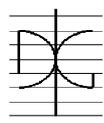


Trabajo de Investigación CST/MIH

**ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA DUCTILIDAD DE SOPORTES DE  
HORMIGÓN SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y CARGA LATERAL CÍCLICA.  
INFLUENCIA DE LAS FIBRAS DE ACERO EN LA MASA DE HORMIGÓN**

Por:  
Karen Elena Caballero Morrison

Diciembre 2009

Author / Author: Karen Elena Caballero Morrison	Fecha / Date: Diciembre 2009	
Título / Title <b>ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA DUCTILIDAD DE SOPORTES DE HORMIGÓN SOMETIDOS A COMPRESIÓN Y CARGA LATERAL CÍCLICA. INFLUENCIA DE LAS FIBRAS DE ACERO EN LA MASA DE HORMIGÓN</b>		
Directores del trabajo / Supervisores: Dr. José Luis Bonet Senach.	Código / Coda: CST/MIH	Nº páginas / Pagés: 250
Departamento / Departamento: INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN Y PROYECTOS DE INGENIERÍA CIVIL		
Universidad / University: UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA		 UNIVERSIDAD POLITECNICA DE VALENCIA
Palabras clave / Keywords: Esbeltez, soporte de hormigón armado, Fibras Metálicas. Slenderness, reinforced concrete column, steel fiber.		
Código Unesco: 3305.05		

## ***AGRADECIMIENTOS***

Deseo expresar mis agradecimientos y mi aprecio al tutor de mi proyecto de investigación, José Luis Bonet Senach por su supervisión, consejos y conocimientos que me han aportado en el trayecto del presente trabajo.

Al los profesores Pedro Serna Ros y Pedro Miguel Sosa por su ayuda y consejo durante el proyecto.

A Luiz da Costa y Lino José Martínez Todolí por guiarme y apoyarme en el desarrollo del proceso experimental.

Muchas gracias al personal técnico del Laboratorio: Francisco Javier Bardisa Molla, Francisco Jose Martorell Romero, Juan Bautista Franqueza Esteve, Juan Monzo Balbuena, Pascual Hernández Alpuente y Vicente Miguel Sosa, quienes ayudaron en la construcción, preparación de los ensayos. Se aprecia realmente su ayuda.

A los jóvenes estudiantes John Cook y Diego Ravasio por su ayuda y apoyo en cada etapa del estudio experimental.

También quería agradecer a mis amigos por sus ánimos durante el proyecto.

Y finalmente a mis queridos padres, hermanos y abuelita por su apoyo y amor incondicional, a pesar de la distancia.

## ***RESUMEN***

Los soportes de hormigón armado que forman parte de una estructura sismorresistentes en lugares donde existen mayores riesgos de sismo, deben diseñarse con el objetivo de asegurar un adecuado comportamiento en cuanto a desplazamiento y curvatura. Estos requerimientos surgen como resultado de observaciones hechas sobre la respuesta de pilares tras un sismo intenso y aunque en el diseño se tenga el concepto de columna fuerte-viga débil, los daños en los pilares pueden ocurrir especialmente en la unión columna-cimentación. Estos elementos deben estar diseñados de forma tal, que sean capaces de ofrecer una respuesta en un rango inelástico sin una apreciable pérdida de capacidad de carga.

En el presente trabajo de investigación se evalúan los comportamientos en soportes para diferentes solicitudes de carga, con la aplicación de una fuerza axial y una carga lateral cíclica. Los parámetros de estudio y las variables consideradas en el programa experimental para el desarrollo de los ensayos son. Resistencia del hormigón, sección transversal del soporte, cuantía geométrica de la armadura longitudinal y transversal, la esbeltez de la pieza y el nivel de axil reducido.

Se pretende comprobar el comportamiento de soportes de hormigón convencional (HC) y de alta resistencia (HAR), con la inclusión de fibras metálicas; dado los vacíos existentes en el estado actual del conocimiento para este tipo de solicitud de carga.

## *INDICE*

### **CAPÍTULO 1**

<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1.1</b>
INTRODUCCIÓN GENERAL.....	1.1
OBJETIVO GENERAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN.....	1.2
CONTENIDO DEL DOCUMENTO.....	1.3

### **CAPÍTULO 2**

<b>ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO.....</b>	<b>2.1</b>
INTRODUCCIÓN TEÓRICA.....	2.1
ANÁLISIS DE LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES PRESENTES EN LA LITERATURA.....	2.2

### **CAPÍTULO 3**

<b>PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN.....</b>	<b>3.1</b>
JUSTIFICACIÓN Y PLANTEAMIENTO DE OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3.1
DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS DE ESTUDIO Y LOS INTERVALOS DE VARIACIÓN.....	3.2
❖ Resistencia del hormigón.....	3.2.1
❖ Sección transversal del soporte.....	3.2.2
❖ Cuantía geométrica de armadura longitudinal y transversal ( $\rho$ ).....	3.2.3
❖ Esbeltez de la pieza.....	3.2.4
❖ Nivel de axil reducido.....	3.2.5

<b>CAPÍTULO 4</b>	
<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL.....</b>	<b>4.1</b>
CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES.....	4.1
DISEÑO DEL ENSAYO.....	4.2
❖ Instrumentación.....	4.2.1
❖ Procedimiento de ensayo.....	4.2.2
<b>CAPÍTULO 5</b>	
<b>ANÁLISIS DE RESULTADOS.....</b>	<b>5.1</b>
COMPORTAMIENTO OBSERVADO DURANTE EL ENSAYO.....	5.1
MEDIDAS DIRECTAS.....	5.2
MEDIDAS INDIRECTAS.....	5.3
ANÁLISIS DE RESULTADOS-----	5.4
<b>CAPÍTULO 6</b>	
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>6.1</b>
<b>CAPÍTULO 7</b>	
<b>FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.....</b>	<b>7.1</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>R.1</b>
<b>ANEJO A</b>	
<b>FICHA TÉCNICA DE LOS ENSAYOS-SERIE 1, 2 Y 3.....</b>	<b>A.1</b>
<b>ANEJO B</b>	
<b>MEDIDA DIRECTA E INDIRECTA.....</b>	<b>B.1</b>
<b>ANEJO C</b>	
<b>GRÁFICAS OBTENIDAS DE MEDIDAS DIRECTAS E INDIRECTAS.....</b>	<b>C.1</b>

## **CAPÍTULO 1**

### ***“INTRODUCCIÓN”***

#### **1.1 INTRODUCCIÓN GENERAL**

La resistencia de una estructura frente a acciones sísmicas es muy importante en el diseño de una estructura. Sin embargo, muchas estructuras no pueden ser diseñadas en el rango elástico para este tipo de acciones, ya que daría lugar a diseños poco rentable.

En consecuencia, existe una necesidad de optimizar el diseño estructural de modo tal que la estructura pueda resistir la acción sísmica, siendo de una manera económica, eficiente y sobre todo segura estructuralmente.

Una estructura se diseña de modo que pueda absorber la energía de un terremoto. Muchas de ellas tienen disipadores mecánicos, que absorben esta energía en las rótulas plásticas formadas por el evento.

Es de mucha importancia que los elementos estructurales que forman la rótula, sean diseñados para deformarse plásticamente a medida que absorben la energía, pero sin que la deformación pueda causar el colapso y poner en peligro la vida de las personas, y por ende aumentar los costes de reparación.

La zona más afectada en la estructura cuando tenemos fuerzas laterales cíclicas, se produce en la unión viga-columna, que es donde se produce la disipación de energía. En hormigón armado, el refuerzo transversal es un factor principal de la ductilidad en un miembro con carga oscilatoria; en la que se debe tener cuidado en el detalle del armado, especialmente alrededor donde se produce la articulación plástica. A fin de obtener un refuerzo suficiente que confine el núcleo del hormigón bajo carga, y así evitar fallos por cortante.

Existe una gran cantidad de investigaciones en el diseño y comportamiento de elementos estructurales sometidos a carga sísmica, tomando en cuenta deformaciones elásticas y plásticas producidas en las rotulas; y la relación con los códigos de construcción. Sin embargo, hoy día los avances tecnológicos y de los materiales alcanzan cada vez mayores eficiencias. Las mezclas de hormigones con aditivos y adiciones; como fibras de plástico, carbón, vidrio y metálicas; varían su comportamiento considerablemente.

La adición de fibras puede aumentar las prestaciones en la estructura. Sin embargo los códigos de diseño (EC-8) no cuantifica el beneficio que significa la adición de fibras en elementos de hormigón armado sometidos a carga lateral cíclica. Una variación en el detalle transversal de la armadura y la adición de fibras, puede tener diversos efectos en el comportamiento estructural sometido a sollicitaciones de cargas oscilatorias.

Esta tesis de máster es una introducción en el comportamiento de elementos de hormigón armado que incluyen fibras metálicas; sometido a carga axial y lateral cíclica.

## **1.2 OBJETIVO GENERAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN**

El objetivo fundamental de este trabajo de investigación es el desarrollo de un programa experimental, para analizar el comportamiento de soportes de hormigón normal y de alta resistencia sometidos a una compresión constante y carga lateral cíclica. Sus variables estudiadas son: resistencia del hormigón (bajo, medio y alto), el tamaño de la probeta, el nivel de confinamiento efectivo y la inclusión de fibras de acero en la masa de hormigón. Se pretende estudiar y analizar la ductilidad, capacidad resistente y de deformación, para los diferentes soportes según las características ya mencionadas anteriormente.

El trabajo se extiende desde la definición y fabricación de los soportes, sistema de transmisión de carga, sistema de medidas necesarias para obtener los datos experimentales suficientes, tanto para extraer medidas directas e indirectas. Posteriormente se realiza la comparación de los resultados con el objetivo de alcanzar las conclusiones de cada una de las variables. Este estudio está basado en una futura tesis doctoral que abarcaría el contraste de los resultados con el uso de métodos simplificados, la comparación de los resultados obtenidos con un modelo de elementos finitos y la propuesta de recomendaciones derivadas de dicho contraste para culminar con un método simplificado basado en estos resultados.

## **1.3 CONTENIDO DEL DOCUMENTO**

El presente documento está elaborado en 7 capítulos, el apartado de referencias bibliográficas y 4 anejos.

El **capítulo 1** corresponde a la Introducción, en que se exponen los antecedentes, el objetivo general del presente trabajo de investigación y el contenido del documento.

El **capítulo 2** está dedicado a la exposición del estado actual del conocimiento en relación a los ensayos experimentales de soportes de hormigón armado sometidos a una fuerza axial y a una carga lateral cíclica. En este capítulo se detalla una breve introducción teórica de la ductilidad, a continuación se citan los autores y sus contribuciones correspondientes a estos tipos de ensayos.

Seguidamente, el **capítulo 3**, se realiza el planteamiento general de la investigación, presentando los objetivos específicos, justificando la importancia de la investigación, así como los parámetros definidos en los ensayos.

En el **capítulo 4**, se describe el programa experimental desarrollado para la elaboración de este trabajo investigativo. En este capítulo se caracterizan los materiales empleados en la fabricación de las probetas, se presenta el modelo del ensayo, la instrumentación considerada para la medición de las deformaciones en la armadura, desplazamientos y las cargas aplicadas, y se hace una descripción detallada del procedimiento de ensayo.

En el **capítulo 5**, se presentan los resultados directos e indirectos, obtenidos para los 18 soportes del programa experimental, sometidos bajo una carga axial y carga lateral cíclica.

En el **capítulo 6**, se plantean las conclusiones respecto al análisis realizado en cada uno de los soportes.

Para terminar el documento, en el **capítulo 7**, se plantean las futuras líneas de investigación desarrolladas en la futura tesis doctoral.

A continuación se hace un listado de las **referencias bibliográficas** utilizadas en el presente trabajo.

Finalmente en los Anejos 1 al 3 figuran respectivamente: (A) Ficha técnica de cada uno de los ensayos, (B) Medidas directas e indirectas, obtenidas para cada uno de los ensayos, (C) Gráficas obtenidas de medidas directas e indirectas.

## **CAPÍTULO 2**

### ***“ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO”***

En este capítulo se repasa el estado actual del conocimiento, en lo que se refiere a los ensayos sobre soportes de hormigón normal y de alta resistencia, sometidos a una fuerza axial y carga lateral cíclica. Se hace una pequeña introducción teórica de la ductilidad como parámetro importante. Luego se citan los autores y sus contribuciones en los ensayos que han realizado, para soportes de hormigón armado sometidos bajo estos tipos de cargas. Adicionalmente se muestran expresiones empíricas, modelos teóricos y recomendaciones de códigos de diseño, desarrollados para obtener uno de los parámetros principales que describe la capacidad de resistencia de un material ante un evento sísmico, la ductilidad.

#### **2.1 INTRODUCCIÓN TEÓRICA**

##### **DUCTILIDAD**

Los soportes de hormigón armado que forman parte de una estructura sismorresistentes en lugares donde existen mayores riesgos de sismo, deben diseñarse con el objetivo de asegurar un adecuado comportamiento en cuanto a desplazamiento y curvatura. Estos requerimientos surgen como resultados de observaciones hechas sobre la respuesta de pilares tras un sismo intenso y aunque en el diseño se tenga el concepto de columna fuerte-viga débil, los daños en los pilares pueden ocurrir especialmente en la unión

columna-cimentación. Estos elementos deben estar diseñados de forma tal, que sean capaces de ofrecer una respuesta en un rango inelástico sin una apreciable pérdida de capacidad de carga.

Una de las opciones de los códigos de construcción para garantizar una adecuada ductilidad, es mediante la colocación de refuerzos transversales en las regiones críticas, sin embargo éstas recomendaciones son empíricas y están basadas en un criterio de resistencia, asegurando una adecuada ductilidad pero hormigones de resistencia normal. En el caso de hormigones de alta resistencia éstas recomendaciones, distintos autores (Paultre [], Bayrak[], Mendis[]) cuestionan su aplicabilidad para HAR.

Muchos de los trabajos de investigación experimental (Priestley[], Bayrac [], Sheikh[]), utilizan probetas a escala natural similares a la mostrada en el siguiente esquema Figura 2.1, la cual representa un pilar situado en la mitad inferior de un edificio junto con una pequeña porción de viga de entrepiso. Estas probetas se encuentran sujetas a una carga axial constante y sometida a desplazamientos laterales con una secuencia como se observa en la Figura 2.2.

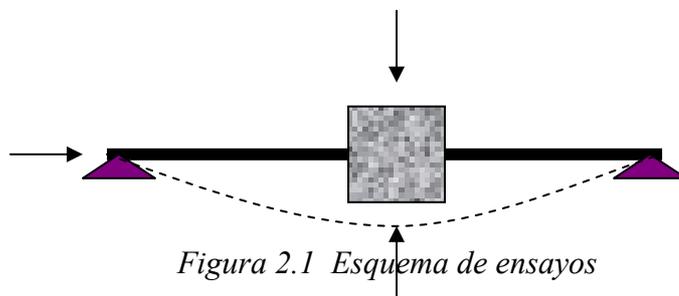


Figura 2.1 Esquema de ensayos

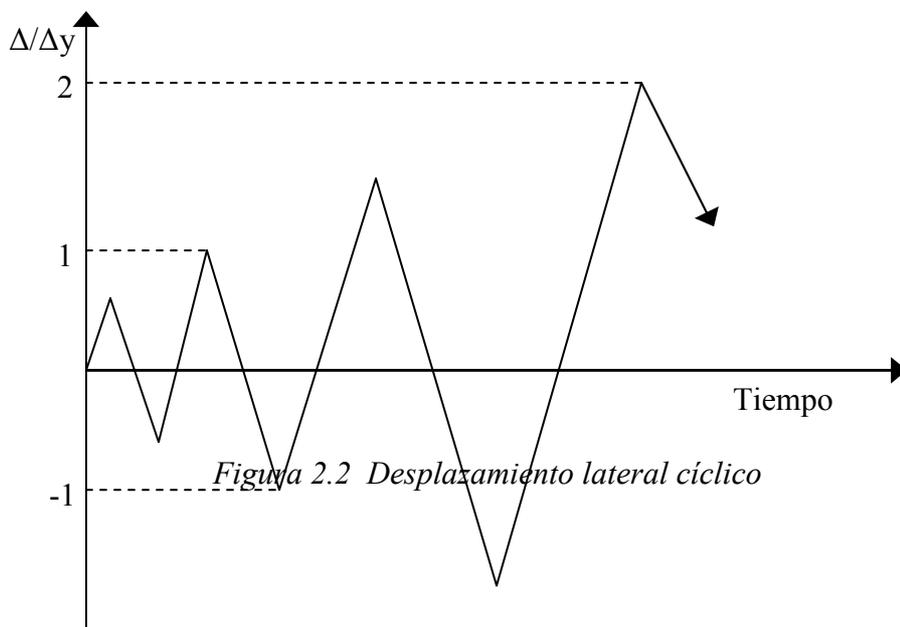


Figura 2.2 Desplazamiento lateral cíclico

Como se ha mencionado anteriormente la ductilidad es la propiedad de la estructura y de los elementos que la constituyen, o de los materiales utilizados para deformarse inelásticamente sin una significativa pérdida de resistencia. Esto incluye la propiedad de alcanzar grandes deformaciones, y la capacidad de absorber energía bajo un comportamiento histerético. Por esta razón es la característica más importante que se requiere en el diseño de edificaciones localizadas en zonas sísmicas.

La ductilidad en desplazamiento esta definida como la relación del total de los desplazamientos impuestos ( $\Delta_u$ ) y el desplazamiento de plastificación ( $\Delta_y$ ).

$$\mu = \Delta_u / \Delta_y \quad (2.1)$$

### **Factores de Ductilidad:**

El comportamiento seccional se puede describir, mediante el uso de la ductilidad en curvatura  $\mu_\phi$ . Adicionalmente se tiene un valor del comportamiento estructural, haciendo uso de la ductilidad por desplazamiento  $\mu_\Delta$ ; este parámetro más comúnmente relacionado en los códigos de diseño sísmico.

## **2.2 ANÁLISIS DE LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES PRESENTES EN LA LITERATURA**

### **❖ Priestley and Park, 1987 [8]**

Esta investigación trata sobre un modelo experimental de esfuerzo-deformación para hormigón confinado. Se analizaron pilas de puente de hormigón bajo carga sísmica, evaluando la resistencia a compresión y la ductilidad. La aplicación de la ductilidad se realizó en dos etapas, primero con una carga axial, y luego a flexión. Se tenían como variables las secciones transversales de los elementos, el armado longitudinal y transversal, y los niveles de cargas.

Los resultados de las pilas con carga axial con o sin refuerzo de confinamiento, demostraron que cuando el refuerzo transversal está bajo carga axial significativa, se somete a un estado tri-axial de la carga y por lo tanto aumenta la resistencia a

compresión y mejora la rama post-pico, convirtiéndolo en mucho más dúctil. Se observó que la fractura de la armadura transversal limita la utilidad del acero longitudinal. Los parámetros críticos en el diseño utilizado fueron la relación del confinamiento / no confinamiento y la deformación última.

En este estudio se identificó que la posición de la pila de los puentes, se situaba en el tablero del puente o en las cimentaciones. En la mayoría de los puentes la ductilidad se muestra por la flexión en la rótula plástica de la columna. La capacidad de ductilidad está limitada por la disposición final de desplazamiento  $\Delta u$  el cual se tomó como el desplazamiento correspondiente del 20% de la carga lateral aplicada en la rama post-pico; cuando la estructura ha superado el rango elástico.

La ductilidad local en las rótulas plásticas cuando, es expresado con el factor de ductilidad en curvatura  $\phi_{max}/\phi_y$  (máxima curvatura/curvatura plástica). La relación entre la ductilidad en curvatura y ductilidad en desplazamiento se determinó considerando la geometría de la sección.

El desplazamiento elástico en la cabeza de una pila de un puente sobre la que actúa una carga lateral es:

$$\Delta y = \phi_y L^2 / 3 \quad (2.2)$$

Donde  $\phi_y = My / E_c I_c$

My = momento plástico

$E_c$  = módulo de elasticidad

$I_c$  = momento de inercia

L = longitud desde la base hasta el centro de masa.

El desplazamiento  $\Delta u$  es debido al desplazamiento elástico más el incremento producido por una rotación plástica ( $\theta_p$ ), que es el efecto equivalente de la rótula plástica. Usando una rotación plástica ( $\theta_p$ ), y asumiendo que se concentra en el centro

de la rótula plástica, y que el desplazamiento horizontal total se encuentra en la sección superior de la pila, se obtiene el  $\Delta_{max}$  a partir de la siguiente expresión:

$$\Delta_u = \Delta_y + \theta_p (L + 0.5 L_p) \quad (2.3)$$

Donde

$$\theta_p = (\theta_u - \theta_y) L_p \quad (2.4)$$

$\theta_u$  es la curvatura última alcanzada en la base de la columna.

$$\therefore \Delta_u = \Delta_y + (\theta_u - \theta_y) L_p (L + 0.5 L_p) \quad (2.5)$$

La fórmula donde se obtiene el factor de la ductilidad por desplazamiento  $\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_y$

es:

$$\mu_\Delta = 1 + \frac{(\theta_u - \theta_y)}{\Delta_y} L_p (L + 0.5 L_p) \quad (2.6)$$

En la práctica, las pequeñas flechas producidas por los giros en las cimentaciones o por la flexibilidad de las estructuras, afectan después la flecha total de la misma. El desplazamiento plástico de la estructura, se incrementa por el desplazamiento producido por la traslación y por la rotación de las pilas del puente, y por los soportes desplazados debido al cortante. Las fórmulas que tienen en cuenta estos efectos, son más elaboradas.

La verificación del código ACI, con los resultados experimentales en donde se asume una resistencia del hormigón de 0.85 f'c, resultan ser conservador. Esto es debido al refuerzo transversal que mejora la ductilidad y la resistencia del hormigón debido al confinamiento. La resistencia por deformación de la armadura longitudinal, también aporta mejora.

Muchas investigaciones han encontrado que la separación de la armadura transversal, disminuye el pandeo de las barras longitudinales. La separación de los estribos también afecta de forma significativa a la resistencia por flexión. Para los casos que se utilizaron refuerzos en forma espiral, aumenta un poco su resistencia, pero se usaron en menor cantidad, la fractura ocurrió antes que el refuerzo normal utilizado.

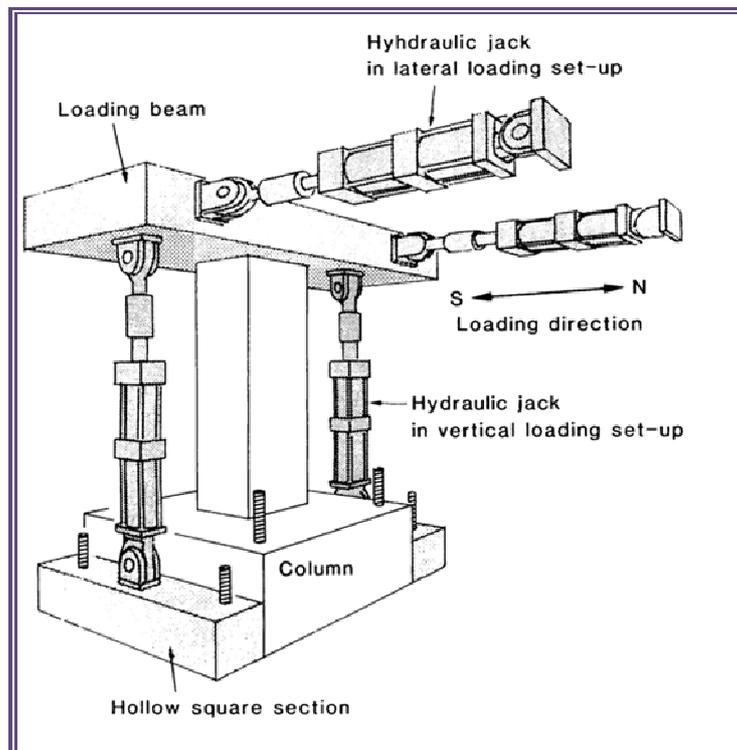
Los autores encontraron teóricamente que en ciclos de momento curvatura la probeta era capaz de resistir estimando la resistencia a la flexión con bastante precisión. A

partir de gráficos del factor de la ductilidad se pueden utilizar para obtener el confinamiento del acero necesario para un determinado valor de ductilidad en curvatura. Finalmente, un procedimiento paso a paso de diseño para columnas de hormigón armado en resistencia y ductilidad.

### ❖ **Ozcebe and Saatcioglu, 1987 [24]**

Este documento detalla sobre ensayos de columnas a escala, sometidas a carga cíclica. Los especímenes ensayados representan las columnas de un primer piso ubicado entre la base y el punto de flexión.

El ensayo fue realizado en posición vertical con una carga aplicada lateralmente, mediante dos gatos hidráulicos y la carga axial en compresión del elemento se aplicó mediante dos gatos hidráulicos ubicados en posición vertical, un esquema del ensayo puede verse en la figura 2.3.



*Figura 2.3 Modelo experimental de pruebas por Ozcebe y Saatcioglu.*

Se concluyó que la respuesta de las columnas por carga cíclica aumenta significativamente con el uso de un confinamiento adecuado. Un mal diseño del confinamiento, afecta significativamente a la ductilidad de la columna.

### ❖ **Sakai and Sheikh, 1989 [11]**

Estos autores analizaron el efecto del confinamiento utilizando los datos experimentales de otros autores, examinaron como valorar el confinamiento y cómo predecir los problemas. Además, revisan los métodos de los códigos.

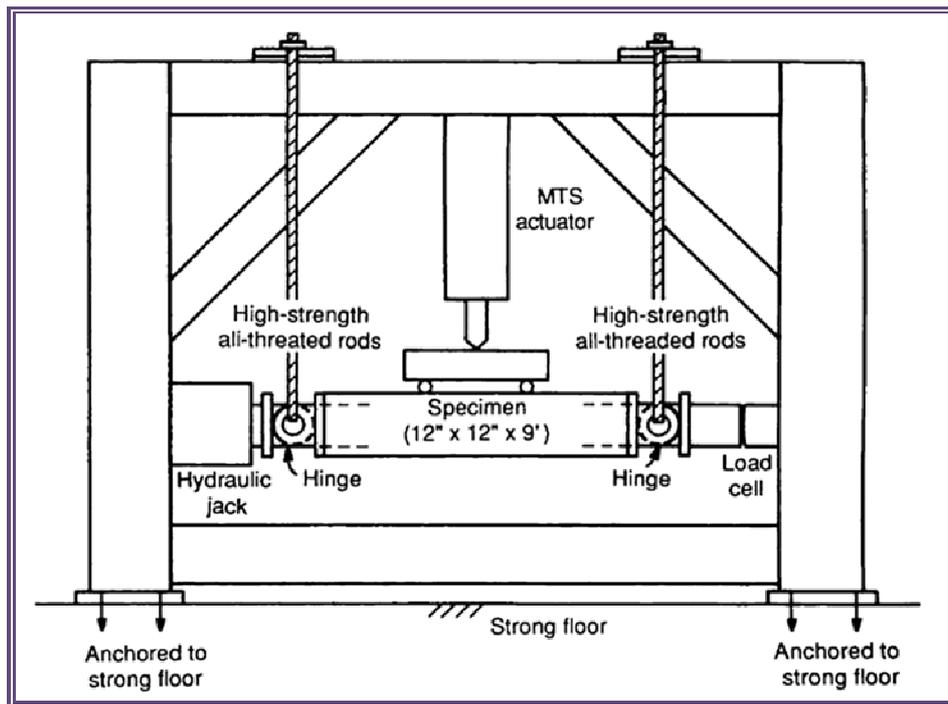
Los autores analizan la falta de información; el rendimiento esperado en términos de resistencia y ductilidad de la columna para un evento sísmico, lo cual les lleva a proponer un enfoque de diseño específico. Un enfoque basado en parámetros de ductilidad apropiado.

Se sugirió que el diseño debería revisarse en términos de:

- La distribución del acero transversal y longitudinal.
- Separación de la armadura transversal.
- Los niveles de carga axial.
- Tipología de la armadura transversal (detalles de los estribos con un ángulo de 90°).
- La longitud de rótula plástica.

### ❖ **Sheikh, Yeh and Khoury, 1990 [13]**

Analizaron cinco columnas a flexión con una carga axial simultánea. Los especímenes son columnas prismáticas sin refuerzo en los extremos. El modelo de la prueba experimental se observa en la figura 2.4.



*Figura 2.4 Modelo experimental por Sheik, Yeh y Khoury.*

Los resultados experimentales se compararon con los resultados analíticos. Se observó que en casi todo el análisis de resultados, los métodos sobre estiman la capacidad de las columnas. También se pensó que la capacidad del hormigón depende de la deformación.

Sin embargo, se señaló que una vez que el nivel de carga axial está por encima de cierto valor, hay una relación lineal entre la degradación de la resistencia y el incremento de dicha carga.

#### ❖ **Sheikh, Shah and Khoury, 1994 [26]**

En esta investigación se examinaron especímenes de hormigón armado con resistencias de 55 MPa, y se comparó su comportamiento y propiedades con hormigones de resistencia normal (HC) y con los códigos de diseño. Uno de los objetivos era conseguir un método para el diseño del confinamiento necesario que proporcionara un rendimiento estructural determinado.

Se analizaron dos tipos de especímenes con distribuciones de armado diferentes, un espécimen prismático rectangular y otro que no lo era; además no contaban con

refuerzos en sus extremos. Todos fueron sometidos a carga lateral cíclica con un valor de carga axial.

Durante el ensayo se observó un desprendimiento del hormigón en las probetas de alta resistencia, siendo una rotura más frágil. La eficacia de las columnas se evaluó estudiando los parámetros de ductilidad y tenacidad. Principalmente se observó que las columnas de alta resistencia podrían tener un valor de ductilidad adecuado, si el nivel de confinamiento es el correcto. Se observó que la configuración del acero transversal y longitudinal juega un papel muy importante en el confinamiento.

Además se evidenció que la cantidad de la armadura transversal incrementa la presión en el núcleo. Un cambio en la cuantía de armadura transversal ( $\rho_s$ ), modifica el comportamiento de manera significativa. Un aumento del porcentaje de acero  $\rho_s$  el comportamiento de la columna mejora significativamente, además una reducción en la separación de la armadura transversal contribuye a mejorar el comportamiento de la columna, y ayuda para que aumente la ductilidad.

Analizaron las columnas con configuraciones similares y comparables, pero con diferentes resistencias de hormigón; y tuvieron similares respuestas y comportamientos. Sin embargo, observaron que los detalles del armado son muy importantes para el confinamiento. Se observó que la longitud equivalente de la rótula plástica es independiente de la configuración del refuerzo, carga axial, confinamiento del acero y resistencia del hormigón.

Para la misma cuantía de estribos, la ductilidad a la flexión de las columnas con hormigón de alta resistencia fue mucho menor que la registrada en probetas de hormigones de resistencia normal con valores similares de  $P / f'_c A_c$ . Sin embargo, para el mismo nivel de carga axial en columnas de hormigón normal y de alta resistencia el comportamiento es similar en términos de absorción de energía, dado que la cantidad de estribos es proporcional a la resistencia del hormigón.

❖ **Razvi and Saatcioglu, 1994 [25]**

En este estudio se analizó los datos de ensayos anteriores disponibles en la bibliografía para hormigones de resistencia normal en donde los parámetros como la ductilidad y la deriva fueron estudiados así como la relación entre el confinamiento.

Esta investigación evalúa columnas con áridos de peso normal (NWA) en el hormigón, con un rango de resistencia entre 40 y 130 MPa, y áridos con peso ligero (LWA) con un rango de resistencia entre 30 y 90 MPa. Fueron evaluadas 250 columnas y se dividieron en dos grupos; uno fueron pruebas de columnas sometidas a una carga a compresión concéntrica, y el segundo grupo fueron columnas bajo la combinación de carga axial y carga lateral cíclica. Las columnas analizadas tenían formas de sección y tipos de refuerzo diferentes.

De 157 columnas de prueba con carga a compresión, 74 fueron de pequeña escala, cilindros confinados con estribos en forma espiral o anillos circulares, y 13 fueron también de pequeña escala con sección cuadrada y estribos cuadrados, ninguno de los cuales poseía un refuerzo longitudinal. Las variables principales fueron la resistencia del hormigón, el peso unitario del árido, y la separación del refuerzo de confinamiento.

Las columnas cuadradas ensayadas bajo carga a compresión, 67 fueron con áridos de peso normal (NWA); de estas columnas, 54 tenían refuerzo longitudinal. Las restantes 13 columnas cuadradas fueron confinadas por espirales cuadrados. Las principales variables que se tienen en estas pruebas son, la cantidad y disposición del refuerzo longitudinal, la relación volumétrica y el esfuerzo de confinamiento del acero, la resistencia del hormigón y los niveles de la carga aplicada.

Se realizaron 45 ensayos, utilizando áridos de peso normal bajo carga cíclica. La resistencia del hormigón fue hasta 130 MPa. Las principales variables que se utilizaron son: la resistencia del hormigón, nivel de carga axial, configuración del refuerzo, la relación volumétrica y el esfuerzo del acero.

Del estudio realizado se concluyó que la deformación de las columnas está en función de los parámetros relacionados con el refuerzo de confinamiento, la carga aplicada y el tipo de hormigón utilizado.

Cabe señalar que se observó que las columnas de alta resistencia tenían un comportamiento muy frágil bajo confinamiento por el refuerzo. Los parámetros de los que depende el confinamiento en función de la ductilidad son el espaciado de los estribos, la resistencia del refuerzo transversal, el radio volumétrico, la resistencia del hormigón y la carga axial. La presión causada en el hormigón de alta resistencia por confinamiento tiene un mayor significado que en hormigones de resistencia normal. Con el fin de alcanzar una presión adecuada del confinamiento, la relación volumétrica puede incrementarse para el acero utilizado. El autor señala que los ensayos con las columnas con un sistema similar de confinamiento por el refuerzo, muestran resultados similares de la resistencia del hormigón, siempre que la relación sea  $\rho_s f_{yh} / f'_c$  se mantenga constante y se cumplan los límites mínimos de radio volumétrico y el espaciado del refuerzo transversal.

En acero de alta resistencia se muestra eficaz en el confinamiento de columnas de altas resistencias. La deformación de estas columnas disminuye con la compresión de la carga axial, pero aún es posible obtener mayores deformaciones en columnas comprimidas de hormigones de alta resistencia incrementando el radio volumétrico y de igual forma el grado del acero de refuerzo.

Reduciendo el espaciado entre los estribos y trabajando en conjunto con el refuerzo longitudinal, se dice que mejora la resistencia y aumenta la ductilidad en las columnas de hormigones de alta resistencia.

### ❖ **Mendis and Patnaikuni, 1996 [19 ]**

Esta investigación se llevó a cabo con elementos de hormigones de alta resistencia (HAR), comparándolos con hormigones de resistencias normales (HC); utilizando tres parámetros de flexión. Los parámetros con los que se caracterizó la ductilidad por flexión fueron: capacidad de rotación en la rótula plástica,  $\theta_u$ , la longitud plástica,  $L_p$  y el parámetro de la pendiente en la curva,  $\alpha$ .

Tras analizar las gráficas de momento curvatura se considera que se puede dividir en tres tramos: elástica, plástica y descenso, en ocasiones este último tramo se ignora. Se demuestra que en la rama de descenso, los elementos con rótulas plásticas mantienen

una capacidad resistente. El colapso de las estructuras se produce tras este mecanismo formado. La ductilidad a la flexión se puede evaluar mediante la siguiente ecuación:

$$\psi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (2.7)$$

Donde,  $\phi_u$  es la curvatura correspondiente al 80% del momento M, y  $\phi_y$  es la curvatura plástica.

En la rama post-pico se tiene en cuenta cuando  $\theta_u = \theta_p$ .

Por consiguiente, existen dos tipos de ductilidad: ductilidad plástica y la ductilidad por ablandamiento. Se observó que la rama post-pico puede ser importante para el diseño sísmico donde se espera grandes deformaciones. Pruebas exhaustivas para HC revelan que la ductilidad se puede lograr con un adecuado refuerzo longitudinal y transversal.

El hormigón de alta resistencia HAR, se clasificó como  $f'c$  mayor que 50 MPa, siendo un material más frágil que NSC.

Un total de 11 probetas de HAR fueron fabricadas y ensayadas bajo el incremento de una carga monotónica. Estos ensayos son comparados con estudios previos con especímenes similares de HC.

Fueron ejecutadas cuatro tipos de pruebas:

- Un punto central de carga, a la luz de 1000 mm
- Un punto central de carga, a la luz de 1260 mm
- Un punto central de carga, a la luz de 1500 mm
- Dos puntos centrales de carga, ubicados a una distancia entre amos de 450 mm, a la luz de 1500 mm

Las variables experimentales fueron: el porcentaje entre la tracción y compresión del acero de refuerzo, el espaciado del refuerzo transversal,  $s$ , la longitud del cortante, y la profundidad efectiva,  $z/d$ .

La curvatura de la viga viene dada por:

$$\phi = \frac{\Delta_c + \Delta_t}{1 \cdot h} \quad (2.8)$$

La rotación plástica viene dada por:

$$\theta_u = \phi_u - \phi_y \cdot l_p$$

$\phi_u$  = rotación en el punto plástico por colapso

$\phi_y$  = rotación en punto plástico

La comparación entre ensayos indica que las columnas de HAR tenían un mayor índice de ductilidad plástica que HC. Sin embargo HC muestra una ductilidad similar si se tiene en cuenta el efecto en la rama post-pico. Se discutió que el índice de plasticidad puede ser mejorado mediante la inclusión de fibras de polímeros y metálicas en el hormigón. Se encontró que la resistencia del hormigón tiene poco efecto en la capacidad de momento último, ya que esto depende más de la armadura de refuerzo en la zona plástica (de iguales secciones transversales).

Los resultados fueron analizados y comparados con el código ACI y el código ASCE, con los límites superiores e inferiores recomendados para la longitud plástica. Los resultados para HC y HAR fueron aleatoriamente dispersos en el punto medio de los límites. Por ello se concluyó que los códigos ACI-ASCE proponen unos límites inferiores de la rótula, proporcionando una estimación conservadora de longitudes para HAR, así como HC. También se observó que una mayor cantidad de refuerzo transversal, aumenta la longitud plástica.

Estos autores indican que el HAR tenía pendientes más pronunciadas en la rama post-pico que los de HC. La pendiente en la rama post-pico para las columnas, se describe como la rigidez negativa de la rama descendente de la gráfica momento- curvatura.

El hecho de que la pendiente de HAR sea similar a la pendiente crítica, ello significa que la rama post-pico de HAR no proporciona ductilidad adicional como lo hace HC. Así para HAR  $\phi_u = \phi_p$ .

La capacidad de la rotación plástica y los índices de ductilidad que se observaron fueron más altos para HAR en la región inelástica, sin la inclusión de la rama post-pico. Sin

embargo, los rangos de capacidad de la rama post-pico son comparables para HC y HAR.

Se encontró que un aumento en la armadura de tracción y una disminución en el confinamiento del núcleo reduce la capacidad de rotación. Siendo más pequeña la longitud del cortante, reduce la capacidad de rotar. Un incremento en la longitud del cortante, incrementa la longitud de la rótula, que a su vez aumenta la capacidad de rotación debido a la mayor longitud disponible en la distribución plástica de momentos. La disminución de la pendiente de la rama post-pico global aumenta la capacidad de rotación.

### ❖ Bayrak and Sheikh, 1997 [11]

El presente artículo analiza ensayos experimentales de HAR con el fin de verificar y mejorar el código ACI. Las muestras fueron probadas en columnas con un refuerzo en los extremos. El trabajo experimental se puede ver a continuación.

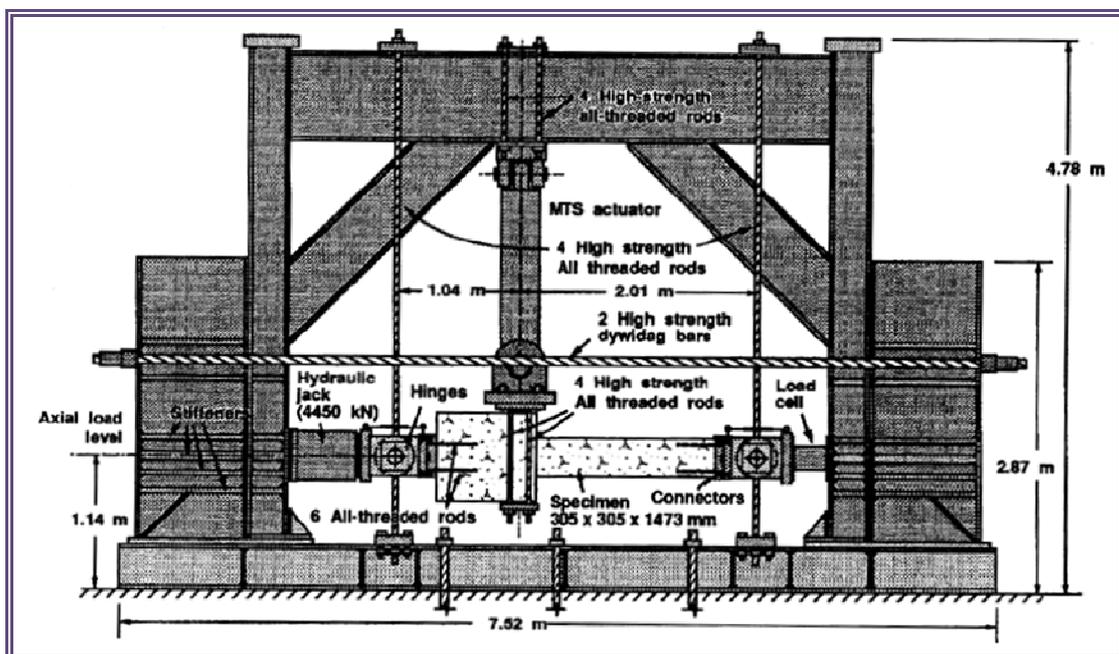


Figura 2.5 Modelo experimental realizado por Bayrak y Sheikh.

Los especímenes fueron instrumentados utilizando células de carga y captadores de desplazamiento. Las deformaciones longitudinales de hormigón también se midieron

utilizando transductores de desplazamiento (LVDT). Todas las muestras fueron analizadas bajo carga axial constante y bajo una carga cíclica.

Se estudio en los ensayos los parámetros de ductilidad, que incluye factores de ductilidad, relaciones de ductilidad y de la energía, y los indicadores en la zona de daño. El estudio general indicó que HAR puede reaccionar de una manera dúctil bajo altas cargas axiales, siempre y cuando se cuente con el refuerzo de confinamiento suficiente.

Se destacó que el comportamiento a nivel de la sección (M -  $\phi$  relación) registra deformaciones concentradas importantes en la región de la rótula plástica y en comparación con las ocurridas por la rotación en dicha zona.

El autor define una nueva variable  $R_{A/P}$  para comparar los especímenes.

$$R_{A/P} = \frac{A_{sh}/A_{sh}(ACI)}{P/P_o} \quad (2.9)$$

Se propuso que las muestras con la misma relación  $R_{A/P}$  y configuraciones en el refuerzo eran comparables. Todos los parámetros de la sección ductilidad parecen aumentar a medida  $R_{A/P}$  se incrementa.

Examinando los parámetros de ductilidad, se indicó que HSC tienen una menor capacidad de deformación, además que la capacidad de absorción de la energía era mayor inicialmente. Sin embargo, estos valores mejoraron si se compararon con HC.

Se sugirió que la configuración de los parámetros de diseño de la armadura debe ser incluidos en los códigos. Entre otras observaciones, cuando la relación volumétrica de la armadura se mantiene constante y se incrementa la resistencia del hormigón, la columna será menos dúctil. Una mayor carga axial también que se ha traducido en un aumento en la tasa de degradación de la rigidez en los ciclos de carga, afectando el desempeño en las columnas de HAR. Los autores subrayan la necesidad de incorporar la carga axial en el cálculo de la cantidad de refuerzo requerida para el confinamiento.

❖ **Paultre, Légeron and Mongeau, 2001 [23]**

En esta investigación se analizan elementos de hormigones de alta resistencia bajo carga cíclica. Se señalan las solicitudes que se someten las columnas que en ocasiones limitan la aplicación de HAR en el diseño debido a la fragilidad que muestra. Buscan explicar el mecanismo del confinamiento en columnas HAR.

Analizan 8 especímenes bajo una combinación de carga axial y carga lateral cíclica. Las pruebas de los especímenes consideran columnas reforzadas en la cimentación, observar la siguiente figura:

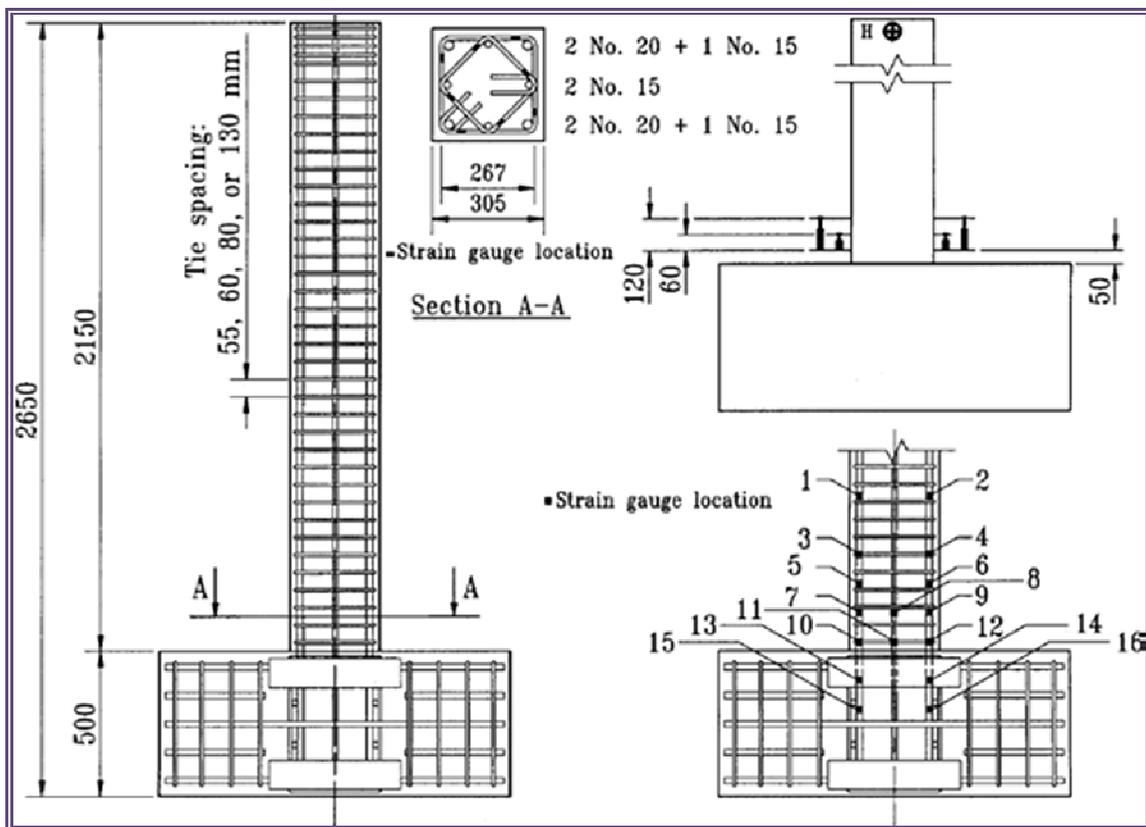


Figure 2.6 Geometría en la sección de los especímenes ensayados por Paultre, Légeron y Mongeau.

Los dos parámetros principales investigados incluían la resistencia del hormigón y la resistencia del refuerzo transversal. Las resistencias del hormigón obtenidas fueron de 80MPa, 1000MPa y 120MPa con barras de acero de refuerzo de 400 y 800 MPa.

Durante los ensayos, se aplicó carga axial inicialmente; y luego se inició con un primer ciclo al 75% de la carga plástica calculada previamente que fue introducida para encontrar el valor de desplazamiento de control. Este ciclo sólo se aplica una vez. En el resto de los ciclos se repitieron dos veces y fueron controlados mediante la utilización de factores incrementales del valor de desplazamiento de control.

Todas las columnas fueron fuertemente dañadas en una zona cercana al empotramiento, con una región de daño que excedía dos o tres veces el canto de la columna. Estas observaciones fueron concordantes con otras observaciones hechas para HAR y HC. En todos los ensayos se percibió que la sección del empotramiento no estaba dañada, aunque estaban solicitada al momento máximo. Este fenómeno ha sido percibido por otras investigaciones y es atribuido al confinamiento que se produce en el extremo que incrementa la capacidad del momento. Fue puesto de manifiesto que la longitud del extremo sin daño fue alrededor de 40mm equivalente a la distancia desde el principio del extremo hasta el primer cerco de refuerzo transversal.

La pérdida de la capacidad para uno de los ensayos fue del 20% debido al salto de recubrimiento, y hubieron pérdidas de capacidad similar para otros ensayos, debido también a la misma causa. Se indicó que no existen señales de alerta previas al salto del recubrimiento para poder advertirlo como que fisure longitudinalmente.

Se estudió de cada uno de los especímenes la capacidad de energía disipada, el desplazamiento y los factores de ductilidad en curvatura, el índice de daño  $D_{EW}$ , el índice de trabajo  $I_W$  y la energía disipada normalizada  $E_N$ .

Se observó que según la resistencia del hormigón se incrementaba, la capacidad para soportar desplazamientos no elásticos decrecía muy rápidamente. Todos los parámetros de ductilidad disminuyeron en valores, según el incremento de resistencia.

El índice del valor de confinamiento  $\rho_s f_{yh} / f'_c$  fue utilizado para evaluar la eficiencia del confinamiento. Se observó que existe correlación de los índices de ductilidad y energía. Un espécimen con un alto  $I_c$  se comportaba de una manera más dúctil. Este valor es sólo apropiado para usarlo con especímenes de diferentes resistencias de

hormigón, pero todas ellas con el mismo refuerzo de cedencia, y la aplicación de una carga axial.

Estos autores supusieron que en el mismo nivel de ductilidad puede ser alcanzado con elementos equivalentes pero con más bajo volumen de acero de alta resistencia.

El índice de confinamiento  $\rho_s f_{yh} / f'_c$  fue estudiado por estos autores para distintos especímenes agrupados con una misma carga axial. Los ensayos alcanzaron valores de índice  $I_c$  con rangos entre 0.079 y 0.248. El espécimen con el valor más bajo fue el menos dúctil y el de parámetros de ductilidad más pobre. Se observó que la ductilidad aumentaba con un incremento de  $I_c$ . Sin embargo, la correlación de la ductilidad y el índice  $I_c$  presenta muchas variaciones. Los ejemplos incluían algunos especímenes con valores similares de  $I_c$  que se comportaban diferente y tenían parámetros de ductilidad no iguales.

Al analizar el índice  $\rho_s f_{yh} / f'_c$  se esperaba que diera indicaciones claras a los diseñadores, sobre la influencia relativa de cada uno de estos parámetros en la ductilidad de las columnas. Por ejemplo, este índice, indica que la cantidad de acero de confinamiento se puede reducir al 50% si la resistencia  $f_{sh}$  es duplicada. Sin embargo, especímenes ensayados que contenían dos veces el armado transversal, pero con la mitad de la resistencia a la plastificación  $f_{sh}$  de este acero, se comportaban de forma muy diferente a los resultados esperables que debían de ser con similares comportamientos. Se concluyó que el índice  $I_c$  no puede describir los efectos de la armadura transversal en cuanto a la alta resistencia a la  $f_{sh}$ .

Se observó en los experimentos que una reducción del volumen de acero de confinamiento del 30% pero con el doble de resistencia a  $f_{sh}$  demostraba un comportamiento muy similar.

Se evidenció que el acero no plastifica con la máxima carga para cada espécimen; mientras que se consideró que la carga plástica es solo efectiva hasta un cierto límite. El acero de alto límite elástico transversal es más efectivo para columnas bien confinadas que para columnas con confinamiento menor.

Se concluyó que el índice de confinamiento efectivo puede ser utilizado para comparar la ductilidad relativa de columnas con resistencia diferente de hormigón y con diferentes aceros de confinamiento en cuanto a cargas de cedencia. La relación de  $I_c$  y  $\mu_{\Delta}$ , es lineal para la carga axial, lo cual lleva a creer que este índice sirve para evaluar tanto para el índice de confinamiento efectivo como para el nivel de carga axial, siendo la clave para entender el comportamiento de las columnas de HC y HAR bajo ciclos y cargas sísmicas y para el desarrollo general de un modelo predictivo de comportamiento.

Los resultados fueron comparados con las formulas del código ACI. Utilizaron la fórmula, que recomienda que el área de la sección transversal de los zunchos rectangulares de refuerzo no deberá ser inferior que:

$$A_{sh} = 0.3s h_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (2.10)$$

$$A_{sh} = 0.09s h_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (2.11)$$

Donde:

$h_c$  es el canto de la área gruesa del centro de la columna medido desde el centro al centro del refuerzo de confinamiento y,

$A_{sh}$  es el área de la sección gruesa de la columna medido de borde a borde del refuerzo transversal.

Los resultados fueron también comparados con los códigos de Nueva Zelanda (que están basados en los trabajos de Watson, Zahn y Park):

$$A_{sh} = \frac{\left(1.3 - \rho_g \frac{f_y}{0.85 f'_c}\right) s h''}{9.3} \frac{A_g}{A_c} \frac{f'_c}{f_{yh}} \frac{P}{\phi f'_c A_g} - 0.006s h'' \quad (2.12)$$

$h''$  es la dimensión desde el centro del hormigón medido desde el perímetro del estribo y el diámetro. El factor de reducción de la resistencia que debe ser tomado como 0.85 para realizar una estructura de edificación dúctil.

Los resultados de las los ensayos indican que no existe una buena correlación entre los valores del ACI calculados y la ductilidad de desplazamiento alcanzado. Sin embargo los códigos de Nueva Zelanda estiman mejor el empotramiento de los soportes.

A pesar de ello, en comparación con las columnas basadas de los códigos similares al de Nueva Zelanda, las columnas de acero con un alto límite de cedencia tenían una menor ductilidad por desplazamiento que las columnas con la fuerza de cedencia normal, se concluyó que el nivel de ductilidad dependía mucho de la resistencia a la cedencia del acero del refuerzo transversal.

❖ **Lin y Lee, 2001 [18]**

Este trabajo presenta una investigación sobre hormigones autocompactables (HAC). Se desconoce con exactitud el comportamiento de este tipo de hormigón en columnas, sin embargo, su uso es de mucha utilidad en articulaciones de columnas debido a la complejidad del armado, especialmente en la unión viga -columna, además al final de la columna y los extremos de la viga. 21 ensayos se ejecutaron en este estudio, siete de los cuales fueron de HC y los otros HAC.

Los parámetros estudiados fueron la resistencia del hormigón, la separación de la armadura transversal, la resistencia de la armadura transversal, el valor de la tracción y compresión del armado longitudinal y la cuantía de armadura transversal.

Se observó que la capacidad en hormigones HAC en vigas fue ligeramente superior a las columnas normales. HAC mostró una mayor ductilidad que en vigas de hormigón normal. Las columnas que tenían un valor similar  $\rho_s f_{yh}$  mostraban un nivel de ductilidad semejante. El HAC tiene un mayor control de fisuras que en vigas de hormigón normal, debido a su mejor calidad.

El uso de refuerzo de alta resistencia con un límite de elasticidad superior a 414 MPa puede reducir la cantidad de refuerzo necesario y mejorar la ductilidad. La reducción del ancho de fisuras puede ser logrado al reducir el espaciamiento entre los estribos y la proporción de la armadura en tracción y el incremento de la resistencia del hormigón.

❖ **Saatcioglu and Razvi, 2002 [24]**

En este artículo se analiza las distintas formas de mejorar la exactitud de las expresiones para el diseño de columnas confinadas fabricadas con hormigón normal y de alta resistencia. En el caso de que las columnas confinadas están diseñadas para una solicitud de compresión concéntrica, la sollicitación aplicada se podrá mantener tras el salto de recubrimiento, si se dota a la columna de confinamiento.

Un enfoque de diseño propuesto, basado en un modelo de confinamiento fue sugerido. Inicialmente, los criterios utilizados por el código ACI fueron adoptados, con ligeras modificaciones, debido a interacciones importantes que no tienen en cuenta los códigos. La relación entre la razón volumétrica y la disposición del refuerzo, fue considerado, además del espaciado de los estribos.

Se demostró que la relación volumétrica de refuerzo de confinamiento puede ser reducida para las columnas con detalle de armado eficiente. El comportamiento de las columnas cuadradas y rectangulares se ha mejorado debido al acero de confinamiento basado en modelos de análisis real, que refleja las observaciones experimentales. Los autores expresan una serie de ecuaciones para definir los esfuerzos en el hormigón confinado basándose en un modelo analítico. Se observó que tanto el espaciado de los estribos ( $s$ ), como el espaciado del refuerzo en cruz del refuerzo transversal ( $s_j$ ) desempeñan un papel importante en la eficacia del refuerzo. Utilizando estas variables en las ecuaciones analíticas propuestas por los autores y desarrollan nuevas expresiones de diseño.

Los autores observaron que el aumento de resistencia debido al confinamiento es independiente de la resistencia del hormigón, sin embargo el porcentaje de incremento en la ductilidad resistente es menor en hormigones de mayor resistencia. Por lo tanto, las columnas de hormigón de alta resistencia requieren una mayor proporción de confinamiento para alcanzar la misma deformabilidad que los HC para un mismo nivel de ductilidad requerido.

Se demostró que la eficacia de acero de alto grado de confinamiento bajo cargas de compresión concéntricas, dependía de la cantidad y la eficiencia del acero transversal, mientras que también depende del nivel de carga axial de columnas sometidas a inversiones de carga lateral cíclica.

Los autores analizaron distintas ecuaciones de diseño columnas de hormigón de alta resistencia, obteniéndose que existe una buena correlación con los datos analizados obtenidos de los ensayos experimentales en columnas de HAR. Sin embargo, estas expresiones de diseño no representan completamente el comportamiento de la columna real.

Investigaciones anteriores (Paultre, Bayrak entre otros) indican una correlación entre el desplazamiento lateral y el confinamiento del hormigón. En consecuencia, las columnas con un desplazamiento lateral significativo pueden tener el confinamiento más limitado. los autores indican que la deriva lateral no fue tratada explícitamente en los códigos de ACI para el confinamiento de la columna. El autor propone un desplazamiento basado en el diseño con un desplazamiento lateral dependiendo de los requisitos requeridos como criterio de desempeño. El enfoque de diseño propuesto se basa en la capacidad de desplazamiento calculado de las columnas que tienen diferentes niveles de confinamiento y compresión axial. Se realizó un análisis por ordenador para calcular la deriva.

Los modelos analíticos y los procedimientos de análisis utilizados, fueron verificados exhaustivamente con datos experimentales. La capacidad de la deriva se calcula para un 20% de caída de la resistencia de momento o en el nivel de caída de la fuerza lateral.

Se concluyó que los factores de los que depende la deriva son: el espaciamiento y la disposición de refuerzo de confinamiento, el nivel de carga a compresión axial, la resistencia del hormigón, la zona del núcleo y la relación entre el canto y la luz. El porcentaje de refuerzo longitudinal tiene una importancia secundaria. Los valores de la deriva con capacidades similares podrían obtenerse para  $\rho_s f_{yh} / f'_c$  cortante en columnas con geometría y con un nivel de refuerzo longitudinal similar pero con diferentes cantidades de refuerzo de confinamiento y resistencia del material. Esto indicaba que la relación podría ser utilizada como parámetro de diseño para diferentes rangos de resistencia de los materiales.

Por consiguiente, los autores señalaron que las columnas que mantienen constante la relación  $\rho_s f_{yh} / \{f'_c [(A_g/A_c) - 1]\}$  tienen una capacidad de deriva aproximadamente

similar. Esta relación se define como  $R$  y se utilizó para establecer los requisitos de confinamiento de acero. Se ha demostrado mejorar la capacidad de desplazamiento lateral se ha de incrementar el valor del factor  $R$ . Sin embargo, los autores señalaron la deriva de columna disminuye cuando aumenta el nivel de compresión. Se observó que la capacidad de deriva era superior para las columnas que tenían una mayor proporción entre el canto y la luz.

La propuesta final de los autores era de incorporar en las expresiones de diseño, los efectos del armado de refuerzo, los diferentes tipos de hormigones y acero con la fuerza axial. La evidencia sugiere que las fórmulas propuestas, proporcionan mejoras significativas en las directrices actuales de la práctica.

### ❖ **Chien-Hung Lin 2005 [18]**

Chien-Hung Lin y Shih-Ping Lin observaron la diferencia entre el uso de hormigones autocompactables (HAC) en relación con hormigones normales, y de cómo este comportamiento afecta las columnas bajo una carga axial y lateral en términos de resistencia, ductilidad, capacidad de disipación de energía, y el ancho de fisuras que se producía en ellas. Se analizaron un total de veinte ejemplares, diez de los cuales fueron de alta resistencia y los otros diez fueron de resistencia normal, algunos de los cuales fueron prismáticos y no prismáticos con armado en uno de sus extremos. Los parámetros analizados fueron: la resistencia del hormigón, la magnitud de la fuerza axial, la relación volumétrica del refuerzo transversal, la resistencia de la armadura longitudinal y la disposición de la armadura transversal.

Durante este estudio los especímenes prismáticos fueron fabricados y ensayados según se muestra en la figura 2.7. la armadura transversal era de 10mm de diámetro con una separación de 70, 100 y 130 mm, y la carga lateral se colocó al mismo tiempo que la carga axial siendo de 20, 40 y 60% de la carga del axil último a compresión simple de la columna.

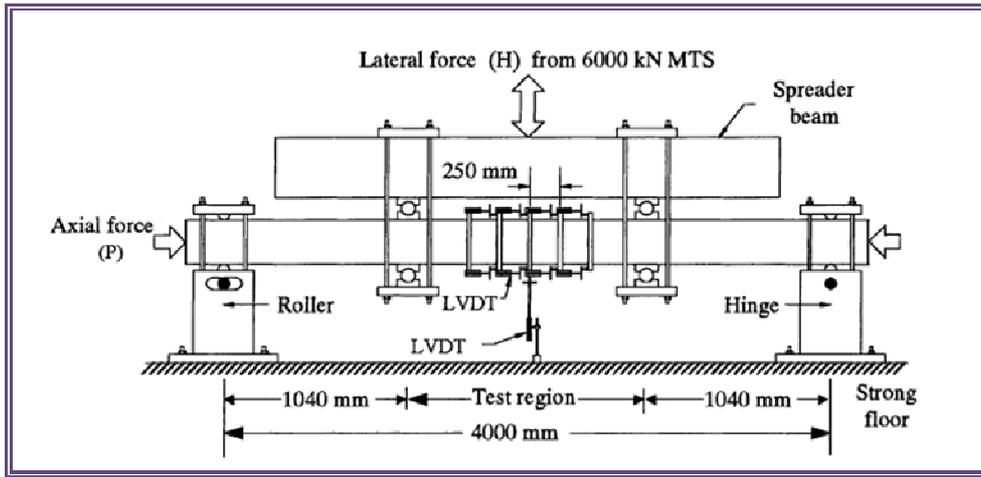


Figura 2.7. Modelo experimental utilizado por Lin

El uso de materiales de puzolana y la reducción de agua-cemento crea un mayor vínculo entre el refuerzo y el hormigón de alta resistencia autocompactable. El desprendimiento se produjo en piezas más pequeñas en los ensayos de hormigones con esta resistencia y la carga cayó más gradual que las muestras de hormigón de resistencia normal.

Los resultados de las deformaciones indican que la tensión en la armadura longitudinal fue más alta en hormigones de alta resistencia autocompactable que en las columnas con hormigón de resistencia normal, lo que se atribuyó a un mejor enlace en las muestras de alta resistencia. Sin embargo, las deformaciones en el refuerzo transversal fueron menores en HAR autocompactable, debido al hecho de que el desprendimiento se produjo más gradualmente en estos especímenes. El refuerzo transversal normalmente ejerce su efecto sobre el confinamiento cuando se ha producido el salto de recubrimiento. Se observó que por lo general HAR autocompactable desarrolla su resistencia más tarde que las vigas con hormigones de resistencia normal.

En general, los especímenes HAR autocompactables tenían una mayor resistencia a la flexión y también duraron más los ciclos, por lo que en forma general, es más fuerte. En este estudio el factor de ductilidad por desplazamiento  $\mu_{\Delta}$  para éste tipo de hormigón era de 1,13 veces mayor que las de resistencia normal y el factor de ductilidad en curvatura  $\mu_{\phi}$  era de aproximadamente 1,50 veces mayor.

Una disminución en la resistencia del hormigón, la carga axial, el espaciado del refuerzo transversal y un aumento de la resistencia del armado transversal se tomaron en cuenta para ayudar a mejorar la ductilidad. Se observó que el refuerzo en cruz tiene influencia en el aumento de la ductilidad. Una alta resistencia en el refuerzo transversal fue sugerido con el fin de reducir la cuantía del refuerzo transversal para una misma demanda de ductilidad, que a su vez reduce la el detalle complejo del armado. El índice de disipación de energía  $W$ , similar al propuesto por Ehsani y Wight (1990) se adoptó para analizar y comparar cada columna. El valor de  $W$  para columnas HAR autocompactable fue mayor que la de hormigones de resistencia normal con una razón de  $W_{HAR} / W_{HC}$  con valores de 1,08 a 1,86 con un promedio general de 1,24 aproximadamente el 24% del superior.

Se observaron tendencias similares de las columnas entre la ductilidad y la disipación de energía. Se observó que presentaban grietas más pequeñas en HAR que en HC, lo que significa que el HAR tuvo un mejor control de fisura durante la prueba. Un aumento en la resistencia del hormigón, la carga axial, la tensión del refuerzo transversal y una disminución en el espaciado entre ellas ayudan a reducir las grietas.

### ❖ **Bonet Senach 2008 [26]**

Este documento se inicia con un informe previo a la investigación, que trata de la ductilidad y la capacidad de deformación en soportes de HSC sometidos a carga axial y la inversión de carga lateral cíclica. El autor señala la necesidad de cuantificar la capacidad de deformación en estructuras de hormigón con el fin de desarrollar nuevas filosofías en el "diseño basado en la capacidad requerida". El informe analiza los códigos de diseño (como EHE-2007 anexo 10° NCSP-07, EC-8 (2005), FEMA - 356 (00) y FEMA-368 (00)) los cuales permiten la posibilidad de deformación en la rotula que se forma en la interface columna-viga, contrariamente a la concepción clásica de "viga débil - columna fuerte". Esta teoría significa que es imperativo ofrecer columnas con un comportamiento no elástico, sin perder su capacidad de apoyo. Se observó que, HAR puede reducir la geometría de las columnas, pero todavía no hay

datos suficientes como para permitir la calibración satisfactoria, el desarrollo y la aplicación de modelos simplificados.

La mayoría de los métodos simplificados en los códigos se han desarrollado para columnas de hormigón convencional, sin embargo la investigación sobre las columnas de HAR han demostrado que estos métodos no son necesariamente apropiados para su diseño.

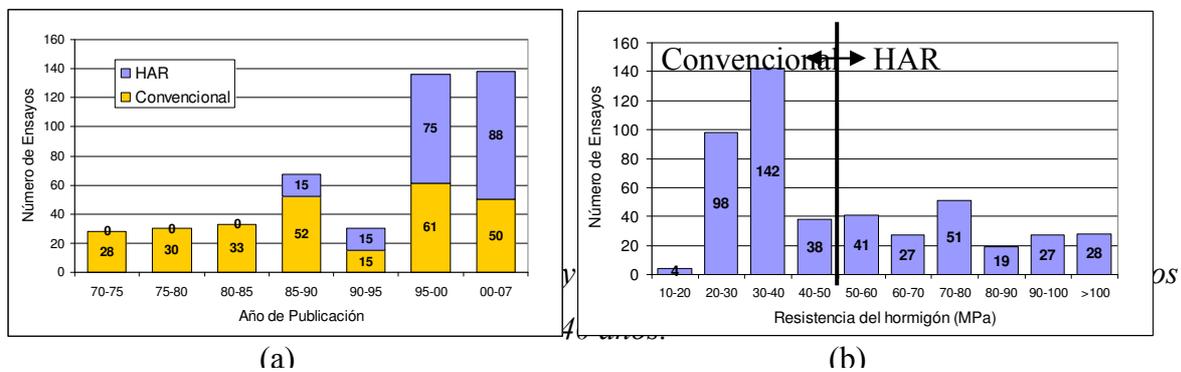
Se propuso un programa experimental para columnas de HAR con carga axial constante y carga cíclica con el objetivo de encontrar soluciones analíticas y mejorar la viabilidad del uso de este material en las columnas. Es de esperar que un método numérico, que incluye la deformación debido a la flexión, cortante y la pérdida de adherencia puede ser desarrollado con el objetivo final de proponer una ecuación simplificada que evalúa la capacidad de la la deformación de la columna es como la rigidez efectiva, las rotaciones plásticas y la longitud de la rótula plástica así como una expresión que relaciona la ductilidad necesaria con el refuerzo transversal.

El cálculo de la capacidad de deformación bajo carga cíclica es muy complicado debido a un comportamiento no-lineal, debido a la reducción gradual de la rigidez, la fisuración, la disminución entre la resistencia del hormigón y el refuerzo de confinamiento, así como otros factores que desempeñan un papel importante en este tipo de comportamiento.

La capacidad de las columnas para soportar cargas cíclicas depende de su capacidad para deformarse plásticamente, la capacidad para absorber la energía y disipar la energía sin perder la resistencia global. Las ventajas de HAR que se destacan son de una mayor durabilidad, mejores propiedades mecánicas y reducción de la geometría en la sección de la columna. Sin embargo, HAR sometido a compresión es mucho más frágil que HC. A pesar de tener desventajas, HAR se está empezando a aceptar en importantes zonas sísmicas.

El autor indica que los códigos ((EHE 2007, CE-8, ACI-318 (05)) exigen la utilización de una cantidad determinada de refuerzo para permitir la deformación plástica en función de la ductilidad necesaria. En general, esta cantidad es proporcional a la

resistencia del hormigón, nivel de fuerza axial aplicada e inversamente proporcional al límite elástico del refuerzo transversal. Las columnas de HAR por lo general necesitan una gran cantidad de refuerzo transversal que conduce a problemas de ejecución. Otros investigadores sugieren que el uso de acero de alto límite elástico, el uso de fibras o de hormigón autocompactable pueden permitir la facilidad en la ejecución del hormigón. La falta de experimentos de HAR en comparación con los de HC es significativa. Se mencionó que esta falta de de datos de experimentación para las columnas de HAR impide el desarrollo de diseños de las columnas de HC. El autor hace énfasis en HAR y HC sobre el número pruebas experimentales llevadas a cabo en décadas recientes, que puede verse a continuación en la figura 2.8.



En la figura 2.8.a, se muestra la relación del número de ensayos experimentales disponibles en la bibliografía correspondientes al estudio de soportes sometidos a una carga de axial constante y carga lateral cíclica clasificados por año de publicación y tipo de hormigón (convencional y de alta resistencia). Esta gráfica se ha elaborado a partir de los datos que se incluyen en la base de datos del PEER - Pacific Earthquake Engineering Research Center - “Structural Performance Database” Universidad de Washigton (<http://www.ce.washington.edu/~peera1/>) [18]) que consta de 306 ensayos de soportes rectangulares realizados hasta el 2003. Dicha base de datos ha sido completada con 169 resultados experimentales más. Se puede observar como la experimentación se ha incrementado notablemente en los últimos 10 años, tanto en hormigón convencional como de alta resistencia.

En la figura 2.8.b se muestra el número de ensayos por resistencias del hormigón. Puede observarse como el número de ensayos de HAR es reducido en comparación con el hormigón convencional.

El autor analiza la labor de otros investigadores y destaca las siguientes conclusiones de su trabajo:

- La armadura transversal es efectiva para niveles altos de axil, en el caso de niveles bajos es poco eficaz (Ho y Pam (2003)[20] y Ahn y Shin (2007)[11]). Además, Woods et al (2006)[36] ha detectado rangos de separación y cuantía de armadura transversales poco eficaces desde el punto de vista de la ductilidad. Dicha cuantía de armadura transversal por ductilidad debería ser función del nivel de axil y de la configuración de la armadura transversal (Bayrak (1998)[17], Ahn y Shin (2007)[11] y Kim et al (2007)[22]).
- La cuantía de armadura transversal requerida por el ACI-318(05)[1] para HAR no es adecuada (Li, Park y Tanaka (2001)[26], Khoury y Sheikh (1991)[21] y Paultre, Legeron y Mongeau (2001)[32]. Los resultados experimentales muestran que los requisitos de ductilidad señalados por el ACI-318 tienden a ser conservadores para niveles bajos de axil y del lado de la inseguridad para niveles altos de axil (Bae y Bayrak (2006)[15]).
- La utilización de acero de alta resistencia como armadura transversal es efectiva para niveles altos de axil (Paultre, Legeron y Mongeau (2001)[32] y Paultre et al (2005)[31]). Sin embargo, para niveles bajos de axil no es eficaz (Saatcioglu y Baingo (1999)[33] y Saatcioglu y Lipien (1997)[34]) y además la reducción de la cuantía geométrica de armadura transversal puede dar lugar al pandeo local de la armadura comprimida longitudinal suponiendo una pérdida de capacidad resistente (Azianamini et al (1994)[13]).
- La inclusión de fibras de acero en la masa de hormigón mejora la ductilidad del soporte (Yazzar (2000)[37] y Paultre, Legeron y Mongeau (2001)[32]).
- A igualdad de parámetros, los soportes fabricados con hormigón utocompactable son más dúctiles que los fabricados con hormigón tradicional (Paultre et al (2005) [31]y Lin et al (2005)[27]).

En la figura 2.9.a, se muestra la distribución de ensayos en función de la resistencia y del nivel de axil, se observa que existen pocos ensayos experimentales para niveles altos de axil y soportes fabricados con HAR. También en la figura 2.9.b, se muestra la distribución de ensayos en función de la resistencia y la esbeltez de cortante ( $M/(V \cdot h)$ )

del soporte, puede observarse como los soportes analizados son en general poco esbeltos, sería recomendable en soportes fabricados con HAR ampliar dicha esbeltez. En ese sentido Bae y Bayrak (2006)[14] señalan que el efecto  $P-\Delta$  debería ser estudiado para incluirlo en las expresiones entre los distintos factores de ductilidad (en desplazamientos y en curvatura). En la figura 2.9.c, se muestra la distribución de ensayos en función de la resistencia y del nivel de confinamiento. Si se compara con la distribución de ensayos de hormigón convencional puede observarse que existe una gran dispersión y pocos ensayos en HAR en cuanto al nivel de confinamiento. Por último, en la figura 2.9.d, se muestra la distribución de ensayos en función de la resistencia y el límite elástico de la armadura transversal, se puede observar el reducido número de ensayos para acero de alto límite elástico.

*Figura 2.9 Antecedentes respecto a los métodos de diseño y de evaluación de estructuras existentes.*

Los diferentes enfoques de diseño para el refuerzo transversal de los diferentes códigos fueron objeto de discusión; el ACI - 318 (05) da una cantidad de armadura transversal en función de la relación entre el área bruta de la sección y el área confinada, la resistencia del hormigón y la de la armadura transversal. El ATC-32 (96) y NZ-3101:1995 propone una cuantía de armadura transversal en función de las mismas variables que la normativa ACI-318, del nivel de axil y de la cuantía del armado longitudinal. El CE EC-8 y la normativa EHE-2007 propone una cuantía transversal función del nivel de axil, resistencia del hormigón, la armadura transversal y longitudinal, la ductilidad requerida y de la efectividad del confinamiento. También, para el diseño de las zonas críticas susceptibles de formación de una rótula plástica es necesario cuantificar la capacidad última del esfuerzo cortante.

El autor analiza cómo los investigadores anteriores han comentado sobre las teorías de los parámetros de ductilidad; además menciona que Biskinis et al (2004), la EHE 2007 y CE-8, han propuesto modelos para evaluar dicha capacidad resistente.

Representa una tarea compleja obtener la capacidad de deformación en elementos de hormigón armado, así que, como resultado, muchos investigadores han utilizado un enfoque simplificado para el cálculo de la rigidez efectiva ( $EI_{\text{eff}}$ ), los momentos de plastificación ( $M_y$ ), la rotación plástica ( $\theta_y$ ), la rotación última ( $\theta_u$ ) y la longitud de plastificación ( $l_p$ ).

## **CAPÍTULO 3**

### ***“PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN”***

En éste capítulo se presentan los objetivos específicos, justificando la importancia de la investigación, así como los parámetros estudiados en cada uno de los ensayos.

En el capítulo anterior se ha presentado el estado actual del conocimiento, centrando la atención fundamentada en los ensayos sometidos a una carga axial y carga lateral cíclica.

### **3.1 JUSTIFICACIÓN Y PLANTEAMIENTO DE OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

De la bibliografía analizada en el capítulo anterior, se pone de manifiesto que en los últimos años, se ha incrementado el número de ensayos correspondientes a soportes sometidos a cargas cíclicas, para hormigones convencionales; siendo insuficiente para soportes fabricados con hormigón de alta resistencia, sobre todo para valores altos de axil y cualquier nivel de confinamiento.

La importancia de la investigación se centra en contribuir al incremento de datos experimentales disponibles para corroborar métodos de diseños para soportes de hormigón armado bajo estas solicitudes de cargas. Como hemos visto en el capítulo 1, el objetivo general del trabajo de investigación es desarrollar un programa experimental de análisis de soportes de hormigón normal y de alta resistencia, con la inclusión de fibras metálicas; que estén sometidos bajo una carga axial y carga lateral cíclica.

Entre los objetivos específicos del trabajo de investigación se encuentran:

- ❖ Recopilar y analizar la literatura existente sobre el tema de estudio.
- ❖ Definir un modelo de ensayo.
- ❖ Diseñar un ensayo que permita analizar el comportamiento de soportes sometidos a compresión constante y carga lateral cíclica.
- ❖ Proponer un programa experimental de ensayos que permita analizar el comportamiento de soportes de hormigones convencionales y de alta resistencia, con la inclusión de fibras metálicas dentro del rango de variación de parámetros.
- ❖ Identificar un sistema de medida que se permita obtener datos precisos y suficientes, para lograr una interpretación adecuada de los soportes.
- ❖ Definir una metodología de ensayo.
- ❖ Aportar datos experimentales en el campo de soportes sometidos a cargas cíclicas.
- ❖ Presentar un análisis preliminar de los resultados obtenidos.

### **3.2 DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS DE ESTUDIO Y LOS INTERVALOS DE VARIACIÓN**

El comportamiento y deformabilidad de los soportes, depende principalmente de sus características geométricas (esbeltez y condiciones de vinculación), sus características mecánicas (resistencia del hormigón, cuantía longitudinal y transversal del armado) y de las acciones de la cual está sometido.

En este apartado se definen los parámetros de estudio y variables consideradas en el programa experimental para el desarrollo de los ensayos. Se pretende obtener la comprobación del comportamiento de soportes de hormigón convencional (HC) y de alta resistencia (HAR), sometidos a una fuerza axial y carga lateral cíclica, dado los vacíos existentes en el estado actual del conocimiento para este tipo de solicitud de carga.

Los parámetros de los ensayos considerados en el programa experimental son:

**3.2.1 Resistencia del hormigón:** en el programa experimental se utilizaron seis tipos de hormigones, como lo muestra en la siguiente tabla.

*Tabla 3.1 Resistencias del hormigón y la adición de fibras metálicas*

Resistencia media (MPa)	Fibras metálicas (Kg/m <sup>3</sup> )
30	0
30	30
30	60
75	0
75	30
75	60

La resistencia media del hormigón fue obtenida a los 28 días, bajo los ensayos de compresión en probetas cilíndricas de acompañamiento de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura.

**3.2.2 Sección transversal del soporte:** la sección transversal de los soportes analizados tienen forma rectangular (bxh) cuyas dimensiones son de: 15x26 cm y 15x14 cm.

**3.2.3 Cuantía geométrica de armadura longitudinal y transversal ( $\rho$ ):** los soportes ensayados están divididos en dos grupos de armadura longitudinal; uno con acero corrugado de 12mm de diámetro y el otro con acero corrugado de 8 mm de diámetro. La sección transversal de 15x26 cm se fabricó con un armado longitudinal de 12 mm de diámetro, que corresponde a una cuantía de armadura de 1.74 %; y para las sección transversal de 15x14, se utilizaron barras longitudinales de 8 mm de diámetro, con una cuantía longitudinal de 1.44%. Ambas cuantías son similares.

En ambos casos, la cuantía geométrica de armadura longitudinal está en el rango utilizado en el campo de la edificación.

La cuantía de armadura longitudinal se obtiene como se indica en la siguiente expresión (3.1):

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \quad (3.1)$$

Donde;

$A_s$  Área de la armadura longitudinal

$A_c$  Área de la sección transversal de la pieza

En cuanto a la armadura transversal de los soportes, para los dos grupos de secciones transversales, se disponen de barras de acero de 8 mm de diámetro, espaciados a 5cm, 10 cm y 60 cm; tal y se indica en la tabla 3.2.

Tabla 3.2 Información del armado utilizado en cada uno de los soportes

Serie	Soporte	Sección Transversal (cm)	Separación (cm)	$\rho_s$	$\omega_o$	$\alpha \omega_o$
1	S1	15x26	10	1,74	0,26	0,039
	S2	15x26	5	1,74	0,51	0,12
	S3	15x26	10	1,74	0,26	0,039
	S4	15x26	5	1,74	0,51	0,12
	S5	15x26	10	1,74	0,26	0,030
	S6	15x26	5	1,74	0,51	0,12
	S7	15x26	60	1,74	0,04	0,012
2	S8	15x26	10	1,74	0,1	0,011
	S9	15x26	5	1,74	0,2	0,036
	S10	15x26	10	1,74	0,1	0,011
	S11	15x26	5	1,74	0,2	0,036
	S12	15x26	60	1,74	0,02	0,036
	S13	15x26	60	1,74	0,02	0,036
3	S14	15x26	5	1,74	0,51	0,12
	S15	15x14	7	1,44	0,56	0,12
	S16	15x14	7	1,44	0,56	0,12
	S17	15x26	5	1,74	0,51	0,12
	S18	15x14	7	1,44	0,56	0,12

La cuantía volumétrica de confinamiento se calcula según la expresión por EHE-8 en el Anejo 10, en el apartado 6.3.2:

$$\omega_{Wmin} = \frac{1}{\alpha} \left( \frac{V_d f_{yd}}{1333} - \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \right) \quad (3.2)$$

Donde

$$v_d = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

$b_c$  ancho de la sección transversal

$b_o$  ancho del núcleo confinado (medido entre las líneas centrales de los cercos confinantes).

$\alpha$  factor de efectividad del confinamiento, debido en el punto 40.3.4 de la instrucción.

Los soportes constan de una zona de conexión rígida, con el fin de simular la unión con una viga o un forjado, desarrollando así una sección con capacidad resistente y con un mayor confinamiento del hormigón.

El detalle del armado utilizado para los soportes ensayados se muestra en las siguientes figuras:

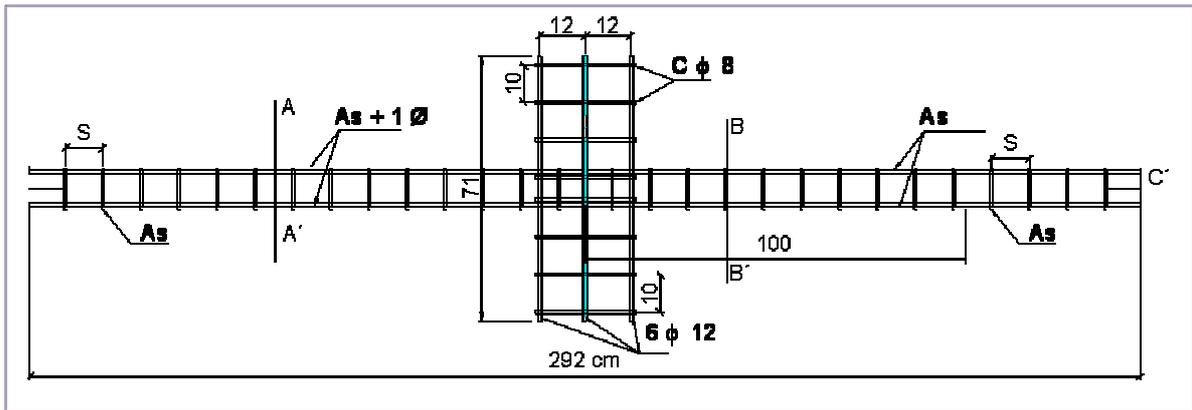


Figura 3.1. Detalle general del armado, utilizado para los dos tipos de sección transversal.

Para la sección de 15x14 cm se utilizó el siguiente armado:

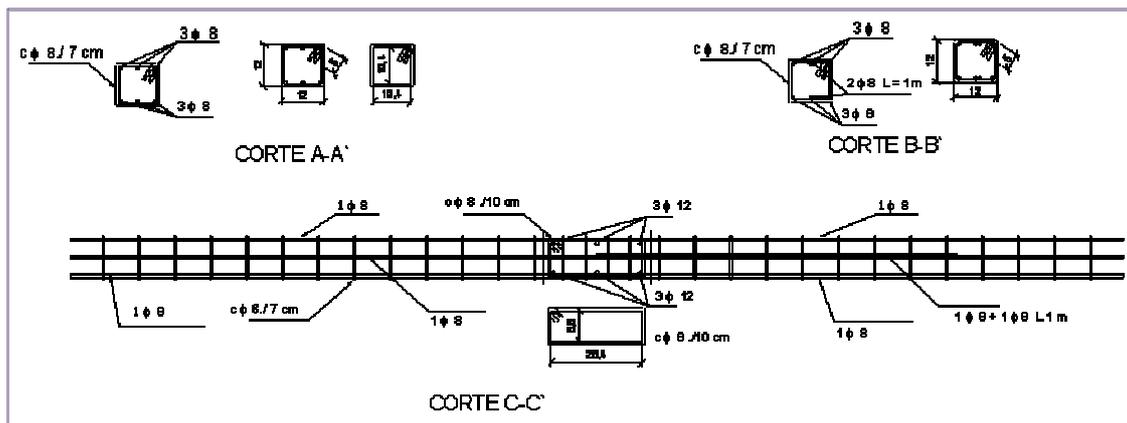


Figura 3.2. Detalle del armado para la sección.

En la sección de 15x26 cm se utilizó el siguiente armado:

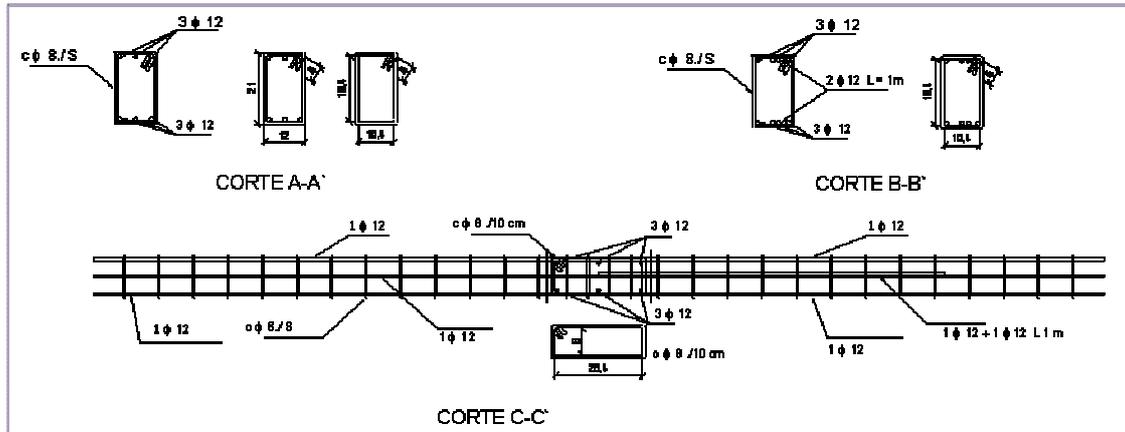


Figura 3.3. Detalle del armado para la sección.

Para el detalle de la armadura transversal, se han investigado (Barrera []), que el uso de estribos que carecen del doblado en soportes, no tiene un buen amarre para lograr el confinamiento adecuado. Debido a esto, los estribos que se han fabricado para cada uno de los soportes, tienen una longitud de doblado formando un ángulo de 130°. Como por ejemplo en la figura 3.4 se muestra el detalle de los estribos utilizados para los soportes de sección transversal 15x26 cm.

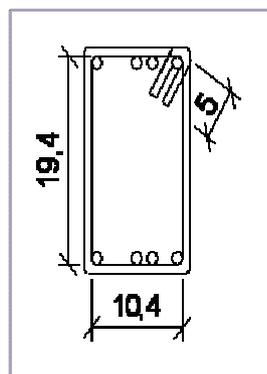


Figura 3.4. Detalle del estribo

**3.2.4 Esbeltez de la pieza:** la esbeltez geométrica ( $\lambda_g$ ) se define como la relación entre la longitud de la pieza y la dimensión de la sección transversal en la dirección considerada. En los soportes ejecutados, el uso de cortante tiene una longitud de 1.5 m

y como el canto de los soportes son de 26 cm y 14 cm, la esbeltez geométrica de los mismos es de  $\lambda_g = 5.77$ , para la sección transversal de 15x26 cm y  $\lambda_g = 10.71$ , para la sección de 15x14 cm.

**3.2.5 Nivel de axil reducido:** Según la normativa española EHE-08 (Anejo 10º requisitos recomendados para estructuras sometidas a acciones sísmicas; apartado 6.3); el nivel de axil reducido para un soporte de hormigón armado está entre 0.1 a 0.65. Para los ensayos del laboratorio, el nivel de axil reducido es uno de los parámetros utilizados para el ensayo de los soportes sometidos a una fuerza axial constante y carga lateral cíclica. Los rangos establecidos de axil reducido de los ensayos, son de 0.1, 0.35 y 0.55. Se analizó los soportes con un nivel de axil reducido mínimo, intermedio y alto.

Series desarrolladas para el programa experimental. Se trabajó con tres series, la primera consta de 7 soportes, con hormigón de resistencia de 30 MPa. En esta serie se trata de evaluar el aporte a la ductilidad que realiza la inclusión de fibras metálicas a la masa del hormigón. Se trabaja con dos niveles de resistencia residual de fibras, valores de 1,5 que corresponde 30 kg/m<sup>3</sup> y 3,0 de 60 kg/m<sup>3</sup>. En el diseño de los soportes para esta serie, se mantiene constante el nivel de axil reducido y la esbeltez; variando así el espaciado de la armadura transversal para cada nivel de confinamiento. En la figura 3.5 se muestra el esquema de las variables utilizadas en los soportes para esta serie.

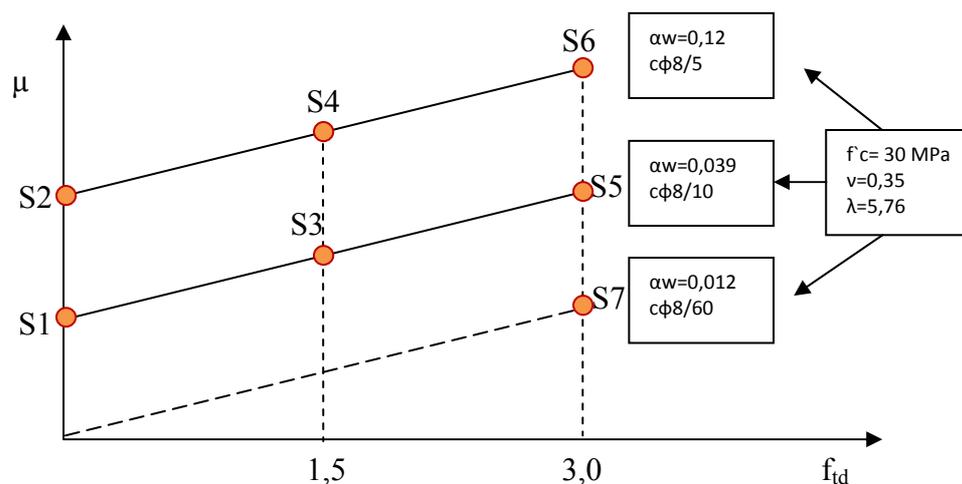


Figura 3.5. Esquema del diseño de los soportes utilizado para la serie 1

Para la serie 2 consta de 6 soportes con un hormigón de 70 MPa, al igual que en la serie 1, se desea evaluar el aporte que realizan las fibras en la ductilidad. Los soportes están diseñados con el mismo nivel de axil y esbeltez, para luego ser comparado con la primera serie. Se tienen valores de confinamiento para cada espaciado de la armadura transversal. Al igual que la resistencia residual en las fibras, se mantiene igual como en la primera serie. En la figura 3.6 se muestra en esquema desarrollado para esta serie.

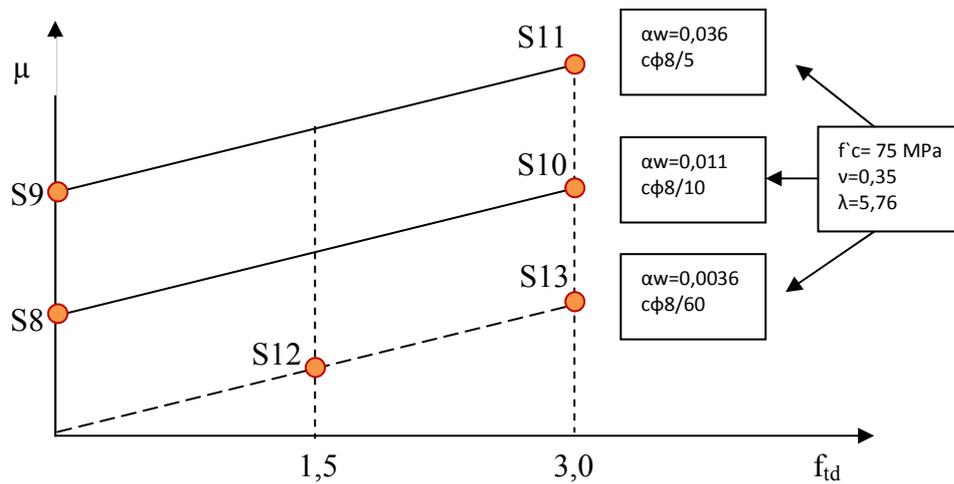


Figura 3.6. Esquema del diseño de los soportes utilizado para la serie 2

Y por último, en la tercera serie que consta de 5 soportes. En esta serie se trata de evaluar la ductilidad en los soportes para dos tipos de sección transversal, variando así la esbeltez de la pieza y además teniendo en cuenta un nivel de axil reducido bajo, medio y alto. En la figura 3.7 se muestra un esquema para esta serie.

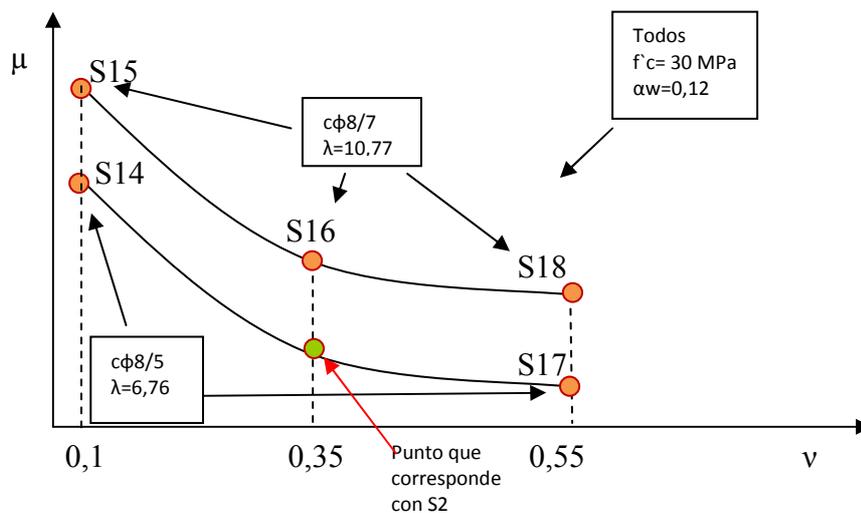


Figura 3.7. Esquema del diseño de los soportes utilizado para la serie 3

En la tabla 3.3 se muestra el programa experimental utilizado para el desarrollo de las pruebas en el laboratorio.

*Tabla 3.3 Programa experimental previsto con las variables identificadas para cada soporte*

Serie	Soporte	fcm (MPa)	$\lambda_g$	v	f <sub>td</sub>	A <sub>st</sub>
1	S1	30	5.77	0.35	0	Cφ8/10
	S2	30	5.77	0.35	0	Cφ8/5
	S3	30	5.77	0.35	1.5	Cφ8/10
	S4	30	5.77	0.35	1.5	Cφ8/5
	S5	30	5.77	0.35	3	Cφ8/10
	S6	30	5.77	0.35	3	Cφ8/5
	S7	30	5.77	0.35	3	Cφ8/60
2	S8	75	5.77	0.35	0	Cφ8/10
	S9	75	5.77	0.35	0	Cφ8/5
	S10	75	5.77	0.35	3	Cφ8/10
	S11	75	5.77	0.35	3	Cφ8/5
	S12	75	5.77	0.35	1.5	Cφ8/60
	S13	75	5.77	0.35	3	Cφ8/60
3	S14	30	5.77	0.1	0	Cφ8/5
	S15	30	10.71	0.1	0	Cφ8/7
	S16	30	10.71	0.35	0	Cφ8/7
	S17	30	5.77	0.55	0	Cφ8/5
	S18	30	10.71	0.55	0	Cφ8/7

## **CAPÍTULO 4**

### ***“PROGRAMA EXPERIMENTAL”***

En éste capítulo se describe el programa experimental que se ha desarrollado para la realización del presente trabajo. En primer lugar se caracterizan los materiales empleados para el desarrollo del ensayo, se realiza una descripción de todo el ensayo, el diseño del pórtico utilizado y una descripción detallada del procedimiento de ensayo.

#### **4.1 CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES:**

En este apartado se describen los materiales que se van a emplear a lo largo del desarrollo del programa experimental. Los materiales básicos empleados para la fabricación de los soportes son: hormigón convencional (HC) y de alta resistencia (HAR); con o sin fibras metálicas.

Hormigón: en este proyecto como se utilizaron seis tipos de hormigón. Para ello se utilizaron las dosificaciones sancionadas por la experiencia en trabajos de investigación desarrollados previamente en el Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil (Barrera [5] y da Costa []). Además se realizaron ensayos previos de caracterización para confirmar o ajustar dichas dosificaciones a las necesidades del nuevo proyecto de investigación.

Para la fabricación de los hormigones correspondientes a este estudio se utilizan los siguientes materiales:

##### **Cemento:**

CEM I 52,5 R – Cemento ASLAND LAF ARGE – Sagunto;

##### **Áridos:**

Grava 4/7 caliza machacada – SOINVAL;

Arena 0/4 caliza, rodada lavada (Graveras Castellanas);

##### **Adiciones:**

Fibras metálicas: Para los hormigones convencionales se utilizaron -65/35- de la marca comercial Dramix y para hormigones de alta resistencia se han utilizado fibras metálicas -80/40- de la misma marca comercial. La cantidad utilizada para los dos tipos de hormigones, fue de 30 Kg/m<sup>3</sup> para una resistencia residual de 1.5, y 60 Kg/m<sup>3</sup> para una resistencia residual de 3.

Se utilizó el humo de sílice densificado, FERROATLÁNTICA para la fabricación del hormigón de alta resistencia.

**Aditivos:** para HC y HAR se utilizaron dos tipos de aditivos, un plastificante polifuncional a base de lignosulfatos de última generación: BASF Pozzolith 651N, y un superplastificante a base de éteres policarboxílicos de última generación: BASF Glenium ACE31.

El módulo granulométrico de la grava es de 6,01 y el de la arena es 2,82. La dimensión máxima del árido está limitada por el recubrimiento a disponer entre la armadura longitudinal y el encofrado.

Durante la fabricación del hormigón de alta resistencia y tras añadida el agua, se observa un aspecto terroso sin ninguna cohesión. Por dicha razón se utilizan dos aditivos, un superplastificante tipo Glenium ACE31 de la marca comercial BASF que confiere a la mezcla un buen grado de viscosidad, y un plastificante tipo Pozzolith 651N de la misma marca, que mejora la trabajabilidad del hormigón.

En la siguiente tabla se muestra las dosificaciones para obtener un metro cúbico para cada tipo de hormigón, empleado en el proyecto de investigación.

*Tabla 4.1 Dosificación de los hormigones utilizados*

Tipo de hormigón	Cemento (Kg/m <sup>3</sup> )	Agua (Kg/m <sup>3</sup> )	Arena (Kg/m <sup>3</sup> )	Grava (Kg/m <sup>3</sup> )	Fibras Metálicas (Kg/m <sup>3</sup> )	Humo de sílice (Kg/m <sup>3</sup> )	Plastificante Poozolith 651N (Kg/m <sup>3</sup> )	Superplastificante Glenium AC31 (Kg/m <sup>3</sup> )
30 MPa	348	220	1065	666	-	-	-	-
30 MPa	348	220	1065	666	30	-	1,22	2,44
30 MPa	348	220	1065	666	60	-	1,57	3,13
75 MPa	427,5	180	705	890	-	50	4,27	8,55
75 MPa	427,5	180	705	890	30	50	5,34	10,69
75 MPa	427,5	180	705	890	60	50	6,41	12,82

**Acero:** se utilizó acero corrugado de calidad 500 SD, según (EHE-08[2]). Se emplearon barras de diámetro de 8 y 12 mm como armadura longitudinal y barras de 8 mm de diámetro para los estribos.

Del control de calidad de la armadura longitudinal se han obtenido los resultados mostrados en la siguiente tabla:

Tabla 4.2 Control de calidad del acero

Descripción	Lote		
	1	2	2
Diámetro nominal (mm)	8	12	12
Límite elástico (MPa)	557	556	540
Resistencia a tracción $f_u$ (MPa)	645	667	643
Relación $f_u/f_y$	1,16	1,20	1,19
Alargamiento Rotura (%)	16,2	18,6	16
Alargamiento bajo carga máxima (%)	14,3	15,9	14,1

El lote 1 corresponde al acero empleado en los soportes de sección 15x14 cm con las barras de diámetro nominal de 8 mm y para los soportes de sección 15x26, se utilizaron las barras de diámetro nominal de 12 mm; exceptuando los soportes S10 y S14 que pertenecen al grupo de lote 2 con el diámetro nominal de 12 mm.

Con la finalidad de interpretar adecuadamente los resultados experimentales, se caracterizó la relación tensión – deformación para cada uno de los lotes.

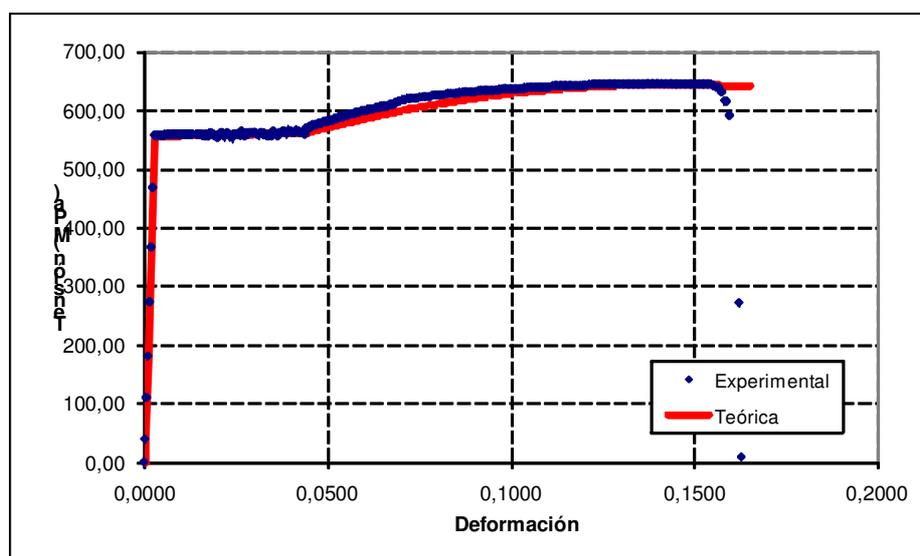


Figura 4.1 Diagrama tensión deformación correspondiente al lote 1, con un diámetro nominal de 8 mm

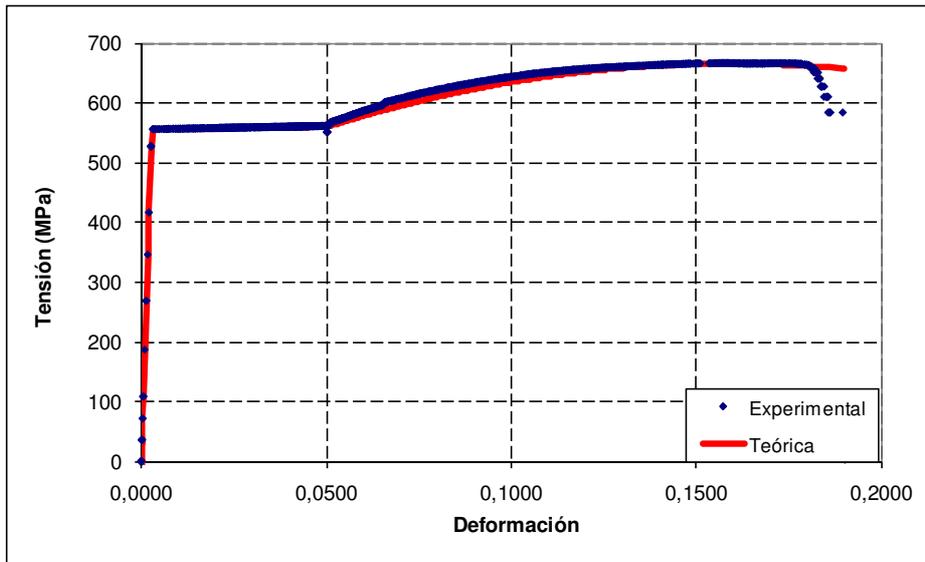


Figura 4.2 Diagrama tensión deformación correspondiente al lote 1, con un diámetro nominal de 12 mm

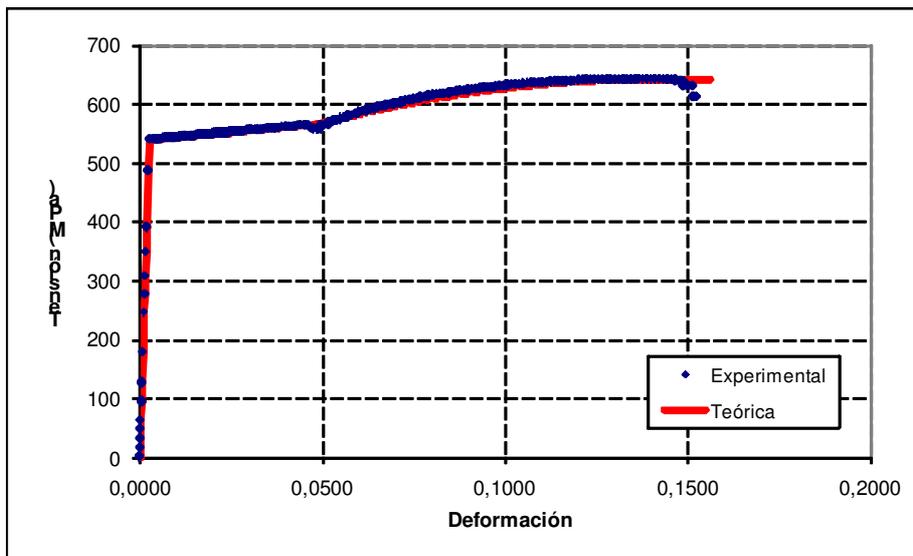


Figura 4.3 Diagrama tensión deformación correspondiente al lote 2, con un diámetro nominal de 12 mm

## 4.2 DISEÑO DEL ENSAYO:

Como se ha mencionado anteriormente, los especímenes han sido modelados como parte estructural de un edificio, véase la figura 4.4 a. Sometido a una carga oscilatoria lateral sísmica, produciendo deformaciones; como se muestra en la figura 4.4 b, c y d. Este estudio trata de simular las condiciones reales de una estructura, un soporte cuyas deformaciones son producto de una carga axial y carga lateral sísmica. Por lo tanto, el modelo fue diseñado como una columna que posee en el medio un “elemento rigidizador”, que simula la conexión con un elemento rígido, siendo éste una viga o un forjado.

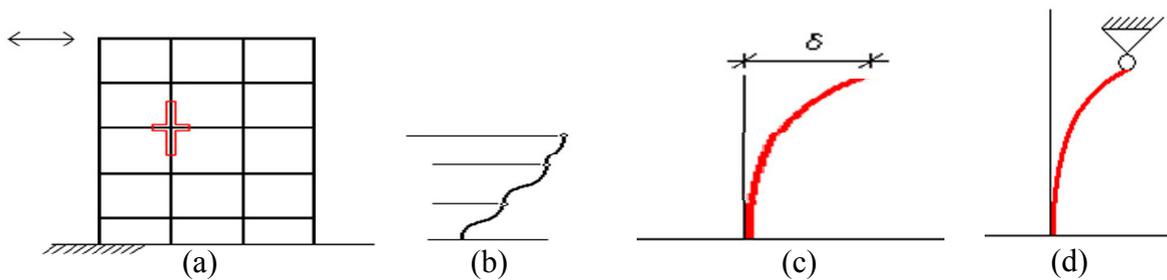


Figura 4.4. Modelo de ensayo: (a) pórtico estructural, (b) desplazamiento producido en la edificación, sometido a una fuerza lateral, (c) y (d) desplazamiento producido en el soporte aislado.

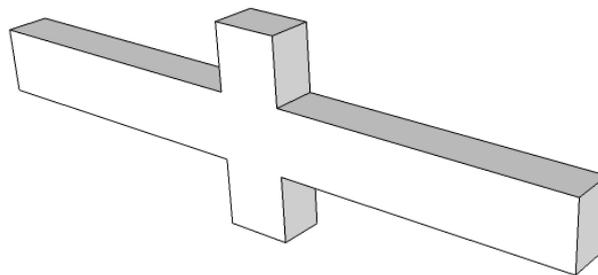


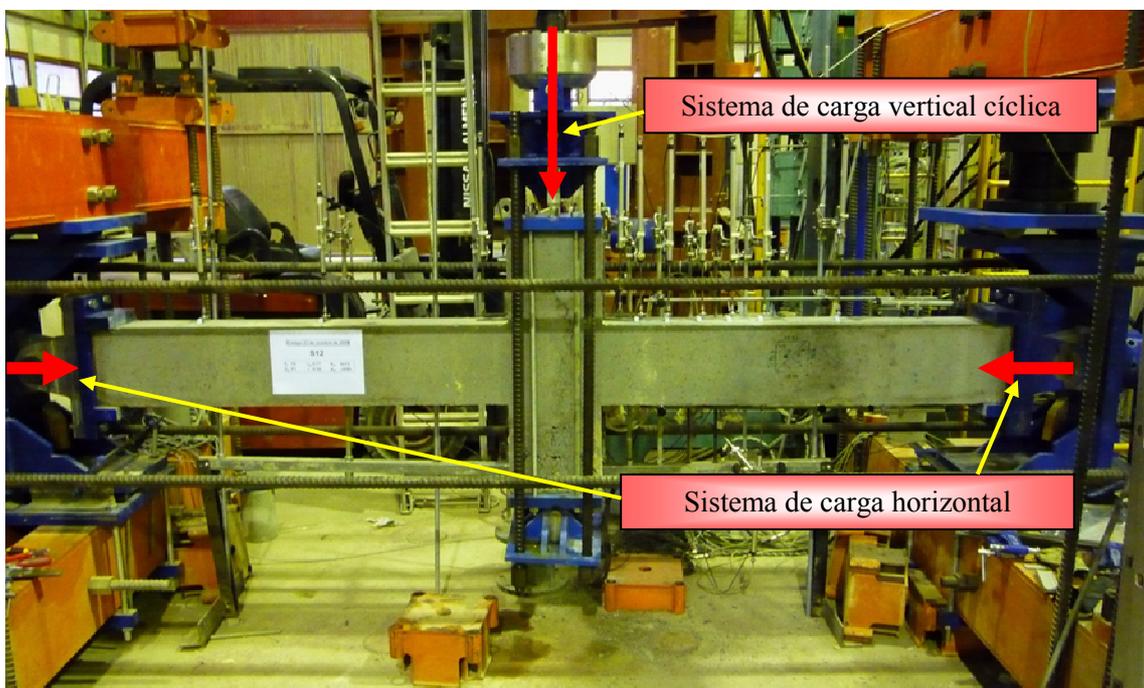
Figura 4.5. Soporte tridimensional sometido a prueba en el laboratorio.

Los requisitos que se deben tener en cuenta en el diseño del ensayo experimental:

- Contemplar la posibilidad de ensayar soportes con distintos niveles de carga axial y con niveles de carga cíclica, utilizando un sistema de inversión de fuerza;

- Las condiciones de contorno aplicables al soporte en sus extremos, siendo una articulación;
- Se debe poder predecir la zona más desfavorable con el fin de orientar la instrumentación en las secciones convenientes;
- Se debe poder medir las deformaciones producidas en la armadura longitudinal, además de las flechas para los niveles de carga aplicado, en los distintos puntos del soporte;
- Durante el ensayo se debe poder reproducir el comportamiento de los soportes;
- El montaje del ensayo debe requerir de la menor cantidad de recursos humanos y de materiales;
- Se debe garantizar la seguridad del ensayo.

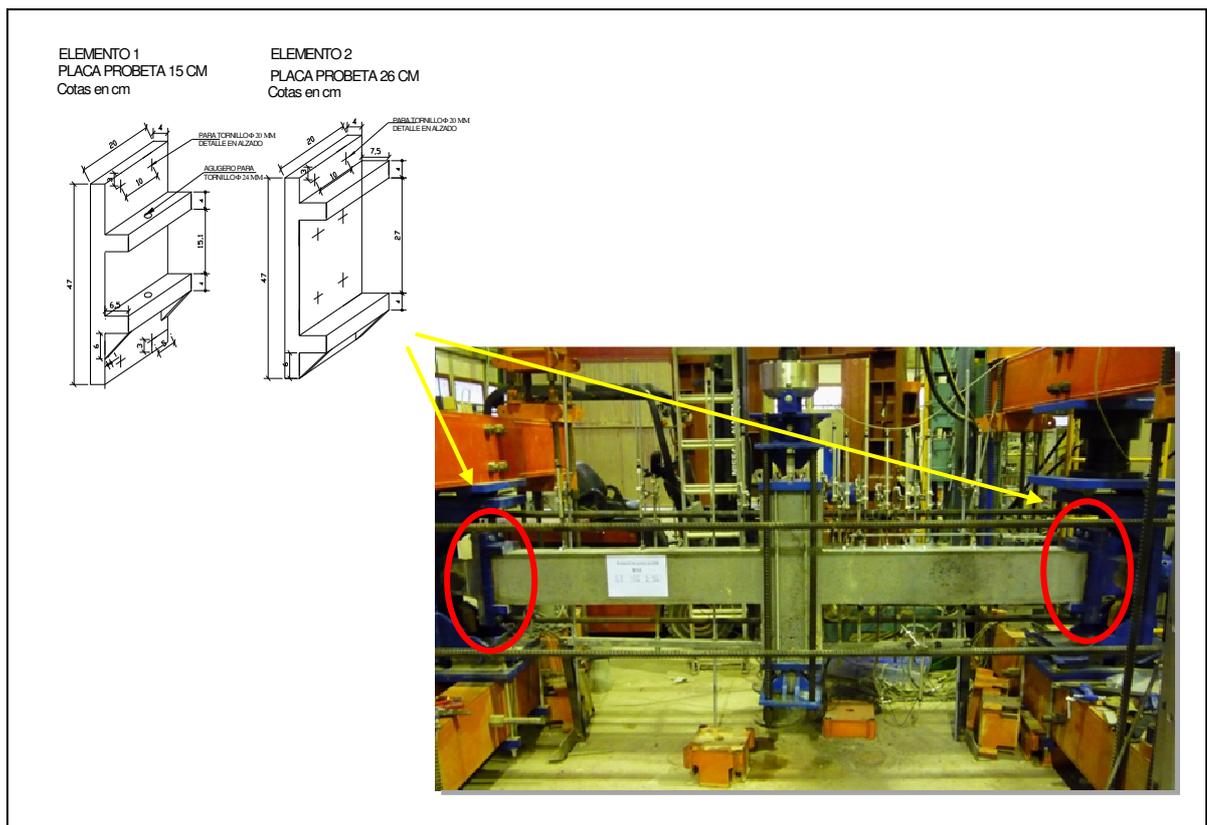
El pórtico utilizado en los ensayos fue inicialmente diseñado en un proyecto del Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica de Valencia (Barrera [5]). Sobre dicho pórtico se realizaron algunas modificaciones para la adecuación del mismo a los nuevos parámetros de estudio.



*Figura 4.6. Foto general del pórtico de ensayo*

Como se ha mostrado en la figura anterior, las cargas aplicadas al soporte constan de un nivel de fuerza axial constante durante todo el ensayo, y de una carga vertical cíclica que somete al espécimen bajo desplazamientos cíclicos incrementales.

El sistema de placas adoptado para la aplicación de la carga, consiste en dos placas que se posicionan en cada extremo del soporte, como se muestra en la siguiente figura.



*Figura 4.7. Detalle de las placas que van ancladas en ambos apoyos articulados, tanto para los soportes de sección 15x14 cm, como para los de sección 15x26 cm*

**4.2.1 Instrumentación:** La caracterización de las rótulas plásticas depende directamente de la distribución de curvaturas a lo largo del soporte, para este ensayo las curvaturas son obtenidas experimentalmente a partir de las deformaciones en la armadura traccionada y comprimida para la misma sección. Por lo tanto las deformaciones en la armadura son medidas con bandas extensiométricas dispuestas en secciones con una separación de 5 cm y 10 cm; la primera banda se localiza a 2 cm del borde del elemento rigidizador, se colocaron un total de 20 galgas para soportes de

sección 15x14 cm, y 22 galgas para los de sección transversal de 15x26 cm; como se muestra en la siguiente figura.

Las bandas extensiométricas se localizan en la armadura central en la zona de tracción y compresión en un lado del soporte. Para garantizar que el lado instrumentado corresponda con las secciones que alcanzan el agotamiento y rotura en la zona de rótula plástica se ha rigidizado el lado no instrumentado con una barra longitudinal adicional de igual diámetro, tanto en la zona de compresión, como de tracción sobre una longitud que supera la longitud de rótula plástica.

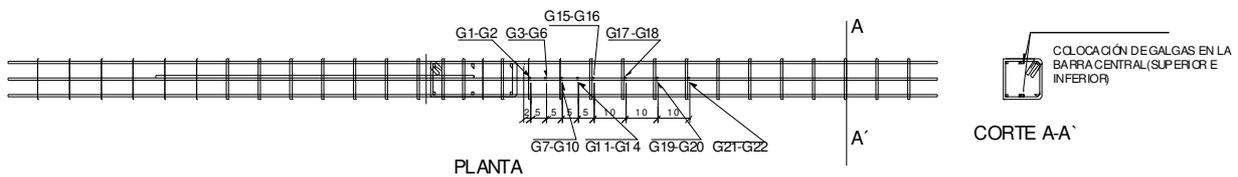


Figura 4.8. Detalle de la disposición de bandas extensiométricas en la armadura superior e inferior para los soportes de ensayo

Adicionalmente se localizan captadores de desplazamiento a lo largo del soporte, con el fin de obtener las medidas de los desplazamientos en los puntos determinados en el mismo; y por ende evaluar los efectos de segundo orden (efecto P- $\Delta$ ).

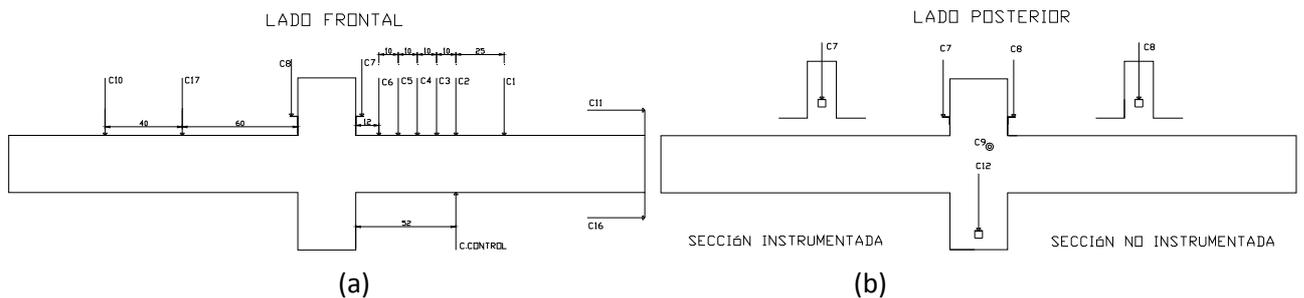
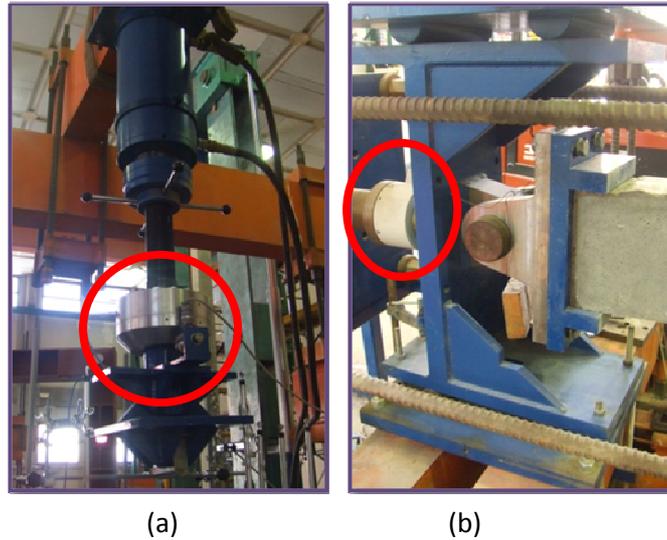


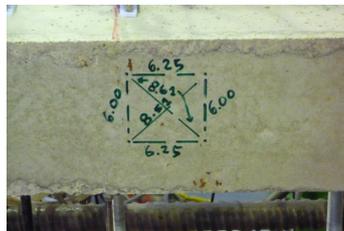
Figura 4.9. Detalle de la disposición de los captadores de desplazamiento, tanto en el lado frontal del soporte a ensayar, como el lado posterior

Se han dispuesto dos células de carga, una para medir la carga axial que es constante durante todo el ensayo; y otra célula que mide la carga vertical cíclica.



*Figura 4.10. Células de carga, utilizadas para medir las dos tipos de fuerzas. (a) Célula de fuerza vertical y (b) Célula de fuerza horizontal*

Por último, se realizan videos para cada uno de los ensayos, con el fin obtener desplazamientos en diferentes puntos específicos del soporte. El proceso digital no ha sido procesado hasta la fecha. En la figura 4.11 se muestra a modo de ejemplo, la manera en que se dibuja sobre el soporte un detalle de medida, que el mismo nos sirve para obtener la escala para dicho análisis.



*Figura 4.11. Detalle de medida en el soporte*

**4.2.2 Procedimiento de ensayo:** El procedimiento de ensayo comprende las distintas etapas enumeradas a continuación;

1. Preparación de la armadura.
2. Preparación del encofrado.
3. Hormigonado del soporte y de las probetas de control (cilíndricas y prismáticas)
4. Desmoldeo.

5. Posicionamiento del soporte en el pórtico de ensayo e instrumentación.
6. Rotura de las probetas de control.
7. Configuración del ensayo en el programa de adquisición de datos.
8. Inicio del ensayo.
9. Finalización del ensayo.

A continuación se enumeran de forma consecutiva las operaciones que componen cada una de las etapas ya mencionadas:

### **1. Preparación de la armadura:**

El proceso de montaje de un soporte empieza por el encargo de la armadura longitudinal de fábrica. Un esquema de la armadura longitudinal utilizada en este trabajo se indica en el capítulo 3, figuras 3.1, 3.2 y 3.3.

Existen dos tipos de armado: una para la sección 15x 14 cm y otra para la sección 15x26 cm.

El armado para la sección 15x14 cm, consta de 6 barras de acero corrugado longitudinales de 8 mm de diámetro; y para el armado transversal, estribos de 8 mm de diámetro, espaciados cada 7 cm.

En la sección 15x26 cm está formado de 6 barras de acero longitudinal de 12 mm de diámetro, y el acero transversal consta de barras de 8 mm de diámetro, también espaciados con 5, 10 y 60 cm, para el soporte que corresponda.



Figura 4.12. Disposición del armado utilizado en cada uno de los soportes

Sobre las barras longitudinales se marcan las distancias de las secciones que será instrumentada con la banda extensiométrica encargada de medir la deformación, como se muestra en la figura 4.13 y 4.14. La zona donde se encuentran las bandas, se caracteriza por tener una longitud superior a 2 veces el canto de la pieza.

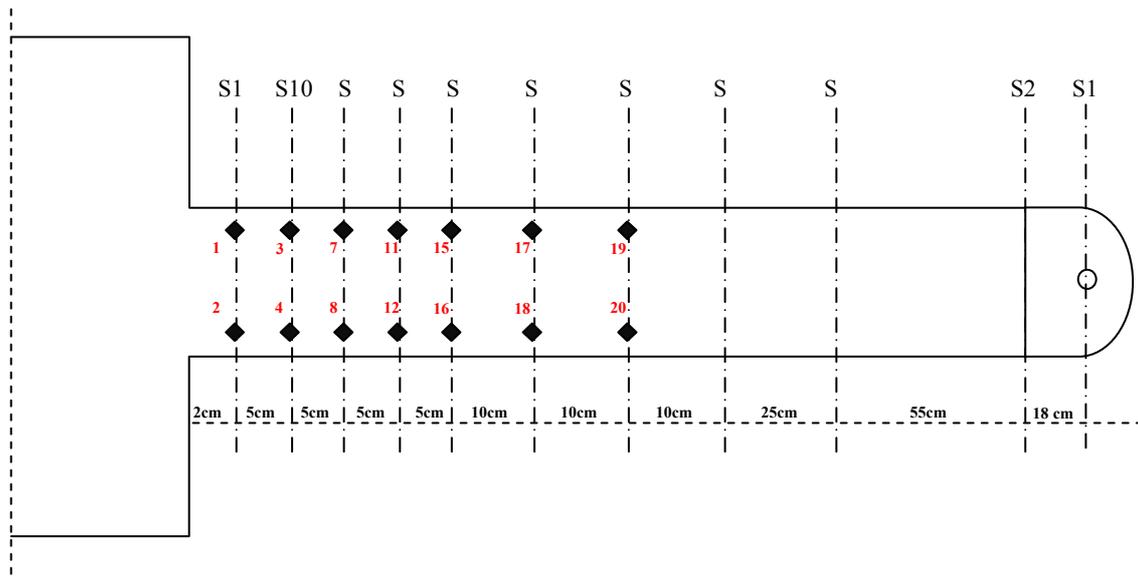


Figura 4.13. Esquema de la posición de las bandas extensiométricas en el soporte de sección 15x14 cm

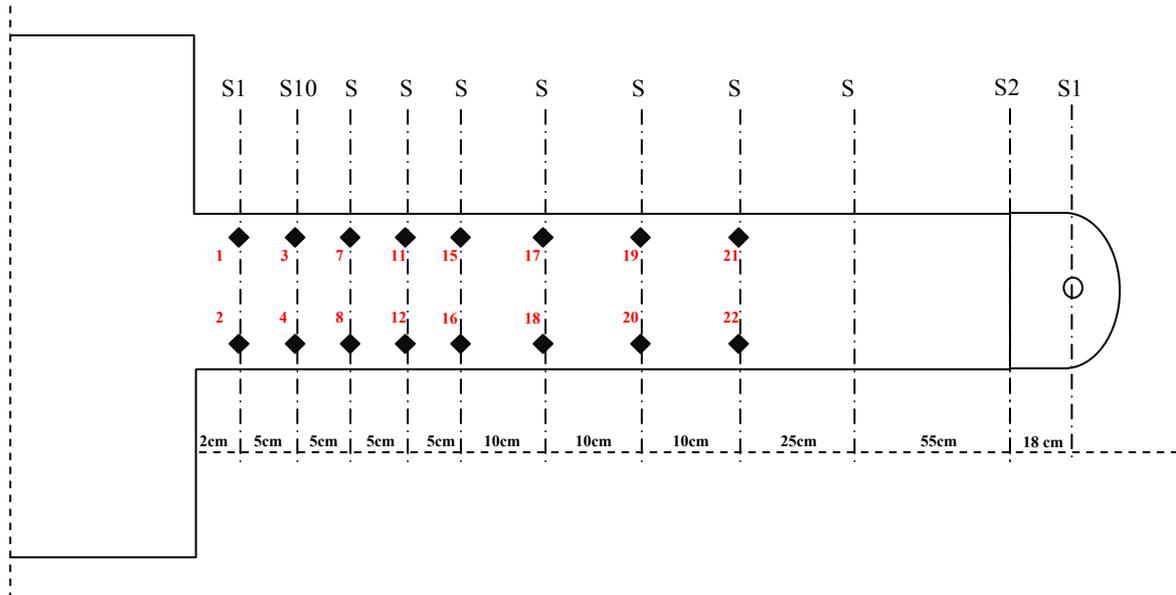


Figura 4.14. Esquema de la posición de las bandas extensiométricas en el soporte de sección 15x26 cm

Una vez marcada la sección, se procede a sacar las barras del armado para quitar la corruga y lijar en la zona de los puntos medidos. Después se vuelven a colocar en su posición original dichas barras.

En los extremos de cada pilar, se sueldan perfiles auxiliares que tienen la función de garantizar la planicidad en los extremos del soporte, de tal manera que la distribución de carga axial sea uniforme en toda la sección. Estos perfiles UPN varían para la sección de 15x14 cm y de la sección 15x26 cm. Como se muestra en la figura 4.15, los perfiles utilizados para cada tipo de sección.

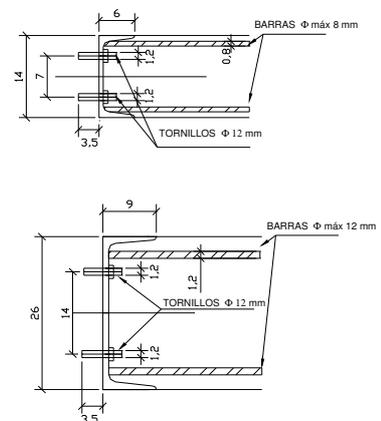
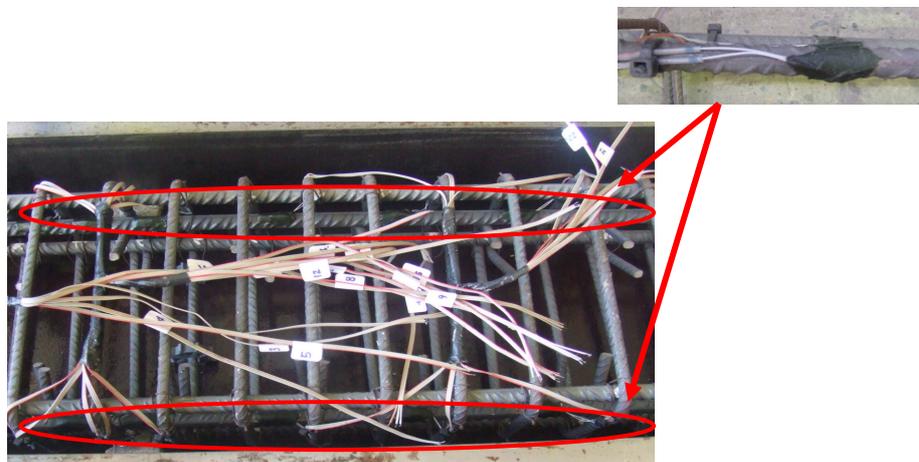


Figura 4.15. Perfil UPN soldado en el extremo del soporte, y los detalles del mismo para cada sección transversal utilizada

Se ha previsto que los perfiles lleven 4 tornillos, que sirven para sujetar el soporte a las placas que forman la rótula; y así asegurar la estabilidad del soporte.

Una vez soldada la pieza, se coloca una banda extensiométrica en la cara de tracción y otra en la cara de compresión; excepto en las secciones; S10, S9 y S8, que constan de dos bandas extensiométricas por cada cara. Además, en los soportes de sección 15x14 cm se utilizaron un total de 20 bandas extensiométricas para cada probeta y en las de secciones de 15x26 cm se utilizaron 22.

La disposición de las bandas extensiométricas en las barras longitudinales, se puede observar en la figura 4.16.



*Figura 4.16. Disposición de las bandas extensiométricas en los soportes sometidos a fuerza axial y carga lateral cíclica*

Para el pegado de cada una de las bandas extensiométricas se debe seguir un procedimiento que consiste en los siguientes pasos:

- Quitar las corrugas en la región en la que se va a pegar la banda con una sierra de disco (comercial), en una longitud aproximadamente de 15 mm.
- Alisar la zona con una lima para quitar las imperfecciones.
- Limpiar la zona limada con acetona para que el pegamento suministrado por el fabricante se adhiera correctamente.
- Manipular las bandas extensiométricas con cuidado utilizando celo para evitar el contacto con la parte que va adherida a la barra.
- Aplicar una pequeña cantidad del pegamento sobre la banda extensiométrica y colocarla sobre la superficie alisada en la misma dirección e la barra

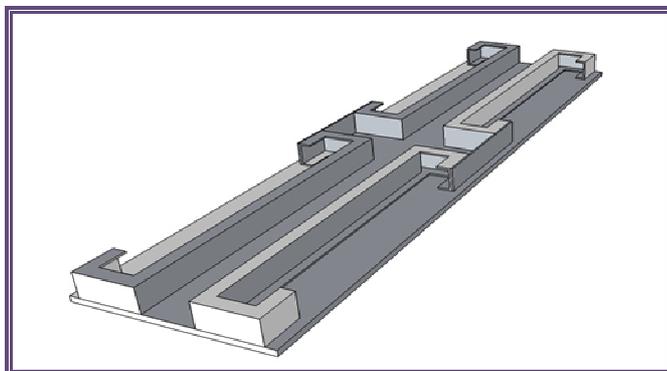
longitudinal, teniendo el cuidado de centrar la banda con las marcas hechas anteriormente, para definir cada sección instrumentada.

- Presionar la banda por unos instantes hasta que la intensidad del pegado sea suficiente como para retirar el celo sin que la banda se despegue.
- Aplicar una masilla protectora suministrada por el fabricante sobre las bandas extensiométricas para protegerlas de las agresiones que puedan sufrir durante el transporte de la ferralla y el hormigonado del soporte.
- Atar los cables de las dos bandas extensiométricas de cada barra con abrazaderas de plástico para evitar posibles tirones durante el transporte de la ferralla y el hormigonado de la pieza.
- Etiquetar cada banda extensiométrica para la posible identificación de cada una tras el hormigonado de la pieza y a la hora de ensayar el soporte.

Una vez pegadas todas las bandas extensiométricas, se disponen los separadores para asegurar que la armadura esté en la posición correcta y que cumple con la medida del recubrimiento geométrico que va a tener el soporte. Debido a la gran longitud de la pieza, es necesario colocar separadores cada 60 cm con el fin de guardar las medidas correctas.

## **2. Preparación del encofrado:**

Después de la preparación de la armadura, se procede a la disposición del encofrado para el hormigonado de la pieza. El encofrado es compuesto por una mesa vibrante y por piezas conectadas entre sí, que van adheridas con tornillos a la misma.



*Figura 4.17. Esquema tridimensional del encofrado utilizado para la fabricación de los soportes*

Antes de colocar la armadura en el encofrado, se debe aplicar una capa de desencofrante en cada pieza del encofrado para facilitar a posteriori el desmoldeo de los soportes. Una vez aplicada esta capa de desencofrante, se arma el encofrado con las dimensiones adecuadas a la sección transversal, según corresponda (15x14 cm ó 15x26 cm).

Cuando la ferralla ya está puesta en el encofrado, se coloca un gato en los extremos de la pieza, para garantizar de esta manera, la correcta dimensión de la sección del soporte y evitar también la pérdida de hormigón durante el vaciado.



*Figura 4.18. Armadura en el encofrado auto-vibrante preparado para el hormigonado*

Con las operaciones descritas hasta el momento, la pieza se encuentra en condiciones de ser hormigonada.

### **3. Hormigonado del soporte y de las probetas de control:**

En esta etapa se pueden distinguir distintas fases; tales como la preparación de los materiales, el amasado de los mismos, la colocación del hormigón fresco en el encofrado, el vibrado y compactación, y la fabricación de las probetas de control (cilíndricas y prismáticas). A continuación se describen cada una de estas fases.

Preparación de los materiales: en esta fase, se pesan los materiales utilizados: la arena, los áridos, el agua y el cemento para los hormigones. Además de las adiciones de fibras metálicas y el humo de sílice, dependiendo del tipo de hormigón a fabricar al igual que los aditivos.

La arena y los áridos se conservan en una habitación cerrada bajo condiciones estables de humedad y temperatura. La humedad de la arena se obtiene antes del amasado mediante el secado de una muestra en un horno a 100° C durante 24 horas. La humedad se determina por la diferencia de pesos, de la muestra original y de la muestra secada. La arena es cubierta con plástico durante el secado de la muestra para conservar adecuadamente la humedad original. Con la humedad determinada, se hace la corrección del peso del agua y de la arena, que corresponde a la dosificación; de manera que, la relación entre la cantidad de agua y cemento sea 0,63 para el hormigón de 30 MPa, y 0,42 para el de 75 MPa.



Figura 4.19. (a) Materiales separados para la fabricación del hormigón. (b) Amasadora de eje vertical

Amasado de los materiales: para mezclar los materiales utilizados en la fabricación del hormigón de cada soporte, se utiliza una amasadora de eje vertical de 120 litros de capacidad (Figura 4.19 b), de los cuales como máximo se pueden aprovechar aproximadamente 90 litros; para garantizar una buena homogeneidad de la mezcla. Por cada soporte se realizan 3 amasadas de 85 litros cada una; haciendo un total de 255 litros; de los cuales se fabrican 2 probetas cilíndricas de control de 15 cm de diámetro por 30 cm de alto y adicional, y 1 probeta prismática de 15x15x60 cm de control para ensayo de flexotracción.

Con todos los materiales pesados se procede al vertido de los mismos en la amasadora, siempre siguiendo el mismo orden: en primer lugar se vierte la arena y la grava, después de 2 minutos se vierte el cemento, después de un minuto el humo de sílice (en caso de ser hormigón de 75 MPa), tras otro minuto, se vierte el agua poco a poco durante 1 minuto; después de 2 minutos se vierten los aditivos (para hormigones de fibras metálicas o de alta resistencia), y por último después de 1 minuto, se vierten las fibras metálicas (en caso de fabricar hormigón del 30 MPa con fibras metálicas y hormigón de 75MPa con fibras metálicas).

Vertido, vibración y compactación del hormigón: una vez terminada la mezcla, se procede al vertido del hormigón en el encofrado auto-vibrante. El hormigón de alta resistencia tiene la propiedad de ser tixotrópico, es decir, en estado de reposo es especialmente consistente, y la masa se endurece de tal manera que su trabajabilidad se hace muy difícil, sin embargo, frente a movimientos impuestos, la estructura del mismo se desordena resultando fluido otra vez. Con la finalidad de que el hormigón se mantenga en continuo movimiento, aprovechando su propiedad tixotrópica, se utilizó una mesa vibrante que impone el vibrado externo de la pieza; adicionalmente, se recomienda que el vibrado de el hormigón fabricado con fibras metálicas, sea externo, ya que si se vibra con aguja las fibras buscarán las ondas de vibración y se alinearán con respecto a él.

La primera amasada se vierte en la zona del lado no instrumentado y se accionan los rotores de la mesa de vibración y compactación. Simultáneamente se fabrican las probetas de control, tanto las cilíndricas como las prismáticas; ambas también se colocan a un lado sobre la mesa vibrante, para ser vibrado y compactado. Con este procedimiento, el hormigón de las probetas de control, es similar al del soporte.

Una vez terminada la fabricación de las probetas de control (2 cilíndricas y 1 prismática), se limpia la amasadora para la realización de la segunda amasada. Se prosigue con los mismos pasos mencionados anteriormente de la amasada 1. En este caso la segunda amasada corresponde con la colocación del hormigón en la zona de las bandas extensiométricas, y luego con la tercera amasada, las zonas del rigidizador y el extremo del lado instrumentado.

Para facilitar el desmoldeo e izado del soporte, con el hormigón aún en estado fresco, se colocan dos agarraderas, cada una en la mitad de los lados que conforman el soporte. Una vez puestas las agarraderas metálicas, con una llana metálica, se quita el exceso de hormigón en la cara expuesta del encofrado, para dar un mejor acabado a esa región del soporte.



(a)



(b)

*Figura 4.20. (a) Hormigón fresco en el encofrado. (b) Probetas de control preparadas (cilíndricas y prismáticas)*

Con el soporte hormigonado se debe extremar el curado de mismo en las horas siguientes de su fabricación, ya que el gran contenido de cemento genera un elevado calor de hidratación que ocasiona la pérdida de agua de la mezcla. Para favorecer el curado se procede a cubrir el hormigón fresco con un plástico ya que así, aporta una atmósfera húmeda con pequeñas gotas de agua sobre las cara interior de dicho plástico.



(a)



(b)

*Figura 4.21. (a) Soporte recién hormigonado cubierto con plástico. (b) Probetas de control recién fabricadas, etiquetadas y cubiertas con plástico.*

Las probetas de control se guardan en una cámara húmeda, bajo condiciones de temperatura y humedad constantes. Investigaciones anteriores (Barrera [5]) se constató que no hay significativas variaciones en la resistencia a los 28 días de las probetas control, al ser guardadas en la cámara húmeda, que dejarlas puestas al lado del soporte fabricado.



*Figura 4.22. Cámara húmeda donde se guardan las probetas de control por 28 días*

#### **4. Desmoldeo:**

Pasadas 24 horas desde la fabricación del soporte, el hormigón ya tiene la resistencia suficiente para desmoldear. Como las paredes del encofrado son desmontables, se puede izar el pilar de manera sencilla con el puente grúa, utilizando las agarraderas metálicas dispuestas en el soporte tras el hormigonado. Una vez desmoldeado, se almacena el soporte durante 28 días, hasta su preparación para ser ensayado.

En las figuras 4.22, 4.23 y 4.24 se muestra el proceso de fabricación para cada soporte

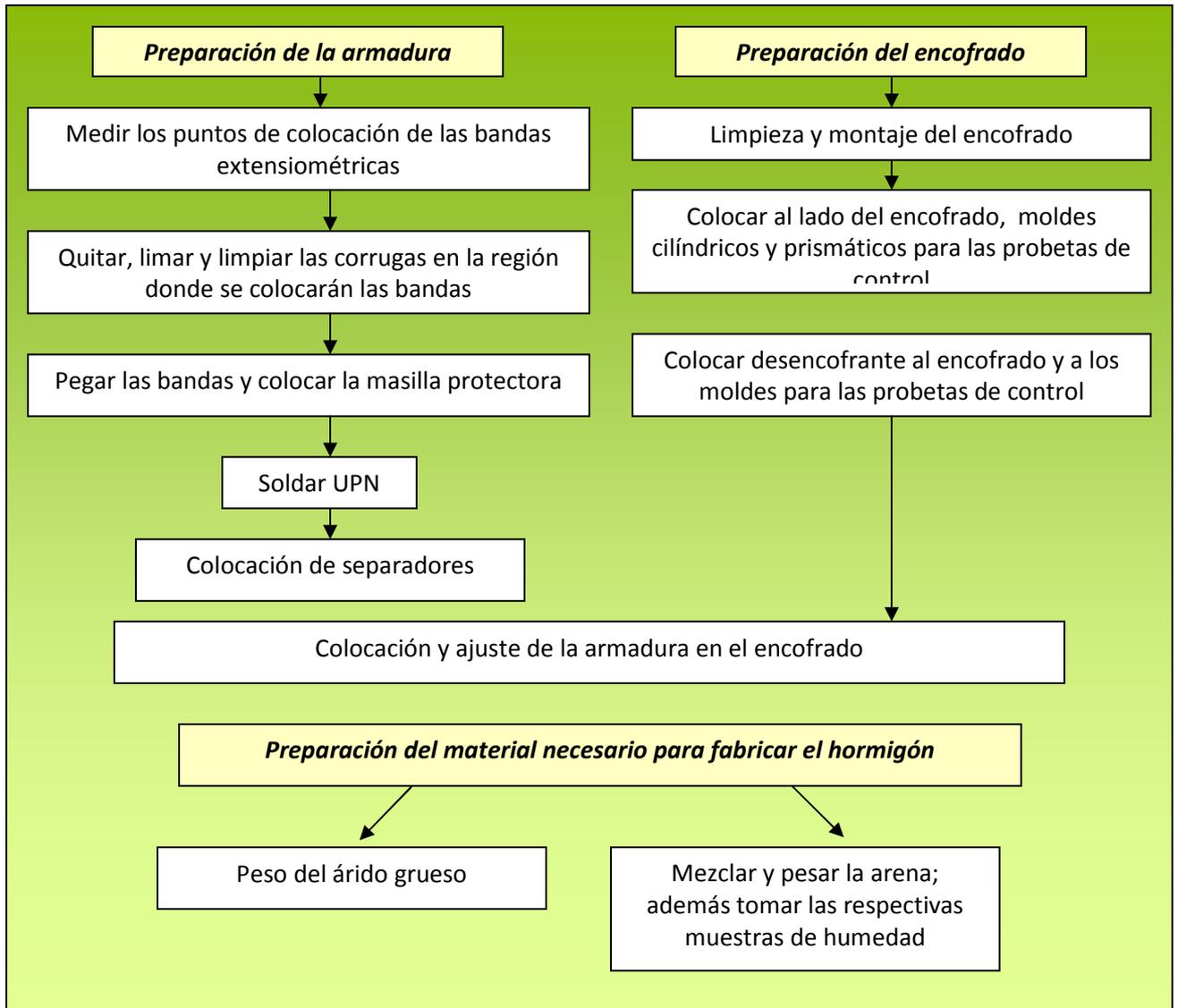
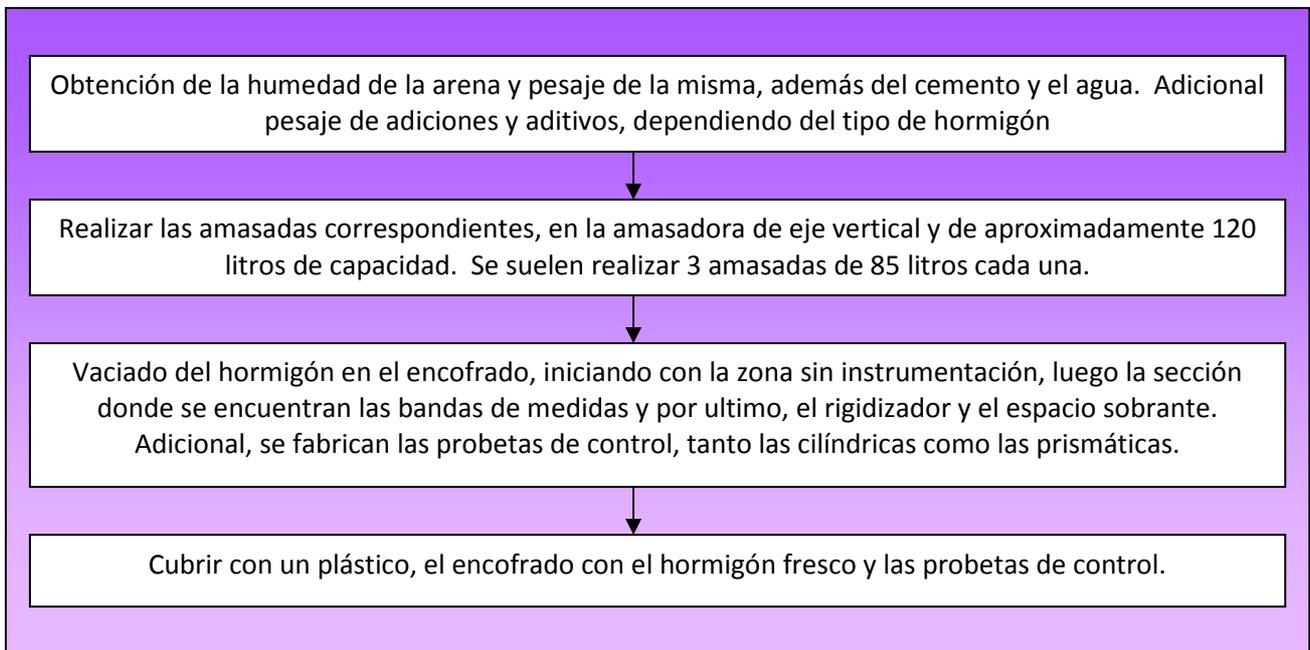
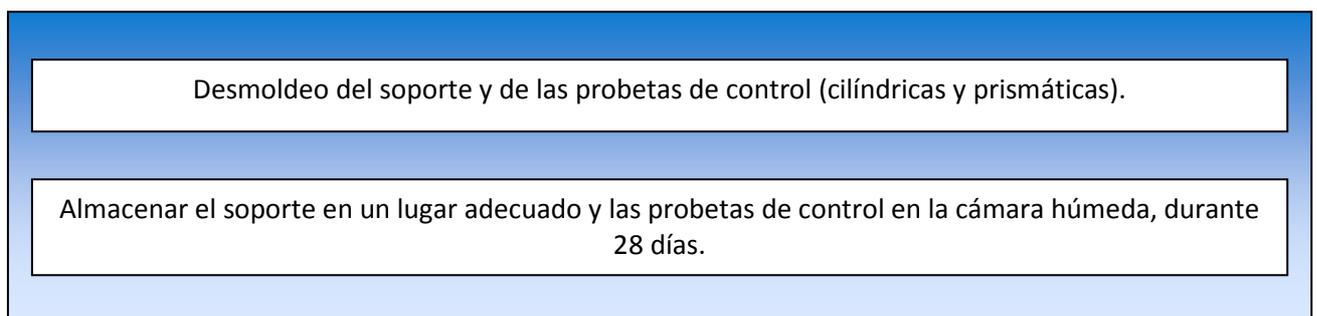


Figura 4.23. Procedo de fabricación de los soportes-Día 1



*Figura 4.24. Procedo de fabricación de los soportes-Día 2*



*Figura 4.25. Procedo de fabricación de los soportes-Día 3*

## 5. Preparación del soporte a ser ensayado e instrumentación:

Cada soporte se coloca en el pórtico de ensayo, previamente con las placas que van adheridas a las rótulas de los extremos. Luego se procede a la ejecución de los orificios y fijación de los imanes y escuadras metálicas; para la colocación de los captadores de desplazamiento. Los captadores de desplazamiento son colocados en diferentes puntos como se ha mencionado anteriormente, en la sección de instrumentación de este capítulo. Investigaciones anteriores se han realizado (Barrera [5]) donde se han establecido dichos puntos específicos.

Adicionalmente se preparan las punteras y la colocación de los conectores de las bandas extensiométricas, conectadas a su vez al sistema informático de medida.



(a)



(b)



(c)



(d)

*Figura 4.26. (a) Colocación de las placas en los extremos del soporte, (b) Colocación del soporte al pórtico de ensayo, (c) Preparación de las conexiones de las bandas extensiométricas*

*que van instrumentadas en las barras de acero longitudinal de cada probeta y (d) Colocación de los captadores de desplazamiento*

Con todos los elementos de la instrumentación conectados al sistema de adquisición de datos, se procede a la rotura de las probetas de control y a la configuración del ensayo en el programa de adquisición de datos.



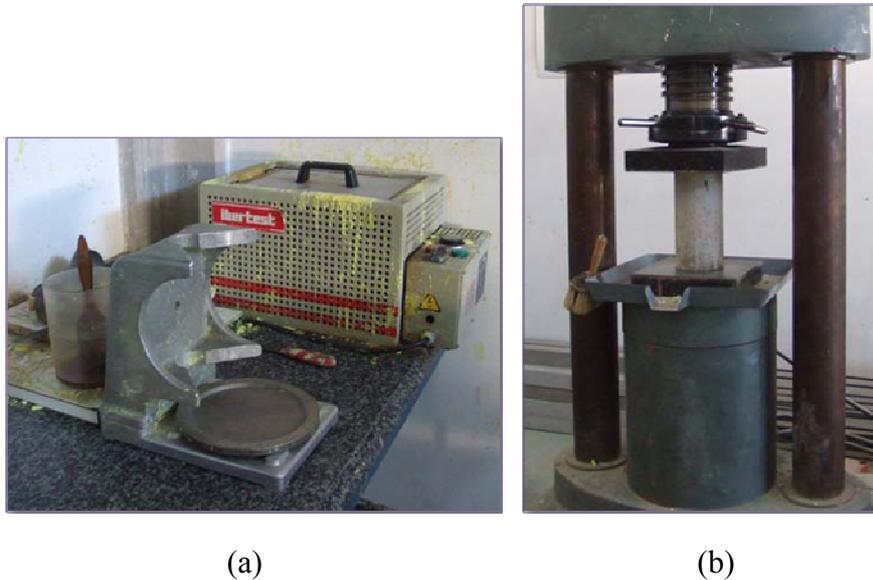
*Figura 4.27. Soporte posicionado en el pórtico de ensayo con toda la instrumentación conectada.*

## **6. Rotura de las probetas de control:**

Antes de iniciar cada ensayo, y con el soporte ya preparado en el pórtico de carga, se procede al ensayo de las probetas de control con el fin de caracterizar la resistencia a compresión y a flexotracción del hormigón empleado en la fabricación del soporte.

*Ensayo de las probetas de control cilíndricas:* antes de empezar el ensayo de las probetas de control, se debe garantizar que las dos caras de la probeta donde se aplica la carga por la prensa hidráulica estén paralelas entre sí y sin ningún tipo de irregularidad. La cara inferior de cada probeta, que está en contacto con el molde durante la fabricación, ya posee tales características. En la cara superior, que queda expuesta tras la fabricación de la probeta, es necesario uniformizar la superficie para garantizar que esté paralela a la cara inferior. Con este fin se coloca una fina capa de mezcla comercial

de azufre, para refrentar sobre dicha cara, según lo especificado por la normativa UNE-EN 12390-3 [31].



*Figura 4.28. (a) Equipo para refrentar cada probeta cilíndrica (al fondo el horno de 150°C y al frente el plato de molde para fabricar la capa de azufre); (b) Probeta de control posicionada en la prensa hidráulica.*

En las probetas hechas con hormigón de alta resistencia, se recomienda refrentarlas un día antes del ensayo, para que la mezcla de azufre adquiriera una resistencia suficiente para soportar las tensiones aplicadas por la prensa hidráulica (Barrera [5]).

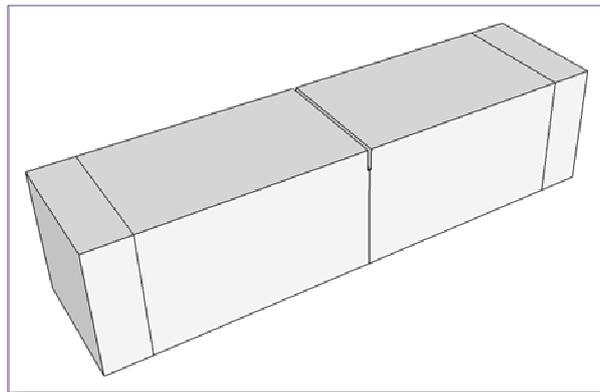
La rotura de las probetas de control resulta ser muy explosiva debido a la poca ductilidad del hormigón de alta resistencia. Siendo así, por motivos de seguridad, la probeta es ensayada dentro de una jaula metálica. También se colocan pantallas de metacrilato alrededor de la prensa para proteger los equipos y las personas que estén en el laboratorio de los trozos de hormigón que puedan desprenderse durante la rotura.

Una vez ensayadas las probetas de control cilíndricas, se procede con el ensayo de las probetas de control prismáticas.

Ensayo de las probetas de control prismáticas: antes de dar inicio al ensayo, las probetas se tienen que medir y desarrollar un corte transversal a la mitad de una de las caras, las caras que estarán en contacto con la fuerza aplicada y la de medida, deben ser

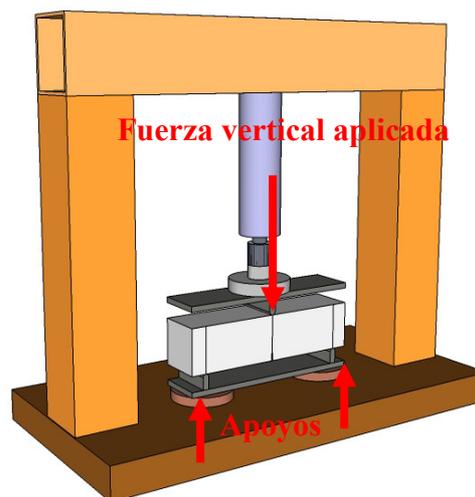
sin ningún tipo de irregularidad. Se debe garantizar que las caras de contacto de medida sean las caras que estaban en contacto con las paredes del molde, al momento de haberlas fabricado.

El corte que se realiza en la sección transversal, es 1/6 del canto de dicha pieza.



*Figura 4.29. Esquema tridimensional de la probeta prismática*

Como se ha visto en la figura anterior, la pieza tiene líneas dibujadas, estas miden desde el borde, una distancia de 5 cm (se dibujan para todos los perfiles) así se garantiza la correcta posición de los apoyos en los que se colocará la probeta.

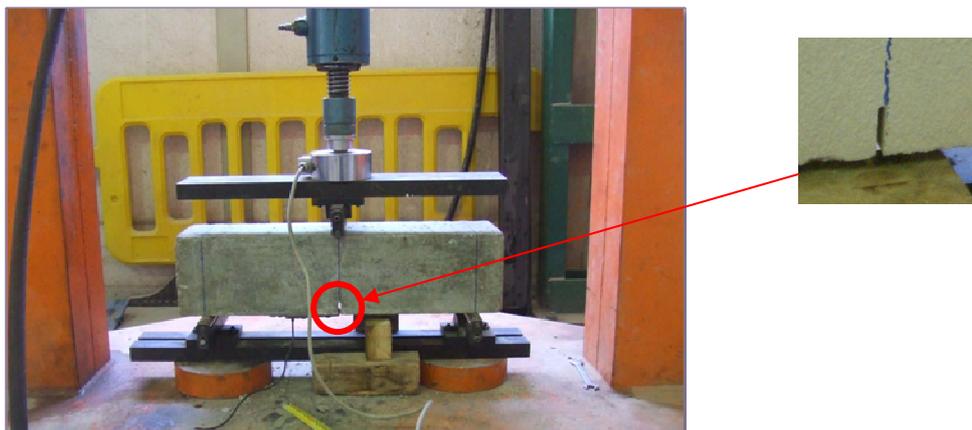


*Figura 4.30. Esquema tridimensional del pórtico de ensayo de flexotracción*

El pórtico está equipado con un gato hidráulico de 50 ton, ubicado en la parte superior y en donde se ha colocado una célula de carga para medir la fuerza aplicada. Sobre la probeta se

coloca una placa con rodillo, la cual tiene como función aplicar una fuerza central y puntual sobre la pieza, la misma está conectada por encima con la célula de carga.

La pieza está apoyada sobre otra placa, conformada por un rodillo de apoyo en cada extremo, y que estará aplicándose a 5 cm del borde exterior de la pieza.



*Figura 4.31. Esquema de probeta preparada para ensayo de flexotracción.*

Como se puede observar en la figura 4.28, la pequeña ranura (1/6 del canto de la pieza) que se ha hecho previamente a la colocación de la probeta en el pórtico; lleva anclado un captador de desplazamiento, el cual medirá la abertura de la fisura, que se formará a medida se va incrementado la carga vertical. El captador de desplazamiento de 25 mm se coloca justo en la ranura con una pequeña placa metálica, que sirve como tope para poder medir la abertura de fisura. Las probetas de flexotracción son ensayadas, según la norma UNE-EN 14651 [11].

Una vez ensayadas todas las probetas de control y caracterizada la resistencia a compresión y a flexotracción del hormigón empleado en la fabricación del soporte, se procede a la configuración del ensayo en el programa de adquisición de datos para el inicio del ensayo.

En las figuras 4.31, 4.32 y 4.33 se muestran gráficas de flexotracción derivadas de los ensayos realizados para cada soporte. La primera gráfica muestra a modo de ejemplo para el soporte S2 que corresponde con la probeta de la 1 amasada, cabe destacar que este soporte no tiene la inclusión de fibras metálicas. Sin embargo en la segunda gráfica se muestra para el soporte S4 de la 3 amasada y lleva de fibras  $30 \text{ kg/m}^3$ . y por último se muestra una gráfica para una probeta con  $60 \text{ kg/m}^3$  de fibras metálicas, en este caso corresponde al soporte S5 de la 2

amasada. Para cada soporte se han elaborado estas graficas de control que constan de tres amasadas, excepto los soportes de menor sección transversal que tienen 2 amasadas.

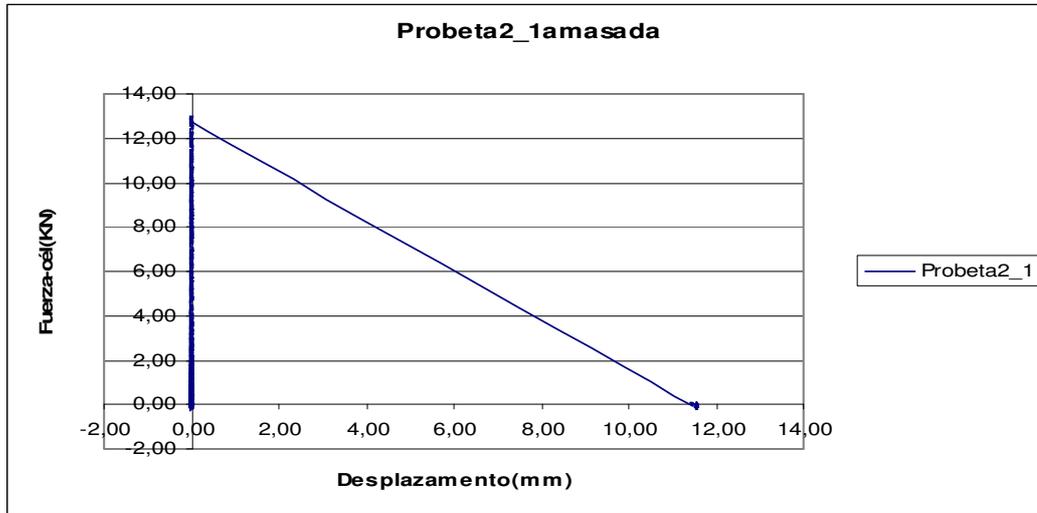


Figura 4.32. Gráfica de flexotracción S2 sin fibras.

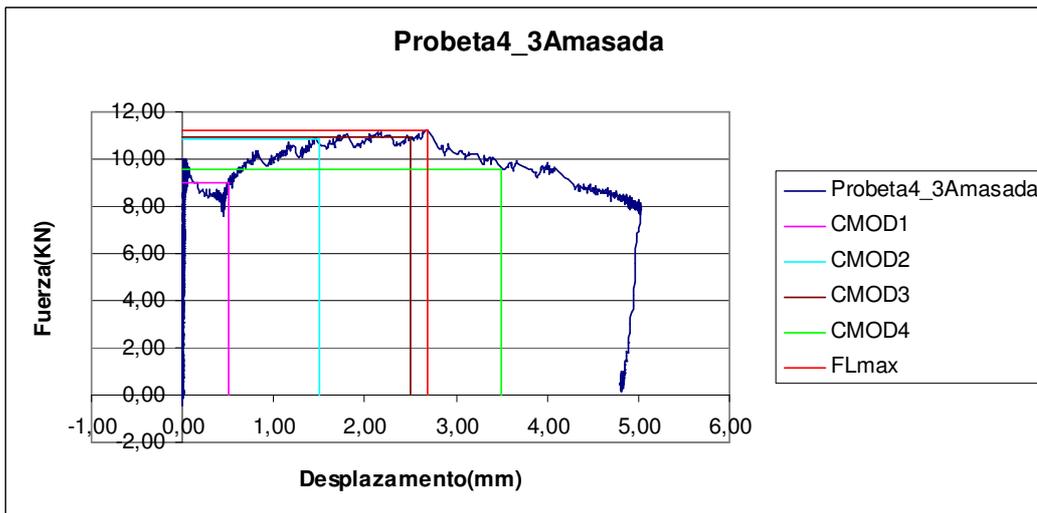


Figura 4.33. Gráfica de flexotracción S4 con fibras 30 kg/m<sup>3</sup>.

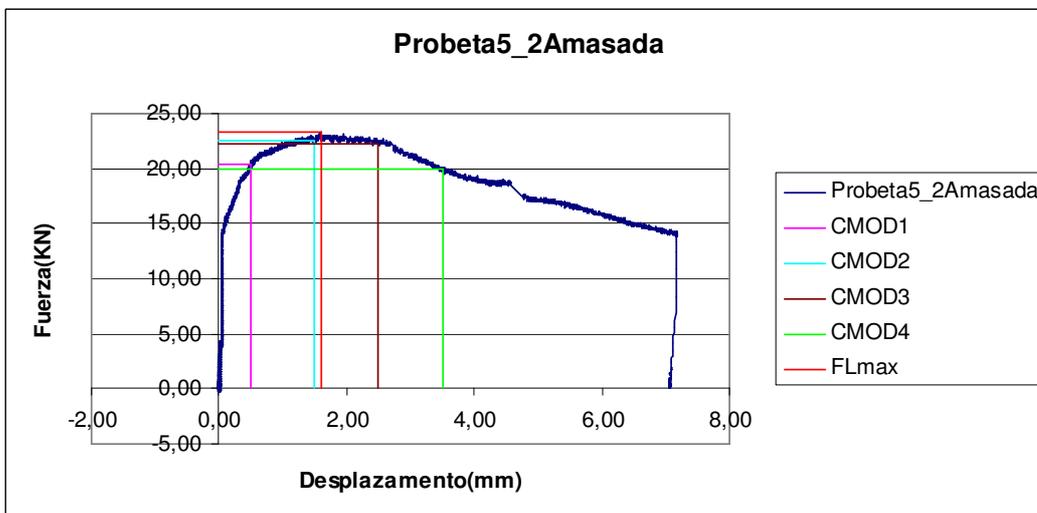


Figura 4.33. Gráfica de flexotracción S5 con fibras 60 kg/m<sup>3</sup>.

En la tabla 4.3 se muestran los resultados control de las probetas de flexotracción para cada soporte ensayado, al igual que la resistencia a compresión.

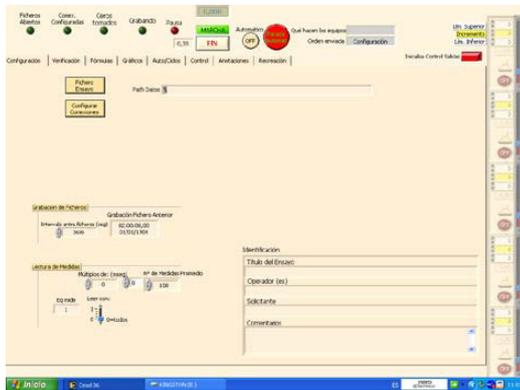
Tabla 4.3 Resultados de probetas control para flexotracción y compresión simple para cada soporte.

PROBETA	ftd	fct,L	fcm (MPa)
1	1(0)	4.3	34.94
2	2(0)	4.9	29.68
3	3(1,5)	3.1	33.37
4	4(1,5)	4.7	38.00
5	5(3)	5.2	33.65
6	6(3)	5.5	29.52
7	7(3)	5.2	32.12
8	8(0)	8.2	64.06
9	9(0)	6.4	79.94
10	10(3)	6.1	75.47
11	11(3)	5.2	82.68
12	12(1,5)	4.8	75.63
13	13(3)	6.0	75.08
14	14(0)	3.2	29.18
15	15(0)	3.2	29.73
16	16(0)	3.4	30.63
17	17(0)	3.6	30.40
18	18(0)	3.4	32.68

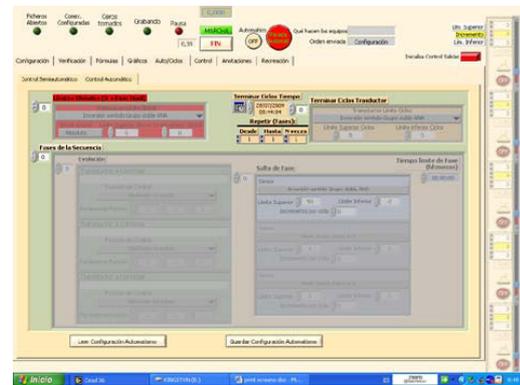
## 7. Configuración del ensayo en el programa de adquisición de datos:

Una vez es instrumentado el soporte mediante las bandas extensiométricas y los captadores de desplazamiento, se conecta al sistema automático de adquisición de datos instalado en un equipo informático en el laboratorio de ensayo. El software de adquisición de datos consiste en un programa elaborado en Lab View en el Departamento de Ingeniería de la Construcción y de Proyectos de Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica de Valencia.

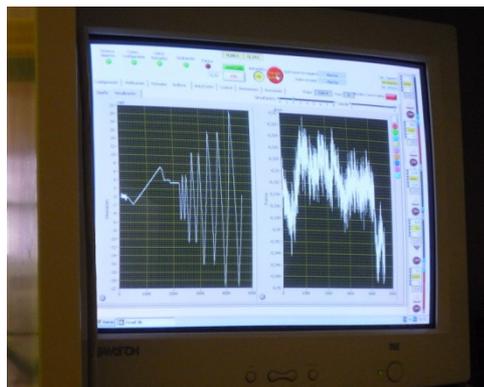
El sistema de adquisición de datos permite la visualización, a través de las gráficas, de los resultados obtenidos del ensayo en tiempo real. De esta manera, medidas incoherentes recogidas durante el ensayo pueden ser observadas y el ensayo puede ser interrumpido si ello lo exigiera.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4.32. (a) Programa utilizado para realizar los ensayos de cada soporte, sometido a una fuerza axial y carga lateral cíclica; (b) Parte del Programa automático donde se aplican los ciclos definidos para cada ensayo; (c) Esquema de ensayo, control de medidas durante el ensayo y (d) Esquema de un comportamiento de un ensayo, mostrando las medidas directas.

Una vez configurados todos los elementos de instrumentación y definidos los parámetros que serán valores de control inicial; se procede a la toma de ceros de los elementos de instrumentación para dar inicio al ensayo.

## 8. Inicio del ensayo:

Para el ensayo se utilizaron dos ordenadores; donde uno tenía la función de controlar los parámetros de ensayo, y el otro de obtener las medidas directas.

Como datos de control se tienen: para la carga axial un actuador hidráulico de 2500 kN mediante un grupo hidráulico independiente. El control de este grupo se realiza por fuerza y para la carga vertical un grupo de doble efecto con un actuador hidráulico vertical de 500 kN con inversión de carga. La fuerza vertical se controla por fuerza en el primer ciclo y por desplazamiento hasta finalizar el ensayo. En este caso el captador de control se sitúa en la sección S4 en la cara inferior del soporte.

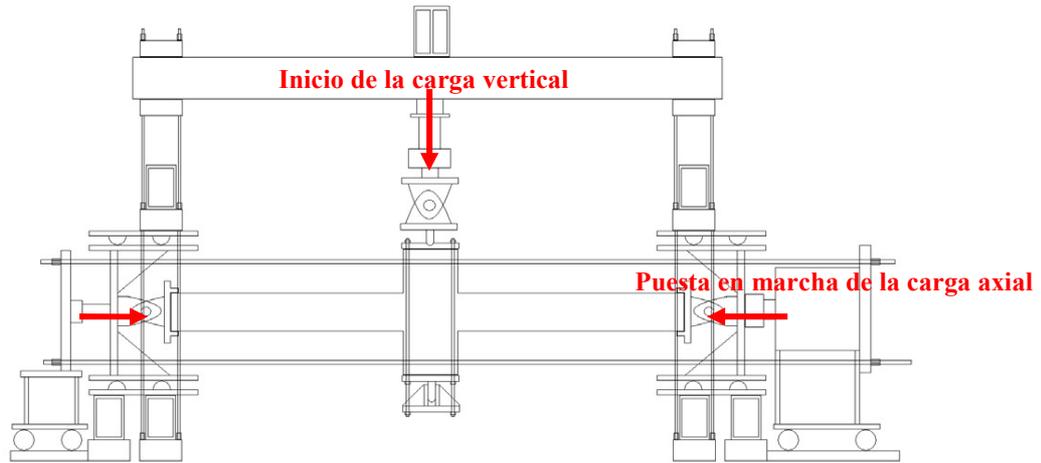
Los datos directos son los valores de deformación de las bandas extensiométricas colocadas en las armaduras, los captadores de desplazamiento ubicados en diferentes puntos concretos del soporte, la célula de carga vertical, la célula de carga horizontal y las medidas de los transductores de presión (Druck) situados en los grupos hidráulicos.

El ensayo inicia con la toma de ceros, tanto en el ordenador de control como en el de medida. Luego, se procede a la puesta en marcha del ensayo, donde se coloca la fuerza axial que será constante durante todo el ensayo, la velocidad de carga impuesta es de 2 kN/seg. Una vez colocada la carga axial; se ajusta el actuador hidráulico vertical de forma manual hasta lograr conectar el mismo a la probeta de ensayo, como se muestra en la figura 4.30.



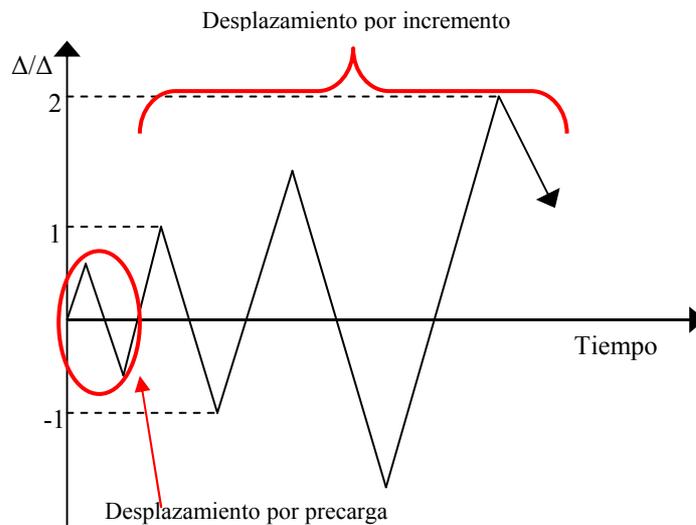
*Figura 4.33. Ajuste del actuador hidráulico de la fuerza vertical al soporte de ensayo*

Una vez realizada esta operación, se vuelve a tomar ceros en el programa excepto la fuerza axial aplicada en el control; y en medida, los valores obtenidos de las bandas extensiométricas.

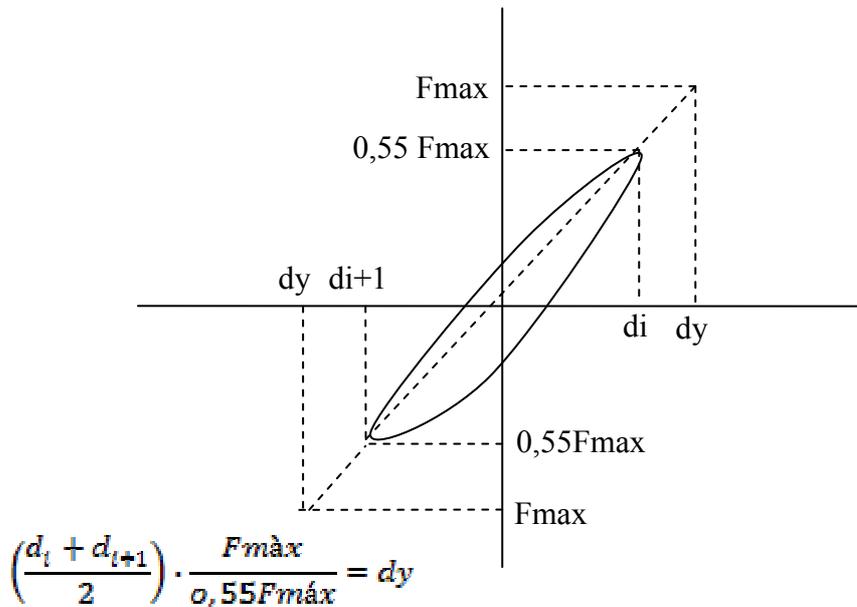


*Figura 4.34. Esquema de ensayo con la aplicación de la carga axial constante y la aplicación de la carga vertical cíclica*

A continuación se aplica la carga vertical a una velocidad de 0,04 mm/seg, con una precarga ya establecida en el diseño, que depende de la resistencia del hormigón obtenida. Esta precarga, nos da como resultado, un desplazamiento base para los ciclos. Este valor es el valor inicial de desplazamiento como se muestra en la figura 4.32. La aplicación de los desplazamientos incrementales, son programados en el ordenador de control, que está diseñado para controlar tanto la carga axial constante y los desplazamientos aplicados para cada ciclo con una velocidad de 0,2 mm/seg.



*Figura 4.35 Desplazamiento lateral cíclico*



*Figura 4.36 Criterio utilizado para el desplazamiento plástico utilizado para los ensayos*

Como se indica en la figura 4.33 muestra el criterio utilizado para obtener el desplazamiento por incremento para cada ensayo.

Los soportes son ensayados hasta la rotura, y se detiene cuando se observa este comportamiento en el ordenador de medida, adicionalmente se decidió detener el ensayo por seguridad cuando el desplazamiento lateral superara 15 mm.

El procesamiento de los datos obtenidos del ensayo se lleva a cabo posteriormente con ayuda de hojas de cálculo obtenidas directamente de la salida de datos del programa de adquisición de datos utilizados.

### **9. Finalización del ensayo:**

Tras la finalización del ensayo, se procede a la toma de medidas del soporte. Tomando en cuenta la zona de daño y las observaciones pertinentes del ensayo, se marca con rotulador las fisuras encontradas y además se realiza un reporte fotográfico del soporte ensayado.

Una vez hecho esto, se procede a la retirada del soporte del pórtico de ensayo. En esa fase se debe extremar la atención por la seguridad de las personas implicadas en la operación, teniendo el cuidado que el soporte no caiga al suelo durante su retirada.

Una vez que el soporte es retirado y puesto en forma horizontal sobre apoyos, se recuperan las placas de los extremos que son las conexiones de la rótula de los extremos del soporte.

## **CAPÍTULO 5**

### ***“ANÁLISIS DE RESULTADOS”***

En este capítulo se analizan los resultados del programa experimental, desarrollado con el objeto de estudiar el comportamiento de los soportes fabricados con hormigones de diferente calidad sometidos bajo una fuerza axial y carga lateral cíclica.

Se han ensayado soportes fabricados con hormigón convencional y con hormigones de alta resistencia. Se ha estudiado el comportamiento con la adición de fibras metálicas para ambos tipos de hormigón.

## 5.1 COMPORTAMIENTO OBSERVADO DURANTE EL ENSAYO:

Los soportes ensayados en el laboratorio, frente a sollicitaciones de cargas aplicadas tienen un comportamiento que va a depender de las características que posee el mismo.

Se ha establecido en cada análisis de los soportes la nomenclatura para definir los ciclos. Se nombra como 0 para el primer ciclo de precarga, 1 para el primer ciclo incremental, 2 para el segundo y así sucesivamente. En cada fase de ciclos (se realizan dos por cada incremento), se nombra el primero como A y el segundo como B. Cuando el soporte está en la posición ascendente se nombra con la letra U y cuando está en la posición descendente con la letra D, y en la posición inicial con  $\phi$ . En la figura 5.1 (a y b) se describen las distintas posiciones del soporte con la nomenclatura mencionada anteriormente.

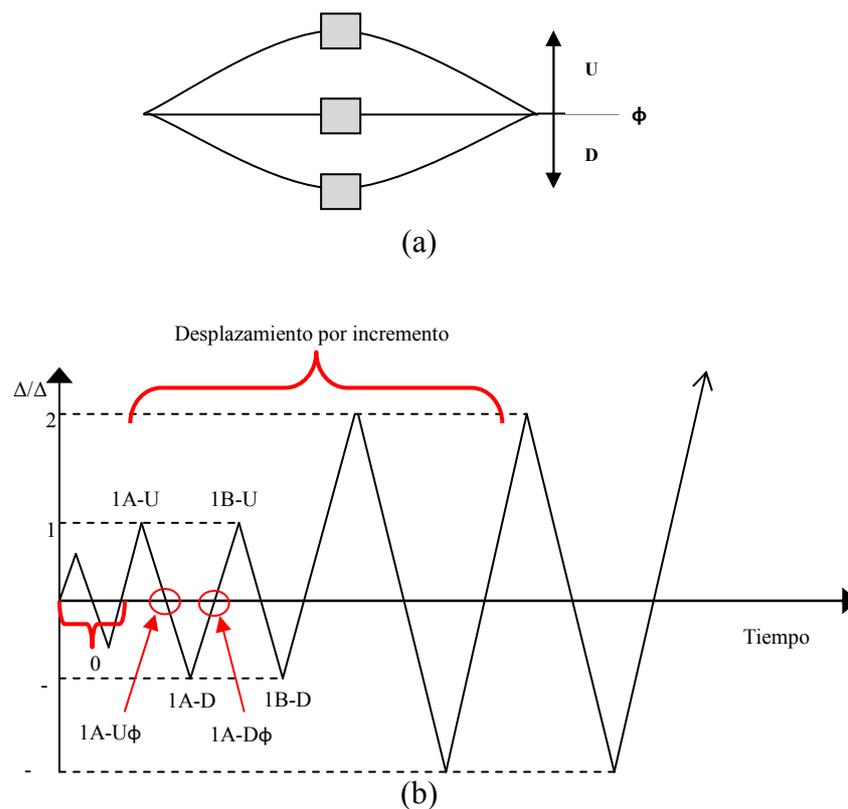


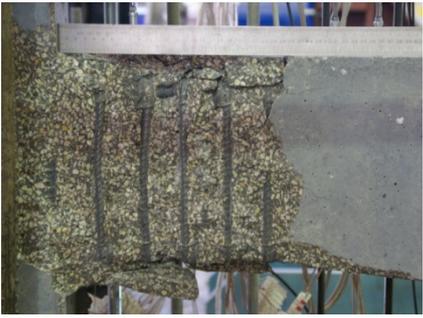
Figura 5.1 (a) Nomenclatura del soporte según su posición, (b) Nomenclatura de los ciclos utilizado en el análisis

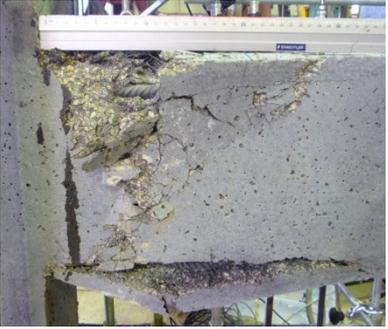
En la tabla 5.1 se describen las evidencias observadas de los soportes ensayados.

*Tabla 5.1 Evidencias vistas en los soportes de cada ensayo*

<b>Soporte</b>	<b>Comportamiento</b>
<b>S1</b>	<p>Se observó que ocurrió salto de recubrimiento en 2A-D, se produjo pandeo tanto en la barra superior, como en la inferior. La rotura fue dúctil y la zona de daño se dio a 15 cm medido del borde del rigidizador, con una longitud aproximada de daño de 20 cm. Presenta un salto del recubrimiento en todas las caras de la sección.</p> 
<b>S2</b>	<p>Se observó que ocurrió salto de recubrimiento en 2B-D. La rotura fue dúctil y la zona de daño se dio a partir de borde del rigidizador con una longitud de 16 cm. Presenta fisuras pronunciadas por el salto de recubrimiento.</p> 
<b>S3</b>	<p>Se observó que ocurrió salto de recubrimiento en 2A-U, se produjo pandeo tanto en la barra superior, como en la inferior. La rotura fue dúctil y la zona de daño se dio a partir de borde del rigidizador con una longitud de 20 cm. Presenta descascarillamiento del recubrimiento y pequeño mapa de fisuras pero no se llegan a definir claramente.</p> 
<b>S4</b>	<p>Se observó que ocurrió salto de recubrimiento en 2A-D. La rotura fue dúctil y la zona de daño se dio a partir de borde del rigidizador con una longitud de 19 cm. No se</p> 

	definen fisuras localizadas y se distribuyen a lo largo de la zona de daño.	
<b>S5</b>	Se observó que ocurrió salto de recubrimiento en 3A-U, se produjo pandeo en la barra superior, como inferior. La rotura fue dúctil y la zona de daño se dio a partir de borde del rigidizador con una longitud de 18 cm. Presenta mapa fisuras y descascarillamiento del recubrimiento inferior.	
<b>S6</b>	Se observó que ocurrió salto de recubrimiento en 3A-U. La rotura fue muy dúctil y la zona de daño se dio a partir de borde del rigidizador con una longitud de 20 cm. Presenta descascarillamiento pronunciado en la zona de recubrimiento.	
<b>S7</b>	Se observó que ocurrió salto de recubrimiento en 2A-U, se produjo pandeo tanto en la barra superior como inferior. La rotura fue frágil y la zona de daño se dio a partir de borde del rigidizador con una longitud de 24 cm. Presenta notables fisuras por cortante y descascarillamiento pronunciado en la zona de recubrimiento inferior.	
<b>S8</b>	Se observó que ocurrió salto de recubrimiento en 2A-U, se produjo pandeo tanto en la barra superior, como inferior. La rotura fue muy frágil y la zona de daño se dio a 15 cm a partir del borde del rigidizador con una longitud de 22 cm. Presenta total descascarillamiento en la zona de daño, fisuras pronunciadas por el	

	recubrimiento, tanto superior como inferior.	
<b>S9</b>	Se observó que ocurrió salto de recubrimiento en 2A-U. La rotura fue muy frágil y la zona de daño se dio a partir del borde del rigidizador con una longitud de 25 cm. Presenta total descascarillamiento en la zona de daño, fisuras pronunciadas por el recubrimiento, tanto superior como inferior	
<b>S10</b>	Se observó que ocurrió salto de recubrimiento en 2A-U. La rotura fue dúctil y la zona de daño se dio a partir del borde del rigidizador con una longitud de 30 cm. Presenta descascarillamiento en la zona superior del recubrimiento y mapa de fisuras muy pronunciado.	
<b>S11</b>	Se observó que ocurrió salto de recubrimiento en 2A-U. La rotura fue dúctil y la zona de daño se dio a partir del borde del rigidizador con una longitud de 16 cm. Presenta fisuras muy pronunciadas en forma transversal.	
<b>S12</b>	Se observó que ocurrió salto de recubrimiento justo antes de llegar a rotura, en 2A-D, se produjo pandeo tanto en la barra superior, como inferior. La rotura fue muy frágil y la zona de daño se dio a partir del borde del rigidizador con una longitud de 30 cm. Presenta descascarillamiento tanto superior, como inferior; además fisura pronunciada por cortante.	

<p><b>S13</b></p>	<p>Se observó que ocurrió salto de recubrimiento en 2A-U, se produjo pandeo tanto en la barra superior, como inferior. La rotura fue muy frágil y la zona de daño se dio a partir del borde del rigidizador con una longitud de 33 cm. Presenta</p>	
<p><b>S14</b></p>	<p>Se observó que ocurrió salto de recubrimiento en 2A-U, se produjo pandeo tanto en la barra superior, como inferior; además se evidenció fractura de la barra longitudinal superior. La rotura fue dúctil y la zona de daño se dio a partir del borde del rigidizador con una longitud de 16 cm. Presenta</p>	
<p><b>S15</b></p>	<p>Se observó que ocurrió salto de recubrimiento en 5A-U. La rotura fue dúctil; y la zona de daño se dio a partir del borde del rigidizador con una longitud de 10 cm. Presenta fisuras muy pronunciadas en forma transversal</p>	
<p><b>S16</b></p>	<p>Se observó que ocurrió salto de recubrimiento en 4A-U, se produjo pandeo tanto en la barra superior, como inferior. La rotura fue dúctil y la zona de daño se dio a partir del borde del rigidizador con una longitud de 18 cm. Presenta</p>	
<p>descascarillamiento tanto superior, como inferior en la zona del recubrimiento; además fisuras pronunciadas por cortante.</p>		

<p><b>S17</b></p>	<p>Se observó que ocurrió salto de recubrimiento en 2A-D. La rotura fue dúctil y la zona de daño se dio a partir del borde del rigidizador con una longitud de 30 cm. Presenta descascarillamiento tanto superior, como inferior en la zona del recubrimiento; además fisuras pronunciadas en corte transversal.</p>	
<p><b>S18</b></p>	<p>Se observó que ocurrió salto de recubrimiento en 5A-U, se produjo pandeo tanto en la barra superior, como inferior. La rotura fue dúctil y la zona de daño se dio a partir del borde del rigidizador con una longitud de 24 cm. Presenta descascarillamiento inferior en la zona del recubrimiento; además fisuras pronunciadas en corte transversal</p>	

## 5.2 MEDIDAS DIRECTAS:

Las medidas que se obtienen en los ensayos realizados para cada soporte son: la carga vertical, los desplazamientos a lo largo del soporte y las deformaciones en la cara superior e inferior de la armadura longitudinal.

Cabe resaltar que para cada soporte ensayado, se tomaron gráficas de Curvatura-distancia, para el nivel máximo de carga aplicado; para así obtener la sección crítica, dando como resultado para todos los soportes la sección S10. A modo de ejemplo en la figura 6.2 se muestra una gráfica obtenida para el soporte S4.

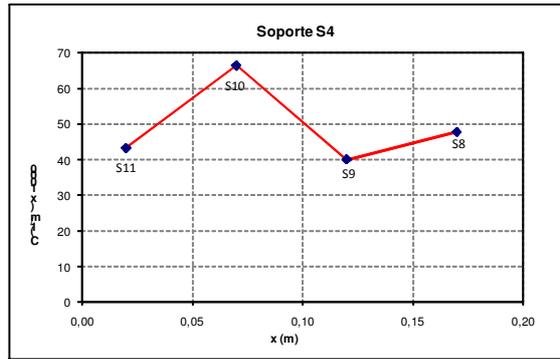


Figura 6.2 Curvatura-Distancia del soporte S4

En la figura 5.3 se muestra las secciones establecidas para el análisis de resultado, en cada soporte.

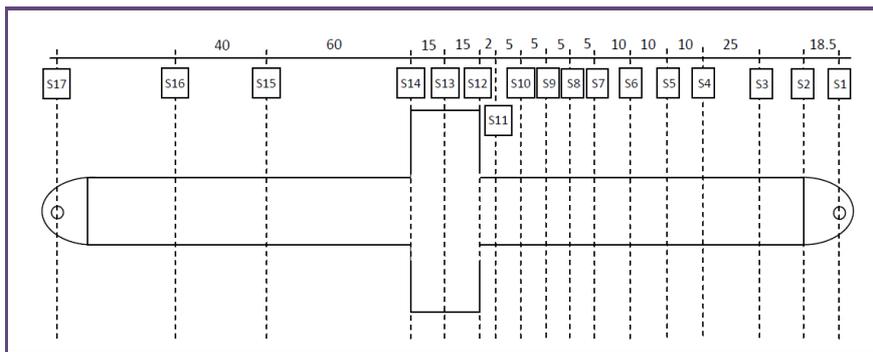


Figura 6.3 Esquema de las secciones analizadas en cada soporte.

Como se mencionó anteriormente, utilizando la sección crítica (s10), se obtienen gráficas que señalan:

- Deformación plástica del hormigón en la parte superior.
- Deformación plástica del hormigón en la parte inferior.
- Deformación plástica del acero en la parte superior.
- Deformación plástica del acero en la parte inferior.
- Salto de recubrimiento.

A modo de ejemplo en la figura 6.4 se muestra la gráfica de Carga Vertical vs Desplazamiento del soporte S2. En dichas gráficas se muestra en el eje vertical la carga

aplicad (kN) y en el horizontal los desplazamientos obtenidos para la sección crítica (S10), además se muestra una pequeña tabla con los parámetros utilizados para cada soporte. Adicional se coloca un esquema que posiciona el soporte, ya sea ascendente o descendente. Las gráficas para cada uno de los soportes se encuentran en el Anejo 3.

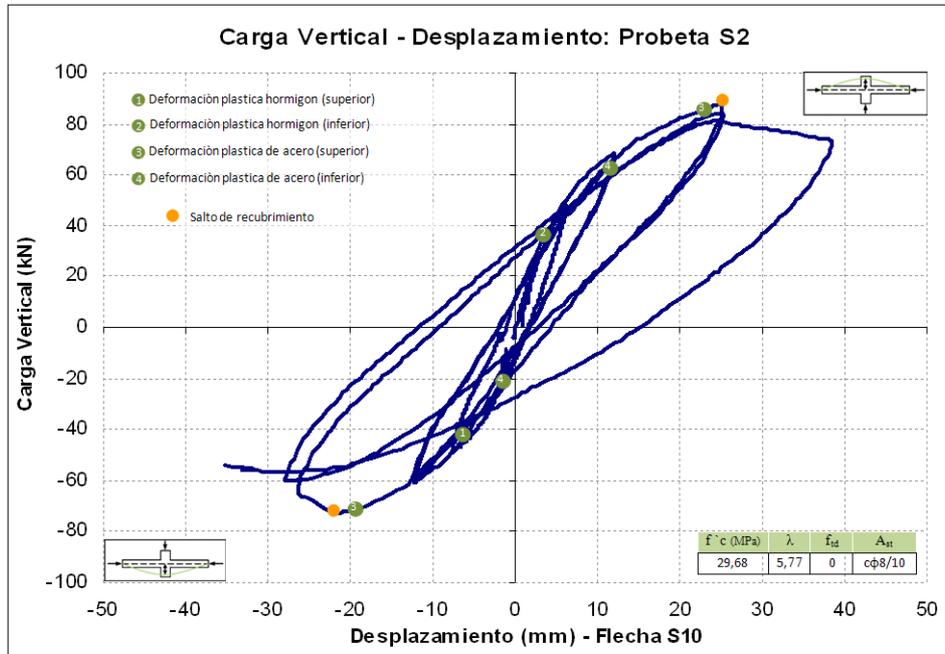
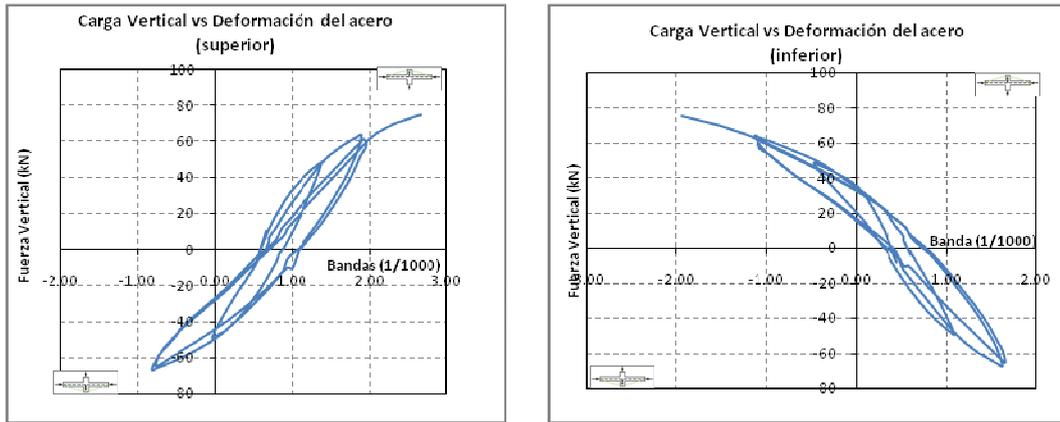


Figura 6.4 Carga Vertical vs Desplazamiento de la probeta S2

Uno de los comportamientos que podemos observar en gráficas, son las deformaciones que de la armadura longitudinal tanto en tracción, como en compresión. A modo de ejemplo en la figura 6.5 representa la deformación para el soporte S2, la izquierda corresponde con la deformación de la barra superior y la derecha con la barra inferior

Las deformaciones que obtenemos en las graficas están con valores de  $1 \times 10^{-3}$ , y la carga vertical en kN.



(a)

(b)

Figura 6.5 (a) Carga Vertical vs Deformación de la barra superior del soporte S2; (b) Carga Vertical vs Deformación de la barra inferior del soporte S2

Otro comportamiento que se ha observado en cada uno de los soportes es la deformada. Este tipo de gráfica muestra lo que se desplaza el soporte sometido a un nivel de carga. Se han obtenido gráficas de la deformada para cada soporte y se muestran en el Anejo 3. A modo de ejemplo en la figura 6.6 se muestra la deformada correspondiente para el soporte S2 para cada ciclo de carga.

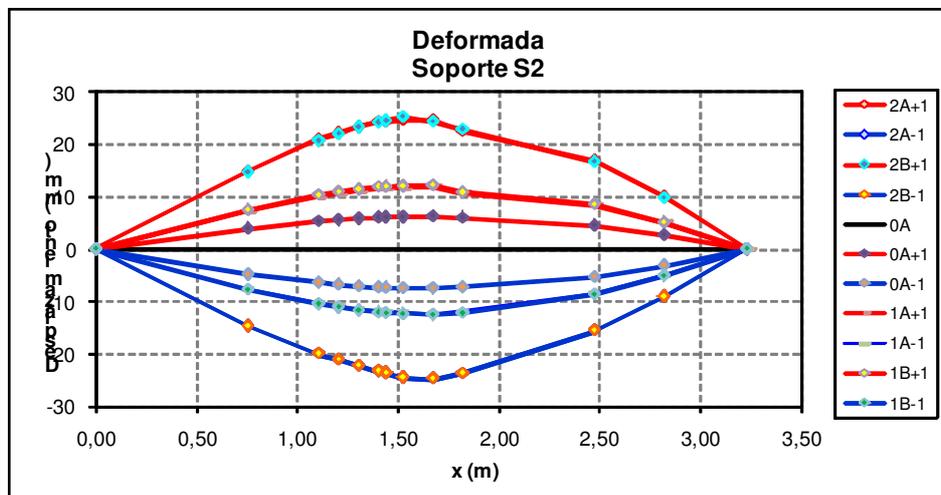
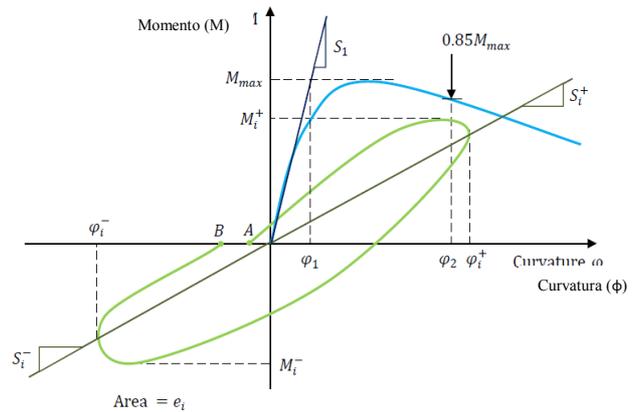


Figura 6.6 Deformada del soporte de ensayo S2

Estas gráficas muestran el desplazamiento obtenido para cada ciclo de carga aplicado, en las secciones de análisis ya establecidas a lo largo del soporte.

### 5.3 MEDIDAS INDIRECTAS:

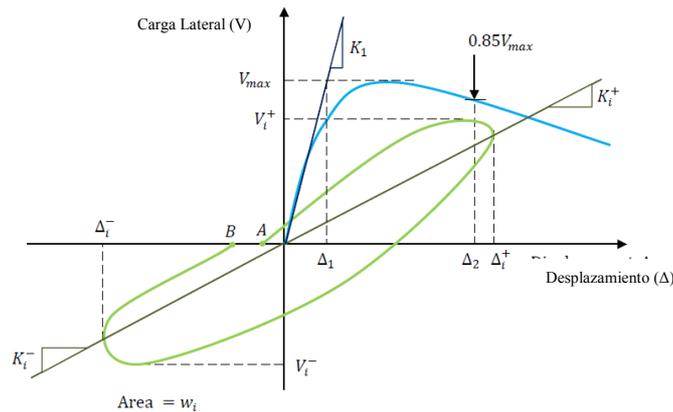
Las medidas indirectas son valores calculados a partir de las medidas directas. En este apartado se realiza el análisis de la ductilidad de las probetas ensayadas, utilizándose los parámetros de referencia propuestos por Khoury y Sheikh (1991), los factores de ductilidad ( $\mu_\Delta$ ,  $\mu_\phi$ ), la relación de ductilidad ( $N_\Delta$ ,  $N_\phi$ ) y la energía de disipación (E). En la figura 6.7 y 6.8 se muestran el procedimiento propuesto por Khoury y Sheikh (1991).



$$\phi_i = \frac{1}{2} (\phi_i^+ + \phi_i^-) \quad M_{i,max} = \frac{1}{2} (M_i^+ + M_i^-) \quad S_i = \frac{1}{2} (S_i^+ + S_i^-)$$

$$\mu_\phi = \frac{\phi_2}{\phi_1} \quad N_\phi = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{\phi_i}{\phi_1} \quad E = \frac{1}{M_{max} \phi_1} \sum_{i=1}^{i=n} e_i \frac{L_f}{h} \left( \frac{S_i}{S_1} \right) \left( \frac{\phi_i}{\phi_1} \right)^2$$

Figura 6.7 Criterio de análisis en ductilidad seccional



$$\Delta_i = \frac{1}{2} (\Delta_i^+ + \Delta_i^-) \quad V_{i,max} = \frac{1}{2} (V_i^+ + V_i^-) \quad K_i = \frac{1}{2} (K_i^+ + K_i^-)$$

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_2}{\Delta_1} \quad N_\Delta = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{\Delta_i}{\Delta_1} \quad W = \frac{1}{V_{max} \Delta_1} \sum_{i=1}^{i=n} w_i \left( \frac{K_i}{K_1} \right) \left( \frac{\Delta_i}{\Delta_1} \right)^2$$

Figura 6.8 Criterio de análisis en ductilidad estructural

### Factor de ductilidad en desplazamiento y curvatura

A partir de los resultados de las gráficas de carga vertical-desplazamiento se obtienen las envolventes siguiendo el criterio de Khoury y Sheikh. Como se muestra en la figura 6.4 para el soporte S2. De igual forma se obtienen las gráficas momento-curvatura y la envolvente para cada soporte. Las gráficas de las envolventes para cada soporte se encuentran en el Anejo 3.

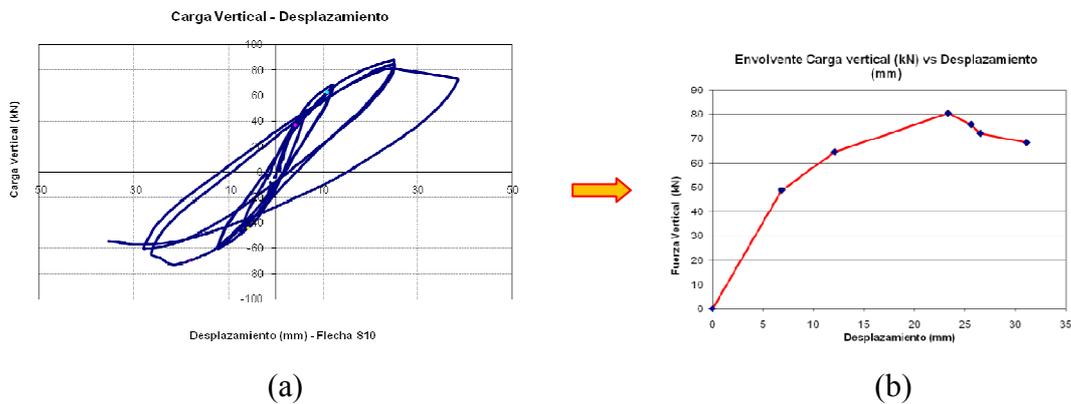


Figura 6.4(a) Ciclos de Carga vertical-desplazamiento del soporte S2, (b) Envolvente de carga-desplazamiento del soporte S2

Una vez que se obtienen las envolventes, se desarrollan tres criterios para obtener la ductilidad, ellos son:

#### Criterio 1 (Según el EC-08[]):

Este criterio trata de igualar las áreas. En la figura 6.5 la izquierda es la envolvente en Carga-Desplazamiento o de Momento-Curvatura, y la figura derecha es un área con tramos lineales idealizado.

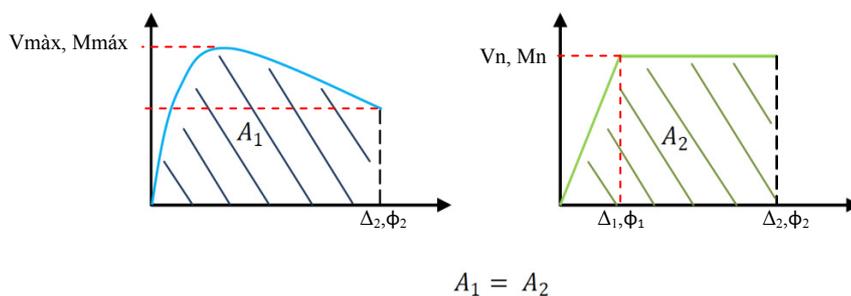


Figura 6.5 Igualdad de áreas en el criterio

El procedimiento para encontrar el desplazamiento plástico y la curvatura plástica, es como se muestra en la figura 6.6.

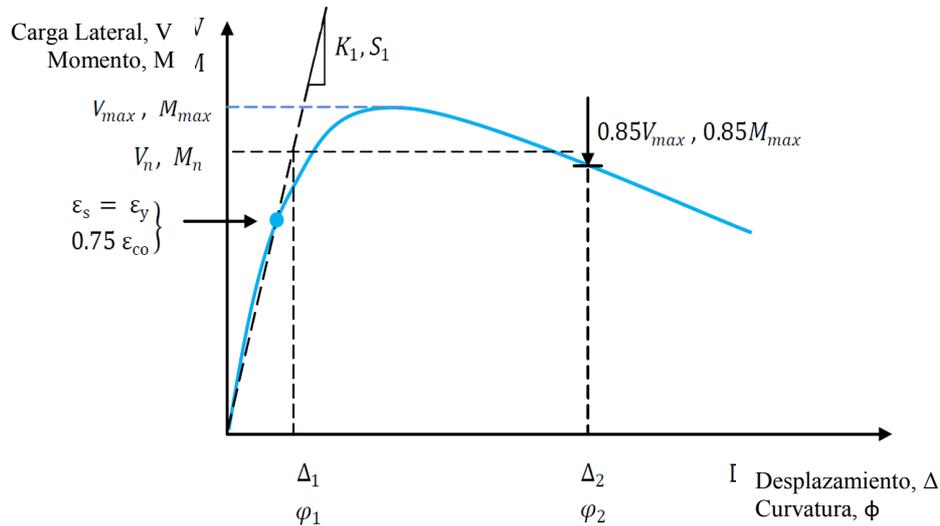


Figura 6.6 Criterio del Método 1

Los valores de desplazamiento / curvatura plástica dan lugar a los valores correspondientes de Carga/Momento plástico. Con la pendiente obtenida de los valores antes mencionados e igualando las áreas, se obtienen los valores de  $V_n/M_n$  y de  $\Delta_1 / \phi_1$ . El valor del desplazamiento plástico se obtiene de la deformación plástica, en el acero o en el hormigón.

$$\left. \begin{array}{l} \varepsilon_s = \varepsilon_y \\ 0,75 \varepsilon_{co} \end{array} \right\} \quad (5.1)$$

Donde,

$\varepsilon_s$  es el valor de la deformación plástica del acero

$\varepsilon_{co}$  es la deformación plástica del hormigón y se obtiene dependiendo de la resistencia del hormigón (EC-2).

$$f_{cm} \leq 50 \text{ MPa} \quad \varepsilon_{co} = 0,002 \quad (5.2)$$

$$f_{cm} \geq 50 \text{ MPa} \quad \varepsilon_{co} = 0,002 + 0,000085 \cdot \sqrt{f_{cm} - 50} \quad (5.3)$$

Al obtener los valores de deformación plástica del acero y del hormigón, y con los datos experimentales, se obtiene el valor del desplazamiento plástico ( $\Delta_1, \phi_1$ ) y de la carga plástica para ese punto ( $V_n, M_n$ ) al igualar las áreas ( $A_1=A_2$ ).

Igualando las áreas para Carga – Desplazamiento/ Momento-Curvatura, obtenemos:

$$A_2 = \frac{1}{2} \cdot \Delta_1 \cdot V_n + V_n(\Delta_2 - \Delta_1) \quad \left. \vphantom{A_2} \right\} \quad V_n \quad \left. \vphantom{A_2} \right\}$$

$$A_2 = \frac{1}{2} \cdot \Delta_1 \cdot V_n + V_n(\Delta_2 - \Delta_1) \quad M_n$$

$$\Delta_1 \cdot K_1 = V_n \quad \Delta_1 \quad \Delta_1 \cdot K_1 = V_n \quad \phi_1$$

Haciendo uso de la ecuación cuadrática, podemos identificar los puntos:

$$\frac{1}{2} K_1 \Delta_1^2 - K_1 \Delta_1 \Delta_2 + A = 0 \quad \left. \vphantom{\frac{1}{2} K_1 \Delta_1^2} \right\} \quad \Delta_1 \quad (5.4)$$

$$\frac{1}{2} S_1 \phi_1^2 - S_1 \phi_1 \phi_2 + A = 0 \quad \left. \vphantom{\frac{1}{2} S_1 \phi_1^2} \right\} \quad \phi_1 \quad (5.5)$$

Criterio 2 (Según S.L Dimova y P. Negro []):

Este criterio es similar al primer método pero tomando un punto de la carga y desplazamiento plástico para el 75% de la carga vertical máxima / 75% del Momento máximo. Aplicando el criterio de igualdad de áreas, se obtiene el desplazamiento y la curvatura plástica efectiva. (Figura 6.7)

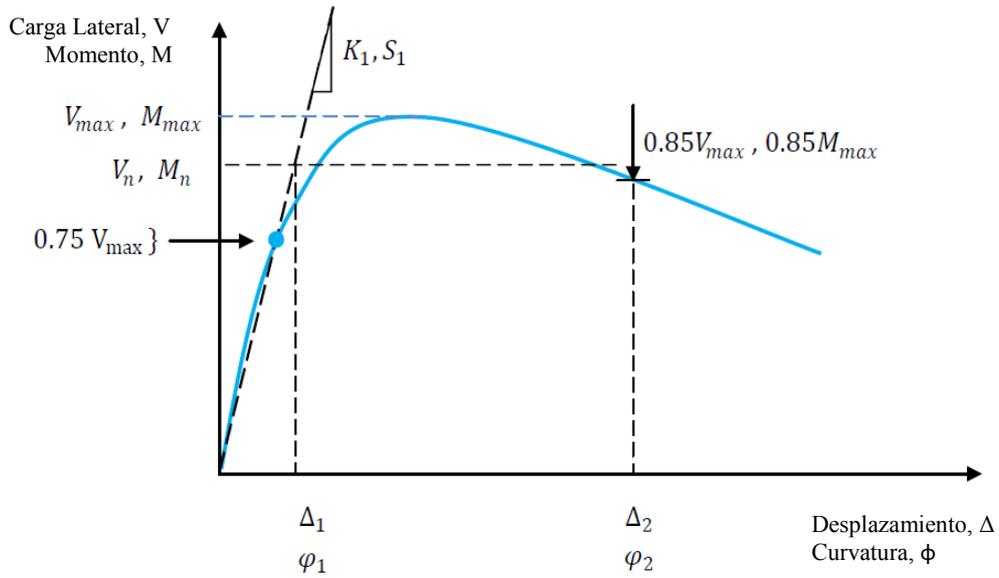


Figura 6.7 Criterio del Método 2

Criterio 3 (Según S.S.E. Lam [1]):

Este criterio es similar al anterior, excepto que toma el punto de plastificación como la carga / momento máximo; de la cual por igualdad de áreas, se encuentra el desplazamiento / curvatura plástica.

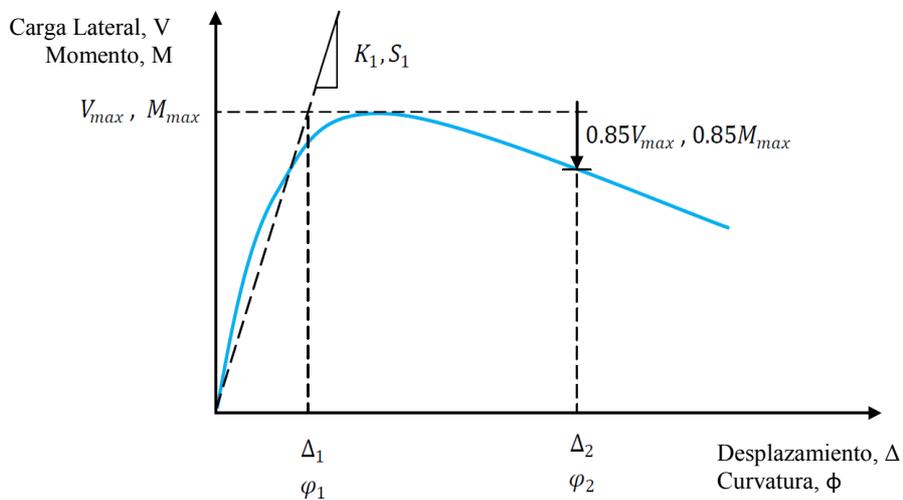


Figura 6.8 Criterio del Método 3

Igualando las áreas para Carga – Desplazamiento/ Momento-Curvatura, obtenemos:

$$A_2 = \frac{1}{2} \cdot \Delta_1 \cdot V_{\max} + V_{\max(\Delta_2 - \Delta_1)}$$

$$A_2 = \frac{1}{2} \cdot \varphi_1 \cdot M_{\max} + M_{\max(\varphi_2 - \varphi_1)}$$

### *Relación acumulativa de ductilidad en desplazamiento y en curvatura*

La relación acumulativa en curvatura ( $N\phi$ ), es una desviación acumulada no elástica, normalizada con respecto al valor de la curvatura plástica, en la sección crítica del soporte, y se define de la siguiente manera:

$$N_{\varphi} = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{\varphi_i}{\varphi_1} \quad (5.6)$$

Donde,

$\varphi_i$  es la curvatura promedio correspondiente a un ciclo de carga

$\varphi_1$  es la curvatura plástica (definida para cada criterio utilizado)

n = numero de ciclos

La relación acumulativa en desplazamiento ( $N\Delta$ ), es una desviación acumulada no elástica, normalizada con respecto al valor del desplazamiento plástico, en la sección crítica del soporte, y se define de la siguiente manera:

$$N_{\Delta} = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{\Delta_i}{\Delta_1} \quad (5.7)$$

Donde,

$\Delta_i$  es el desplazamiento promedio correspondiente a un ciclo de carga.

$\Delta_1$  es el desplazamiento plástico (definido para cada criterio utilizado).

n = numero de ciclos

### *Indicador de energía absorbida (a nivel estructural)*

La disipación de energía para un soporte sometido a una fuerza axial y carga lateral cíclica, se define de la siguiente manera:

$$W = \frac{1}{V_{\max} \Delta_1} \sum_{i=1}^{i=n} w_i \left( \frac{k_i}{k_1} \right) \left( \frac{\Delta_i}{\Delta_1} \right)^2 \quad (5.8)$$

Donde,

$V_{\max}$  es la carga vertical máxima obtenida de la envolvente.

$\Delta_i$  es el promedio del desplazamiento para cada ciclo de carga.

$\Delta_1$  es el desplazamiento plástico, definido para cada criterio utilizado.

$w_i$  es la energía disipada para cada ciclo de carga; siendo el área correspondiente en cada una de ellas.

$k_i$  es el promedio de la pendiente para cada ciclo de carga

$k_1$  es la pendiente encontrada de la carga plástica, definida en cada criterio utilizado.

La energía es obtenida para cada soporte ensayado correspondiente a la sección crítica; y en donde se tiene como valor de carga última; el 85% de la carga máxima obtenida de la envolvente.

#### 5.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS:

En la tabla 6.2 muestra la fuerza máxima, el desplazamiento correspondiente a dicha solicitud en la sección S10 (a 7 cm del rigidizador), la carga última, el desplazamiento último y el porcentaje de caída de dichas cargas.

*Tabla 6.2 Solicitudes de carga máxima y carga ultima, en la envolvente de carga-desplazamiento para cada ensayo*

Serie	Nº	Nivel Axil	Estribos (cφ8/cm)	Vf (kg/m³)	Envolvente				% Caída
					Pmax (kN)	dmax (mm)	Pu (kN)	du (mm)	
1	S1	0,35	10	0	88,96	21,69	75,61	26,34	15,00
	S2	0,35	5	30	80,33	23,33	68,28	31,09	15,00
	S3	0,35	10	60	86,51	20,43	73,53	28,81	15,00
	S4	0,35	5	0	88,49	21,72	75,21	33,89	15,00
	S5	0,35	10	30	83,79	18,91	72,20	30,09	13,83
	S6	0,35	5	60	85,41	21,76	72,60	38,68	15,00
	S7	0,35	60	60	85,75	25,82	75,47	28,66	11,99
2	S8	0,35	10	0	133,25	22,99	133,25	22,99	0,00
	S9	0,35	5	60	130,55	15,32	110,97	20,67	15,00
	S10	0,35	10	0	140,63	17,07	119,53	24,02	15,00
	S11	0,35	5	60	141,57	22,53	141,57	22,53	0,00
	S12	0,35	60	30	138,83	18,49	118,63	20,59	14,54
	S13	0,35	60	60	136,29	20,85	125,57	23,17	7,87
3	S14	0,1	5	0	63,23	25,99	60,07	39,39	5,00
	S15	0,1	7	0	14,37	33,70	14,37	33,70	0,00
	S16	0,35	7	0	15,99	23,09	15,76	27,82	1,42
	S17	0,55	5	0	79,47	14,88	77,30	16,56	2,73
	S18	0,55	7	0	17,36	15,82	14,75	22,98	15,00

Adicional se muestra en la tabla 6.3 los valores correspondientes para momento-curvatura.

Tabla 6.3 Carga vertical Máxima y Momento Máximo de envolventes

Serie	Nº	Nivel Axil	Estribos (cφ8/cm)	Vf (kg/m³)	Envolvente			
					Mmax (mkN)	Cmax ((1/m) x 10 <sup>-3</sup> )	Mu (mkN)	Cu ((1/m) x 10 <sup>-3</sup> )
1	S1	0,35	10	0	736,54	39,92	609,75	82,36
	S2	0,35	5	30	600,65	31,03	600,65	31,03
	S3	0,35	10	60	698,99	27,17	638,46	50,23
	S4	0,35	5	0	735,14	16,37	695,12	53,26
	S5	0,35	10	30	660,38	20,60	576,15	48,59
	S6	0,35	5	60	693,27	16,65	540,03	54,84
	S7	0,35	60	60	709,38	54,13	627,97	64,40
2	S8	0,35	10	0	1141,24	38,31	1141,24	38,31
	S9	0,35	5	60	979,60	27,17	979,60	27,17
	S10	0,35	10	0	1149,07	24,38	638,08	50,58
	S11	0,35	5	60	1237,37	51,06	1237,37	51,06
	S12	0,35	60	30	1152,47	32,91	1152,47	32,91
	S13	0,35	60	60	1165,39	34,74	1165,39	34,74
3	S14	0,1	5	0	473,12	29,86	469,92	75,02
	S15	0,1	7	0	146,06	74,33	146,06	74,33
	S16	0,35	7	0	161,59	75,36	161,59	75,36
	S17	0,55	5	0	656,59	42,49	656,59	42,49
	S18	0,55	7	0	182,29	34,17	178,79	62,57

Como se ha mencionado anteriormente, al obtener las envolventes tanto en Carga-Desplazamiento, como en Momento-Curvatura; podemos obtener los factores de ductilidad. En las siguientes tablas se muestran los factores de ductilidad promedio de los criterios utilizados, tanto en desplazamiento ( $\mu\Delta$ ), como en curvatura ( $\mu\phi$ ).

En el Anejo 2, se pueden observar los factores de ductilidad encontrados, para cada criterio.

Tabla 6.4 Ductilidad en Desplazamiento ( $\mu\Delta$ ) para cada criterio

Serie	Nº	Nivel Axil	Estribos (cφ8/cm)	Vf (kg/m³)	Ductilidad (P-d)-Criterio 1			Ductilidad (P-d)-Criterio 2			Ductilidad (P-d)-Criterio 3			Promedio $\Delta\mu$
					Py (kN)	dy (mm)	$\mu$	Py (kN)	dy (mm)	$\mu$	Py (kN)	dy (mm)	$\mu$	
1	S1	0,35	10	0	55,12	8,64	<b>2,08</b>	66,72	11,07	<b>1,91</b>	88,96	16,41	<b>1,61</b>	<b>1,87</b>
	S2	0,35	5	30	38,22	5,37	<b>3,13</b>	60,25	10,70	<b>2,31</b>	80,33	16,29	<b>1,91</b>	<b>2,45</b>
	S3	0,35	10	60	44,64	6,46	<b>2,54</b>	64,88	10,44	<b>2,19</b>	86,51	15,65	<b>1,84</b>	<b>2,19</b>
	S4	0,35	5	0	56,19	6,80	<b>3,51</b>	66,36	9,56	<b>2,83</b>	88,49	15,38	<b>2,20</b>	<b>2,85</b>
	S5	0,35	10	30	51,75	5,40	<b>3,80</b>	62,84	8,28	<b>2,86</b>	83,79	12,89	<b>2,33</b>	<b>3,00</b>
	S6	0,35	5	60	51,48	6,46	<b>4,03</b>	64,06	9,89	<b>3,15</b>	85,41	16,75	<b>2,31</b>	<b>3,16</b>
	S7	0,35	60	60	68,46	12,95	<b>1,95</b>	64,31	11,46	<b>1,78</b>	85,75	14,64	<b>1,90</b>	<b>1,88</b>
2	S8	0,35	10	0	89,10	8,60	<b>1,94</b>	99,94	10,31	<b>1,75</b>	133,25	14,59	<b>1,58</b>	<b>1,76</b>
	S9	0,35	5	60	79,21	5,88	<b>2,36</b>	97,91	8,27	<b>1,96</b>	130,55	11,85	<b>1,75</b>	<b>2,02</b>
	S10	0,35	10	0	72,96	5,53	<b>2,50</b>	105,47	9,28	<b>2,03</b>	140,63	13,43	<b>1,79</b>	<b>2,11</b>
	S11	0,35	5	60	123,52	14,38	<b>1,25</b>	106,18	11,44	<b>1,50</b>	141,57	15,51	<b>1,45</b>	<b>1,40</b>
	S12	0,35	60	30	79,97	6,19	<b>2,18</b>	104,12	9,56	<b>1,68</b>	138,83	13,33	<b>1,55</b>	<b>1,80</b>
	S13	0,35	60	60	74,29	6,04	<b>2,42</b>	102,22	10,56	<b>1,69</b>	136,29	14,61	<b>1,59</b>	<b>1,90</b>
3	S14	0,1	5	0	43,04	10,12	<b>2,81</b>	47,42	11,30	<b>2,77</b>	63,23	17,75	<b>2,22</b>	<b>2,60</b>
	S15	0,1	7	0	7,92	7,38	<b>3,00</b>	10,78	9,72	<b>3,13</b>	14,37	20,29	<b>1,66</b>	<b>2,60</b>
	S16	0,35	7	0	4,81	2,08	<b>4,62</b>	11,99	8,45	<b>2,56</b>	15,99	12,39	<b>2,25</b>	<b>3,14</b>
	S17	0,55	5	0	38,28	4,04	<b>2,18</b>	59,60	7,03	<b>1,85</b>	79,47	10,03	<b>1,65</b>	<b>1,89</b>
	S18	0,55	7	0	9,64	3,44	<b>3,97</b>	13,02	6,10	<b>2,86</b>	17,36	8,50	<b>2,70</b>	<b>3,18</b>

Tabla 6.5 Ductilidad en Curvatura ( $\mu\phi$ ) para cada criterio

Serie	Nº	Nivel Axil	Estribos (cφ8/cm)	Vf (kg/m³)	Ductilidad (M-C)-Criterio 1			Ductilidad (P-d)-Criterio 2			Ductilidad (P-d)-Criterio 3			Promedio φμ
					My (mkN)	Cy (1/m)x1000	μ	My (mkN)	Cy (1/m)x1000	μ	My (mkN)	Cy (1/m)x1000	μ	
1	S1	0,35	10	0	312,60	11,23	<b>3,49</b>	552,41	24,33	<b>2,71</b>	736,54	38,86	<b>2,12</b>	<b>2,77</b>
	S2	0,35	5	30	245,48	4,32	<b>3,32</b>	373,02	6,62	<b>3,29</b>	497,35	5,81	<b>5,34</b>	<b>3,98</b>
	S3	0,35	10	60	334,54	6,71	<b>3,86</b>	524,24	12,45	<b>3,15</b>	698,99	19,27	<b>2,61</b>	<b>3,20</b>
	S4	0,35	5	0	437,59	6,93	<b>4,82</b>	551,36	8,73	<b>4,82</b>	735,14	15,88	<b>3,35</b>	<b>4,33</b>
	S5	0,35	10	30	419,23	6,99	<b>4,84</b>	486,44	9,28	<b>4,15</b>	648,59	16,21	<b>3,00</b>	<b>3,99</b>
	S6	0,35	5	60	384,90	5,99	<b>5,39</b>	519,95	8,20	<b>5,31</b>	693,27	15,81	<b>3,47</b>	<b>4,72</b>
	S7	0,35	60	60	544,21	20,16	<b>2,53</b>	532,04	19,09	<b>2,64</b>	709,38	28,70	<b>2,24</b>	<b>2,47</b>
2	S8	0,35	10	0	690,76	8,85	<b>2,97</b>	855,93	12,96	<b>2,39</b>	1141,24	20,35	<b>1,88</b>	<b>2,41</b>
	S9	0,35	5	60	620,08	8,05	<b>2,30</b>	734,70	11,06	<b>1,85</b>	979,60	14,83	<b>1,83</b>	<b>1,99</b>
	S10	0,35	10	0	691,84	11,36	<b>2,99</b>	861,80	15,18	<b>2,74</b>	1149,07	25,73	<b>1,97</b>	<b>2,57</b>
	S11	0,35	5	60	1017,55	24,99	<b>1,73</b>	928,02	22,39	<b>1,79</b>	1237,37	31,70	<b>1,61</b>	<b>1,71</b>
	S12	0,35	60	30	625,10	9,38	<b>2,25</b>	864,36	16,57	<b>1,52</b>	1152,47	22,51	<b>1,46</b>	<b>1,74</b>
	S13	0,35	60	60	589,87	3,91	<b>5,46</b>	874,04	12,07	<b>2,24</b>	1165,39	17,52	<b>1,98</b>	<b>3,23</b>
3	S14	0,1	5	0	307,09	15,00	<b>3,37</b>	354,84	18,89	<b>3,03</b>	469,92	26,84	<b>2,79</b>	<b>3,06</b>
	S15	0,1	7	0	66,06	6,29	<b>6,45</b>	109,55	25,79	<b>2,18</b>	146,06	34,92	<b>2,13</b>	<b>3,58</b>
	S16	0,35	7	0	40,42	2,90	<b>8,30</b>	121,19	32,17	<b>1,68</b>	161,59	39,85	<b>1,89</b>	<b>3,95</b>
	S17	0,55	5	0	292,38	5,08	<b>4,31</b>	492,44	12,29	<b>2,79</b>	656,59	20,08	<b>2,12</b>	<b>3,07</b>
	S18	0,55	7	0	75,93	4,98	<b>5,66</b>	136,72	13,75	<b>3,46</b>	182,29	19,64	<b>3,19</b>	<b>4,10</b>

Los parámetros de ductilidad pueden variar, dependiendo del método utilizado para encontrar el valor plástico en la envolvente. Para el primer criterio utilizado sabemos que el punto de plasticidad depende de la deformación plástica, ya sea en el acero o en el hormigón. En la tabla vista anteriormente, los valores de ductilidad en este método en la serie 1, mejoran con los soportes que contienen fibras; también se puede observar en la serie 2, el aumento de la ductilidad con la inclusión de este material, aunque la diferencia de ductilidad es menor comparándolo con la serie 1, siendo hormigones convencionales. Para la serie 3, la ductilidad aumenta, conforme disminuye el nivel de axil reducido.

Este comportamiento antes dicho, se observa con los otros dos métodos utilizados, solo que se observan valores de ductilidad con resultados menores comparados con el método 1. Los valores de plasticidad encontrados para estos dos métodos dependen de los valores máximos en la envolvente obtenida. Ya sea para ductilidad en desplazamiento o ductilidad en curvatura.

La siguiente tabla muestra el valor promedio de relación de ductilidad en desplazamiento, en curvatura y la energía disipada. En el Anejo 2, se pueden observar los valores para cada criterio utilizado.

Tabla 6.6 Valores promedio obtenido en cada uno de los soportes

Serie	Nº	Nivel Axil	Estribos (cφ8/cm)	Vf (kg/m³)	f <sub>c</sub> (Mpa)	Promedio Δμ	Promedio φμ	Promedio EI (kN*m²)*10³ (Estructural)	Promedio EI (kN*m²)*10³ (Seccional)	Promedio NΔ	Promedio Nφ	Promedio W
1	S1	0,35	10	0	34,94	1,87	2,77	6,04	23,16	6,35	8,76	21,80
	S2	0,35	5	30	29,68	2,45	3,98	5,99	66,24	14,26	11,35	74,14
	S3	0,35	10	60	33,37	2,19	3,20	6,32	42,73	7,52	9,57	84,78
	S4	0,35	5	0	38,00	2,85	4,33	7,10	57,53	10,73	11,12	58,41
	S5	0,35	10	30	33,65	3,00	3,99	8,02	50,82	10,90	11,68	43,98
	S6	0,35	5	60	29,52	3,16	4,72	6,62	57,20	14,21	17,33	206,51
	S7	0,35	60	60	32,12	1,88	2,47	5,68	26,53	8,03	6,73	18,39
2	S8	0,35	10	0	64,06	1,76	2,41	9,89	66,72	3,93	4,69	9,45
	S9	0,35	5	60	79,94	2,02	1,99	12,31	69,85	6,60	4,85	12,04
	S10	0,35	10	0	75,47	2,11	2,57	11,87	54,11	9,62	9,16	28,65
	S11	0,35	5	60	82,68	1,40	1,71	9,14	40,40	3,24	3,56	2,71
	S12	0,35	60	30	75,63	1,80	1,74	11,59	56,67	6,37	4,20	11,44
	S13	0,35	60	60	75,08	1,90	3,23	10,60	96,59	6,94	7,02	16,84
3	S14	0,1	5	0	29,18	2,60	3,06	4,07	18,92	7,15	9,85	39,82
	S15	0,1	7	0	29,73	2,60	3,58	0,98	6,31	5,67	9,17	25,88
	S16	0,35	7	0	30,63	3,14	3,95	1,70	7,25	22,46	33,51	169,06
	S17	0,55	5	0	30,40	1,89	3,07	8,76	43,44	7,29	6,83	30,38
	S18	0,55	7	0	32,68	3,18	4,10	2,36	11,49	21,69	19,73	260,65

## **CAPÍTULO 6**

### ***“Conclusiones”***

#### **Conclusiones relativas a los antecedentes y estado actual del conocimiento**

- En los últimos años se ha incrementado notablemente los ensayos experimentales de soportes sometidos a cargas cíclicas. Dichos ensayos tienen por objeto caracterizar la capacidad de deformación y relacionar la armadura transversal con el nivel de ductilidad.
- El número de ensayos de soportes de HAR es insuficiente en comparación del los realizados para hormigón convencional, sobre todo para niveles altos de axil y cualquier nivel de confinamiento. Tanto para hormigón convencional como de alta resistencia existe muy poca experimentación en soportes de esbeltez de cortante superior a 4.
- La literatura técnica señala que en soportes de HAR sometidos a un alto nivel de axil la cuantía de armadura transversal requerida por las normas da lugar a problemas durante la puesta en obra de hormigón. Los autores apuntan a tres posibles soluciones: utilizar acero de alto límite elástico para la armadura transversal, fabricar el soporte con hormigón fabricado con fibras en su masa o con hormigón autocompactable.

*Desde el punto de vista de los métodos simplificados propuestos:*

- A pesar de que las distintas normativas plantean una misma filosofía para el cálculo de la armadura transversal existen diferencias muy significativas.
- Respecto a la evaluación de la capacidad de deformación, las normas y autores proponen distintas expresiones. En la actualidad, no existe homogeneidad entre las diferentes propuestas, en cuanto a las variables consideradas y su peso.

### **Conclusiones relativas a los resultados de los ensayos**

Se han analizado los resultados del programa experimental desarrollado con el objeto de estudiar la ductilidad en soportes fabricados, con hormigones de diferente calidad sometidos a una fuerza axial y carga lateral cíclica.

- ❖ Para los niveles de axiles aplicados, se ha observado un salto de recubrimiento más visible en soportes fabricados sin fibras metálicas y en elementos con hormigón de alta resistencia.
- ❖ Tras un salto de recubrimiento el soporte ha sido capaz de mantener la carga aplicada observándose que los estribos han perdido su sistema anillado.
- ❖ Las probetas que poseen estribos cada 10 cm han mostrado pandeo longitudinal, siendo lo contrario para los soportes con el espaciado a 5 cm.
- ❖ Para los soportes con estribos de 60 cm han llegado a tener un salto de recubrimiento y pandeo longitudinal hasta llegar a fracturar la barra, por consiguiente no se alcanza la rama de descenso y produciendo una rotura por cortante debido a la falta de estribos.
- ❖ Las probetas con mayor esbeltez producen un comportamiento más dúctil.
- ❖ Se ha observado que la sección más solicitada se encuentra a 7 cm del empotramiento, este efecto es debido a que el rigidizador produce un confinamiento que incrementa la capacidad resistente en dicha sección según Bayrak.
- ❖ Se han analizado gráficas de carga-desplazamiento, deformaciones en el armado superior e inferior para cada ciclo de carga.

- ❖ Existe un incremento de curvatura en la sección crítica para cada nivel de carga aplicada.
- ❖ En la serie 1, para un mismo nivel de axil la influencia en la separación de estribos y de inclusión de fibras metálicas, desde el punto de vista de  $P_{max}$  y  $P_u$  dan resultados muy parecidos. Además para los soportes de alta resistencia, también se observa el mismo comportamiento.
- ❖ Se han desarrollado 3 criterios para evaluar la ductilidad, dando como resultados mayores el EC-8 y el más desfavorable, el tercer criterio.
- ❖ Cabe señalar que para soportes de hormigón convencional hay mejora de la ductilidad como era esperable, en soportes con el menor espaciado de estribos y los que contienen mayor cantidad de fibras metálicas.
- ❖ Se observa en el caso de las probetas sin armadura transversal (cada 60 cm) que tiene un nivel de ductilidad menor que los soportes sin fibras y con un espaciado de estribos de 5 cm.
- ❖ Para los soportes de hormigón de alta resistencia, la disminución del espaciado de los cercos incrementa el nivel de ductilidad.
- ❖ Se ha observado que la ductilidad en elementos que dependen del tamaño de la probeta, tienen un incremento conforme el nivel de axil es superior. Para el nivel de axil reducido 0.1 las probetas de diferentes secciones con iguales  $\alpha\omega$ , el valor de la ductilidad es semejante. Al aumentar el nivel de axil, los valores difieren.
- ❖ Observando la hipótesis de la fórmula de diseño que se muestra en la EHE-08, para el nivel de axil no es congruente.
- ❖ Se observa que para una mayor esbeltez, existe un incremento de ductilidad. Este comportamiento también se observa en la ductilidad de los momentos-curvaturas.
- ❖ La orden de magnitud según la EHE-08 para la ductilidad en desplazamiento es para una ductilidad muy alta es de 4 y alta con valores de 3. En momento-curvatura estos valores son de 7 para muy alta y 5 para alta.

## **CAPÍTULO 7**

### ***“Futuras líneas de investigación”***

A partir de este trabajo de investigación y una vez expuestas las necesidades de ampliar el conocimiento del comportamiento de soportes de hormigón sometidos a compresión y carga lateral cíclica, con el propósito de llenar los vacíos encontrados en el estado actual del conocimiento, se plantean las siguientes líneas de investigación:

- Desarrollar un modelo numérico donde se evalúen los parámetros más relevantes y que más influyen en la ductilidad, utilizando la aportación de fibras metálicas a la masa de hormigón.
- Calibrar el modelo numérico propuesto anteriormente con la ayuda de resultados obtenidos de los ensayos experimentales.
- Desarrollar un programa experimental donde se evalúe la ductilidad en soportes con hormigón de alta resistencia, evaluando niveles de axil inferior.
- Evaluar la ductilidad comparando resultados experimentales para hormigones de alta resistencia, fabricados en situ y en condiciones prefabricadas.
- Proponer fórmulas de diseño que tengan en cuenta el efecto de las fibras metálicas y la esbeltez de soportes para un nivel de ductilidad determinado.

Haciendo recomendaciones de diseño para el espaciado de los estribos y así lograr un buen confinamiento en la estructura.

- Estudiar el confinamiento que realiza la armadura transversal para soportes que contengan fibras metálicas y continuar trabajando con el efecto tamaño.

Para el planteamiento y alcance de la futura tesis doctoral, se deberá tener en cuenta el presente trabajo de investigación, de forma que se continúe con el programa experimental propuesto en el estudio de la ductilidad en soportes sometidos a una fuerza axial y carga lateral cíclica.

## ***“Referencias Bibliográficas”***

- [1] ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02)" American Concrete Institute, Detroit, 2005.
- [2] Comisión Permanente del Hormigón: "Instrucción de Hormigón Estructural. EHE", Documento 0, Ministerio de Fomento, 2007.
- [3] European Committee for Standardization: "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance" EN 1998-1:2004; EN 1998-2:2005 y EN 1998-3:2005.
- [4] NZS 3101:1995 "Code of practice for Design of Concrete Structures" Standards Association of New Zealand, Wellington, New Zealand
- [5] Barrera, A.: "Diseño de un modelo experimental para el cálculo del comportamiento de la rótula plástica en soportes de hormigón convencional y de alta resistencia", Trabajo de Investigación, Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, España, Enero 2005.
- [6] da Costa, L.: "Estudio Teórico-Experimental de los soportes esbeltos de hormigón de alta resistencia sometidos a compresión con excentricidades y ángulos de esviaje desiguales en sus extremos", Trabajo de Investigación, Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, España, Junio 2009.
- [7] Yazzar, S.: "Estudio de la ductilidad de elementos comprimidos Fabricados con hormigón de alta resistencia sometidos a cargas cíclicas de flexión", Tesis Doctoral, Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos

de Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, España, Enero 2000.

- [8] Ang, B.G.; Priestley, M.J.N. and Park R. "Ductility of reinforced concrete bridge piers under seismic loading". Report N° 81-3; Department of Civil Engineering. University of Canterbury, Christchurch, Feb 1981, 109 pp.
- [9] Bae S. and Bayrak O.: "Seismic Performance of Reinforced Concrete Columns: P- $\Delta$  Effect" ACI Special. Publication SP236-04, May 1, 2006, pp 61-80.
- [10] Bae S. and Bayrak O.: "Performance-Based Design of Confining Reinforcement: Research and Seismic Design Provisions" ACI Special Publication SP238-03, October 1, 2006, pp 43-62.
- [11] Bayrak O. and Sheikh S. A.: "Design of Rectangular HSC Columns for Ductility" ACI Special Publication SP213-04, May 22, 2003, pp 61-82.
- [12] Bayrak, O., "Seismic Performance of Rectilinearly Confined High Strength Concrete Columns," PhD thesis, University of Toronto, Toronto, Ontario, Canada, 1998, 339 pp.
- [13] Khoury, S. S., and Sheikh, S. A., "Behavior of Normal and High Strength Confined Concrete Columns with and Without Stubs," Research Report No. UHCEE 91-4, University of Houston, Houston, Tex., Dec. 1991, 345 pp.
- [14] Li, B and Park R.: "Confining Reinforcement for High-Strength Concrete Columns" ACI Structural Journal, Volume: 101; Issue: 3; Pages: 314-324, May 1, 2004.
- [15] Kim J.K., Yoo S.H., Han B.S. y Shin S.W., "Ductility of ultra high-strength concrete tied columns under combined axial load and lateral force", Key Engineering Materials, Vol. 348-349, 2007, pp 609-612.
- [16] Li, B.; Park, R.; and Tanaka, H., "Strength and Ductility of Reinforced Concrete Members and Frames Constructed using High Strength Concrete," Research Report 94-5, University of Canterbury, New Zealand, May 1994, 373 pp.
- [17] Li, B.; Park, R.; and Tanaka, H., "Stress-Strain Behavior of High-Strength Concrete Confined by Ultra-High and Normal-Strength Transverse Reinforcements," ACI Structural Journal, V. 98, No. 3, May-June 2001, pp. 395-406.
- [18] Lin Chien-Hung and Lin, Shih-Ping: "Flexural Behavior of High-Workability Concrete Columns Under Cyclic Loading" ACI Structural Journal, Volume: 102, Issue: 3 ; Pages: 412-421 May 1, 2005.
- [19] Panagiotakos T. B. and Fardis M. N.: "Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate" Structural Journal ACI, Volume: 98, Issue: 2, Pages: 135-148, March 1, 2001.

- [20] Park R. Paulay T. "Reinforced concrete structures" New York. John Wiley & Son, 1975, p 769
- [21] Paultre P., and Mitchel D.: "Code Provisions for High Strength Concrete-An International Perspective" ACI Concrete International , Volume: 25, Issue: 5; Pages: 76-90, Date: May 1, 2003
- [22] Paultre P.; Khayat K.H., Cusson D.and Tremblay S.: "Structural Performance of Self-Consolidating Concrete Used in Confined Concrete Columns" ACI Publication: Structural Journal,Volume: 102, Issue: 4, July 1, 2005, pp 560-568.
- [23] Paultre, P.; Legeron, L.; and Mongeau, D., "Influence of Concrete Strength and Transverse Reinforcement Yield Strength on Behavior of High-Strength Concrete Columns," ACI Structural Journal, V. 98, No. 4, July-Aug. 2001, pp. 490-501.
- [24] Saatcioglu, M., and Baingo, D., "Circular High-Strength Concrete Columns under Simulated Seismic Loading" Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 125, No. 3, Mar. 1999, pp. 272-280.
- [25] Saatcioglu, M., and Lipien, W., "Tests of Square High-Strength Concrete Columns under Reversed Cyclic Loading," Research Report OCEERC 97-11, Ottawa Carleton Earthquake Engineering Research Center, Ottawa, Ontario, Canada, 1997, 184 pp.
- [26] Bonet, J.L, "Estudio Teórico de la Ductilidad y de la Capacidad de Deformación de Soportes de HAR sometidos a Compresión y Carga Lateral Cíclica", 2008.
- [27] Sheikh S.A. and Li. Y. "Toward the Performance-Based Design of Confined Concrete" ACI Special Publication SP238-01, October 1, 2006, pp 1-22.
- [28] Zahn F.A. "Design of reinforced concrete bridge columns for strength and ductility" Research report N° 86-7, University of Canterbury, Chistchurch, Mar 1986, 330 pp.
- [29] UNE-EN 12390-1: "Ensayos de hormigón endurecido – Parte 1: Forma, medidas y otras características de las probetas y moldes".
- [30] UNE-EN 12390-2: "Ensayos de hormigón endurecido – Parte 2: Fabricación y curado de probetas para ensayos de resistencia".
- [31] UNE-EN 12390-3: "Ensayos de hormigón endurecido – Parte 3: Determinación de la resistencia a compresión de probetas".
- [32] EN 14651 (European Standard): "Test method for metallic fibered concrete-Measuring the flexural tensile strength (limit of proporcionality (LOP), residual"

***“ANEJO 1”***

***FICHAS TÉCNICAS***

***“ANEJO 2”***

***MEDIDAS DIRECTAS E INDIRECTAS***

*Valores obtenidos para la rigidez en cada uno de los soportes*

Serie	Nº	Nivel Axil	Vf (kg/m³)	Estribos (cΦ8/cm)	EI (kN*m²)x10³ (Estructural)				EI (kN*m²)x10³ (Seccional)			
					Criterio 1	Criterio 2	Criterio 3	Promedio EI	Criterio 1	Criterio 2	Criterio 3	Promedio EI
1	S1	0.35	0	10	6.48	6.12	5.51	6.04	27.84	22.70	18.95	23.16
	S2	0.35	30	5	7.23	5.72	5.01	5.99	56.77	56.34	85.60	66.24
	S3	0.35	60	10	7.03	6.31	5.62	6.32	49.82	42.10	36.27	42.73
	S4	0.35	0	5	8.40	7.05	5.85	7.10	63.15	63.15	46.28	57.53
	S5	0.35	30	10	9.73	7.71	6.61	8.02	60.02	52.44	40.00	50.82
	S6	0.35	60	5	8.10	6.58	5.18	6.62	64.31	63.43	43.86	57.20
	S7	0.35	60	60	13.70	11.94	11.70	12.45	181.24	141.41	125.32	149.32
2	S8	0.35	0	10	10.53	9.85	9.28	9.89	78.03	66.05	56.07	66.72
	S9	0.35	60	5	13.69	12.04	11.20	12.31	77.05	66.44	66.06	69.85
	S10	0.35	0	10	13.41	11.55	10.64	11.87	60.90	56.76	44.66	54.11
	S11	0.35	60	5	8.73	9.43	9.27	9.14	40.73	41.45	39.03	40.40
	S12	0.35	30	60	13.12	11.07	10.59	11.59	66.66	52.17	51.19	56.67
	S13	0.35	60	60	12.49	9.83	9.48	10.60	150.81	72.44	66.54	96.59
3	S14	0.1	0	5	4.32	4.27	3.62	4.07	20.47	18.78	17.51	18.92
	S15	0.1	0	7	1.09	1.13	0.72	0.98	10.51	4.25	4.18	6.31
	S16	0.35	0	7	2.35	1.44	1.31	1.70	13.93	3.77	4.06	7.25
	S17	0.55	0	5	9.63	8.61	8.05	8.76	57.57	40.06	32.69	43.44
	S18	0.55	0	7	2.84	2.17	2.08	2.36	15.25	9.94	9.28	11.49

*Valores obtenidos para la la relación de ductilidad en desplazamiento y en curvatura en cada uno de los soportes*

Serie	Nº	Nivel Axil	Vf (kg/m³)	Estribos (cΦ8/cm)	NΔ			Nφ			
					Criterio 2	Criterio 3	Promedio NΔ	Criterio 1	Criterio 2	Criterio 3	Promedio Nφ
1	S1	0.35	0	10	6.44	4.35	6.35	15.01	6.93	4.34	8.76
	S2	0.35	30	5	11.73	7.70	14.26	14.20	9.27	10.57	11.35
	S3	0.35	60	10	6.87	4.58	7.52	15.22	8.20	5.30	9.57
	S4	0.35	0	5	10.63	6.61	10.73	14.95	11.87	6.52	11.12
	S5	0.35	30	10	10.30	6.62	10.90	16.05	12.08	6.91	11.68
	S6	0.35	60	5	13.66	8.06	14.21	24.65	18.00	9.33	17.33
	S7	0.35	60	60	5.67	4.17	7.01	19.04	9.41	6.25	11.57
2	S8	0.35	0	10	4.06	2.87	3.93	6.64	4.53	2.89	4.69
	S9	0.35	60	5	6.38	4.45	6.60	6.41	4.66	3.48	4.85
	S10	0.35	0	10	8.57	5.91	9.62	12.54	9.38	5.54	9.16
	S11	0.35	60	5	3.83	2.83	3.24	3.67	4.10	2.90	3.56
	S12	0.35	30	60	5.86	4.20	6.37	6.35	3.60	2.65	4.20
	S13	0.35	60	60	6.00	4.34	6.94	13.61	4.41	3.04	7.02
3	S14	0.1	0	5	7.79	4.96	7.15	12.56	9.97	7.02	9.85
	S15	0.1	0	7	6.08	2.91	5.67	19.32	4.71	3.48	9.17
	S16	0.35	0	7	11.72	7.99	22.46	86.44	7.80	6.30	33.51
	S17	0.55	0	5	6.35	4.45	7.29	12.29	5.08	3.11	6.83
	S18	0.55	0	7	18.64	13.39	21.69	36.62	13.27	9.29	19.73

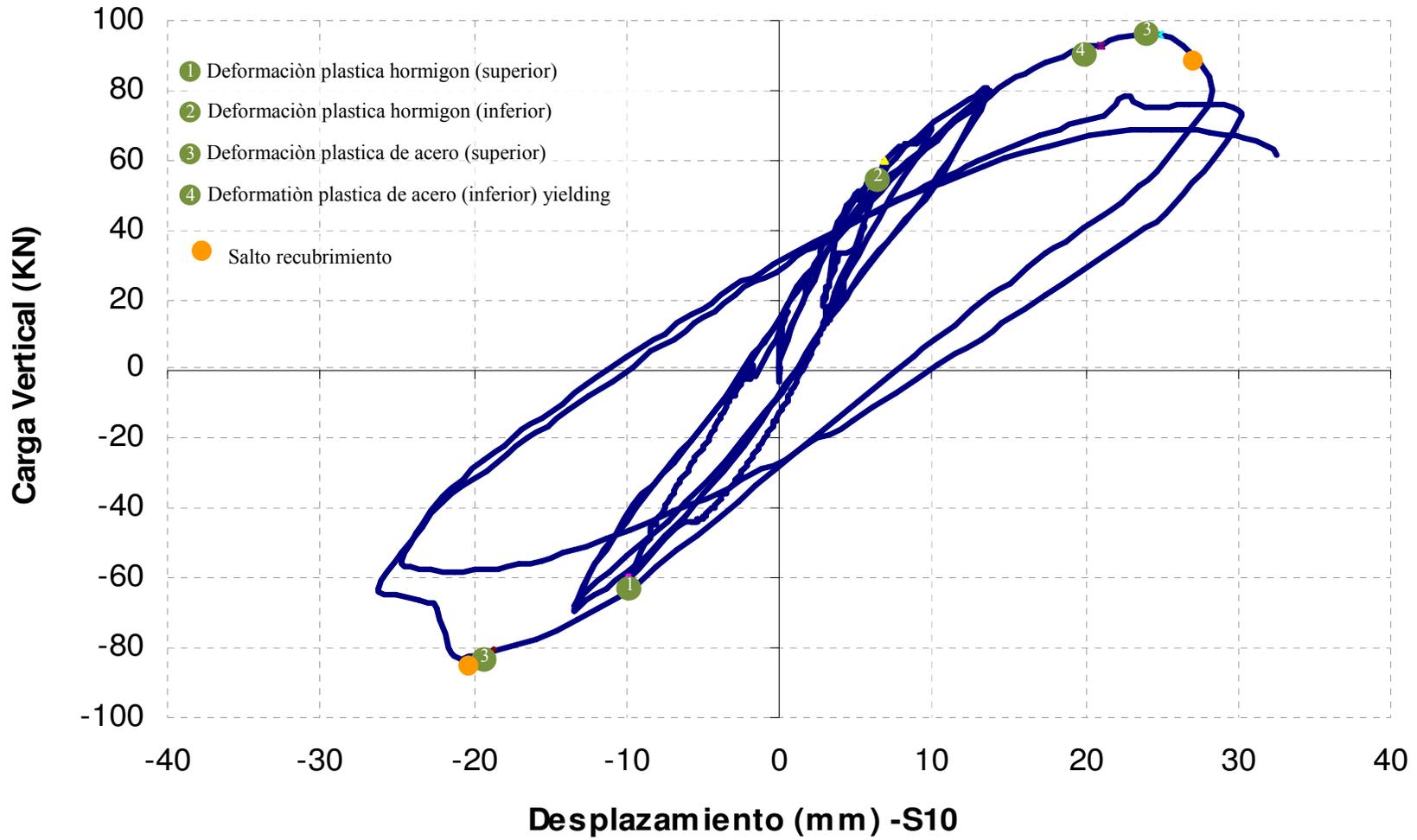
*Valores obtenidos para la energía absorbida en cada uno de los soportes*

Serie	Nº	Nivel Axil	Vf (kg/m³)	Estribos (cΦ8/cm)	W (kcal)			
					Criterio 1	Criterio 2	Criterio 3	Promedio W
1	S1	0.35	0	10	39.02	19.65	6.71	21.80
	S2	0.35	30	5	183.56	29.36	9.51	74.14
	S3	0.35	60	10	188.28	49.53	16.54	84.78
	S4	0.35	0	5	112.87	48.35	14.01	58.41
	S5	0.35	30	10	90.39	31.72	9.81	43.98
	S6	0.35	60	5	432.41	148.32	38.79	206.51
	S7	0.35	60	60	45.58	6.84	2.77	18.39
2	S8	0.35	0	10	15.30	9.50	3.55	9.45
	S9	0.35	60	5	23.18	9.48	3.46	12.04
	S10	0.35	0	10	64.43	15.84	5.66	28.65
	S11	0.35	60	5	2.27	4.17	1.70	2.71
	S12	0.35	30	60	23.71	7.64	2.95	11.44
	S13	0.35	60	60	37.94	9.03	3.54	16.84
3	S14	0.1	0	5	61.27	44.64	13.56	39.82
	S15	0.1	0	7	51.88	21.99	3.78	25.88
	S16	0.35	0	7	397.85	81.06	28.27	169.06
	S17	0.55	0	5	70.65	14.97	5.52	30.38
	S18	0.55	0	7	589.26	138.93	53.74	260.65

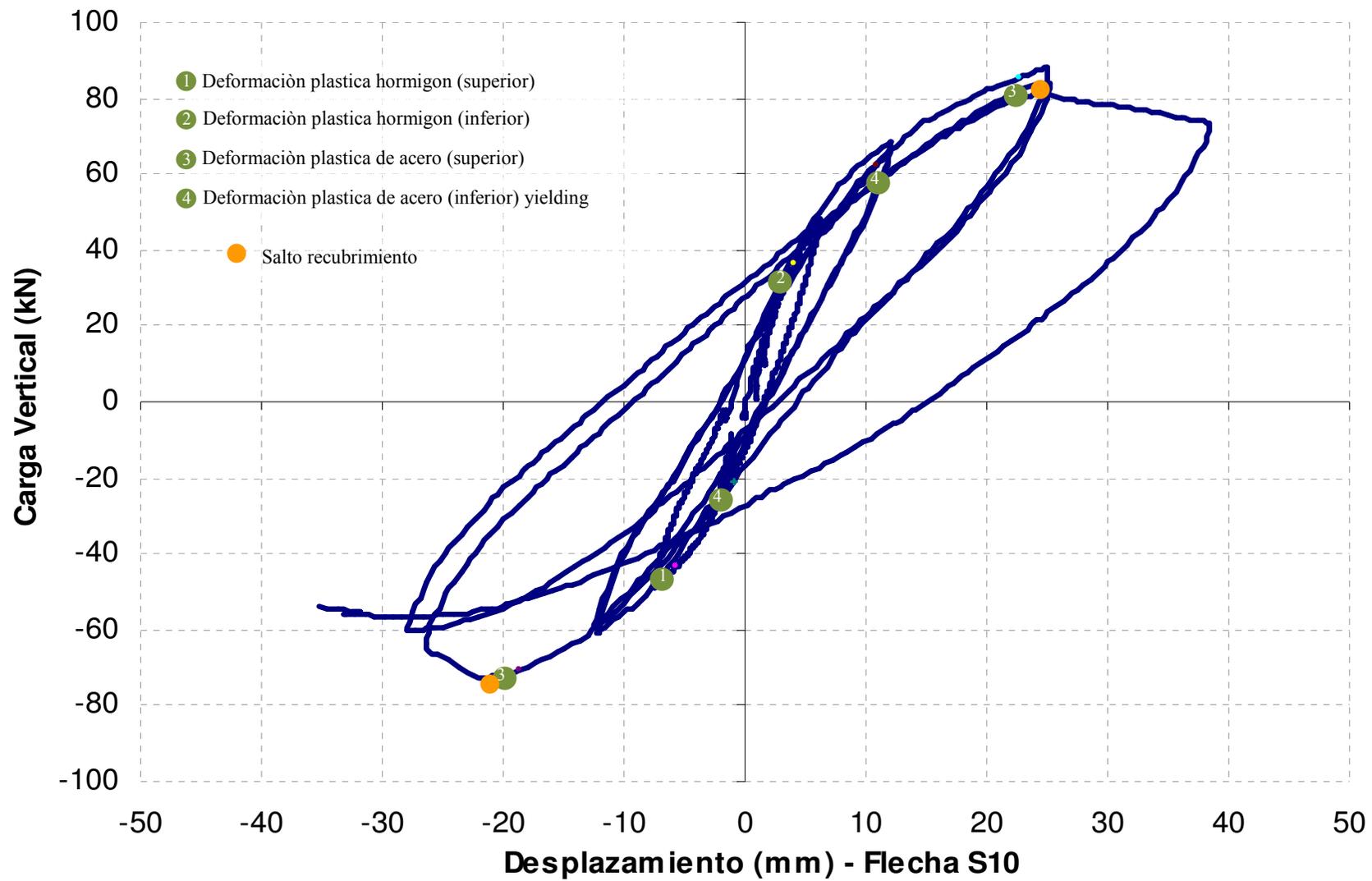
***“ANEJO 3”***

***GRÁFICAS OBTENIDAS DE MEDIDAS DIRECTAS E INDIRECTAS***

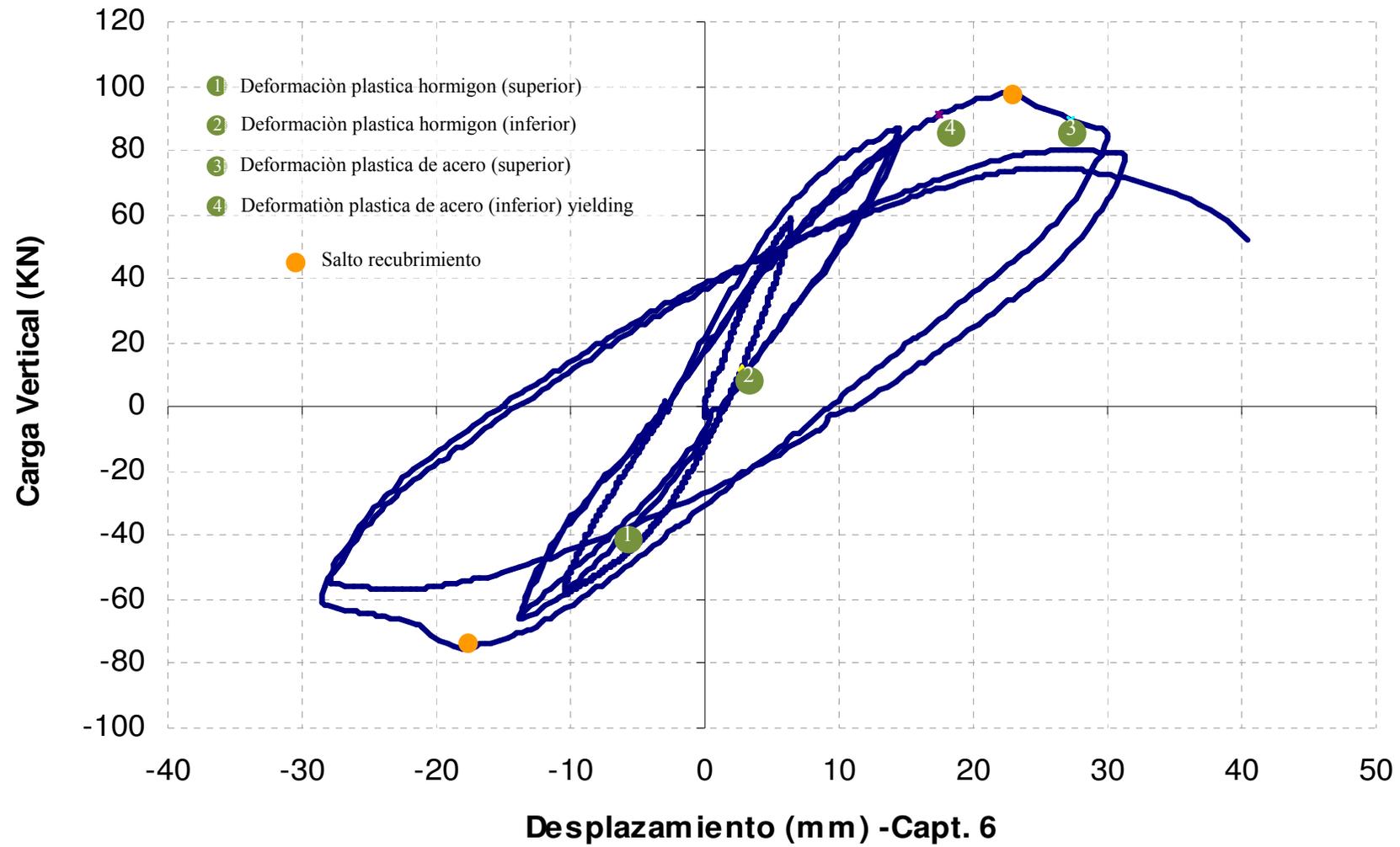
## Carga Vertical - Desplazamiento: Probeta S1



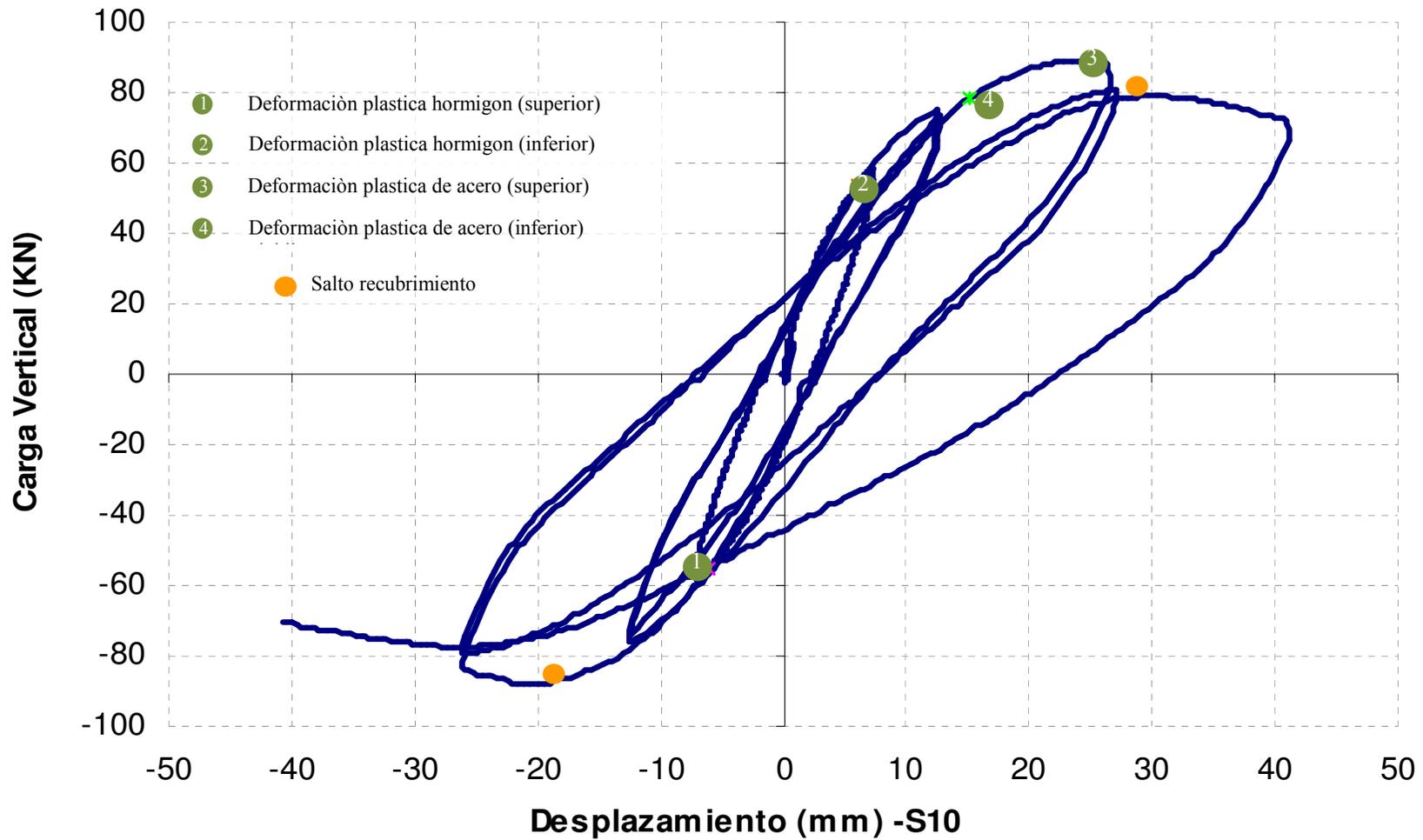
## Carga Vertical - Desplazamiento: Probeta S2



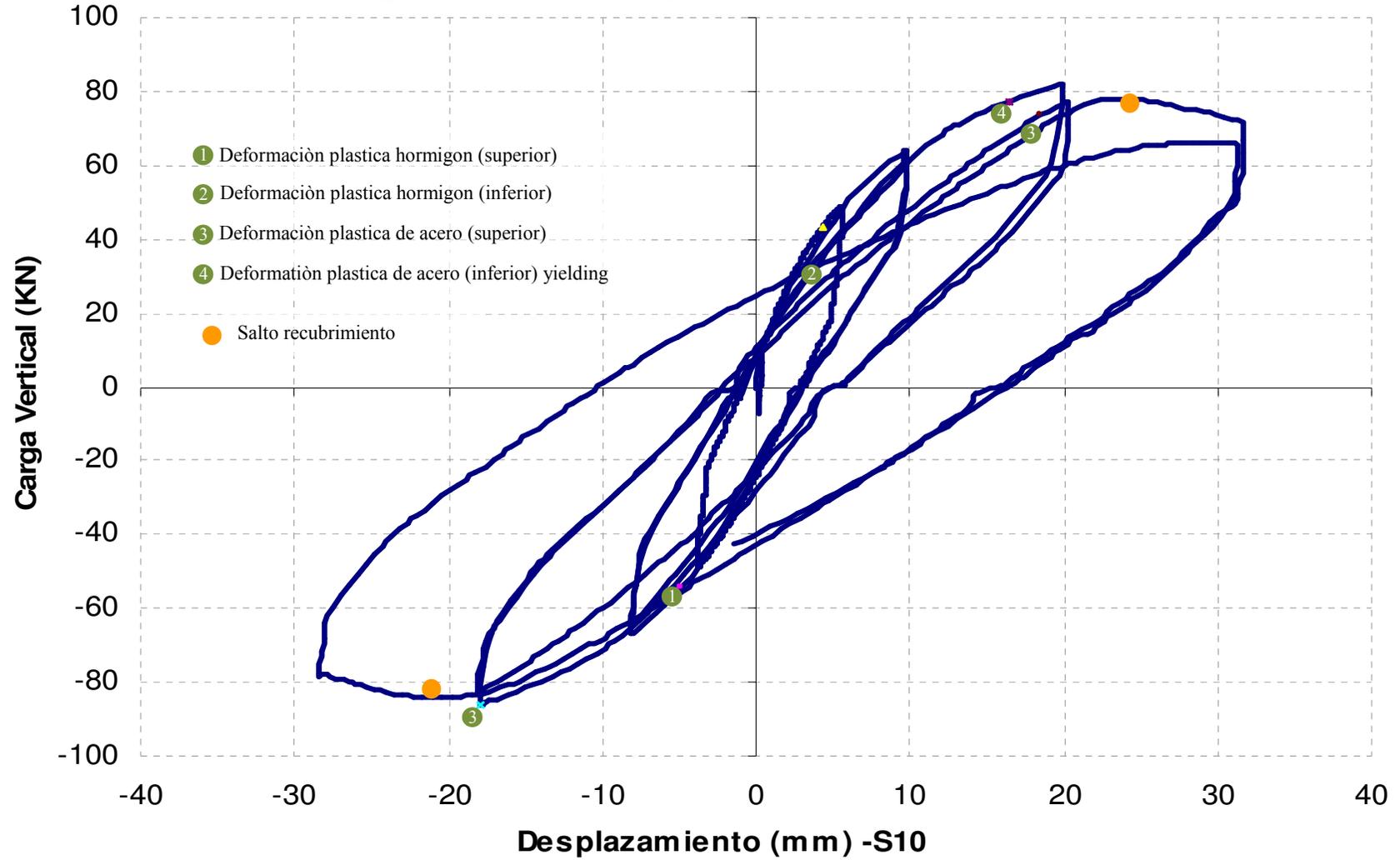
## Carga Vertical - Desplazamiento: Probeta S3



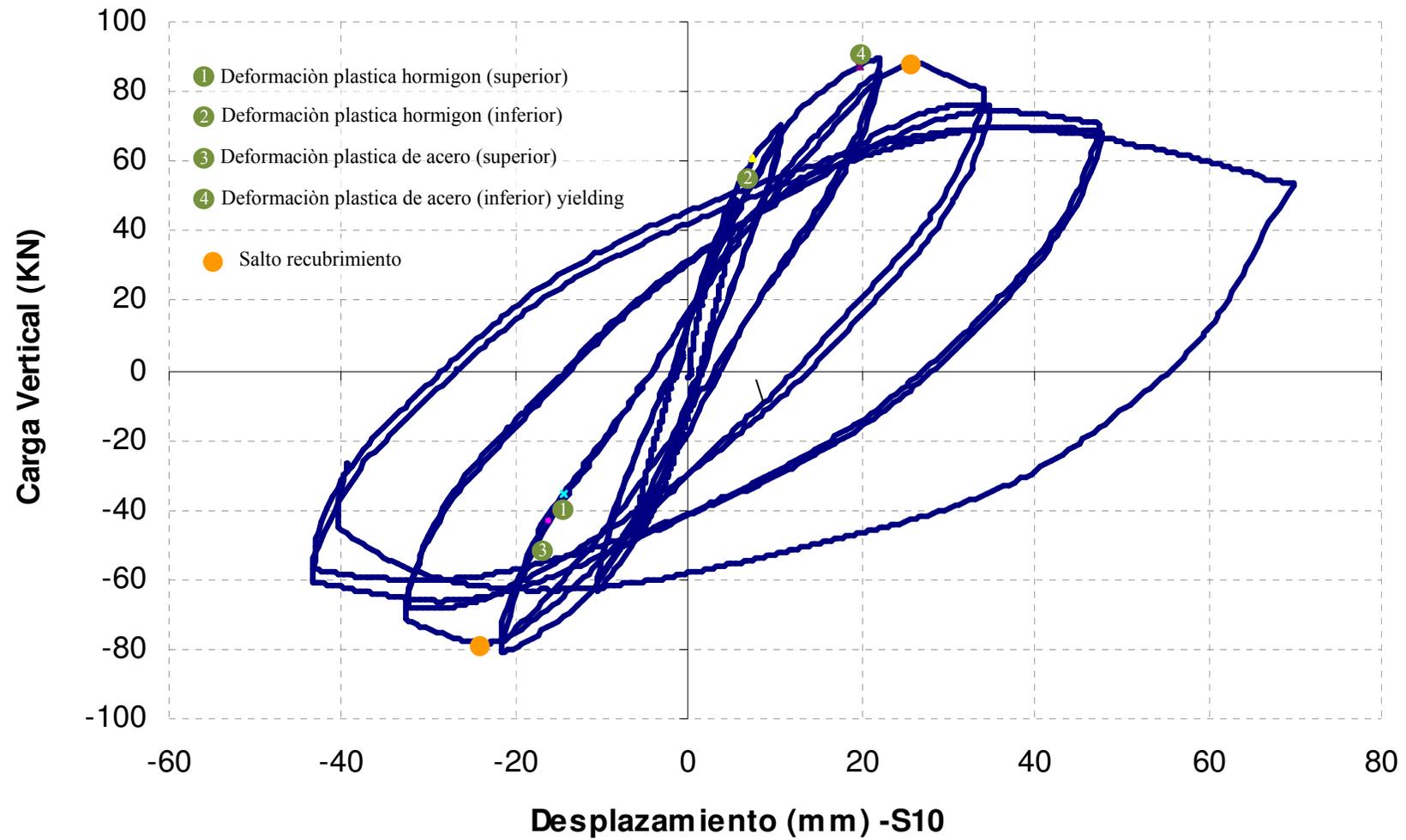
## Carga vertical - Desplazamiento: Probeta S4



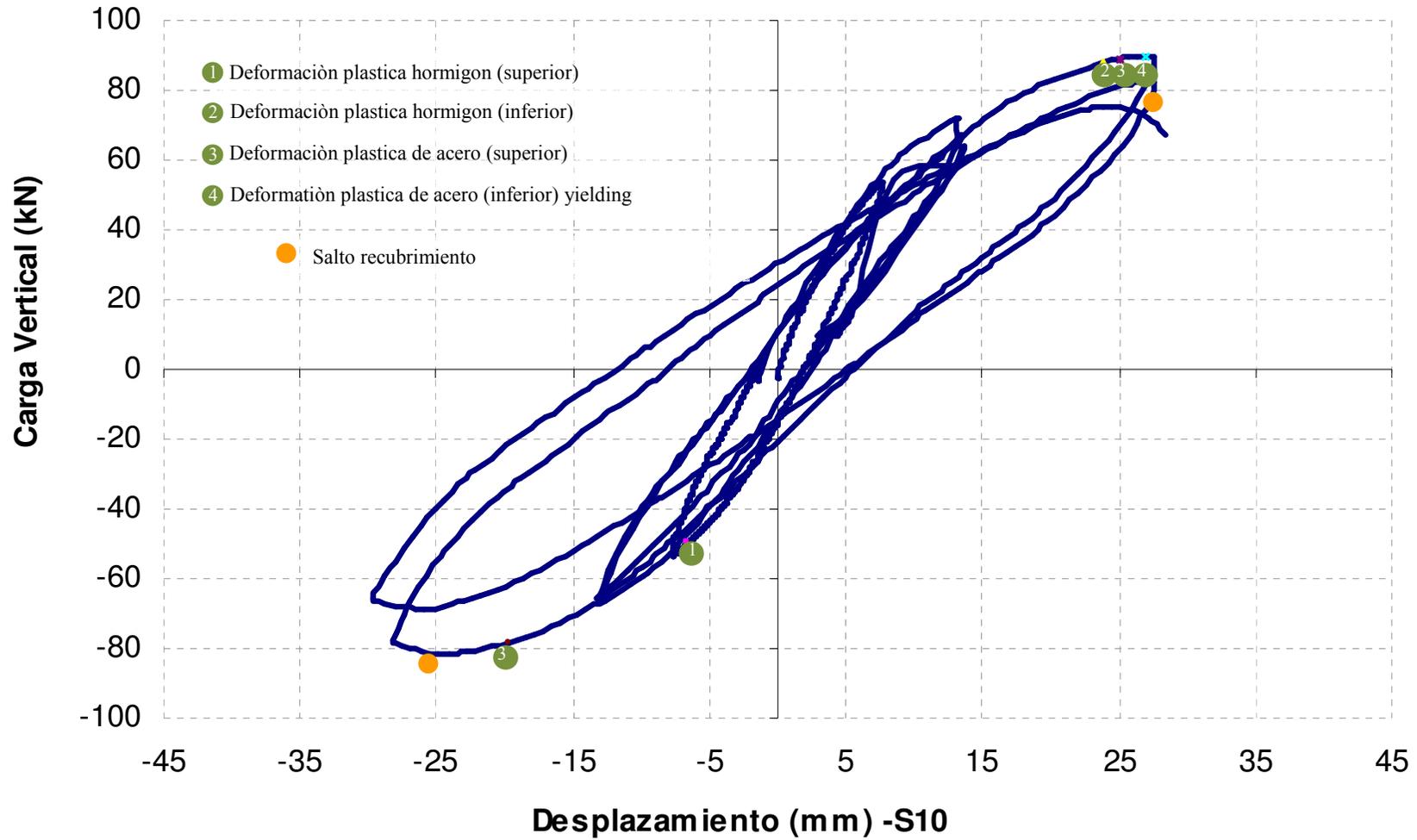
### Carga Vertical - Desplazamiento: Probeta S5



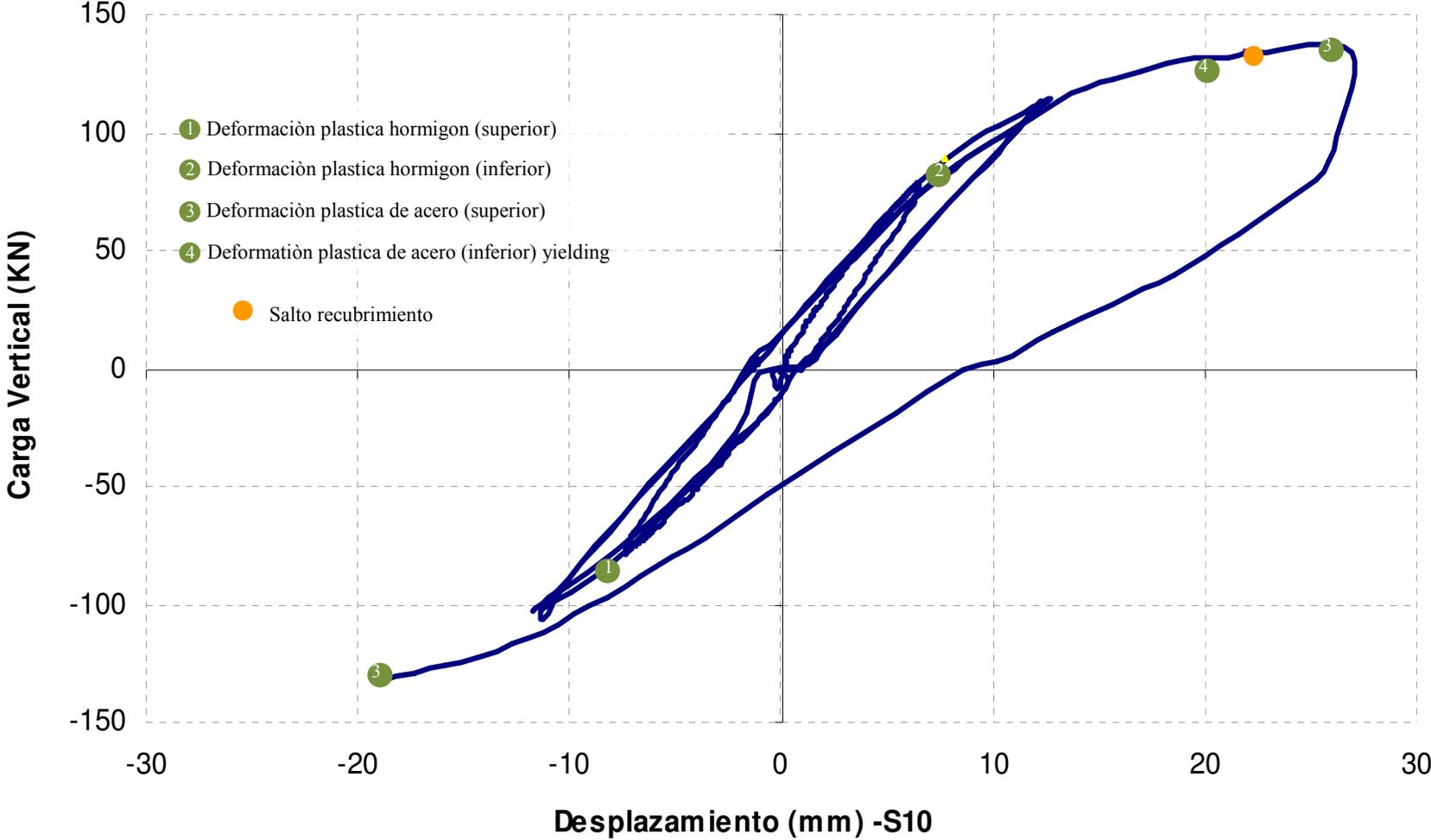
## Carga Vertical - Desplazamiento : Probeta S6



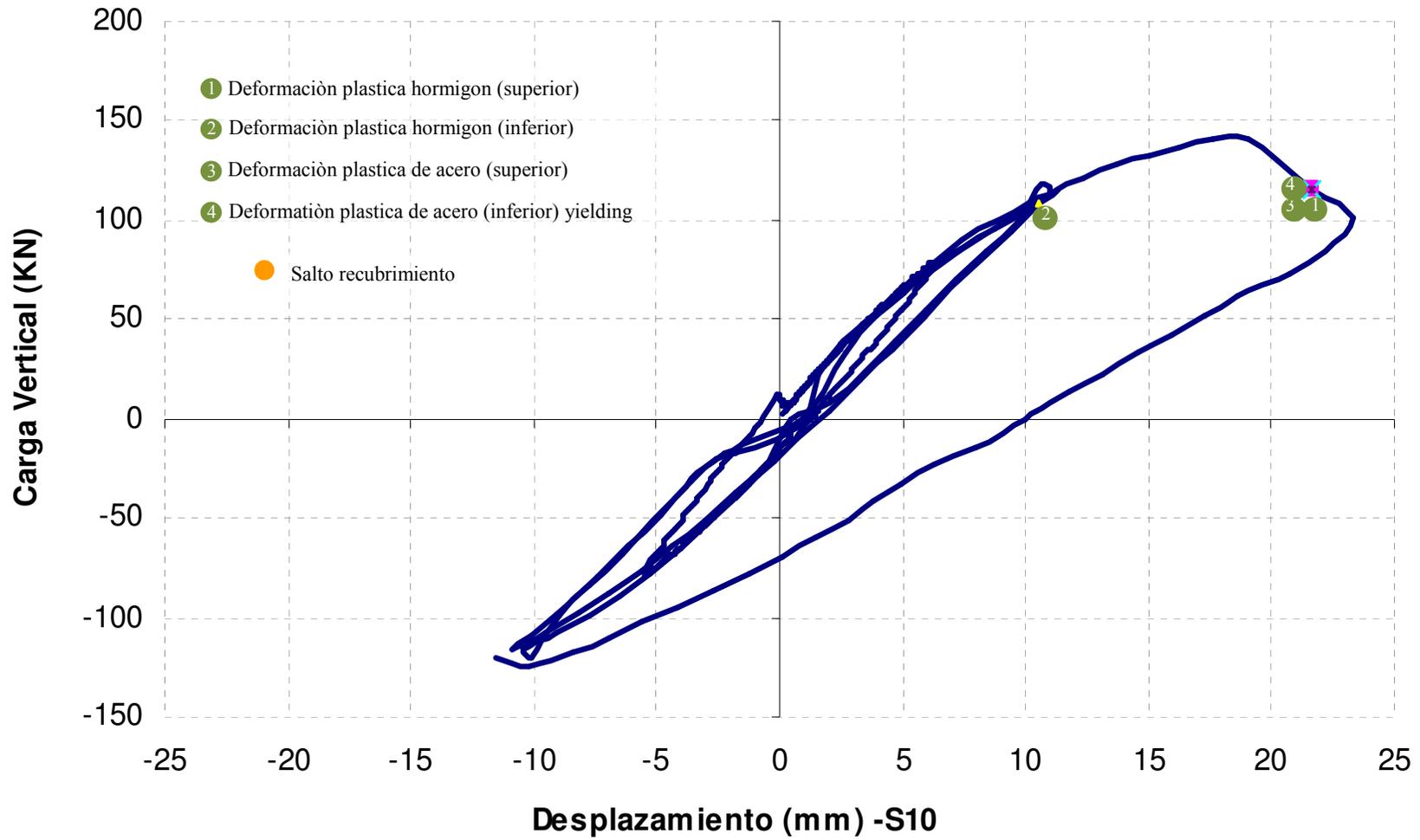
## Carga Vertical - Desplazamiento: Probeta S7



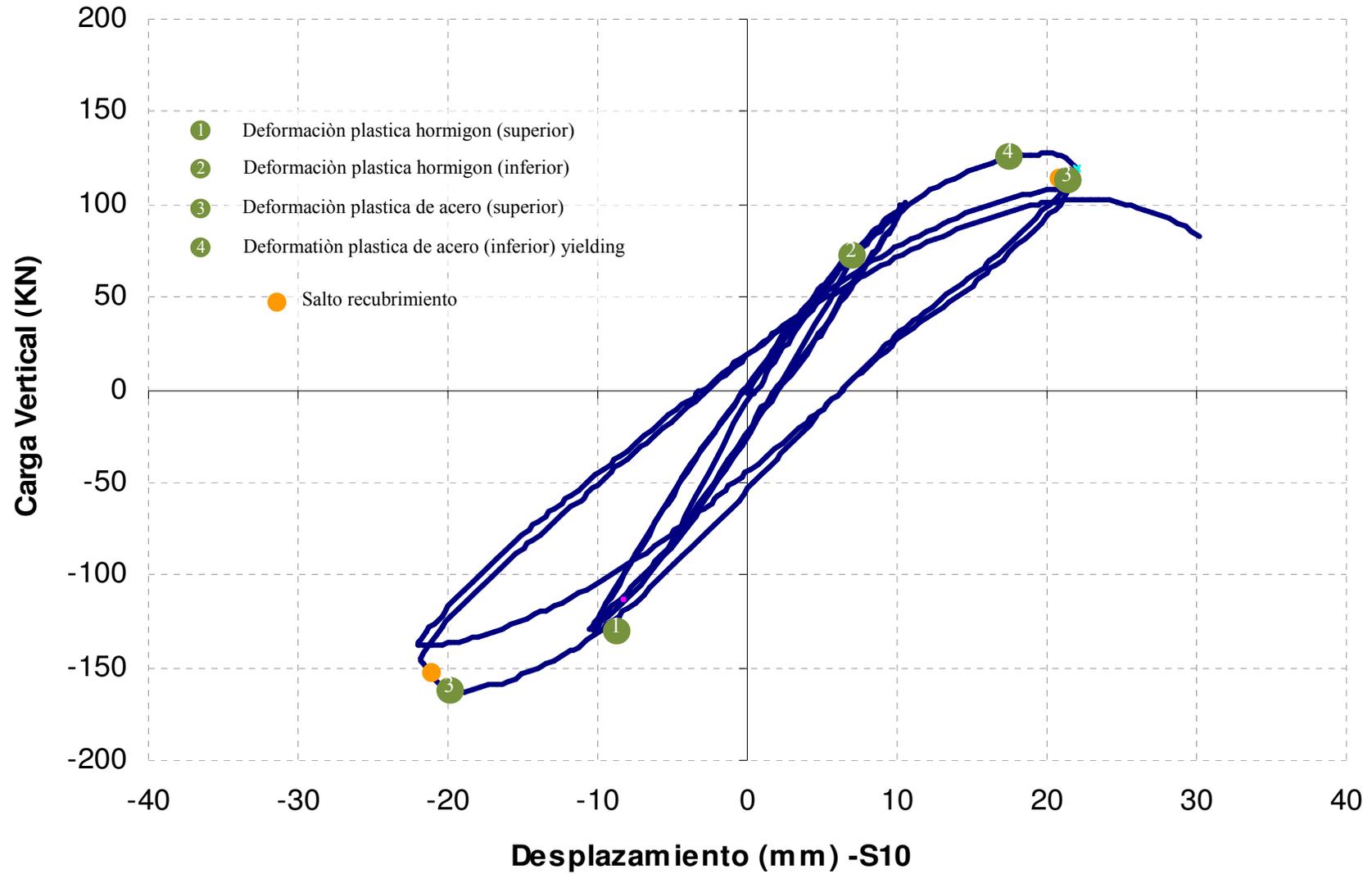
### Carga Vertical - Desplazamiento: Probeta S8



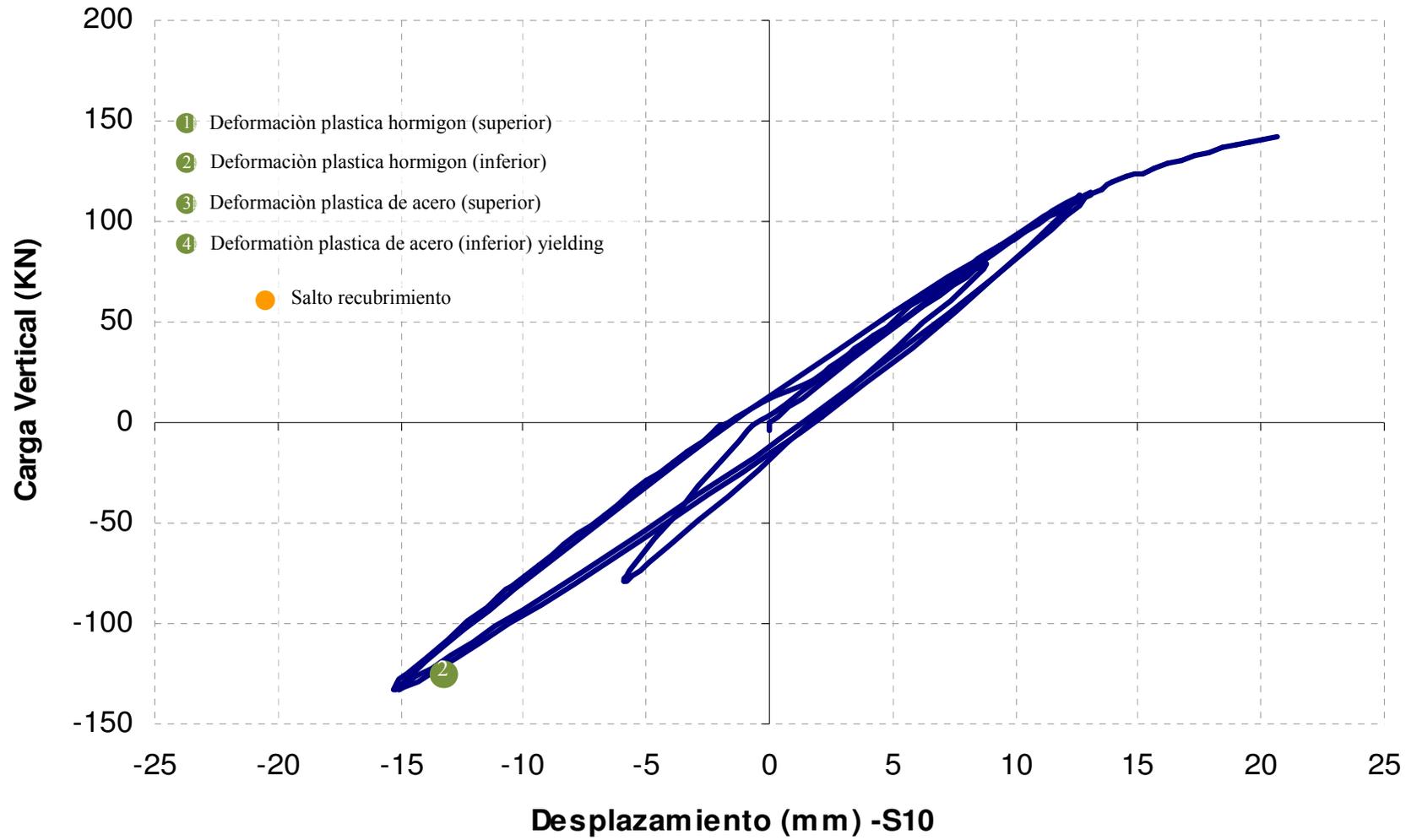
## Carga Vertical - Desplazamiento: Probeta S9



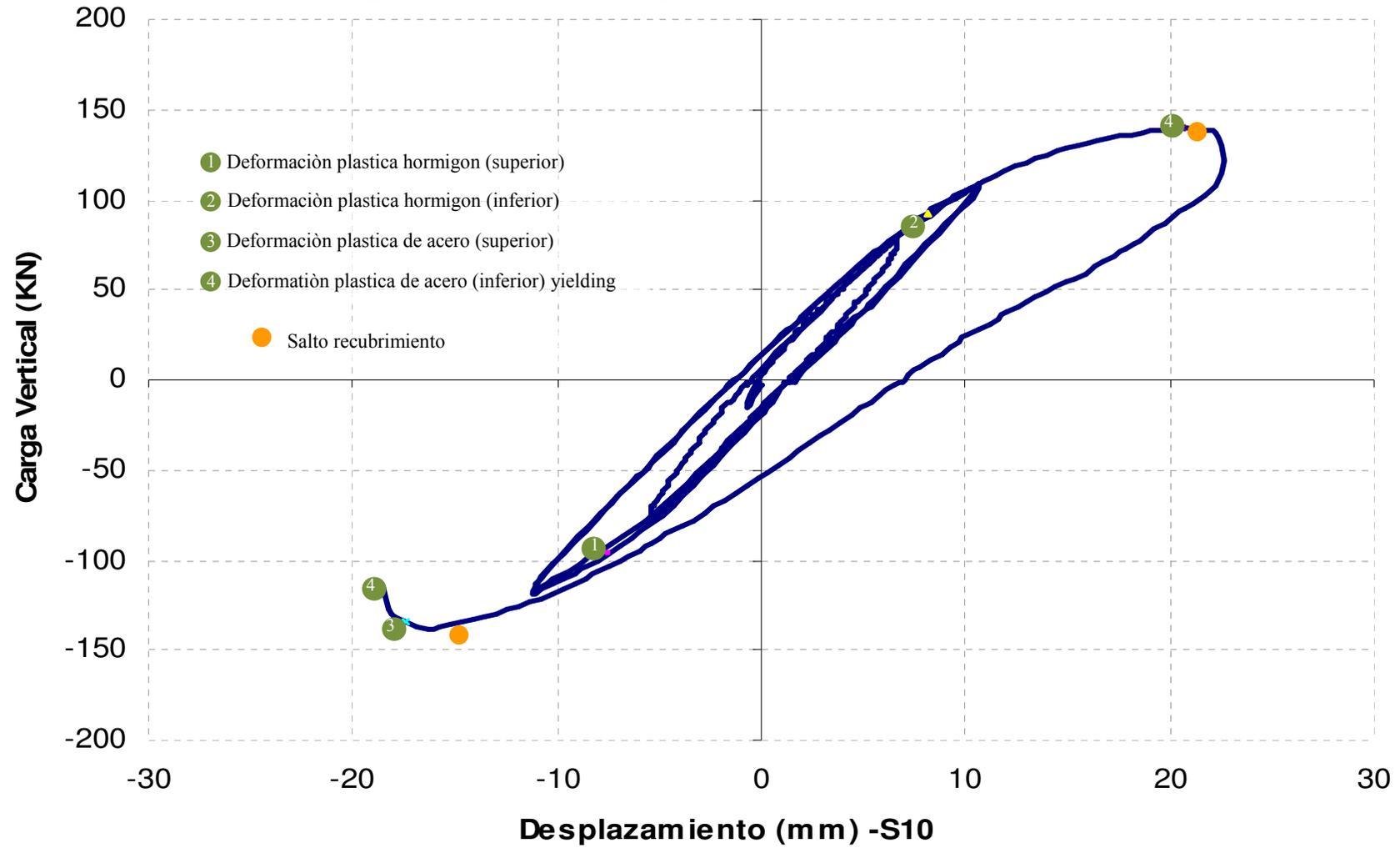
## Carga Vertical - Desplazamiento: Probeta S10



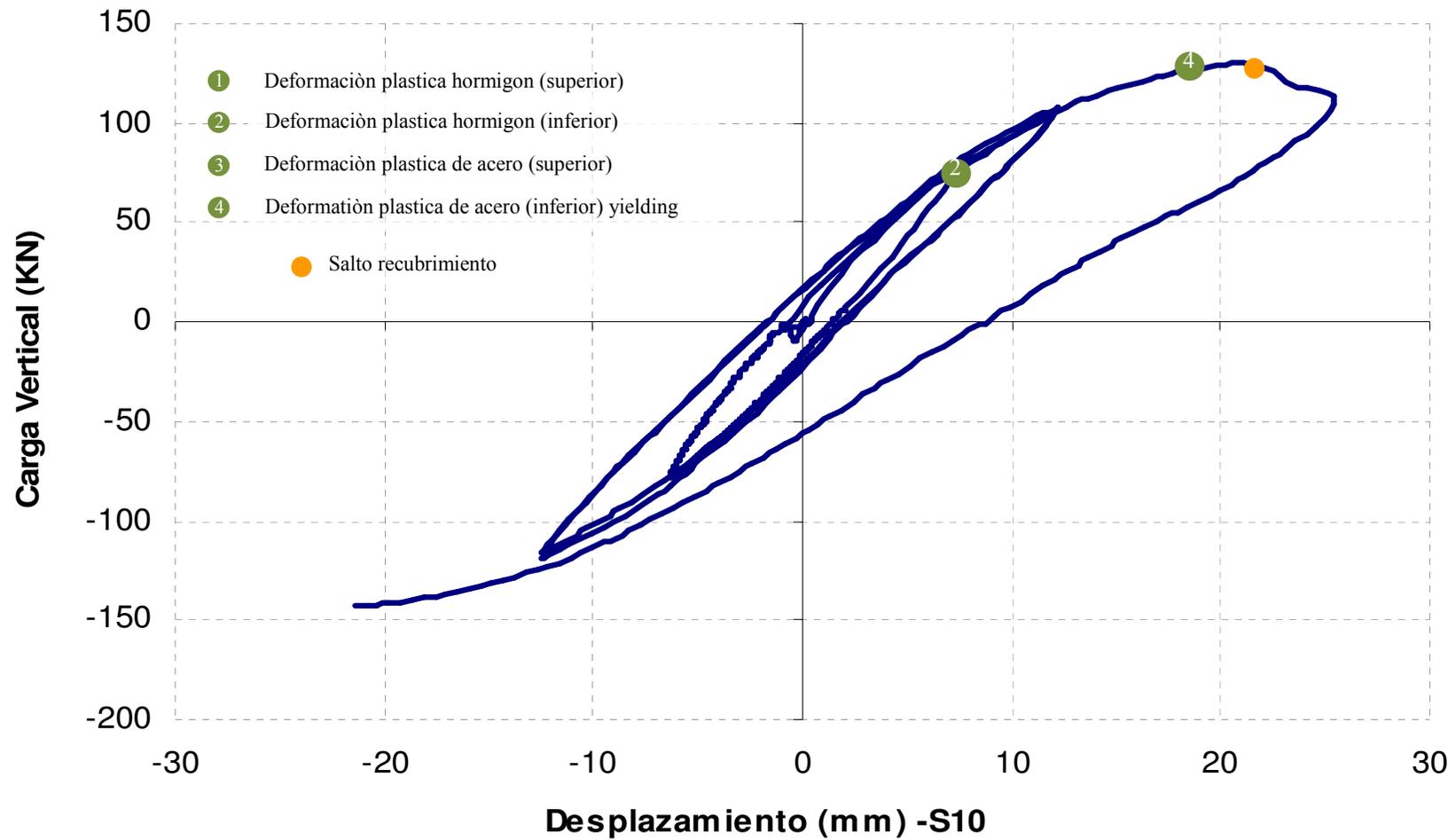
## Carga Vertical - Desplazamiento: Probeta S11



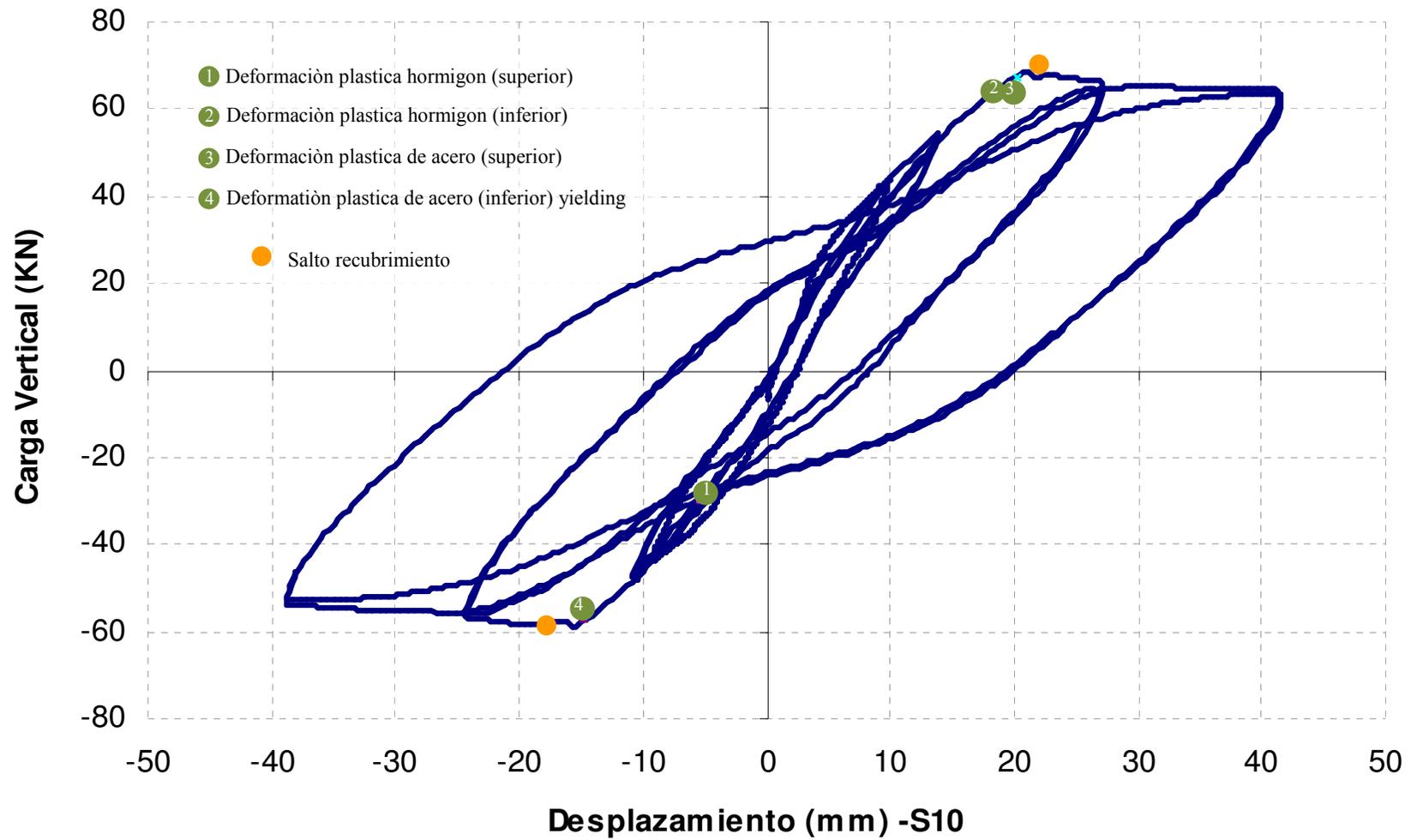
## Carga Vertical - Desplazamiento: Probeta S12



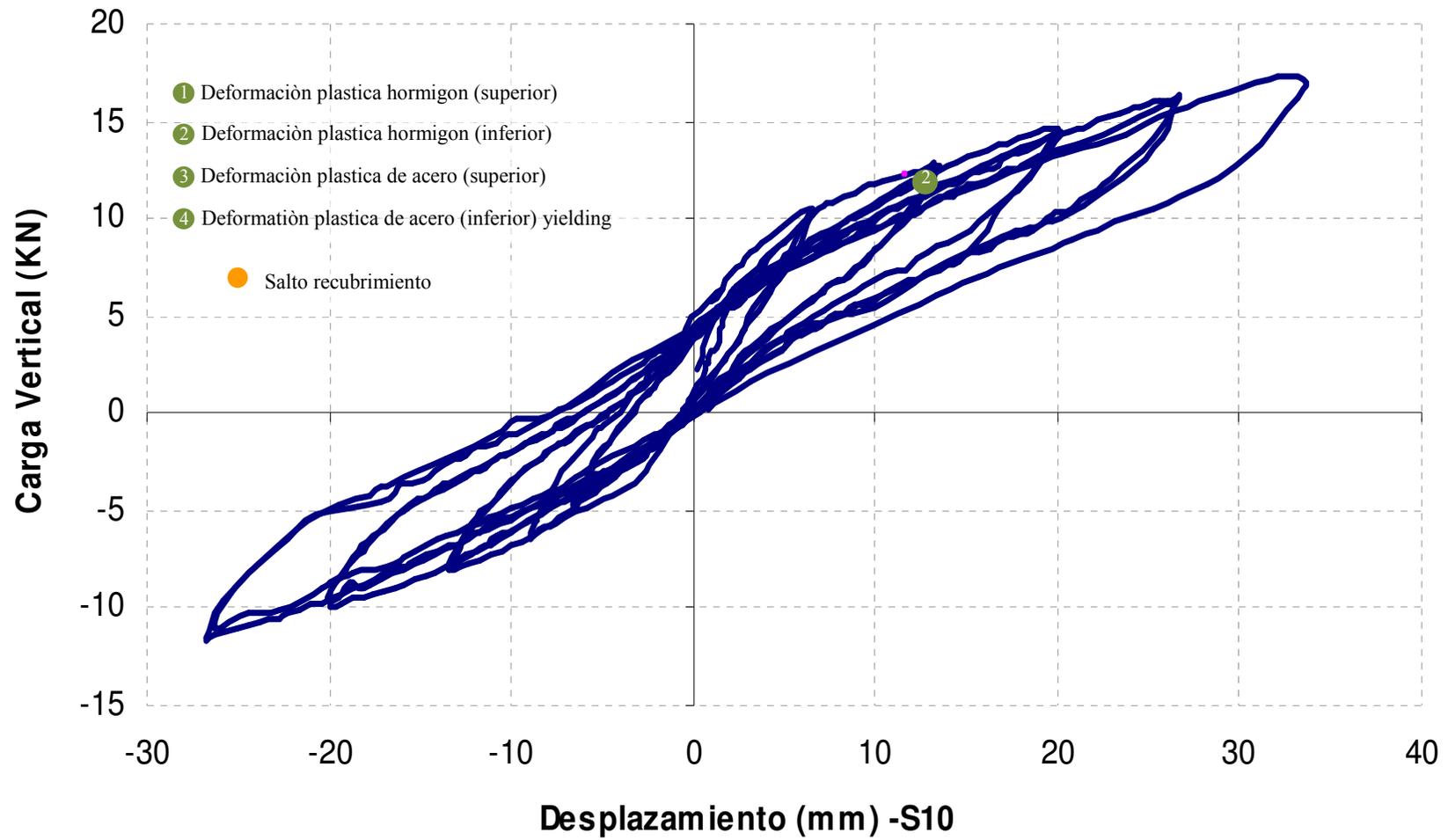
## Carga Vertical - Desplazamiento: Probeta S13



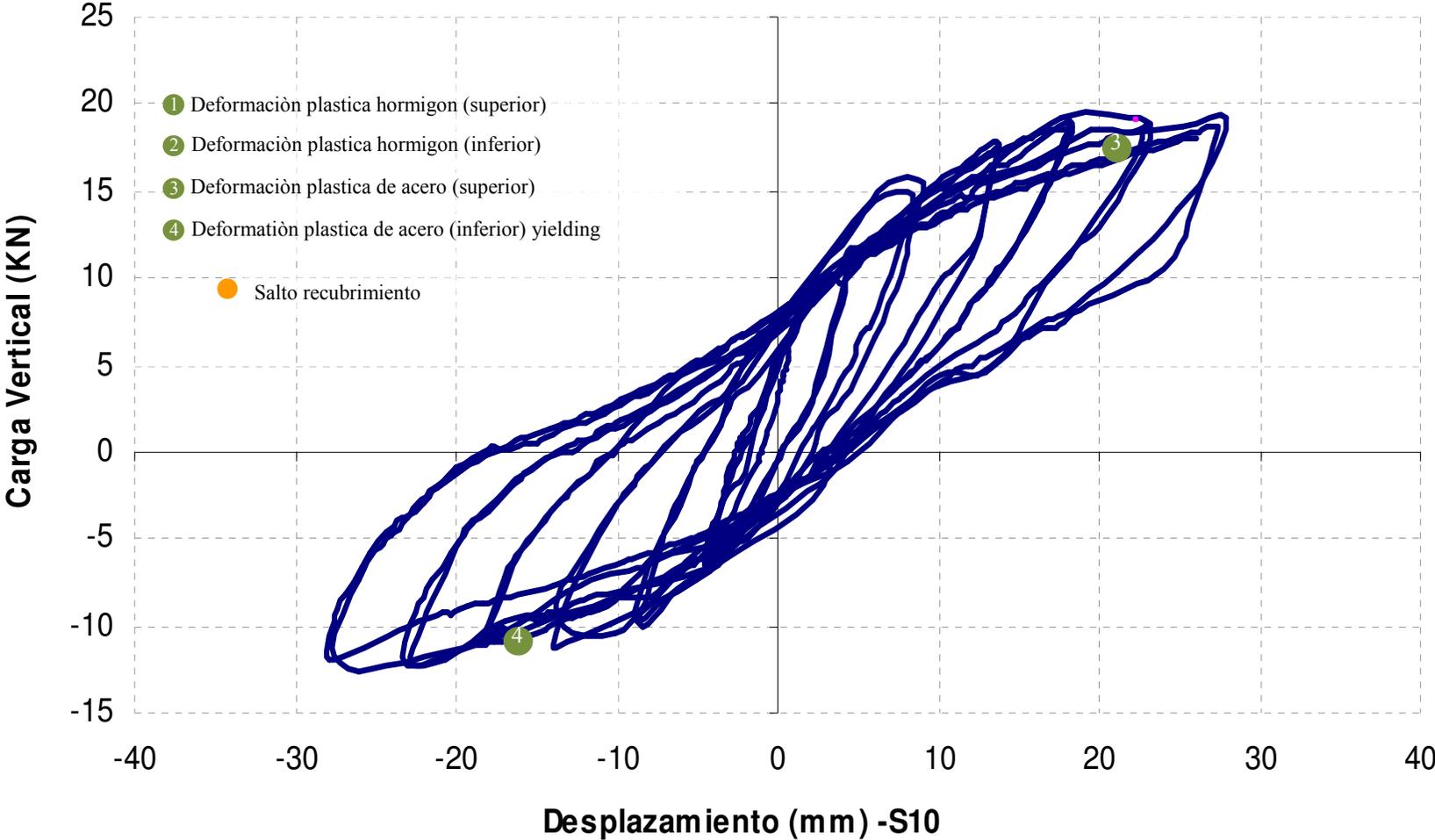
## Carga Vertical - Desplazamiento: Probeta S14



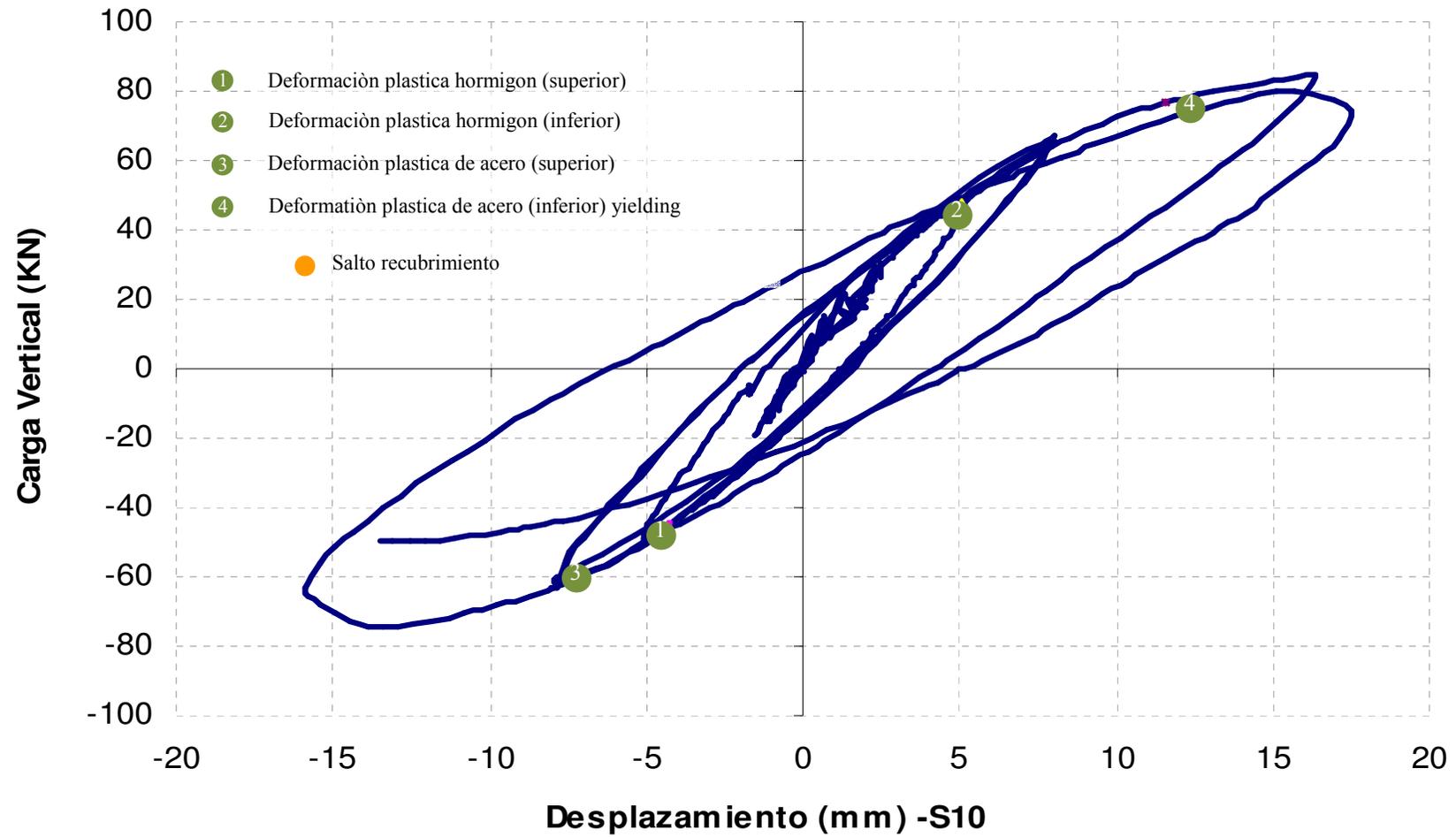
## Carga Vertical - Desplazamiento: Probeta S15



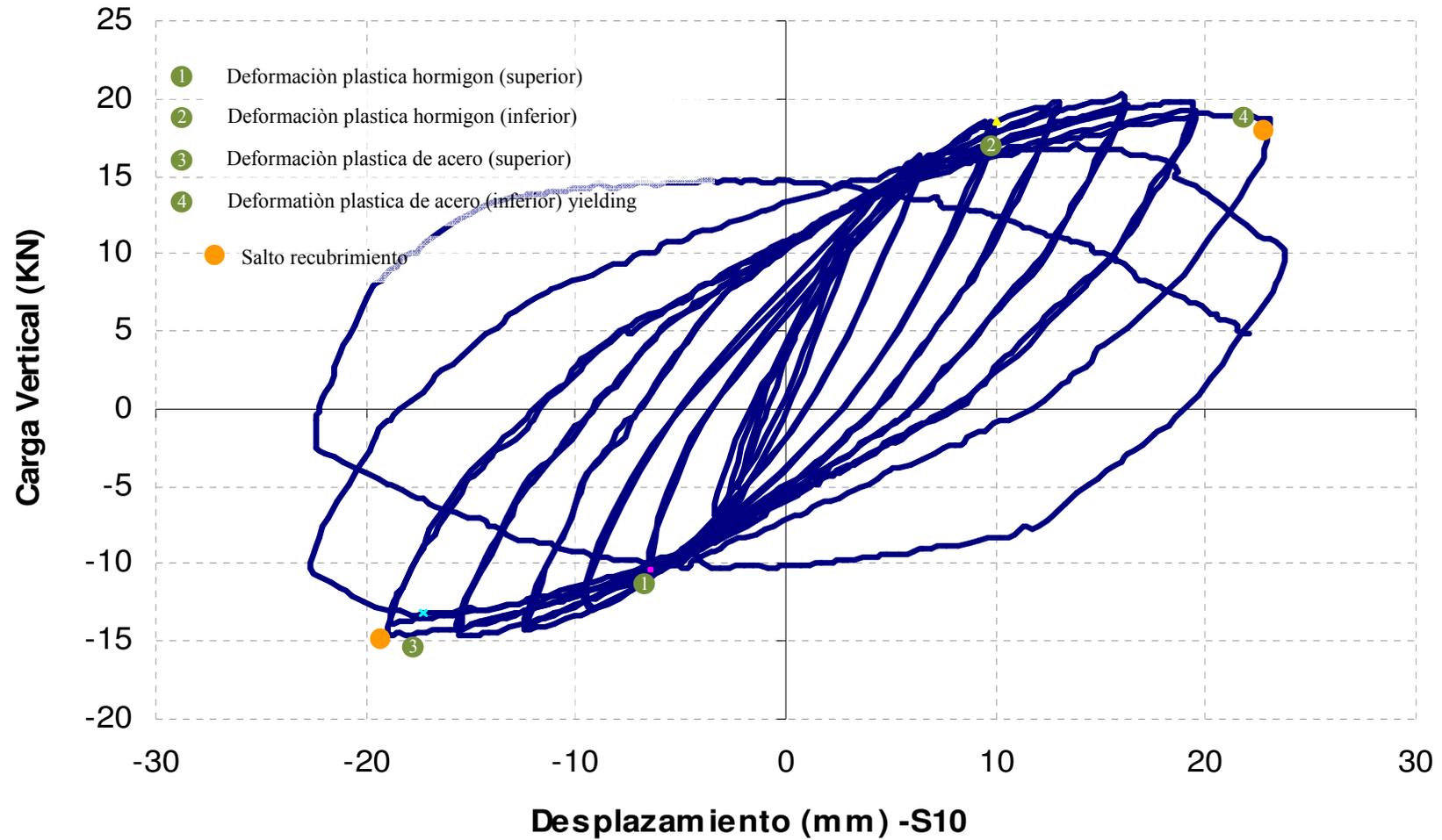
# Carga Vertical - Desplazamiento: Probeta S16



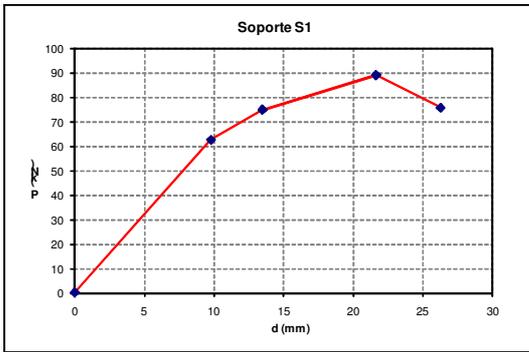
## Carga Vertical - Desplazamiento: Probeta S17



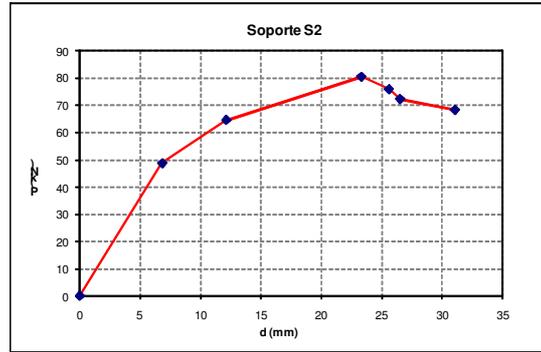
## Carga Vertical - Desplazamiento: Probeta S18



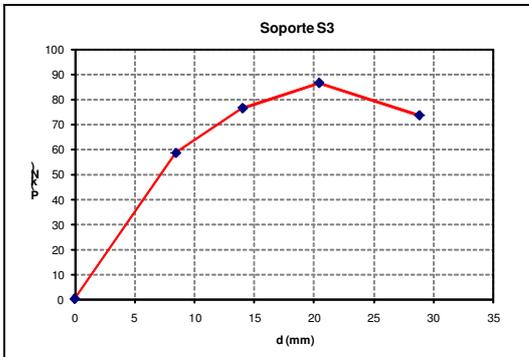
**GRÁFICAS DE ENVOLVENTES DE CARGA VERTICAL (kN)-  
DESPLAZAMIENTO (mm) PARA CADA SOPORTE DE ENSAYO**



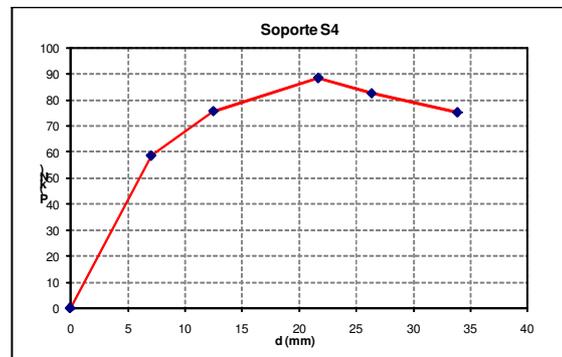
*Soporte S1*



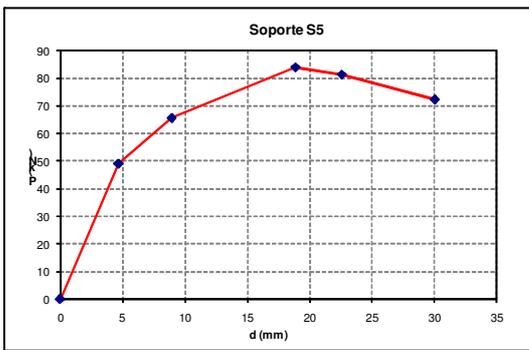
*Soporte S2*



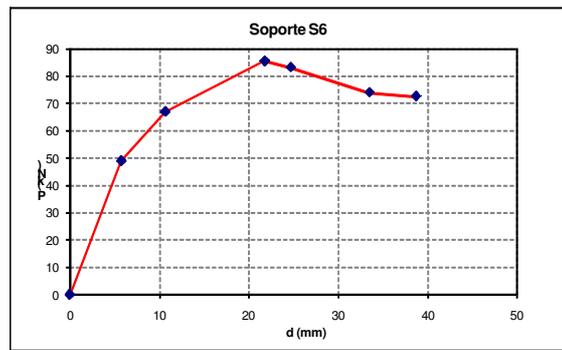
*Soporte S3*



*Soporte S4*



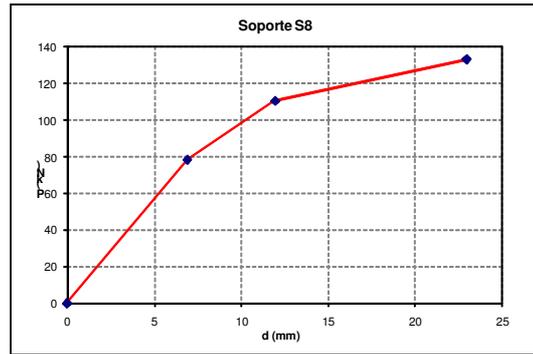
*Soporte S5*



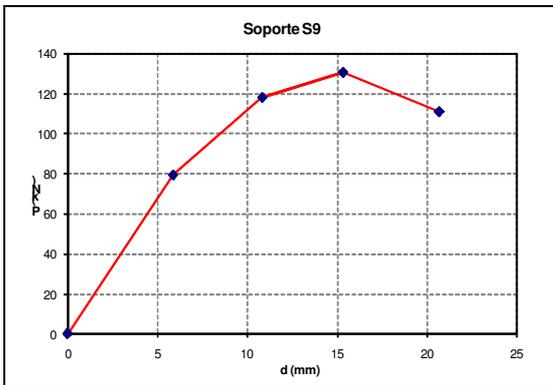
*Soporte S6*



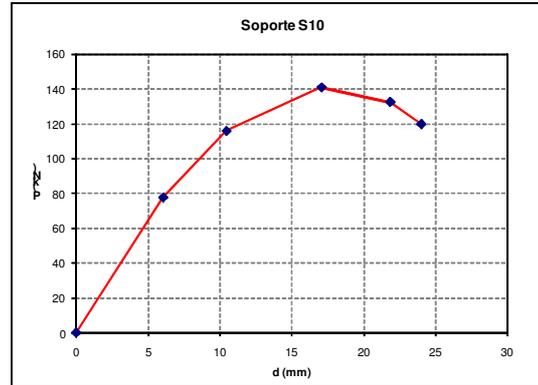
*Soporte S7*



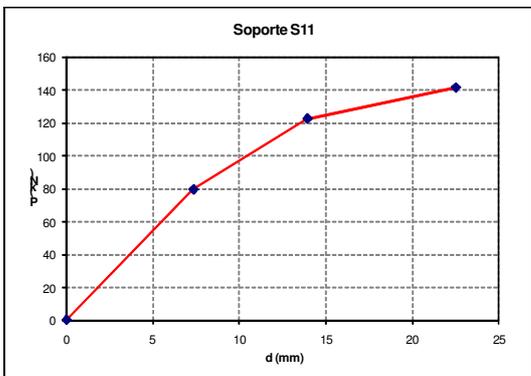
*Soporte S8*



*Soporte S9*



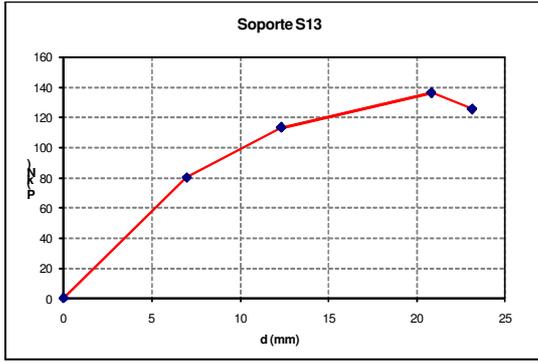
*Soporte S10*



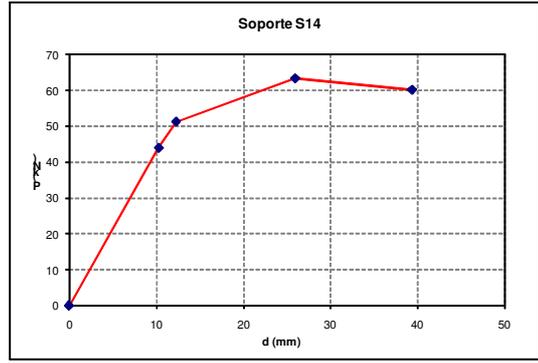
*Soporte S11*



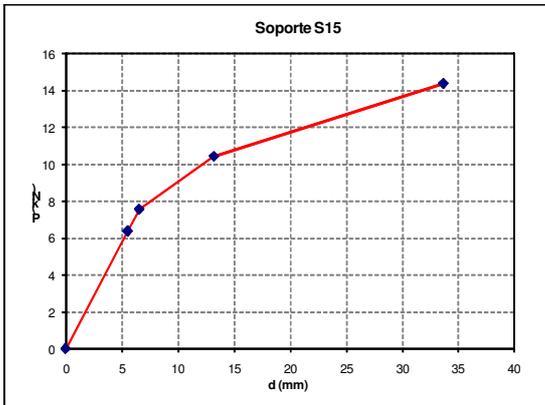
*Soporte S12*



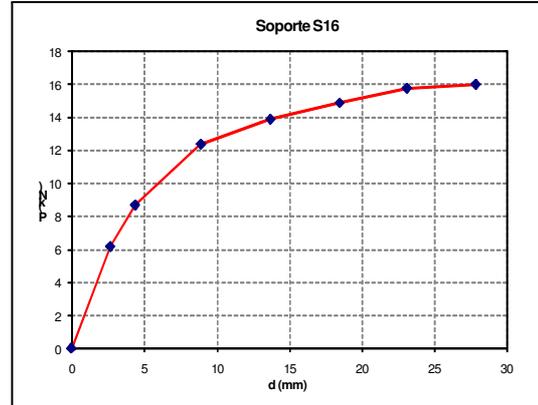
*Soporte S13*



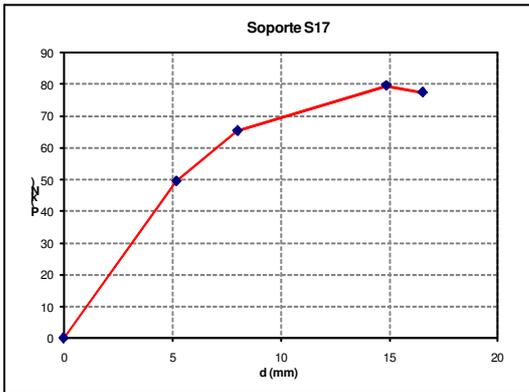
*Soporte S14*



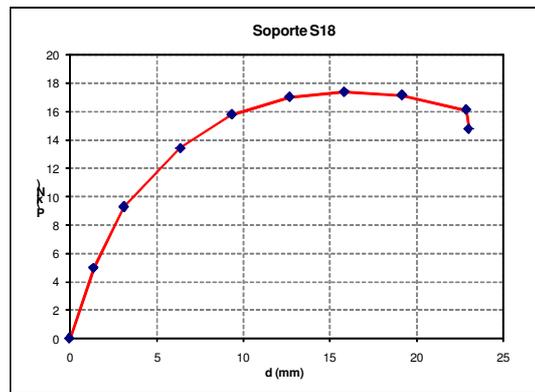
*Soporte S15*



*Soporte S16*

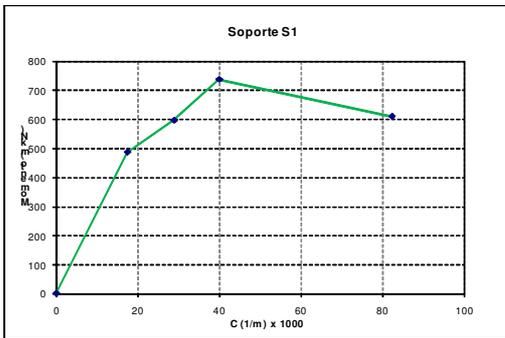


*Soporte S17*

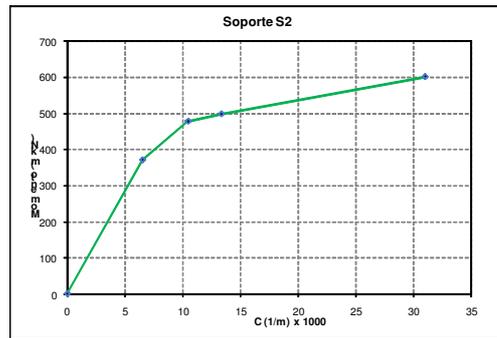


*Soporte S18*

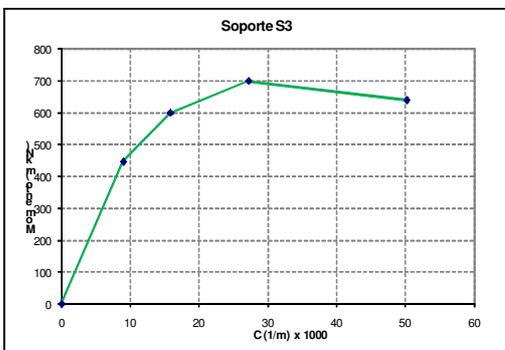
## GRÁFICAS DE ENVOLVENTES DE MOMENTO (mN) – CURVATURA [(1/m) x 1000] PARA CADA SOPORTE DE ENSAYO



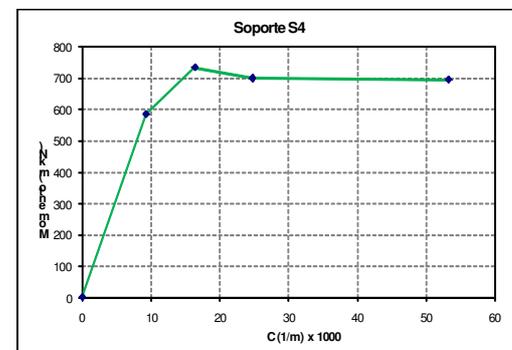
*Soporte S1*



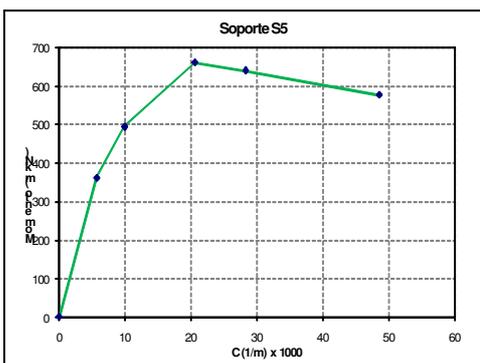
*Soporte S2*



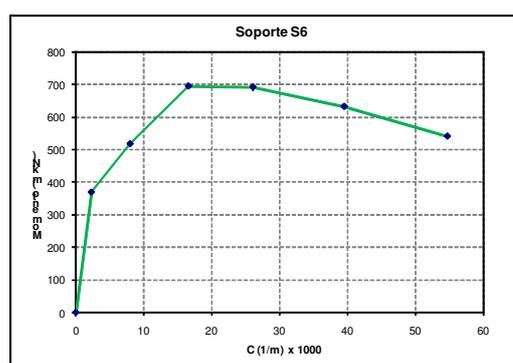
*Soporte S3*



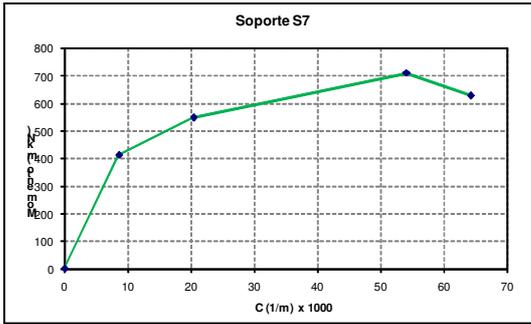
*Soporte S4*



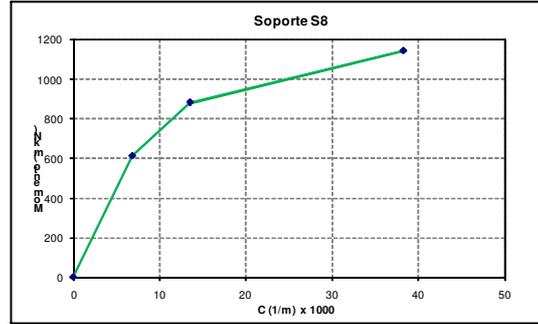
*Soporte S5*



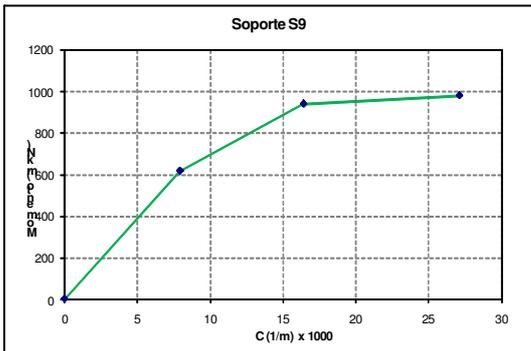
*Soporte S6*



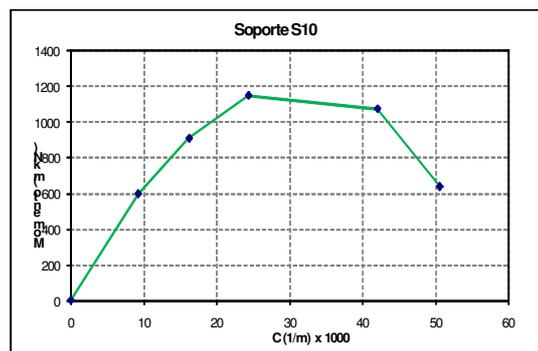
*Soporte S7*



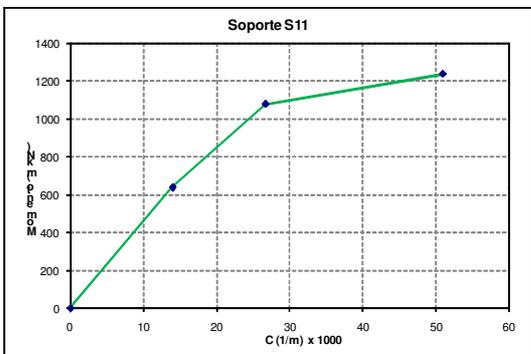
*Soporte S8*



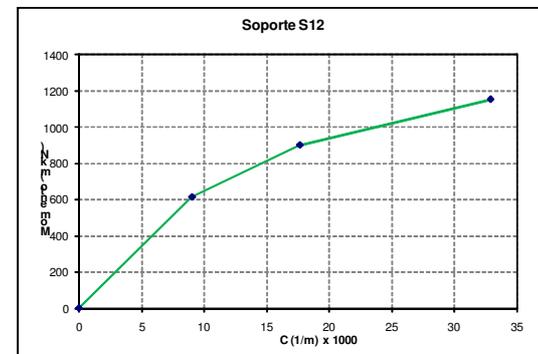
*Soporte S9*



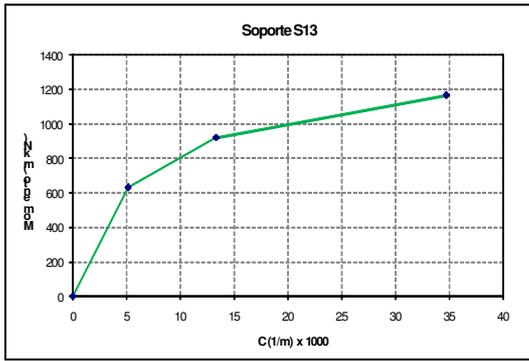
*Soporte S10*



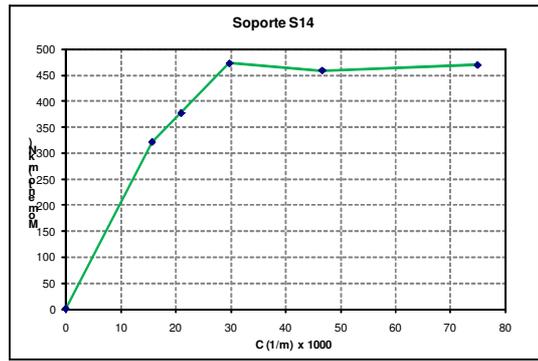
*Soporte S11*



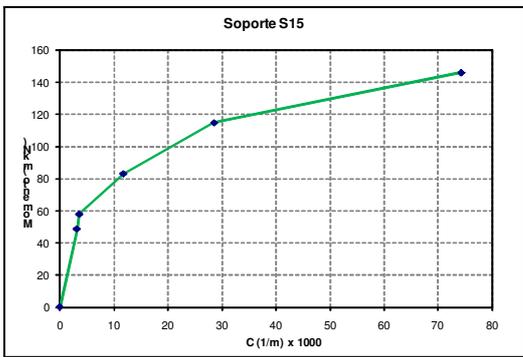
*Soporte S12*



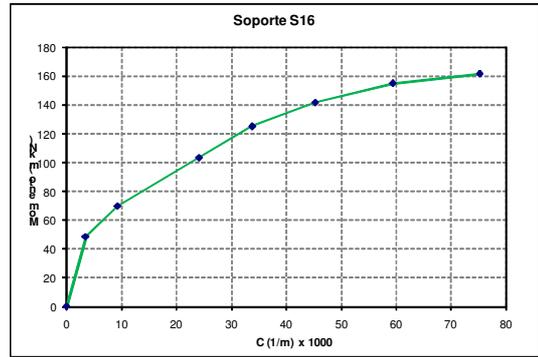
*Soporte S13*



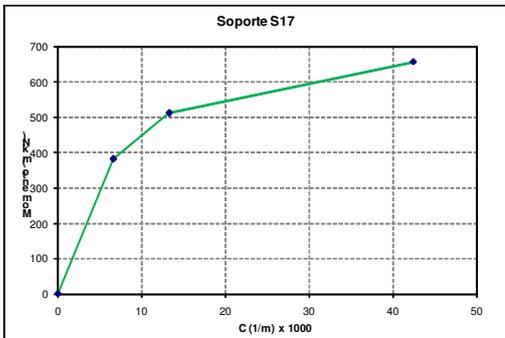
*Soporte S14*



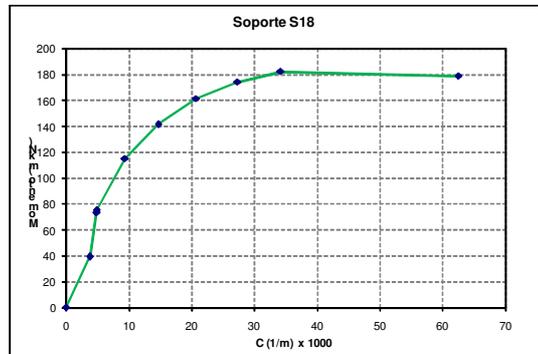
*Soporte S15*



*Soporte S16*

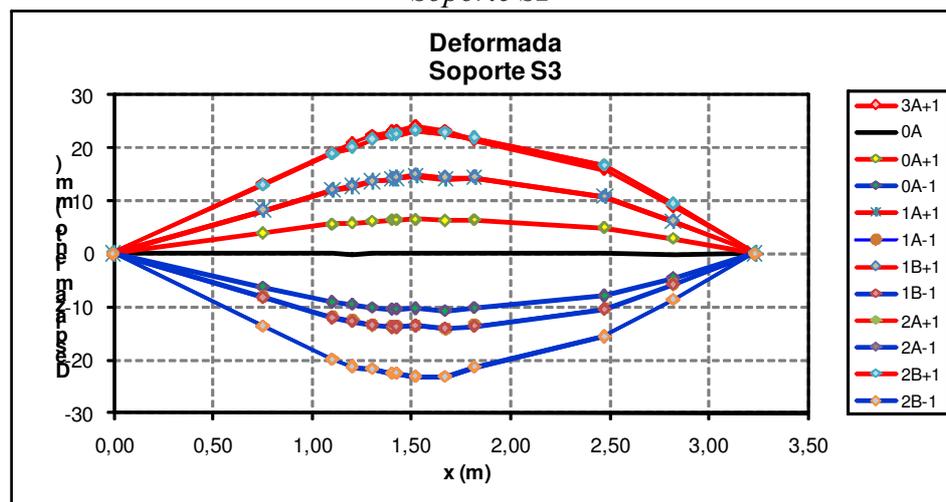
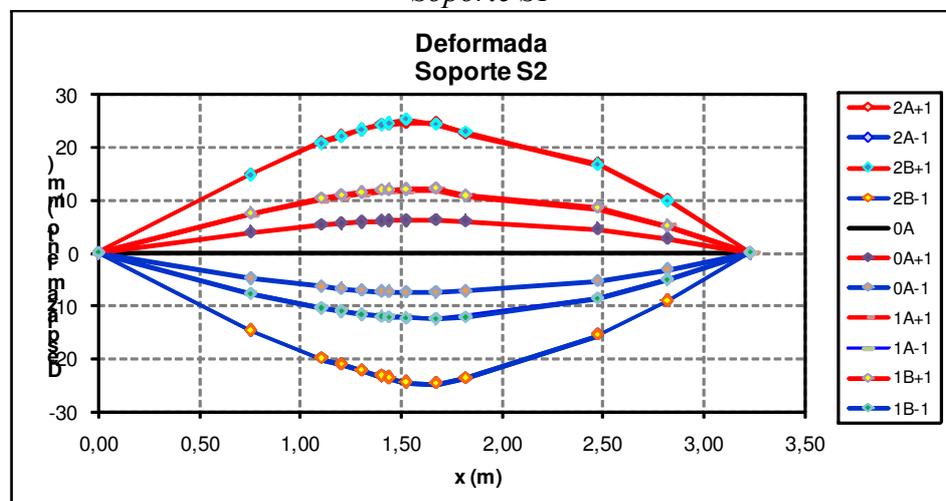
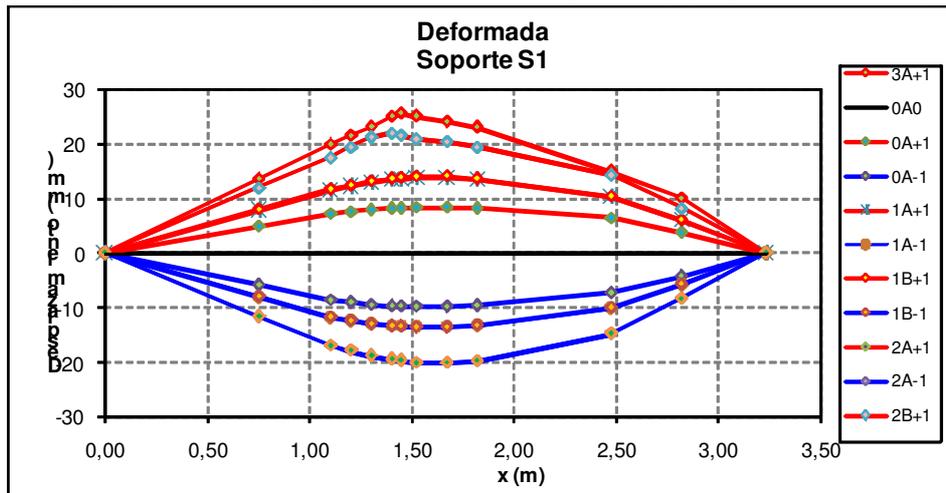


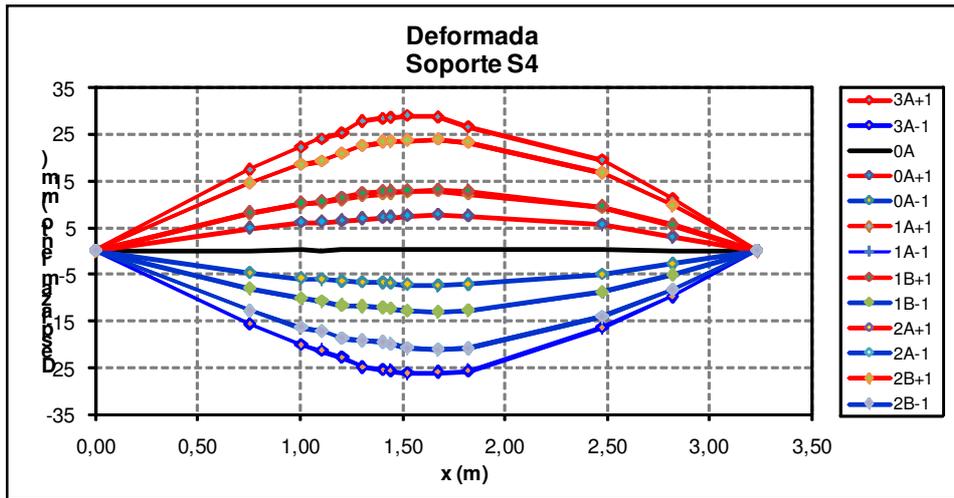
*Soporte S17*



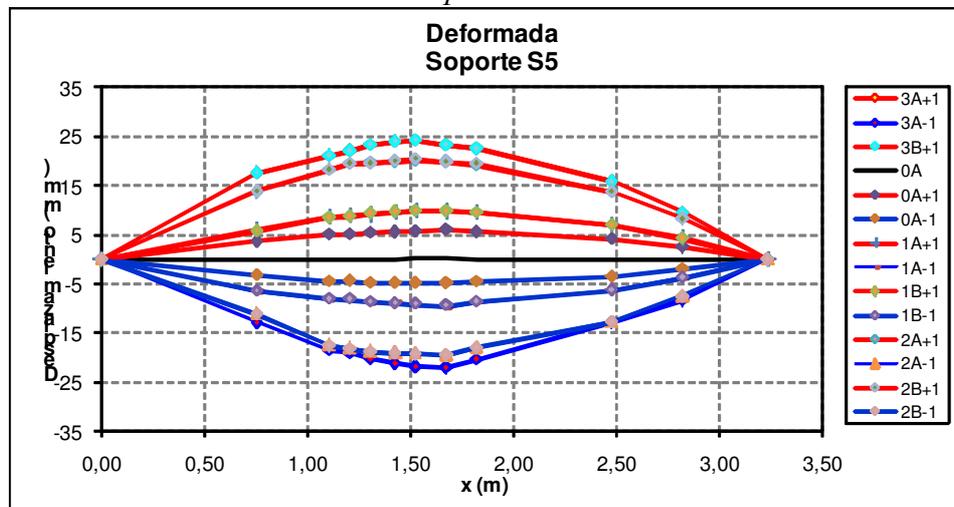
*Soporte S18*

## GRÁFICAS DE LA DEFORMADA PARA CADA SOPORTE DE ENSAYO

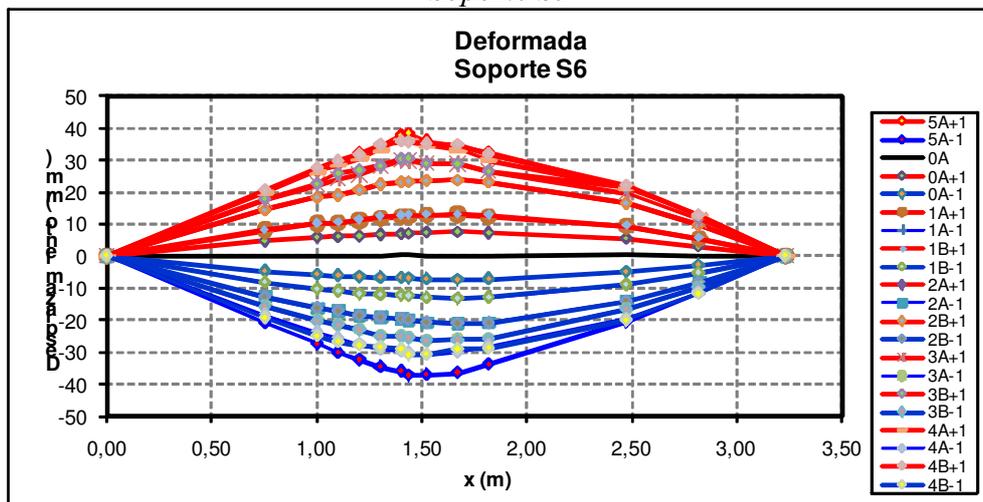




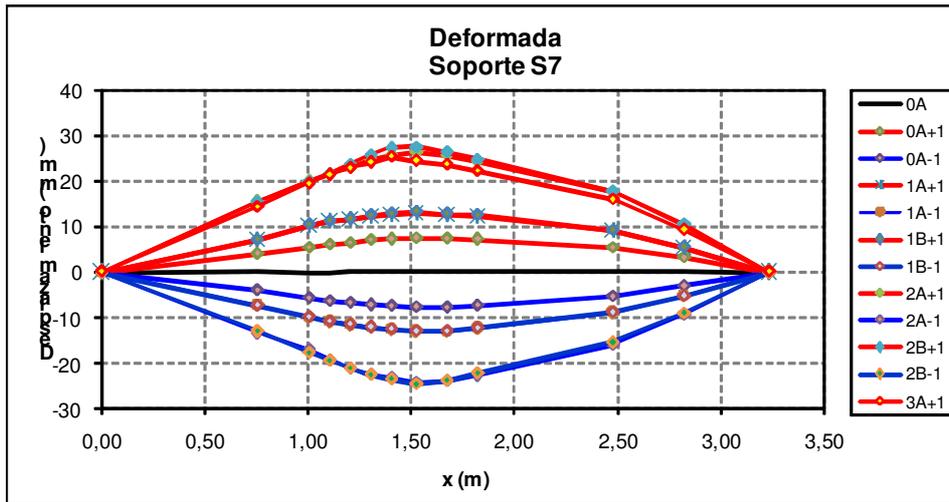
*Soporte S4*



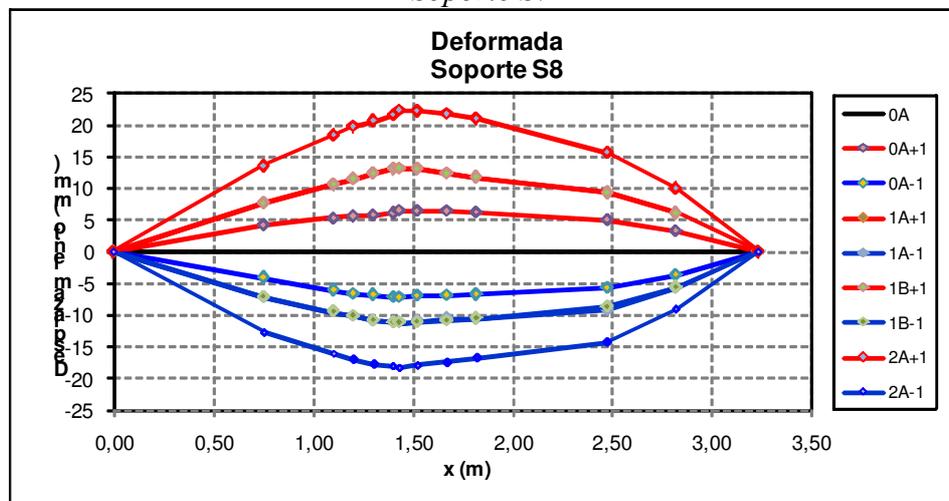
*Soporte S5*



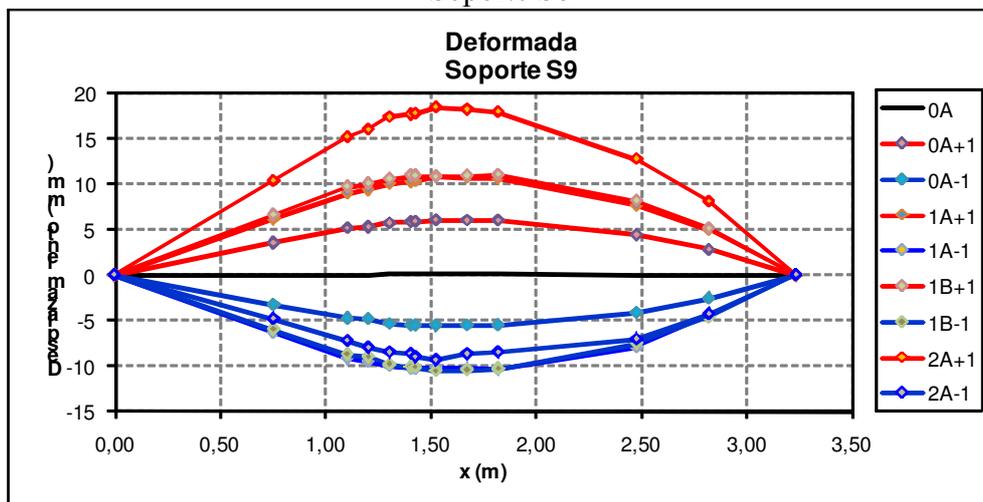
*Soporte S6*



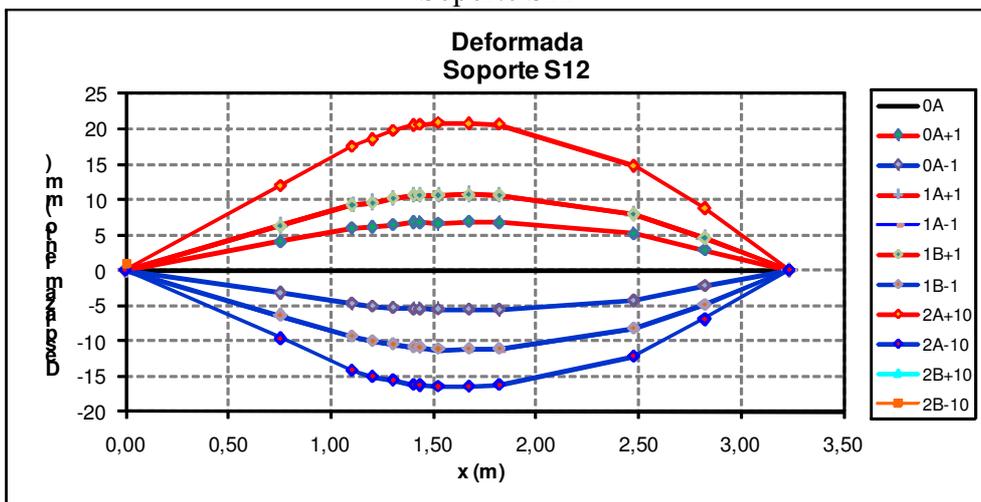
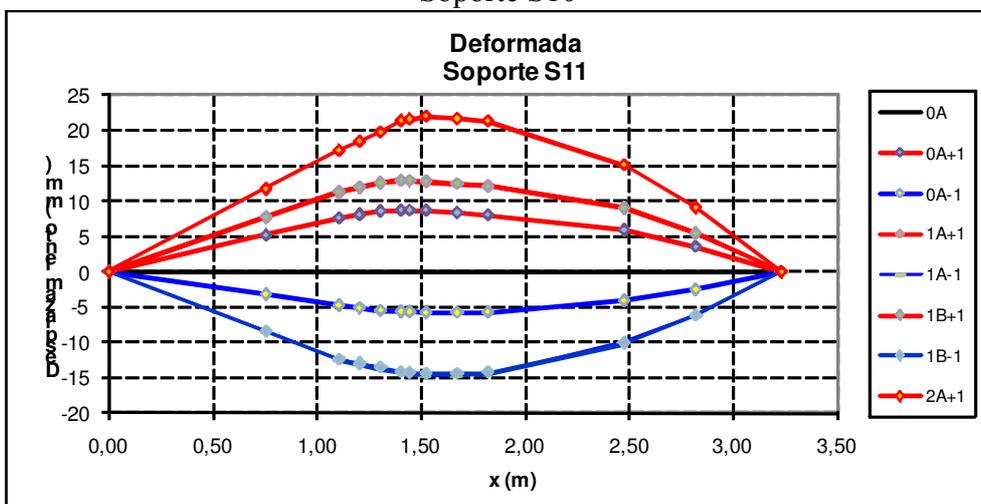
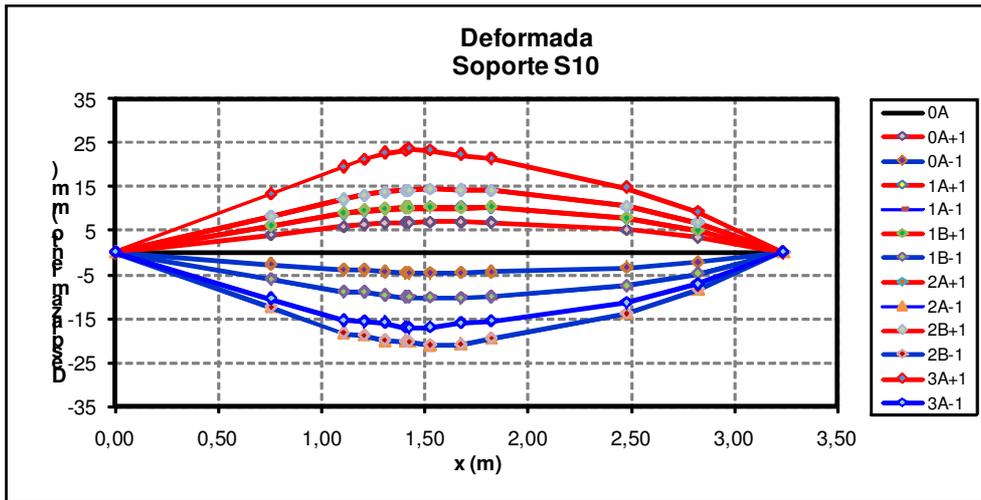
Soporte S7



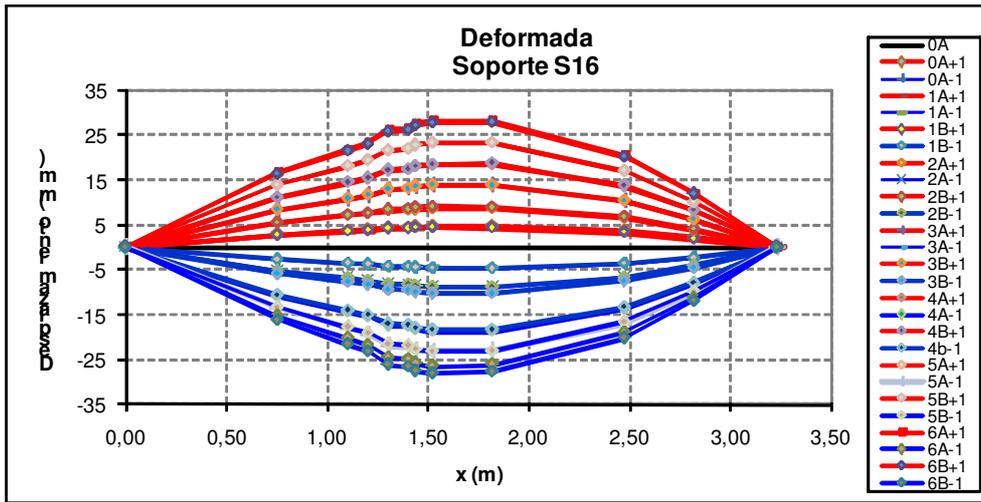
Soporte S8



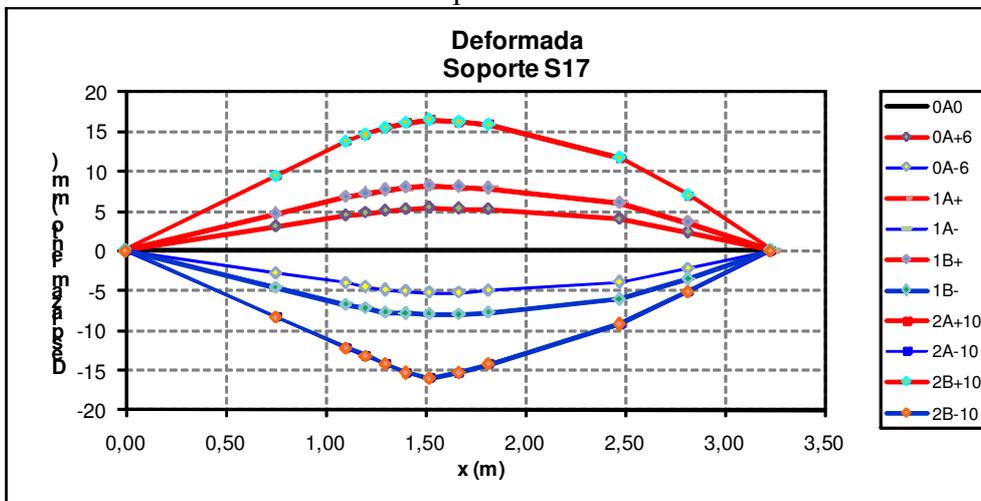
Soporte S9



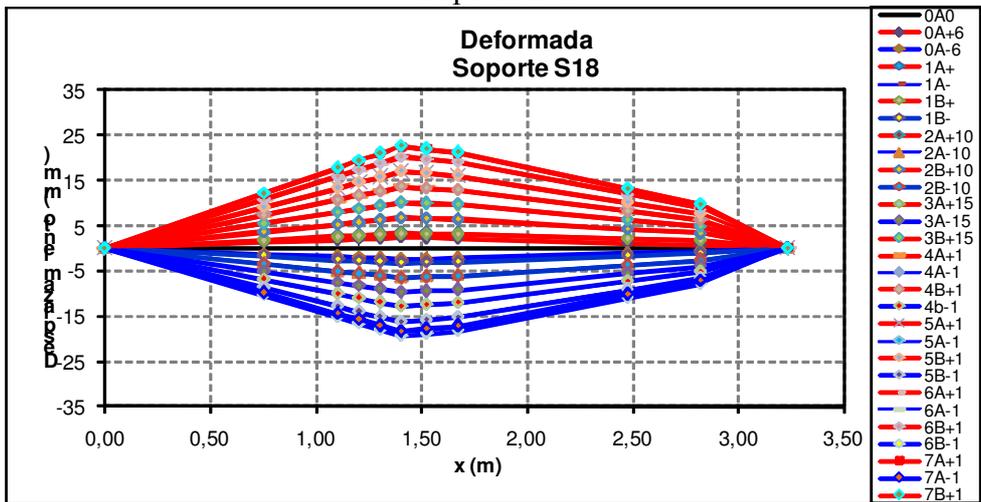




Soporte S16



Soporte S17



Soporte S18