoria de cuantías oscilara entre un valor de 3.5 % como en la columna prototipo. Debido a las diferencias en los esfuerzos de fluencia y esfuerzos últimos obtenidos experimentalmente, se obtuvieron cuantías ligeramente diferentes con respecto a las cuantías de diseño; como se puede apreciar en la tabla siguiente.

**Tabla 4 Cuantías obtenidas en las columnas de prueba.**

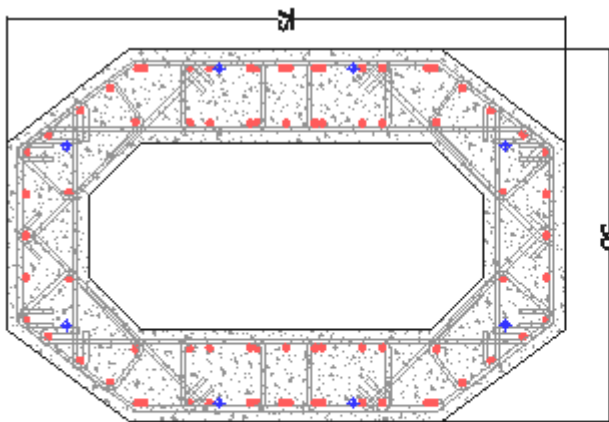
Espécimen	Área de sección transversal	Área de acero refuerzo convencional	Área de acero de presfuerzo	Cuantía acero convencional	Cuantía acero presfuerzo	Cuantía Total
	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	%	%	%
C-1	2,110.5	25.7	12.1	1.2	2.3	3.5
C-2	2,110.5	41.3	8.8	2	1.7	3.7
C-3	2,110.5	54.2	4.4	2.6	0.8	3.4
C-4	2,110.5	76	0	3.6	0	3.6



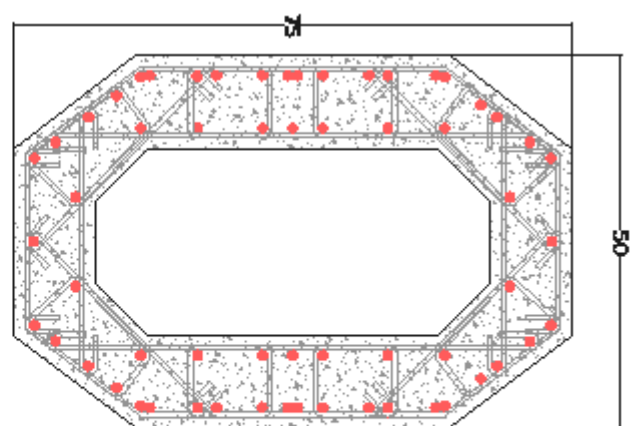
SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA COLUMNA C-1  
 • 36 Var. 3/8"  
 ♦ 22 Tor. 3/8"



SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA COLUMNA C-2  
 • 58 Var. 3/8"  
 ♦ 16 Tor. 3/8"



SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA COLUMNA C-3  
 • 76 Var. 3/8"  
 ♦ 8 Tor. 3/8"



SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA COLUMNA C-4  
 • 60 Var. 1/2"

**Figura 3.13 Sección transversal de los especímenes de prueba, distribución acero de refuerzo convencional, acero de prefuerzo y acero transversal (acot. Cm)**

La Fig. 3.13 presenta las diferentes configuraciones y distribución del acero refuerzo longitudinal y refuerzo transversal para cada espécimen ensayado, el recubrimiento (1.5 cm) y la geometría de la sección transversal se mantuvieron constantes en todos los especímenes.

### 3.2.2. Instrumentación interna

El procedimiento para obtener las micro-deformaciones unitarias en el acero de refuerzo consistió en colocar deformímetros eléctricos soldados a las varillas de refuerzo longitudinal y otros más en el refuerzo transversal, en dos lechos a lo largo de la columna y dentro de la longitud donde se espera que se desarrolle la plastificación.

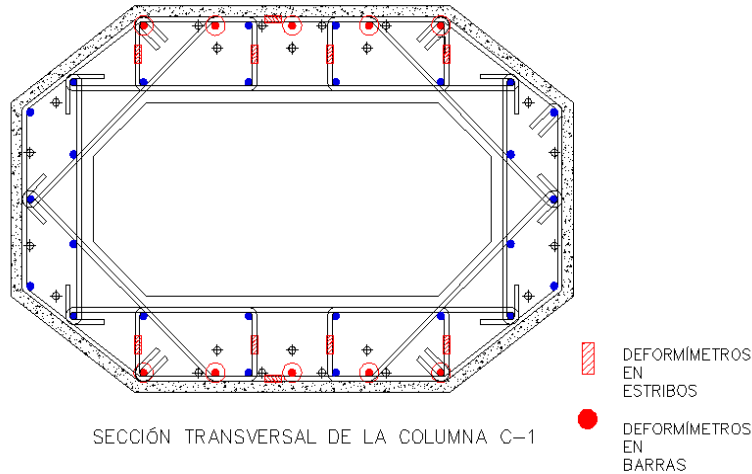
Dadas las deflexiones a que se somete el armado durante el ensaye, así como a las severas acciones durante el proceso constructivo de la columna, se consideró conveniente contar con dos sistemas redundantes de medición en cada sección transversal instrumentada, por lo que se colocaron deformímetros eléctricos soldados en el acero transversal y longitudinal en ambas caras perpendiculares al eje de la carga lateral, como se puede apreciar en las figuras 3.14 y 3.15.

Debido a las maniobras y condiciones a las que se somete el 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; estos también se protegieron en obra con un tubo poliflex hasta la superficie de la columna. Cabe mencionar que todos los sensores colocados en el acero de refuerzo fueron revisados en laboratorio y posteriormente en campo antes de cada colado de los especímenes, con el propósito de asegurar su correcto funcionamiento.



**Figura 3.14 Instrumentación Interna del acero de refuerzo transversal y longitudinal mediante deformímetros eléctricos.**

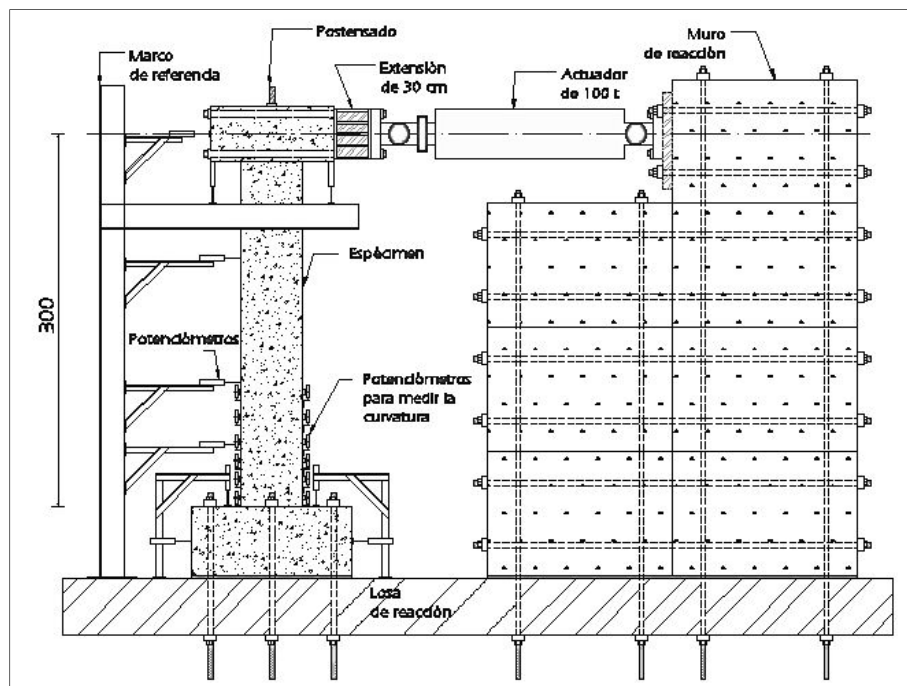
Como se puede apreciar en la figura 3.15, para todos los especímenes se instrumentaron 10 barras del acero de refuerzo longitudinal, las cuales se colocaron 5 en cada extremo en el sentido perpendicular al eje de la carga lateral aplicada. Para el acero de refuerzo transversal se instrumentaron 8 estribos rectangulares y 2 octagonales para cada columna, los cuales componen dos lechos dentro de la zona donde se espera que se desarrolle la articulación plástica del espécimen.



**Figura 3.15 Instrumentación Interna del acero de refuerzo longitudinal y transversal para el espécimen C-1**

### 3.2.3. Instrumentación externa

En la Figura 3.16 se puede observar de forma esquemática la instrumentación externa colocada para medir los desplazamientos laterales y algunos desplazamientos verticales sobre tramos pequeños de las caras de las columnas para derivar las deformaciones unitarias y las rotaciones. En las caras superior e inferior del pilar, se colocaron potenciómetros con el propósito de medir las deformaciones que se producen en esa longitud; también se muestra la otra cara del elemento, en donde se colocaron captadores de desplazamientos, estos instrumentos miden la deformación total que se produce en el concreto en una determinada distancia.



**Figura 3.16 Instrumentación externa del modelo experimental.**

### 3.4. Sistema de aplicación de cargas

El sistema de carga que se empleó para el ensaye de los especímenes, consistió en aplicar una carga axial, resultante de las cargas gravitacionales, la cual se produce postensando un cable de acero no adherente a la columna a través de 12 torones de 1/2" (12.7 mm) colocados en un tubo de PVC de 4" que atraviesa longitudinalmente la columna por el hueco central de la sección, esta carga se consideró constante para todos los especímenes. Además se aplicaron cargas laterales cíclicas reversibles con el objeto de representar las acciones sísmicas, mediante el empleo de un actuador hidráulico MTS con capacidad de 100 ton, en tensión y compresión, con carreras de  $\pm 17.5$  cm en ambas direcciones, conectado con tornillos de alta resistencia al cabezal de la columna formado con placas de acero. Este sistema permitió transferir la fuerza horizontal y el momento flexionante en la base de la columna (figura 3.17).

El actuador se fijó a un muro de reacción, compuesto por bloques de concreto postensado. Para producir el momento resistente en la zona donde se espera se presente la articulación plástica, se empleó una carga lateral sucesivamente en sentidos contrarios, sobre el marco de carga, de manera de producir dicho momento, el cual está relacionando directamente con la carga horizontal actuante [FH], ubicada a una altura de 300 cm de la base, la zapata se mantuvo fija a una losa de reacción de 50 cm de espesor, los ciclos de cargas alternadas que se aplicaron fueron crecientes. Hasta llegar a la fluencia del refuerzo longitudinal el control fue por cargas, posterior a la fluencia el control fue por desplazamientos (Ver figura 3.17).

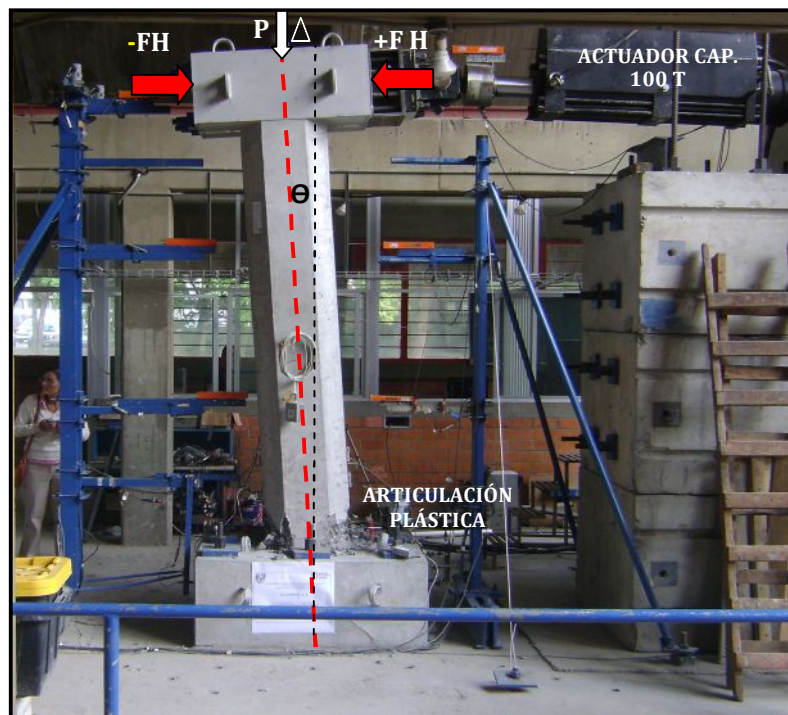


Figura 3.17 Sistema de aplicación de cargas en un espécimen de prueba.



### 3.5. Resultados experimentales (Lazos de histéresis)

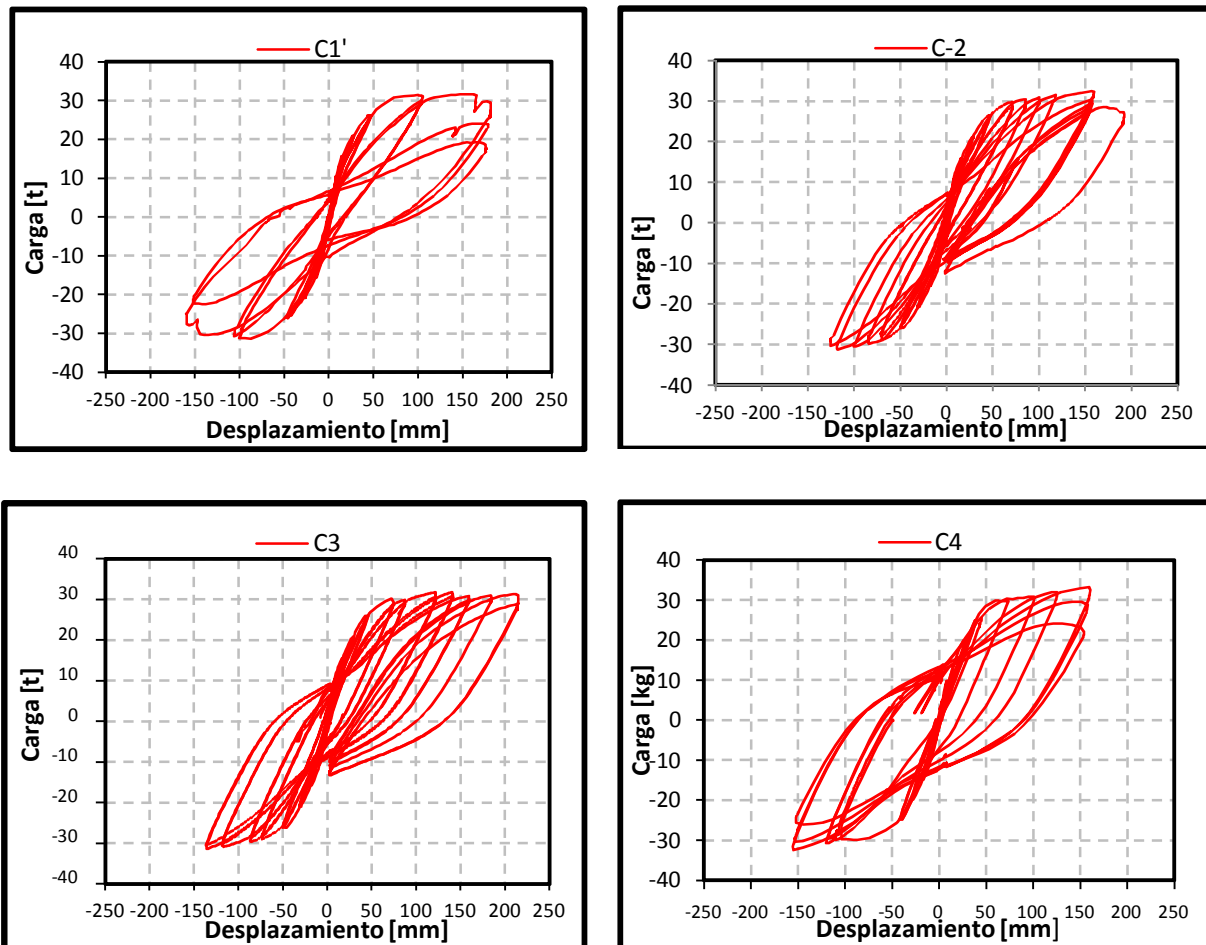


Figura 3.18 Diagramas de histéresis (carga-desplazamiento) experimental de los especímenes de prueba.

La figura 3.18 muestra los lazos de histéresis obtenidos para cada espécimen; como se puede apreciar en los ciclos carga-desplazamiento de las columnas C-1, C-2 y C-3 las cuales contienen diferentes cuantías de pretensado, presentaron una mayor capacidad de desplazamiento superando los 150 mm obtenido por el espécimen C-4, el cual contiene solo acero de refuerzo convencional. Por otro lado, se puede apreciar en todos los casos con acero de presfuerzo, que el área incluida en los lazos de histéresis es mayor en el espécimen que tiene acero normal que para los que contienen acero presforzado. Esto corresponde a una menor capacidad de disipación de energía en el segundo caso; la diferencia aumenta a medida que aumenta la cuantía de presfuerzo. Los lazos de histéresis para C-4 presentaron una degradación significativa de resistencia ante la carga máxima aplicada; producto del pandeo del acero de refuerzo longitudinal que se presentó en los cuatro especímenes. Sin embargo, los especímenes presforzados no presentaron esta degradación súbita de resistencia. Por otra parte, Existe una diferencia de simetría en los ciclos de histéresis que se aprecia principalmente en la columna C-3 la cual contiene mayor cantidad de ciclos en una dirección, se debe a que, a partir de cierta deformación, solo se aplicaron cargas en un sentido por limitaciones del actuador.



### 3.6. Comportamiento observado en los especímenes ensayados

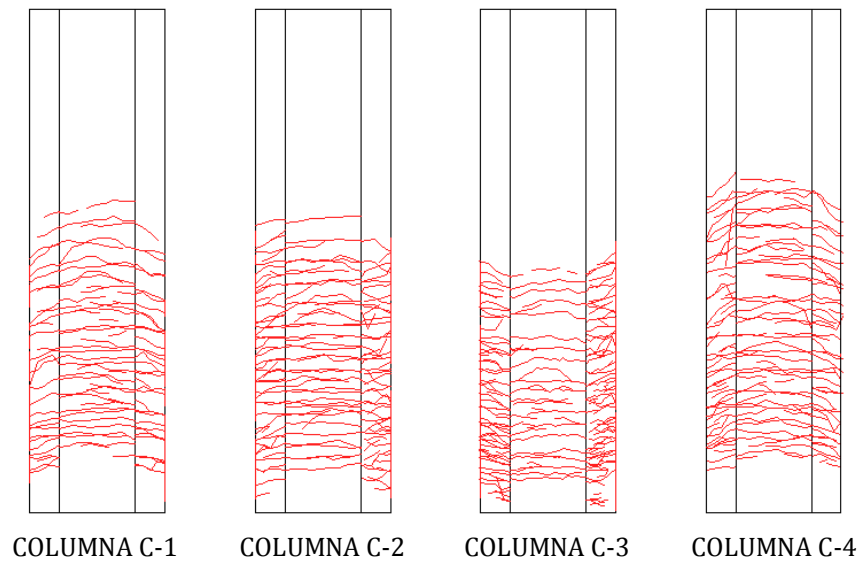


Figura 3.19 Agrietamiento presentado en los ensayos experimentales de los especímenes.

Tabla 5 Estado de Agrietamiento y fluencia de los especímenes de prueba.

Columna	Inicio del agrietamiento			Fluencia del acero		
	Desplazamiento [mm]	Carga [t]	Momento [t-m]	Desplazamiento [mm]	Carga [t]	Momento [t-m]
C-1	10.1	12.8	38.4	50.1	27.1	81.3
C-2	8.9	12.1	36.3	51.3	27.4	82.2
C-3	9	11	33	53.2	25.9	77.7
C-4	6.2	8.3	24.9	45.6	27.5	82.5

La figura 3.19 presenta el estado de agrietamiento para la carga última aplicada en cada espécimen; como se puede apreciar el espécimen C-4 mostró un daño más severo al final de la prueba que los especímenes presfuerzados, estos especímenes (C-1 a C-3) además de tener un agrietamiento relativamente similar también presentaron una menor cantidad, longitud y ancho de grietas en la zona de plastificación con respecto al espécimen simplemente reforzado, esto se atribuye a que los esfuerzos introducidos por el efecto del presfuerzo proporcionan capacidad de restauración al elemento tanto en la zona elástica como en el rango inelástico. El ancho de grieta presentado en los especímenes presfuerzados para fuerzas cercanas a la fluencia fue de 0.10 a 0.2 mm mientras que, para el espécimen C-4 alcanzó un ancho de 0.30 a 0.35 mm.

La tabla 10 compara el estado al inicio del agrietamiento y la fluencia en los cuatro especímenes, donde se puede observar que en las columnas con presfuerzo se inició el agrietamiento para una carga mayor a 10 t mientras que la C-4 alcanzó el agrietamiento para una carga menor igual a 6.2 t, lo que ocasiona una mayor pérdida de rigidez inicial en la zona que para los especímenes presfuerzados. La primera fluencia se presentó para cargas cercanas a 27 t y desplazamientos superiores a 50 mm, mientras que el espécimen C-4 presentó una menor capacidad de desplazamiento al presentarse la fluencia.

### 3.7. Modo de falla observado en los especímenes ensayados



AGRIETAMIENTO POST-FLUENCIA



APLASTAMIENTO DEL RECUBRIMIENTO



PANDEO DEL REFUERZO LONGITUDINAL

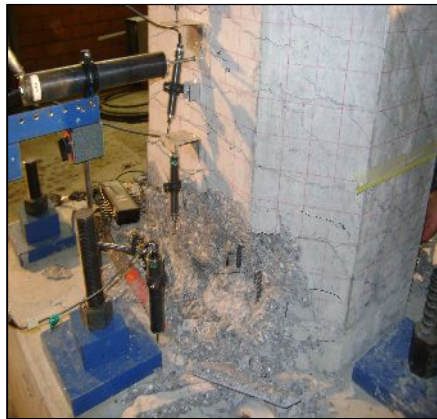


FALLA A TENSIÓN DEL REFUERZO LONGITUDINAL

**Figura 3.20** Etapas del daño presentado en los especímenes ensayados con acero presforzado.

En los tres especímenes ensayados con acero de presfuerzo, se observó durante la prueba que para una carga lateral ligeramente menor a  $\pm 12$  t aproximadamente, se presentó un agrietamiento en la misma dirección de la carga aplicada y que coincide con la ubicación de los estribos, aunque tiende a recuperar su estado inicial una vez retirada la carga y regresar a un estado de reposo, este proceso de agrietamiento y restauración fue progresivo hasta llegar a aplicar una carga aproximadamente igual a la fluencia (27 t); en esta carga se presenta un severo agrietamiento con espesores considerables muy cercanos a la base de la columna, hecho que anuncia el progresivo desprendimiento del recubrimiento, que se generó en un rango de carga de 27–30 t aproximadamente, y que tiene una buena correlación con el obtenido analíticamente. Se puede observar una diferencia en los diagramas de histéresis hasta aproximadamente una carga de 25 t esto puede ser debido a que para ese rango de carga se cambió a un control por desplazamientos, el máximo desplazamiento se produce para cargas ligeramente mayores a 30 t asociado a la falla del elemento que fue provocada por el pandeo del refuerzo longitudinal y destrenzado de torones seguido por una falla a tensión en algunas de las barras (Fig. 3.20).

La capacidad de desplazamiento lateral máxima se presentó una vez que ocurría el pandeo lateral del refuerzo longitudinal, tanto del acero convencional como del acero de presfuerzo, como se puede apreciar en la figura 3.20; tanto el recubrimiento como la separación de los estribos tienen una fuerte influencia en la ductilidad del elemento.



**APLASTAMIENTO DEL RECUBRIMIENTO  
C-4**



**PANDEO DEL REFUERZO LONGITUDINAL  
C-4**

**Figura 3.21 Etapas del daño presentado en el espécimen C-4 simplemente reforzado.**

En la fig. 3.21 se muestra el daño presentado en el espécimen C-4 dentro de la zona de plastificación; con respecto a las columnas con presfuerzo el C-4 presentó un mayor daño y área de desprendimiento del recubrimiento.

La respuesta del espécimen C-4, presentó características de restauración en el estado de agrietamiento para una carga aplicada de 8 t, mucho menor que los especímenes presforzados, así como también una menor capacidad de desplazamiento en el estado de fluencia. En el rango inelástico presentó una degradación súbita de resistencia ante la carga máxima que ocurrió posterior al desprendimiento total del recubrimiento que se produjo en las fibras extremas de la sección, esta pérdida repentina de capacidad de carga fue originada por el pandeo del refuerzo longitudinal, formándose una zona de plastificación en la base de la columna. La separación y distribución del acero de refuerzo transversal son factores determinantes para retardar la falla del elemento; hay que considerar que este espécimen la separación de estribos fue de 10 cm, ligeramente mayor a las seis veces el diámetro de las barras longitudinales que indican los códigos de diseño.

# CAPÍTULO IV

## 4. DESCRIPCIÓN DEL PROCEDIMIENTO ANALÍTICO PARA EL CÁLCULO DE LA RESPUESTA DE LOS MODELOS ENSAYADOS

### 4.1. Antecedentes

El método propuesto en esta investigación se ha descrito en detalle en el capítulo dos de este trabajo y es conocido como “método de las fibras o método de elementos discretos”; que consiste básicamente en determinar los diagramas momento versus curvatura de la sección transversal para así determinar su curva de capacidad carga versus desplazamiento.

### 4.2. Aplicación del procedimiento analítico

#### 4.2.1. Análisis de los materiales

##### 4.2.1.1. Concreto confinado y no confinado

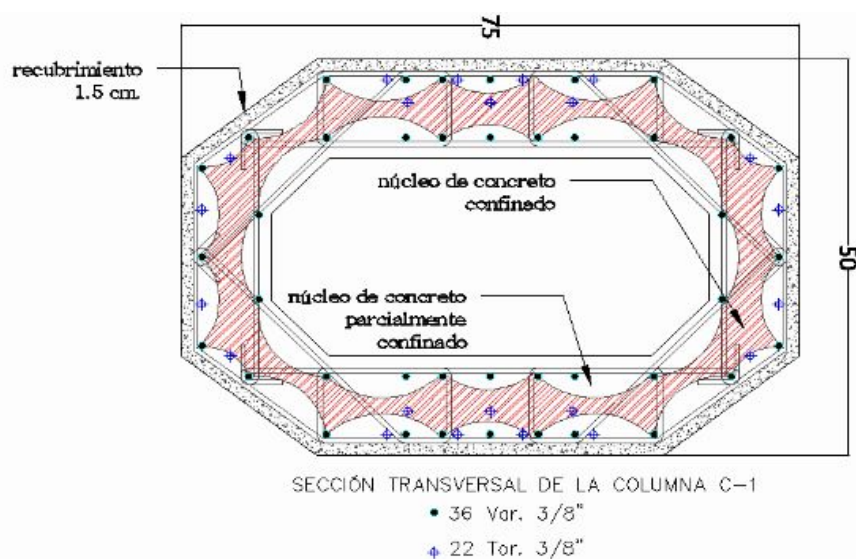


Figura 4.1 Efecto de arcos de descarga en la sección transversal de la columna C-1 para determinar los diagramas con y sin concreto confinado

A manera de ejemplo se muestra en la Fig. 4.1 la aplicación del modelo del concreto confinado para el espécimen C-1, que cuenta con dos configuraciones de estribos con tipología rectangular y octagonal, además de ganchos en ambos sentidos como parte de la sujeción del refuerzo longitudinal.

Este espécimen se compone por cuatro materiales: *concreto confinado y no confinado*, *acero de refuerzo convencional* y *acero de presfuerzo*; como se mencionó, para cada material se llevaron a cabo ensayos



experimentales con el propósito de obtener los parámetros que definan mediante ecuaciones y un modelo constitutivo su relación esfuerzo deformación.

El concreto del espécimen C-1 es de alta resistencia con un valor promedio obtenido de cilindros ensayados de  $f'_c = 700 \text{ kg/cm}^2$  y agregado máximo de 3/8" (95 mm); para el concreto en la zona interna de estribos se consideró que está confinado, no así el concreto correspondiente al recubrimiento del elemento y el concreto formado por el efecto del arco, como se muestra en la figura anterior. Como se menciona en el capítulo 2, es posible considerar el mismo diagrama para el concreto confinado y no confinado hasta una deformación en el concreto de  $\epsilon_{co} = 0.002$ , a partir de esta deformación el recubrimiento comienza a desprenderse progresivamente perdiendo rigidez hasta llegar al desprendimiento de toda la sección, es entonces cuando el concreto confinado comienza a actuar como tal, alcanzando altas deformaciones y resistencias superiores al inicial.

Es importante comentar que el momento en el cual comienza a desprenderse el recubrimiento de concreto (desconchamiento) en las zonas de plastificación, corresponde a una deformación unitaria del concreto en compresión de entre  $\epsilon_c = 0.0035$  y  $\epsilon_c = 0.004$  [Park and Paulay 1978]. En esta investigación se adoptó el valor de  $\epsilon_c = 0.004$  como la máxima deformación en la fibra extrema en compresión del concreto asociada a la falla del elemento.

**Tabla 6 Parámetros de cada espécimen aplicando el modelo de [Mander et al., 1988] para concreto confinado.**

Espécimen	$f'_{cc}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$f'_c$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{lx}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{ly}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{cc}$ deformación	$E_{sec}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
C-1	812.5	700	22	50	0.0048	173,359
C-2	896	640	45	40	0.0060	148,551
C-3	945	675	46	41	0.0060	157,500
C-4	676.5	550	45	67	0.0043	157,325

En la tabla 6 se presentan los parámetros obtenidos para representar el diagrama esfuerzo-deformación del concreto con y sin confinamiento de cada espécimen, aplicando las ecuaciones del modelo constitutivo mencionado en el capítulo dos y calculando los esfuerzos laterales de confinamiento  $\sigma_{ly}$  y  $\sigma_{lx}$ ; se determina la gráfica esfuerzo- deformación (Mander et al., 1988), de donde podemos obtener el esfuerzo máximo del concreto confinado  $f'_{cc}$ , que como se puede apreciar en la tabla anterior depende significativamente de las características mecánicas del concreto. A manera de ejemplo y con los parámetros obtenidos del espécimen C-2 se representa en la Fig. 4.2 el diagrama esfuerzo-deformación del concreto confinado y no confinado.



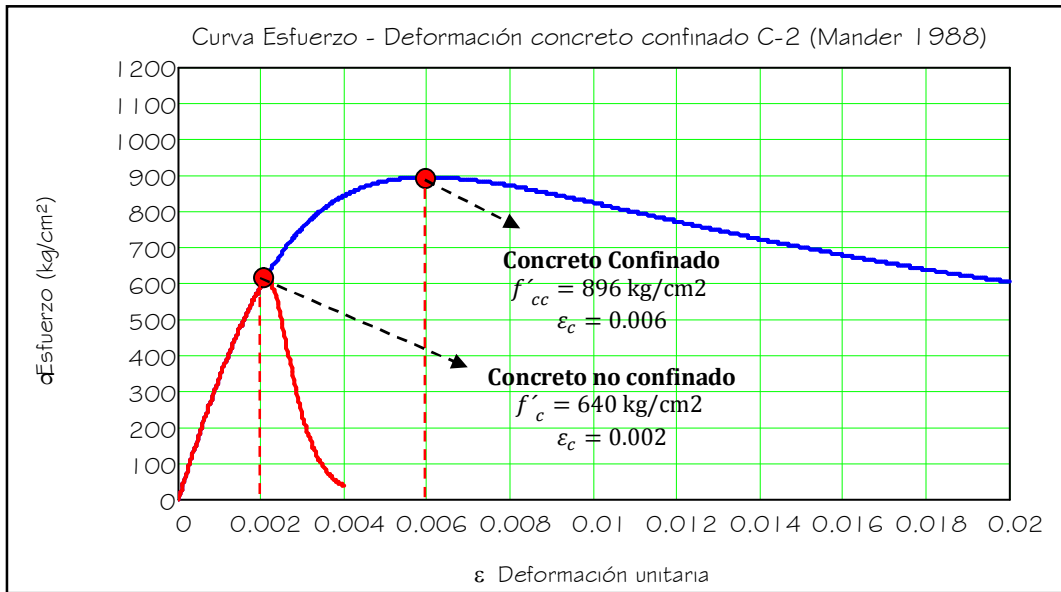


Figura 4.2 Diagrama esfuerzo versus deformación para concreto confinado y no confinado del espécimen C-2 aplicando el modelo [Mander J. B. et al. 1988]

#### 4.2.1.2. Acero de refuerzo convencional

Para determinar los esfuerzos dentro del diagrama esfuerzo - deformación del acero de refuerzo, se utilizaron las ecuaciones descritas en el capítulo dos, propuestas en el trabajo de *Rodríguez y Botero (1993)* basadas en el modelo de *Mander (1988)*; en el cual se considera el área de endurecimiento del acero de refuerzo convencional.

Los parámetros promedio obtenidos en las probetas de  $\Phi = 3/8"$ ,  $\Phi = 1/2"$  y  $\Phi = 1/4"$  que forman parte del refuerzo longitudinal y transversal en los especímenes de ensaye, son obtenidos experimentalmente para representar el procedimiento analítico.

Tabla 7 Parámetros del acero de refuerzo convencional

Espécimen	$f_y$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_y$	$E_s$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$f_{su}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{su}$	$f_{sh1}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{sh1}$	$\epsilon_{sh}$
$\Phi = 1/2"$ [12.7mm]	4,500	0.002	2,100,000	7,040	0.18	6,800	0.18	0.08
$\Phi = 3/8"$ [9.5 mm]	4,300	0.002	2,100,000	6,995	0.12	6,800	0.012	0.085
$\Phi = 1/4"$ [6 mm]	6,400	0.002	2,100,000	7,776	NA	NA	NA	NA

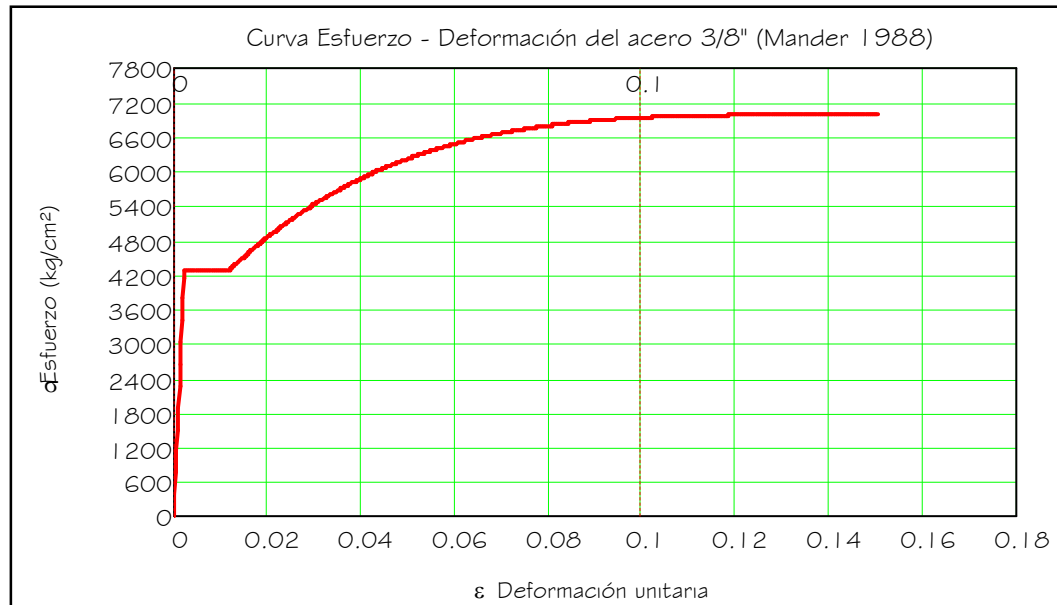


Figura 4.3 Diagrama esfuerzo versus deformación para acero convencional del espécimen C-1 aplicando el modelo [Mander et al. 1988]

#### 4.2.1.3. Acero de presfuerzo

Debido a un estricto control de calidad durante la producción y los requisitos mínimos por parte de ASTM (American Society for Testing and Materials) que especifica el límite de proporcionalidad, la fluencia,  $f_{py}$ , y resistencia a la fractura,  $f_{pu}$ , de los aceros de pretensado de un mismo tipo, por lo general tienen poca variabilidad en su comportamiento esfuerzo versus deformación con respecto a los valores nominales, como se puede apreciar en las probetas ensayadas, generalmente este diagrama está compuesto por tres zonas bien establecidas, una elásticamente lineal hasta un límite de proporcionalidad, una zona no lineal por arriba del límite de proporcionalidad y que generalmente es 95% de la resistencia máxima del torón y una última zona de falla no lineal.

Tabla 8 Propiedades mecánicas del acero de presfuerzo

Espécimen 270 Ksi	$f_{py}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{py}$	$E_{ps}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$f_{pu}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{pu}$	$R$	$K$	$Q$
$\phi=3/8''$ [5.5mm]	15,220	0.010	1,890,000	19,500	0.08	7.344	1.0618	0.01174

La tabla 8 muestra los parámetros promedio obtenidos para representar el diagrama esfuerzo-deformación del acero de presfuerzo de tres probetas ensayadas en tensión, aplicando las ecuaciones del modelo con los parámetros obtenidos y la gráfica propuesta por Menegotto y Pinto (1973). De la gráfica de la Fig. 4.4 podemos obtener los esfuerzos en base al cambio de deformaciones para cada fibra de la sección.



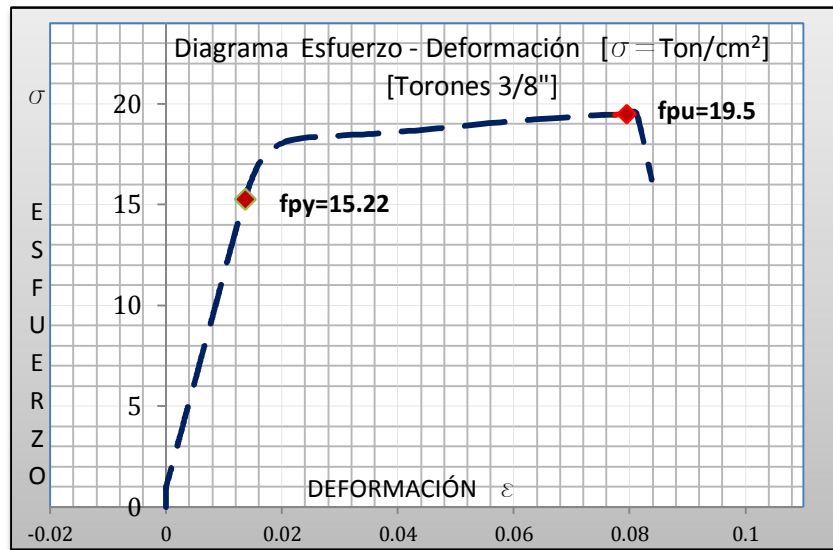


Figura 4.4 Diagrama esfuerzo versus deformación para acero presforzado [Menegotto y Pinto 1973]

#### 4.2.2. Análisis de la sección [Diagrama momento-curvatura]

En esta parte se presenta el cálculo de la relación momento-curvatura para los elementos ensayados con acero de refuerzo convencional y acero de presfuerzo, cabe recalcar, que este método no considera el acoplamiento del efecto de corte y la adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto.

Momento y curvatura de fluencia:

El método aplicado se basa en una contribución de curvaturas distribuida a lo largo del elemento, donde el momento de fluencia,  $M_y$ , y la curvatura correspondiente,  $\Phi_y$ , se obtiene, cuando las fibras extremas del acero de refuerzo longitudinal en tensión alcanzó una deformación unitaria igual a  $\epsilon_y = 0.002$ , en la figura 4.5 se observa en los cuatro especímenes un cambio de pendiente al alcanzar el estado de fluencia los cuales coinciden, aproximadamente, para un mismo nivel de carga lateral que oscila alrededor de un 80% de la capacidad máxima de la carga aplicada.

Momento y curvatura última:

El momento último,  $M_u$ , y su curvatura correspondiente,  $\Phi_u$ , de la sección transversal se obtienen, después de que la sección en la zona de plastificación presentó una condición de daño considerable. Este estado fue asociado al pandeo del refuerzo longitudinal y consecuentemente a una deformación unitaria en compresión del concreto igual a  $\epsilon_c = 0.004$ , ya que este daño generó en los cuatro especímenes la falla de los elementos.

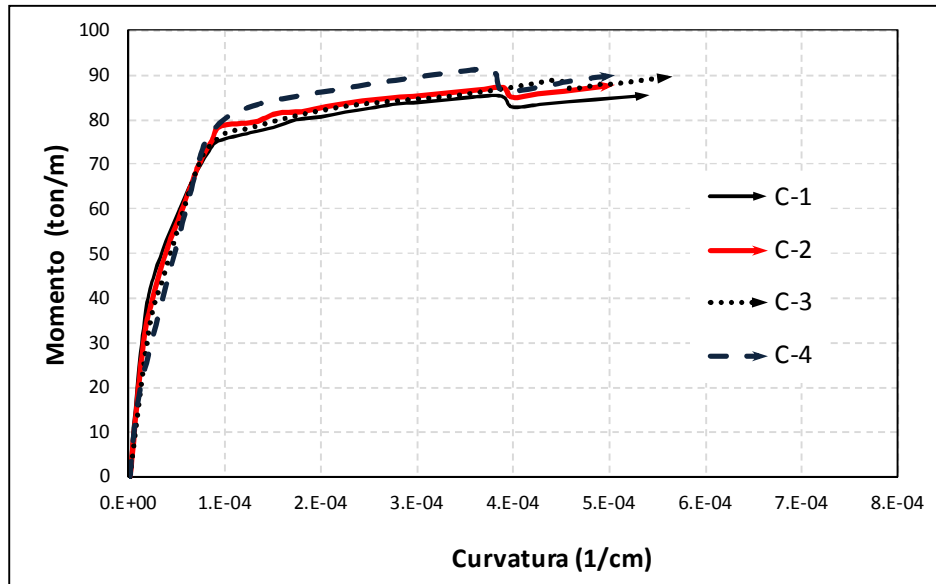


Figura 4.5 Diagramas analíticos momento-curvatura de los especímenes de ensaye

Tabla 9 Momento y Curvatura de Agrietamiento, fluencia y último de los especímenes de ensaye

	$M_{cr}$ [Agrietamiento]		$M_y$ [Fluencia]		$M_u$ [Último]		$\varphi_y$ [Fluencia]		$\varphi_u$ [Último]	
	Exp.	Analítico	Exp.	Analítico	Exp.	Analítico	Exp.	Analítico	Exp.	Analítico
	[Ton-m]	[Ton-m]	[Ton-m]	[Ton-m]	[Ton-m]	[Ton-m]	[1/cm]	[1/cm]	[1/cm]	[1/cm]
C-1	38.4	36.28	81.3	69.78	91.6	85.12	1.72E-04	7.4E-05	3.22E-04	3.9E-04
C-2	36.3	26.48	82.2	72.21	93.1	87.32	1.03E-04	7.6E-05	6.21E-04	3.9E-04
C-3	33	28.21	77.7	68.43	91.9	88.92	9.60E-05	6.8E-05	5.91E-04	4.5E-04
C-4	24.9	34.09	82.5	73.62	99.7	91.47	1.05E-04	7.5E-05	2.85E-04	3.7E-04

La propiedad en una sección transversal de elementos presforzados (columnas) que conforman la estructura, para poder deformarse sin llegar a su degradación total o parcial, que implica la pérdida de capacidad de resistir esfuerzos, se conoce como ductilidad y define qué tanto puede deformarse la sección antes de llegar a la falla.

Este parámetro puede representar el control de daño; representado por el inicio del aplastamiento del recubrimiento, y el control de seguridad contra colapso; el momento en que ocurre el aplastamiento del núcleo del concreto y/o la falla del acero de refuerzo longitudinal. Siendo la ductilidad  $\mu_{\Delta}$  la relación entre el desplazamiento último correspondiente a la falla,  $\Delta_u$  y el desplazamiento correspondiente al inicio de la fluencia del acero de refuerzo longitudinal  $\Delta_y$ : 
$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$



Tabla 10 Factor de ductilidad en los especímenes de ensaye.

Espécimen	$f'_c$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\Delta y$ [mm]	$\Delta u$ [mm]	$\mu_\Delta$ Ductilidad
C-1	700	33.38	174.45	5.23
C-2	640	30.78	173.91	5.65
C-3	675	30.60	200.56	6.55
C-4	550	33.07	167.91	4.96

En esta investigación se propone que el concreto del recubrimiento siga la misma trayectoria en la curva esfuerzo deformación del concreto confinado y que el aplastamiento del concreto ocurre para una deformación unitaria del concreto de  $\epsilon_c = 0.004$  por tratarse de concretos de alta resistencia; lo anterior se basa en que poco después de presentarse este aplastamiento este efecto produjo el pandeo local del refuerzo longitudinal, por lo que es posible considerarlo como falla del elemento. La ductilidad obtenida en los especímenes fue en promedio de 5.5, mientras que en el espécimen C-4 se obtuvo la menor ductilidad, donde podemos concluir que a medida que se incrementa la cuantía de presfuerzo la capacidad de desplazamiento también incrementa.

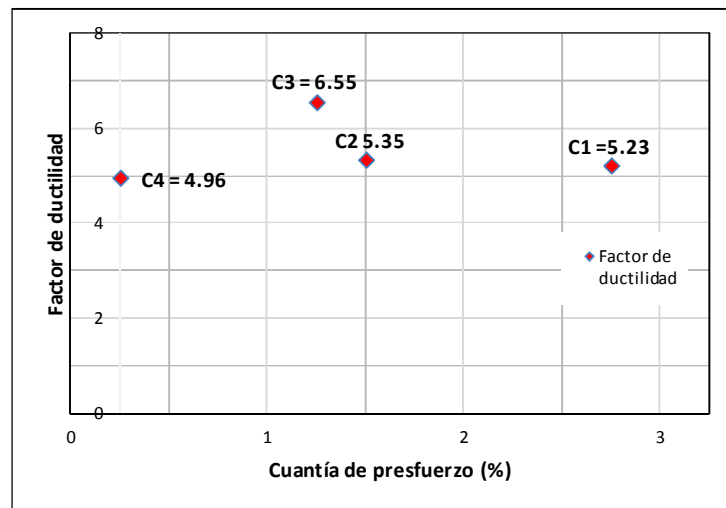


Figura 4.6 Comparativa del Factor de ductilidad y la cuantía de presfuerzo.

La fig. 4.6 presenta una grafica del factor de ductilidad en función de la cuantía de presfuerzo, para cada espécimen. Se puede apreciar que se mantuvo un valor relativamente constante, excepto para el espécimen C-3 que mostró una mayor capacidad de desplazamiento que los especímenes C-1 y C-2, esto se puede atribuir a que fue la columna que menos torones de presfuerzo contiene y en donde el acero de refuerzo convencional alcanza la fluencia a un desplazamiento menor que los especímenes C-1 y C-2, además de que la profundidad del eje neutro es menor que los especímenes anteriores para poder alcanzar el momento máximo resistente.



### 4.2.3. Análisis a nivel elemento [Diagramas carga–desplazamiento]

El método estático no lineal utilizado, consistió en determinar la curva de capacidad de las columnas prefabricadas con sección hueca y presforzadas, aplicando una carga lateral monótona creciente en la parte superior de la columna, con este método de análisis es posible determinar la capacidad de desplazamiento de las columnas así como sus posibles modos de falla, y también, con el apoyo de los modelos constitutivos de los materiales evaluar el comportamiento no lineal para una determinada demanda sísmica.

En la figura 4.7 se muestra la comparación de la respuesta analítica aplicando una carga monótona creciente y la respuesta experimental de los especímenes ensayados representados por sus lazos de histéresis. Como se puede apreciar existe una buena correlación entre los resultados obtenidos, sobre todo en lo relativo a la rigidez inicial de las cuatro columnas con respecto a los lazos de histéresis lo cual indica la bondad del método aquí empleado.

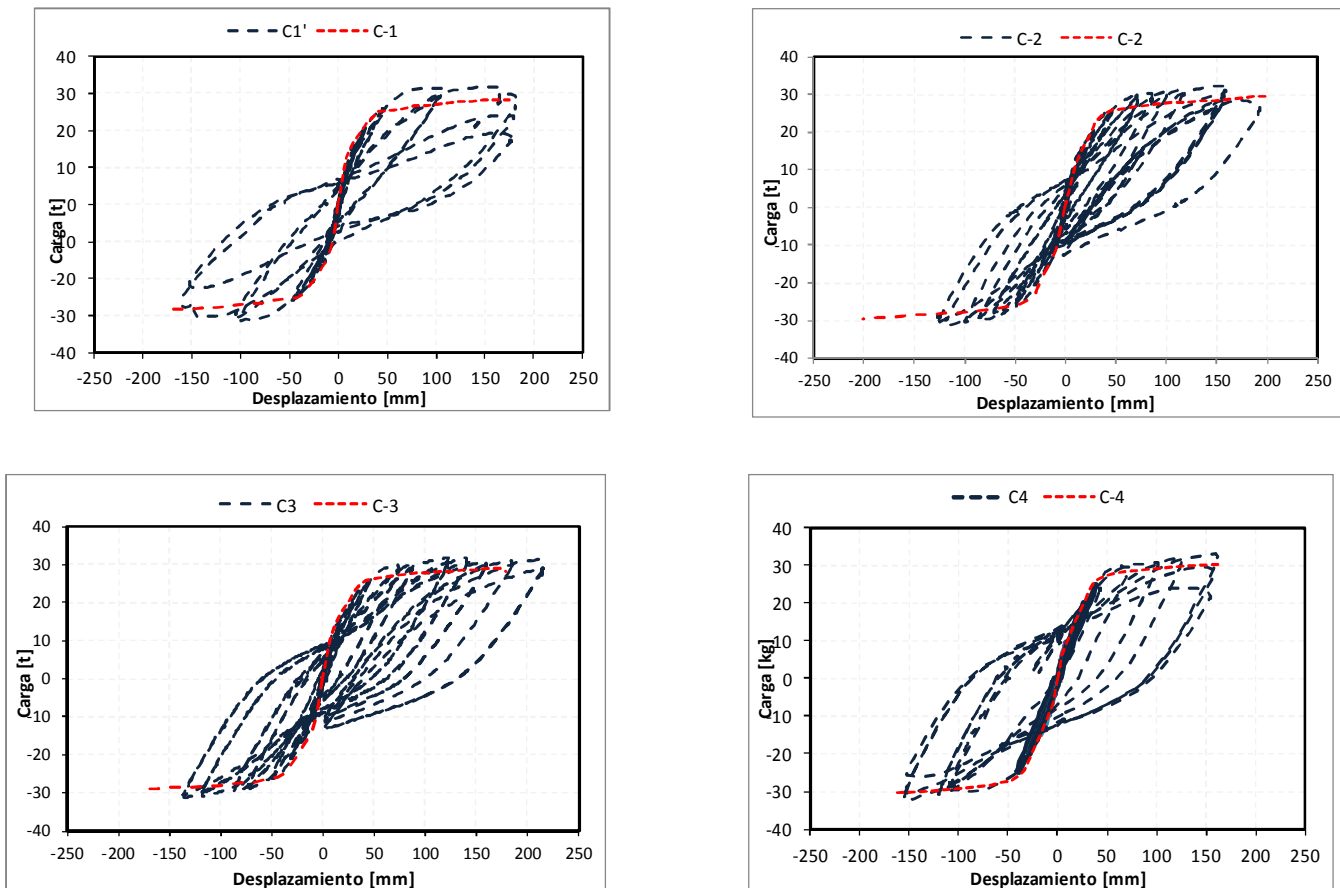


Figura 4.7 Diagramas carga - desplazamiento ante carga monótona creciente, experimental y Analítico.

#### 4.2.4. Comparación de resultados experimentales y analíticos monótonos crecientes.

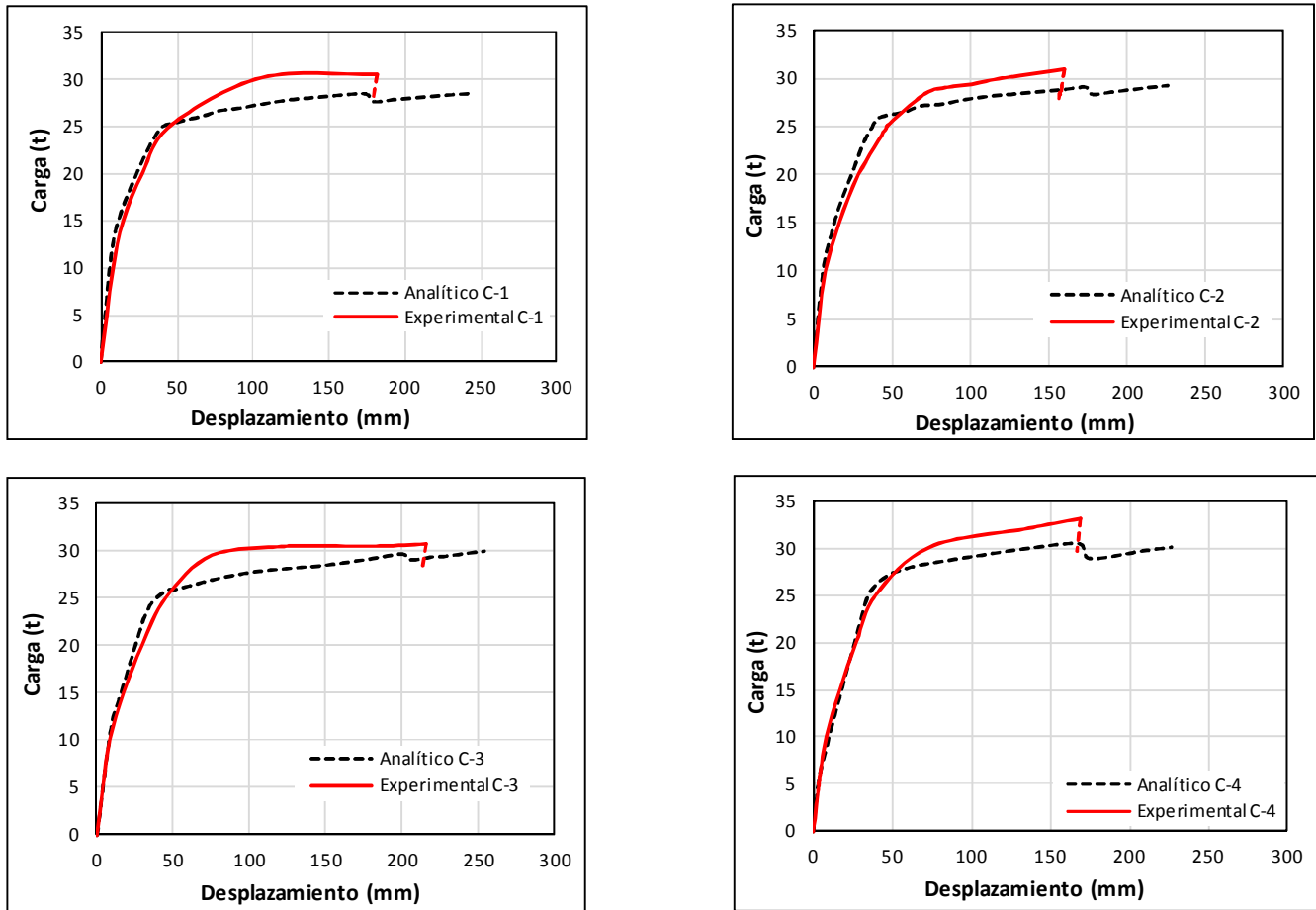


Figura 4.8 Diagramas carga - desplazamiento ante carga monótona creciente, experimental y Analítico.

Los diagramas carga-desplazamiento monótonos crecientes obtenidos como la envolvente de los diagramas de histéresis en los cuatro ensayos experimentales, mostraron una buena correlación de resultados obtenidos analíticamente aplicando el modelo propuesto, en lo que se refiere a la capacidad máxima de desplazamiento  $\Delta u$  y al estado límite de fluencia  $\Delta y$ , que son los parámetros principales para determinar el factor de ductilidad del elemento y su capacidad de desplazamiento, aunque existe una ligera diferencia en la rigidez inicial dentro de la zona elástica para especímenes C-2 y C-3, principalmente, la carga que corresponde al momento de fluencia, y su desplazamiento respectivo coinciden satisfactoriamente en los cuatro especímenes ensayados. El estado último de falla para la carga lateral máxima aplicada también mostró una buena correlación con los resultados experimentales obtenidos como se puede apreciar en los diagramas anteriores.



# CAPÍTULO V

## 5. CONCLUSIONES

Dentro de este trabajo de investigación se propone un procedimiento analítico estático no lineal con el cual se obtiene la capacidad de desplazamiento y resistencia de columnas huecas con concreto prefabricado y acero pretensado e integradas a una zapata de cimentación; también se llevó a cabo una serie de pruebas experimentales que ayudaron a comparar la bondad del método aplicado sobre todo en su comportamiento inelástico sometidas a una carga axial constante y cargas lateral monótona creciente: Las conclusiones obtenidas sobre este trabajo de investigación se describen a continuación.

Los tres especímenes con acero de presfuerzo mostraron una buena capacidad de recuperación en la zona elástica una vez que se retiró la carga lateral, cerrando el ancho de grietas generadas por los efectos de flexión, así mismo estos especímenes tuvieron una menor cantidad, longitud y ancho de grietas con respecto al espécimen C-4, esto se atribuye a los esfuerzos generados por el acero del presfuerzo (pre-compresión).

La carga que provocó el estado límite de fluencia en las varillas más esforzadas en tensión, se presentó para todos los especímenes entre un valor de 25 t a 27 t, aproximadamente, un 80% de su capacidad resistente a flexión. Estos valores mostraron una buena correlación con los diagramas carga-desplazamiento obtenidos con el modelo analítico propuesto asociado a una deformación en la fibra extrema en tensión del acero convencional igual a 0.002.

El estado último de falla en los especímenes se presentó con la pérdida del recubrimiento de la sección transversal en la zona de plastificación, seguido con el pandeo lateral del refuerzo longitudinal en los cuatro especímenes ensayados. Esta falla se presentó, aproximadamente, al aplicar una carga lateral de  $\pm 30$  t, en los cuatro especímenes. Por otro lado, se observó que el aumentar la cuantía de presfuerzo disminuye la capacidad de absorción y disipación de energía como se puede observar en los diagramas de histéresis, reduciendo con esto el área formada por los ciclos de histéresis. Esto se atribuye a que el espécimen con acero de refuerzo convencional presenta una mayor cantidad y ancho de grietas además de mayores esfuerzos de fluencia del acero de refuerzo que los especímenes con acero presforzado. Sin embargo, una mayor cuantía de presfuerzo conduce a desplazamientos residuales menores y se obtiene un mayor factor de ductilidad.

Haciendo énfasis sobre el comportamiento sísmico de columnas huecas presforzadas se puede observar en los diagramas carga-desplazamiento, que existen diferentes parámetros que influyen su capacidad de desplazamiento lateral, principalmente en la zona inelástica; dentro de estos parámetros destacan principalmente la cuantía y distribución del acero de refuerzo longitudinal, refuerzo transversal y el recubrimiento. Cabe recalcar, que este último se mantuvo constante para los cuatro especímenes ensayados (1.5 cm) sin embargo, por los modos de falla presentados y los antecedentes en ensayos experimentales realizados anteriormente se puede concluir que el espesor del recubrimiento es importante para evitar la falla del refuerzo longitudinal sobre todo en los torones del presfuerzo.





Con base en los daños observados en las pruebas experimentales, se determinó que la distribución y sujeción del acero de refuerzo longitudinal es importante para desarrollar su máxima capacidad resistente, ya que de este depende en gran parte la resistencia ante carga vertical una vez que se desprende el recubrimiento del elemento, una distribución uniforme y sujeción del refuerzo longitudinal además de una estrecha separación de estribos permite evitar el pandeo lateral de las barras longitudinales asociado a la falla del elemento. Además, una separación estrecha y eficiente distribución de los estribos ayuda a evitar el pandeo lateral aumentando considerablemente la ductilidad del elemento. Cabe recalcar, que en los cuatro especímenes se respetó la separación mínima establecida por los códigos de diseño; que resulto igual a  $6d_b$  (seis diámetros de la barra longitudinal) por lo que es necesario reducir  $4d_b$  la separación de estribos para evitar el pandeo local del refuerzo longitudinal.

Otro parámetro importante es el recubrimiento de concreto, ya que este influye en gran medida en el diagrama momento-curvatura, y por lo tanto, en la ductilidad del elemento. En todos los especímenes al presentarse el pandeo lateral del refuerzo longitudinal se llegó a la capacidad máxima de desplazamiento lateral, aproximadamente a una deformación unitaria del concreto  $\varepsilon = 0.004$ , no logrando actuar el núcleo del concreto confinado en la zona de plastificación.

El modelo analítico empleado para calcular la respuesta de los especímenes ensayados, demostró tener una buena correlación con los resultados experimentales obtenidos, por lo tanto, se puede concluir que aplicando un modelo relativamente simple basado en los conceptos de mecánica de materiales y los principios básicos de la cinemática, es posible obtener resultados confiables para el diseño sísmico de columnas huecas presforzadas sometidas a una carga axial constante y cargas laterales alternadas simulando la acción del sismo, tomando en cuenta las limitaciones que este método contiene.

## 6. RECOMENDACIONES

Con base en las conclusiones anteriores y al método analítico utilizado, se recomienda aplicar la filosofía de diseño por capacidad, tomando en cuenta los conceptos de ductilidad, articulación plástica, distorsiones y capacidad de rotación. Con estos análisis y algunas recomendaciones de reglamentos basados en esta filosofía de diseño, se puede lograr un mayor conocimiento del comportamiento estructural de este tipo de elementos. Es preciso buscar que predomine una falla a flexión desarrollando su capacidad de desplazamiento y evitar que se produzca una falla por cortante o adherencia.

Para el diseño de este tipo de columnas, es necesario reducir la separación de estribos indicadas en los códigos de diseño, de  $6d_b$  (seis diámetros del refuerzo longitudinal utilizado) o 10 cm como mínimo. Es necesario realizar más trabajos de investigación para determinar con precisión esta separación mínima de estribos.

También, se recomienda que los torones de pretensado tengan un recubrimiento mayor que las barras de acero convencional, ya que estos no requieren sujeción lateral y los esfuerzos internos que producen son mucho mayores al refuerzo convencional. Una reducción en el brazo de palanca no perjudica significativamente el momento resistente y, por el contrario; un mayor recubrimiento puede evitar una falla en los torones una vez que se presenta el desprendimiento del recubrimiento.



## NOTACIÓN

$f'_c$	Resistencia máxima a compresión del concreto no confinado
$\epsilon_c$	Deformación unitaria máxima correspondiente al concreto no confinado
$E_c$	Modulo de elasticidad tangente
$f'_{cc}$	Resistencia máxima a compresión del concreto confinado
$\epsilon_{cc}$	Deformación unitaria máxima correspondiente al concreto confinado
$E_{sec}$	Modulo de elasticidad secante
$f_{lcon}$	Esfuerzo lateral de confinamiento del núcleo de concreto
$A_i$	Área Ineficientemente confinada del núcleo de concreto
$A_e$	Área eficientemente confinada del núcleo de concreto
$w'$	Cuerda de la parábola formada por los arcos de descarga en el núcleo de concreto
$s'$	Separación de estribos en sentido longitudinal del núcleo de concreto
$b_c$	Dimensión en el sentido largo del núcleo confinado
$d_c$	Dimensión en el sentido corto del núcleo confinado
$k_e$	Coefficiente de confinamiento
$A_{sx}$	Área de acero de refuerzo transversal en dirección x
$A_{sy}$	Área de acero de refuerzo transversal en dirección y
$f_{yt}$	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal
$f_{lconfx}$	Presión lateral de confinamiento en dirección x
$f_{lconfy}$	Presión lateral de confinamiento en dirección y
$\epsilon_{cu}$	Deformación unitaria última del concreto confinado
$\rho_s$	Cuantía volumétrica del refuerzo transversal
$\rho_{sx}$	Cuantía volumétrica del refuerzo transversal en dirección x
$\rho_{sy}$	Cuantía volumétrica del refuerzo transversal en dirección y
$f_s$	Resistencia a tensión del acero de refuerzo convencional
$E_s$	Modulo elástico del acero de refuerzo convencional
$\epsilon_s$	Deformación unitaria del acero de refuerzo convencional
$f_v$	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo convencional
$f_{su}$	Esfuerzo último del acero de refuerzo convencional



- $\varepsilon_{su}$  Deformación unitaria asociada al esfuerzo último del acero de refuerzo convencional
- $f_{sh}$  Esfuerzo al final de la plataforma de fluencia e inicio de la zona de endurecimiento del acero
- $\varepsilon_{sh}$  Deformación unitaria correspondiente al esfuerzo al final de la plataforma de fluencia
- $f_{sh1}$  Esfuerzo comprendido dentro de la zona de endurecimiento del acero convencional
- $\varepsilon_{sh1}$  Deformación unitaria correspondiente al esfuerzo comprendido dentro de la zona de endurecimiento
- $f_{ps}$  Esfuerzo correspondiente del acero de presfuerzo asociado a una deformación determinada  $\varepsilon_{ps}$
- $\varepsilon_{ps}$  Deformación unitaria del acero de presfuerzo
- $E_{ps}$  Modulo elástico del acero de presfuerzo
- $Q, R, K$  Constantes experimentales para determinar la relación esfuerzo-deformación del acero de presfuerzo
- $P$  Resultante de fuerza interna axial
- $f_{ci}$  Esfuerzo en la fibra  $i$  a compresión del concreto
- $A_{ci}$  Área de concreto en la fibra  $i$
- $f_{pj}$  Esfuerzos de presfuerzo en la fibra  $j$
- $A_{pj}$  Área de acero de presfuerzo en la fibra  $j$
- $f_{sk}$  Esfuerzos de acero convencional en la fibra  $k$
- $A_{sk}$  Área de acero de convencional en la fibra  $k$
- $n_c$  Número efectivo de fibras de concreto
- $n_p$  Número efectivo de fibras de presfuerzo
- $n_s$  Número efectivo de fibras de acero
- $M$  Momento Flexionante resistente en la sección.
- $y_{ci}$  Distancia del centroide de la fibra de concreto  $i$  al centroide de la sección
- $y_{pj}$  Distancia del centroide de la fibra de presfuerzo  $j$  al centroide de la sección
- $y_{sk}$  Distancia del centroide de la fibra de acero  $k$  al centroide de la sección
- $\Phi$  Curvatura en la sección transversal para una deformación determinada
- $\Phi_y$  Curvatura en la fluencia de la sección transversal
- $\Phi_u$  Curvatura última en la sección transversal
- $\Delta\varepsilon_{ps}$  Cambio en las deformaciones por los efectos del presfuerzo



## REFERENCIAS

- 1) **Bazan E., Meli R. (2003).** “Diseño sísmico de edificios” Editorial Limusa, Noriega Editores México
- 2) **Blakeley R.W. G. and Park, R. (1973)** “Prestressed Concrete Sections With Cyclic Flexure,” Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, V.99, No. ST8, August 1973, pp. 1717-1742.
- 3) **Bresler y Bertero (1975),** Influence of High strain rate and cyclic loading on behavior of unconfined and confined concrete in compression, Earthquake Conference, 1975 pp. 1-13.
- 4) **CFE (2008),** Manual de diseño de obras civiles, diseño por sismo”, Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas.
- 5) **Chain, Priestley, and Seible (1991)** “seismic Retrofit of bridge columns.” ACI Structural Journal september-October 1991.
- 6) **Cusson D., Paultre P. (1994),** “stress-strain model for confined high strength concrete”, Journal of structural V.121, ASCE (1995).
- 7) **Cusson D., Paultre P. (1994),** “High strength concrete columns confined by rectangular ties”, ASCE 120 (1994) 783-804.
- 8) **Davalapura R. y M.K. Tadros (1992).** “Stress-Strain Modeling of 270 Ksi Low-Relaxation Prestressing Strands,” PCI Journal, Precast/Prestressed Concrete Institute. 37(2):100-06, (1992)
- 9) **Falconer T., Park R. (1982)** “Ductility of Prestressed Concrete Piles under seismic loading.” Research department of civil engineering university Canterbury, Christchurch New Zealand.
- 10) **Ikeda et. al. 1998** “Seismic performance of prestressed concrete piers” Road Engineering Association of Asia and Australasia (REAAA) Conference, 10th, 2000, Tokyo, Japan.
- 11) **Kawashima, Kazuhiko. [2000]** Seismic design, response modification, and retrofit of bridges.
- 12) **Légergon and P.Paultre (2000)** “Behavior of High-Strength Concrete Columns under Cyclic Flexure and Constant Axial Load.” ACI Structural Journal July-August 2000.
- 13) **Mander B. J. (1983)** “Seismic Design of bridge piers.” Thesis for doctor of philosophy civil engineering, university Canterbury, Christchurch New Zealand
- 14) **Mander B. J. (1984),** Seismic Design of Bridge Piers, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, 1984.
- 15) **Mander B. J. (1988),** Experimental Behaviour of Ductile Hollow Reinforced concrete Column. Research department of civil engineering university Canterbury, Christchurch New Zealand.
- 16) **Mander, J.B., Priestley, M.N.J., and Park, R. (1988).** “Theoretical stress-strain model for confined concrete.” Journal of Structural Engineering. ASCE, V. 114, No 8, 1988.



- 17) **Menegotto. M. y P.E. Pinto (1973)**, "Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames, Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending," IASBE Preliminary Report for Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures under Well-Defined Repeated Loads, Lisbon, 1973 pp.15-22.
- 18) **Meli R., Cháves M., Martínez O. y Moreno G. (2012)** "Evaluación experimental del comportamiento ante cargas laterales de columnas para puentes, prefabricadas con concreto de alta resistencia, huecas y pretensadas" Informe final del proyecto de investigación para el GDF, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- 19) **Mattock, A.H. (1979)**. "Flexural Strength of Prestressed Concrete Sections by Programmable Calculator" PCI Journal, 24(1): 32-54, 1979.
- 20) **Normativa SCT (2001)**, Normativa para la infraestructura del transporte, Secretaría de Comunicaciones y Transportes e Instituto Mexicano del Transporte, (2001).
- 1) **Naaman A. (2004)** "Prestressed Concrete Analysis and Design" Fundamentals 5ta. Edition.
- 2) **N.T.C. -Sismo (2004)** "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", (RCDF 2004) Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, México.
- 3) **N.T.C. -Concreto (2004)** "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", (RCDF 2004) Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, México.
- 4) **Priestley M. J. N., Seible F. and Calvi G. M., (1996)** "seismic Design and Retrofit of bridge." John wiley and Sond. Inc. USA 686.
- 5) **Park R. y Paulay T. (1978)**, "Estructuras de Concreto reforzado" Editorial Limusa, Noriega Editores.
- 6) **Paulay T. y Priestley M.J.N. (1992)**, Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1991.
- 7) **Priestley M.J.N. Calvi G.M. Kowalsky. M.J. (2007)** Displacement-Based Seismic Design of Structures. IUSS PRESS. 2007.
- 8) **Pam Hoat Joen y Robert Park (1990)**. "Flexural Strength and Ductility Analysis of Spirally Reinforced Prestressed Concrete Piles" PCI Journal July-August 1990.
- 9) **Riobóo J.M. y Arce J.C. (1997)** "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Puentes Urbanos. Reglamento de Construcciones para el Distrito federal", Comité de Normas para el diseño y Construcción de puentes urbanos.



- 10) **Rivera D. y Meli R. (2004)** "Capacidad de desplazamiento lateral de columnas de puentes de concreto reforzado" Memorias del XIV Congreso Nacional de Ingeniería estructural, Acapulco Gro. México 2004.
- 11) **Rivera D. (2007)** "Evaluación Simplificada de la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos" Cuadernos de Investigación del Centro Nacional de Prevención de Desastres, Subdirección de Estructuras y Geotecnia, No 51, México 2007.
- 12) **Rivera D. (2005a)** "Diseño sísmico de columnas de puentes urbanos de concreto reforzado en la ciudad de México" Tesis Doctoral división de estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería UNAM, México 2005.
- 13) **Román U., Gómez R. y Escobar J.A. (1999)** "Revisión del Diseño Sísmico de topes Laterales de Puentes", XII Congreso Nacional de Ingeniería sísmica, Morelia, Michoacán.
- 14) **Restrepo J.I., Dodd L.L, Park R.,** Variables affecting Cyclic Behavior of Reinforcing Steel, Journal Structural Engineering, ASCE, 120 (11), 1994
- 15) **Rodríguez M. y Botero J. C. (1996).** "Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México." Memorias del Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Zacatecas, Zacatecas.
- 16) **Sinha B.P., K.H. Gerstle, L.G. Tulin (1964),** Stress - strain relations for concrete under cyclic loading, ACI (1964) 195 - 211.
- 17) **Torres M.A. y Rodríguez M. E. (2006)** "Estudio Experimental de una Conexión de Columna de puente Urbano y una Cimentación tipo candelero sometido a acciones de tipo sísmico", XV Congreso Nacional de Ingeniería estructural, Puerto Vallarta, Jalisco 2006.
- 18) **Thompson, K.J., and Park, R., (1980)** "Moment-Curvature Behavior of Cyclically Loaded Structural Concrete Members," Proceedings of Institution of Civil Engineers, Part 2, v. 69, June 1980, pp. 317-341.
- 19) **Y. L. Mo, D.C. Wong, and K. Maekawa. (2003).** "Seismic performance of Hollow Bridge Columns." ACI Structural Journal May-June 2003.
- 20) **Y.-K- Yeh, Y.L. Mo, and C. Y. Yang (2001).** "Seismic Performance of Hollow Circular Bridge Piers." ACI Structural Journal Nov-Dec 2001.
- 21) **Zatar, W. and Mutsuyoshi, H. (1998b),** "Seismic Behavior of Partially Prestressed Concrete Piers", Proc. of 2<sup>nd</sup> Symposium on Ductility Design Method for Bridges, JSCE, Dec. pp.189-192.





## AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la Universidad Nacional Autónoma de México (**UNAM**) por abrirme sus puertas y darme la oportunidad y el privilegio de formar parte de esta comunidad estudiantil. También agradezco a **CONACYT** por el apoyo financiero otorgado durante mis estudios de posgrado y así mismo al Instituto de Ingeniería (**IIUNAM**) por brindarme la oportunidad de colaborar en uno de sus proyectos durante mis trabajos de investigación y la culminación de mi tesis.

Agradezco a los miembros del comité, Dr. Oscar Alberto López Batiz, Dr. Darío Rivera Vargas, Dra. Cristina Vázquez Herrero y M.I. José Carlos Riobóo Arce, por su tiempo, sugerencias y valiosos comentarios en la creación de este escrito.

Agradezco y reconozco al Dr. Marcos Chávez y el Ing. Fabián Martínez por sus valiosos aportes en la parte experimental y analítica, respectivamente.

También quiero agradecer en forma general para no incurrir en inevitables omisiones a mis compañeros y amigos del Posgrado, Instituto de ingeniería y Laboratorio de Estructuras y Materiales por brindarme su amistad y apoyo para concluir este sueño.

Y por último, un agradecimiento muy especial para mi maestro y tutor Dr. Roberto Meli Piralla por brindarme su apoyo y confianza en los momentos más adversos de mis estudios, así como también, por compartir su invaluable experiencia y sugerencias en la realización de esta tesis, y cuya amistad y calidad humana han influido más en mí.