

# DUCTILIDADES Y DISTORSIONES DE FALLA EN LOSAS PLANAS POSTENSADAS REFORZADAS CON PERNOS CONECTORES DE CORTANTE<sup>1</sup>

*Eduardo Arellano Méndez<sup>(1)</sup>, Oscar M. González Cuevas<sup>(1)</sup>*

<sup>1</sup> Área de Estructuras, Departamento de Materiales, Unidad Azcapotzalco, Universidad Autónoma Metropolitana, Av. San Pablo No. 180, Col. Reynosa Tamaulipas, C.P. 02200, Delegación Azcapotzalco, Distrito Federal, México.  
[eam@correo.azc.uam.mx](mailto:eam@correo.azc.uam.mx), [omgc@correo.azc.uam.mx](mailto:omgc@correo.azc.uam.mx)

## RESUMEN

Se realizaron pruebas experimentales de cinco especímenes de la conexión columna-losa postensada aligerada, para determinar el modo de falla, las distorsiones y ductilidades locales. Las variables del ensayo fueron 1) el refuerzo en forma de estribos o de pernos conectores de cortante, 2) la separación del refuerzo por cortante, 3) la relación entre la carga gravitacional aplicada,  $V_u$  y la carga que genera la penetración por cortante en una losa sin refuerzo por cortante,  $V_{CR}$ . Se estudió especialmente la ductilidad de las conexiones debido a que generalmente este tipo de estructuras se consideran de mediana o baja ductilidad debido a que la penetración por cortante es una falla frágil.

## ABSTRACT

Five full-sized posttensioned flat slab-column connections subjected to axial load and flexural moment were tested to study their mode of failure, strength, ductility and interstory drift ratio. The tested variables are: 1) provision of stirrups or stud shear reinforcement; 2) spacing between stirrups or shear studs; and 3) relationship between the applied axial load,  $V_u$ , and the punching shear strength of the slab with axial load and without shear reinforcement,  $V_{CR}$ .

The ductility of the connections was of special interest, since this type of structures is usually considered of low or medium ductility because the punching shear failures are brittle.

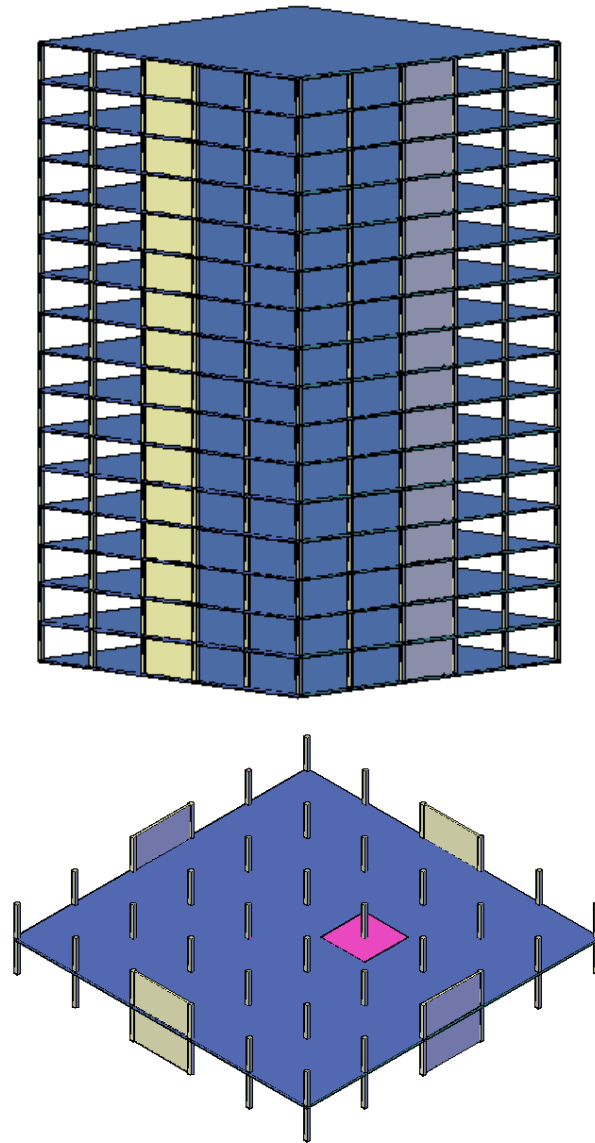
## INTRODUCCIÓN

Las losas planas postensadas se emplean para cubrir grandes claros en la construcción de edificios de departamentos, oficinas, estacionamientos, etc. Su uso supone varias ventajas, como la mayor separación entre columnas con el mismo peralte de losa, control de las deflexiones máximas ante carga vertical, sencillez de la cimbra, ahorro en concreto y acero, etc. Su empleo en México se ha popularizado en los últimos años debido a la tendencia actual de vender los espacios en los edificios sin acabados ni muros divisorios, para que el propietario final sea quien realice la distribución de acuerdo con sus necesidades, por ello, el empleo de losas postensadas encasetonadas brinda mayor libertad arquitectónica.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-C) establecen que estas estructuras deben estar constituidas por un sistema dual (ver figura 1); el primero es un sistema de estructura rígida de concreto reforzado capaz de resistir por sí solo las acciones sísmicas; este sistema generalmente se construye en el perímetro del edificio. El segundo es el sistema de columnas con losa plana, que debe ser capaz de resistir las cargas gravitacionales, las acciones y deformaciones que le son inducidas, cuando trabaja en conjunto con el primer sistema, bajo la acción del sismo (NTC-C, 9.7.3).

---

<sup>1</sup> Artículo originalmente presentado en el Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica del 6 al 9 de noviembre de 2013 en Boca del Río Veracruz.



**Figura 1. Sistema Dual**

Usualmente, el sistema de losa plana se analiza por el método de la estructura equivalente o de marcos equivalentes y, con las acciones obtenidas, se diseña por flexión y se revisa por fuerza cortante. Para diseños preliminares o de manera aproximada, puede efectuarse con reglas sencillas para modelar el ancho de losa equivalente y la rigidez a flexión de las columnas. En las NTC-C se presentan estas reglas (Loera, 2000 y 2001). El efecto del postensado se toma en cuenta desde la fase de análisis estructural; un procedimiento usado ampliamente es el de la carga balanceada (Lin, 1963).

La revisión por fuerza cortante, especialmente la de cortante por penetración que se desarrolla en la conexión de una columna con la losa, existen incertidumbres y problemas que son los que han motivado la realización de esta investigación. Recordando el comportamiento del cortante por penetración de una conexión losa-columna, se tiene que cuando en la conexión actúa únicamente una carga axial, se origina un estado uniforme de esfuerzos cortantes en la llamada sección crítica que rodea a la columna. La falla en este caso es totalmente frágil y se presenta cuando el esfuerzo uniforme alcanza el esfuerzo resistente a cortante por penetración del concreto.

Si se tiene refuerzo por cortante en la conexión, la sección crítica se aleja de la columna y aumenta la resistencia de ésta. Cuando actúan en la conexión una carga axial y un momento flexionante simultáneamente, el estado de esfuerzos ya no es uniforme, y la resistencia se alcanza cuando el esfuerzo máximo desarrollado en la sección crítica llega a ser igual al esfuerzo resistente del concreto. En este caso, la falla ya no es totalmente frágil y la ductilidad que puede tener la conexión depende de la relación entre carga axial, fuerza cortante y momento flexionante; a menor carga axial, mayor ductilidad. Es importante señalar que aunque la resistencia para este caso puede calcularse con suficiente precisión en estructuras de concreto reforzado para fines prácticos, no sucede lo mismo para la ductilidad, y en conexiones de columnas de concreto reforzado con losas planas postensadas se tienen mayores incertidumbres, tanto en resistencia como en ductilidad, que en conexiones de concreto reforzado.

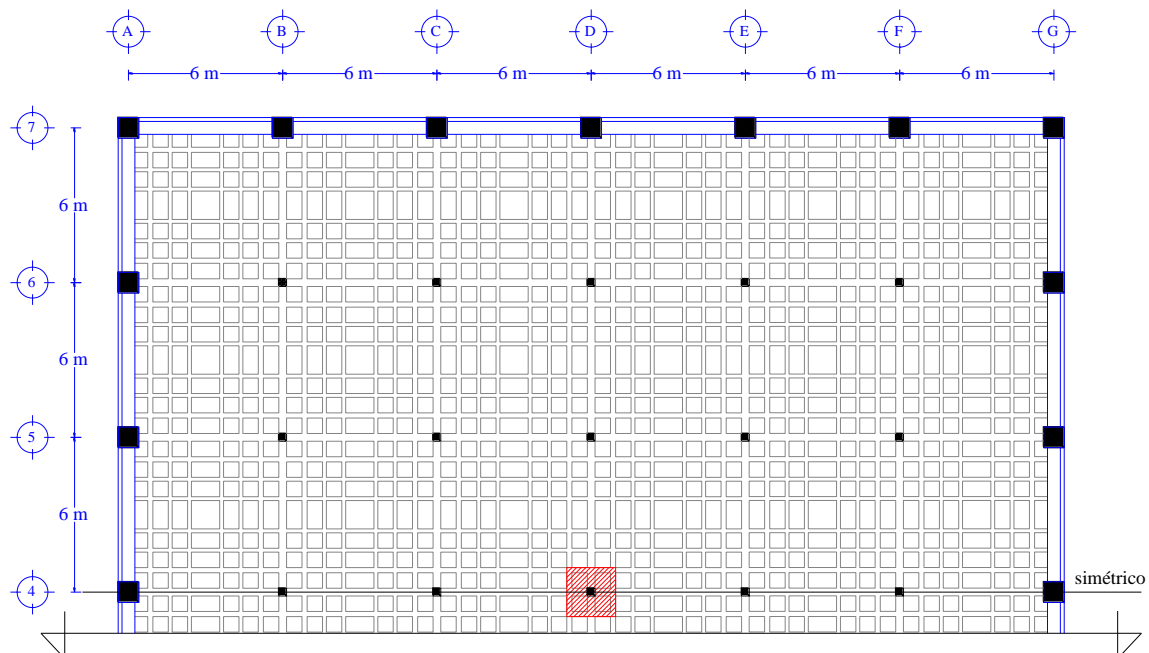
A partir de los planteamientos anteriores, se ha considerado importante llevar a cabo un programa de investigación orientado a estudiar el comportamiento de conexiones de columnas con losas planas postensadas con el fin de obtener disposiciones reglamentarias para el cálculo de su resistencia a fuerza cortante por penetración sin que ocurra la falla de la conexión.

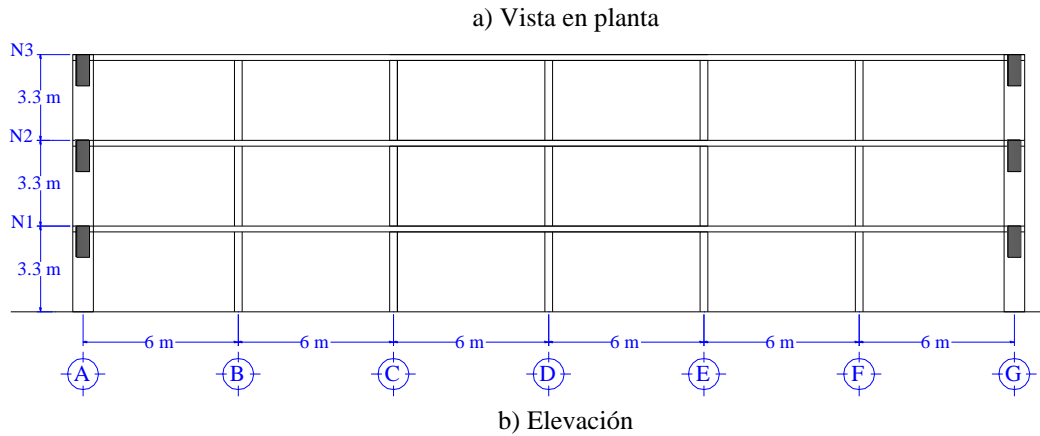
### ESTRUCTURA PROTOTIPO

La estructura prototipo se diseñó, siguiendo las recomendaciones de las NTC 2004 de Concreto, considerando una estructura de tres niveles, de 6 crujiás en cada dirección, con claros de 6 metros, con una estructura sismoresistente exterior basada en marcos robustos de concreto con columnas y vigas peraltadas (ver figura 2). En la estructura no existen aberturas en la losa, ni espacio para escaleras por ser un modelo idealizado para esta investigación. La estructura se ubicó en la zona II de clasificación geotécnica del Distrito Federal (NTC-Sismo, 2004).

#### Estructura sismoresistente exterior

La sección 9.7 de las NTC-Concreto 2004 proporciona recomendaciones para el diseño de estructuras con losas planas postensadas aligeradas construidas con tendones no adheridos, en esa sección se establece que se requiere un sistema sismoresistente diseñado para resistir el 100% de las fuerzas laterales cuyo refuerzo debe ser de barras corrugadas convencionales. El sistema de losa plana se emplea como sistema gravitacional y solo aporta su acción de diafragma rígido al diseño sísmico de la estructura. Siguiendo las recomendaciones anteriores, se diseñó el sistema sismoresistente que se muestra en planta y la elevación en la figura 2.





**Figura 2. Estructura Prototipo**

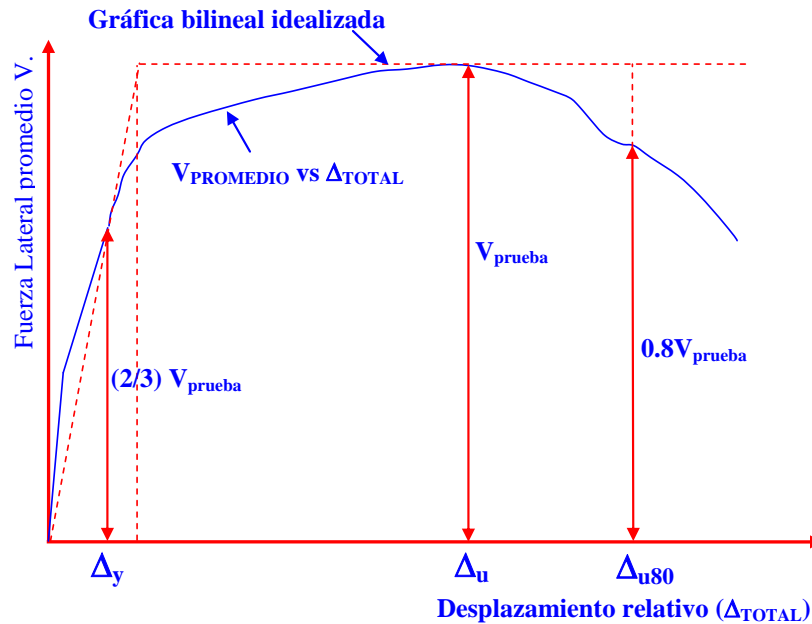
En el diseño de la estructura se obtuvieron columnas de 80x80 cm y vigas peraltadas de 50x120 cm en el perímetro de la estructura. Para ser consistentes con el diseño de la losa plana, se empleó un factor de comportamiento sísmico  $Q=2$  y un límite de distorsión de 0.006. Otros detalles del diseño pueden consultarse en otros documentos publicados por los autores (Arellano, 2012)

### **PROGRAMA EXPERIMENTAL DE LA CONEXIÓN COLUMNA-LOSA POSTENSADA**

En el Laboratorio de Estructuras del Departamento de Materiales de la UAM-Azcapotzalco, se llevó a cabo un programa experimental que consistió en el ensaye de seis especímenes de la conexión columna-losa postensada aligerada. En la primera prueba, se presentaron dificultades durante su desarrollo por lo que los resultados no se muestran en este documento. Los autores de este escrito han publicado en otros trabajos la descripción del programa experimental y las propiedades mecánicas características de las conexiones (Arellano, 2012). Los especímenes que se probaron, representan una sección de losa (1.9m x 1.9m) alrededor de la columna que incluye a las nervaduras principales, los casetones y las nervaduras adyacentes, así como la mitad de la columna arriba y debajo de la losa. Los especímenes se sometieron a una combinación de cargas gravitacionales y laterales que representan fuerzas sísmicas. En la figura 4 puede verse el dispositivo de ensayos y uno de los especímenes que se probaron, cabe señalar que para llevar a cabo las pruebas, los especímenes se rotaron 90 grados (Arellano, 2010).



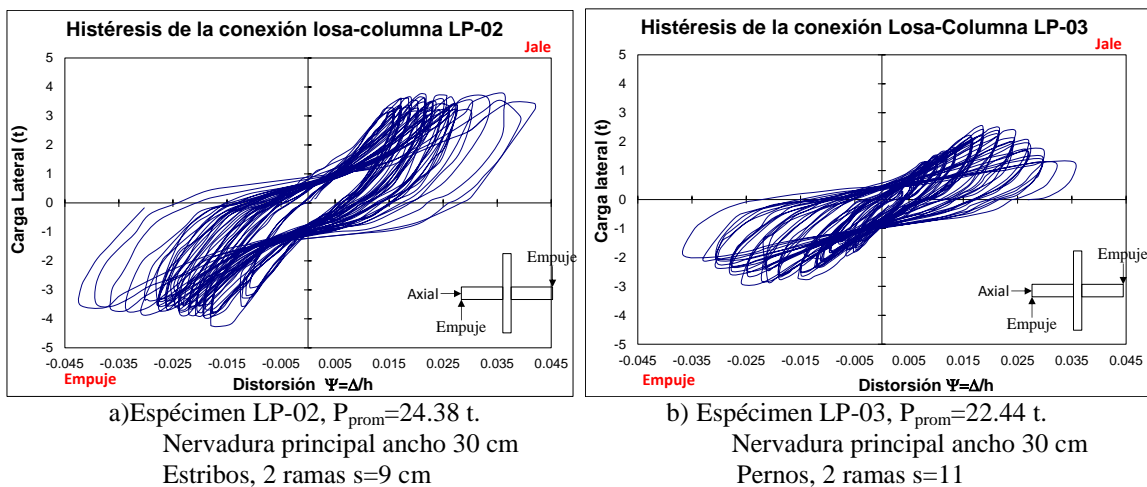
Para lograr cada desplazamiento se midió la fuerza necesaria, y se observó que alcanza un valor máximo y después disminuye. Se empleó una convención para definir la falla (Pan, 1992) que establece que la falla se presenta cuando la fuerza necesaria para lograr un desplazamiento disminuye veinte por ciento del valor máximo alcanzado (ver figura 5).

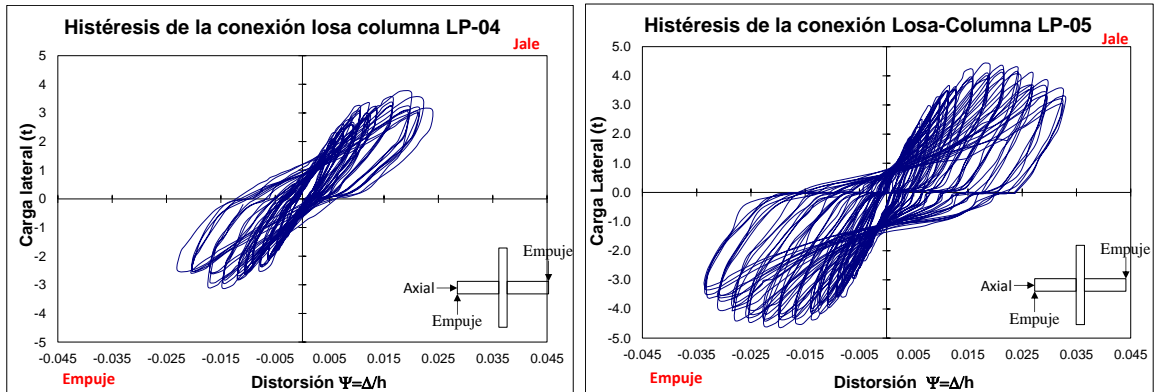


**Figura 5 Comportamiento elastoplástico idealizado.**

Otro parámetro que se varió fue el de la carga gravitacional aplicada. Se emplearon tres valores de la carga gravitacional, pero al medir la carga en forma experimental, el promedio de la carga resultó diferente para cada espécimen. Los valores de la carga están indicados en la figura 6.

En ésta, se muestran los diagramas de histéresis de los cinco especímenes ensayados, en las abscisas se muestran las distorsiones y en las ordenadas la carga lateral para lograr el desplazamiento.





c) Espécimen LP-04,  $P_{prom}=31.54$  t.

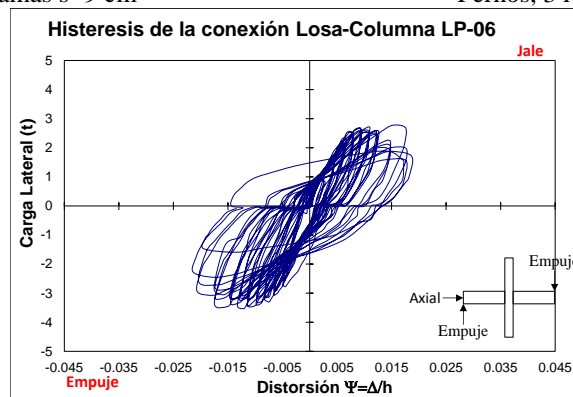
Nervadura principal ancho 30 cm

Pernos, 2 ramas  $s=9$  cm

d) Espécimen LP-05,  $P_{prom}=31.70$  t.

Nervadura principal ancho 60 cm

Pernos, 3 ramas  $s=9$  cm



e) Espécimen LP-06,  $P_{prom}=46.87$  t.

Nervadura principal ancho 30

Pernos, 3 ramas  $s=7$  cm

**Figura 6 Diagrama de histéresis**

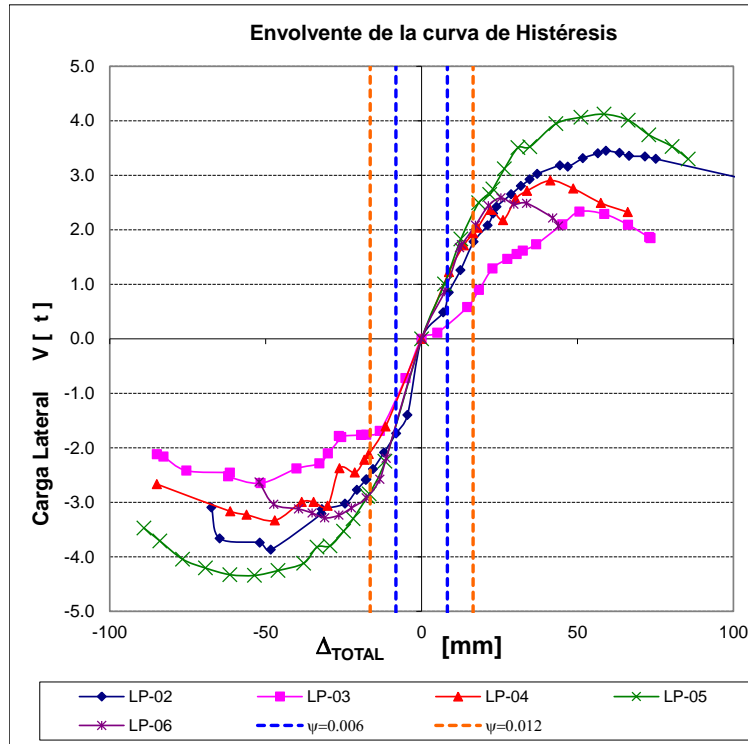
## DUCTILIDAD

Para superar la incertidumbre en la definición del desplazamiento de fluencia, se emplea la siguiente definición de ductilidad. Se construye la gráfica que representa la envolvente de los ciclos de histéresis es decir, “Fuerza lateral” vs “Desplazamiento relativo” (Pan, 1989). La envolvente se idealiza como una con comportamiento elastoplástico (ver figura 5). La pendiente inicial del comportamiento idealizado es secante y se determina uniendo el origen con el punto donde se tiene una carga lateral igual a dos terceras partes del cortante máximo registrado durante la prueba ( $V_{prueba}$ ). La porción plástica idealizada de la gráfica pasa por la carga máxima y llega hasta el desplazamiento de falla que se define como el asociado a una disminución del 20% de la resistencia máxima registrada. La construcción de la gráfica idealizada puede verse en la figura 5.

La ductilidad en la conexión, puede determinarse como el desplazamiento último dividido por el desplazamiento de fluencia (Ecuación 5.2).

$$\mu = \frac{\Delta_{u80}}{\Delta_y} \quad (1)$$

La envolvente de los diagramas de histéresis puede verse en la figura 7. En la figura se muestran los límites de distorsión que definen las NTC-Sismo. En la figura 7 el único espécimen que tiene armado por cortante en forma de estribos es el espécimen 2, el resto tiene pernos conectores de cortante, el espécimen LP-06 es el que está sometido a la mayor carga normalizada.



**Figura 7 Envoltentes de Histéresis**

Cuando se observan las curvas de las gráficas de histéresis y su envolvente (figuras 6 y 7), puede apreciarse que aunque las estructuras son simétricas, las curvas “Carga lateral” vs. “Distorsión” no lo son. Por tanto la ductilidad en la conexión se calcula empleando los cuadrantes 1 y 3 (en coordenadas cartesianas) y se aplica el procedimiento propuesto (Pan, 1989). Los resultados se muestran en la tabla 1.

Para determinar la ductilidad promedio, se hace el promedio de los valores absolutos de desplazamientos y cargas.

La ductilidad promedio puede emplearse como parámetro para evaluar el comportamiento global, aunque de hecho, es mejor emplear la ductilidad mínima ya que es un parámetro más conservador y conduce a diseños más seguros. Un ejemplo de la diferencia que existe entre el empleo de la ductilidad promedio y la ductilidad mínima se tiene con el espécimen LP-03, que tiene valores de 4.4 para el cuadrante 3 y un valor de 2.4 para el cuadrante 1, la ductilidad promedio es entonces 3.4, de esta manera podemos pensar que el comportamiento es dúctil, sin embargo si se emplea la ductilidad mínima, se aprecia que el espécimen exhibe una ductilidad limitada.

**Tabla 1 Ductilidad experimental**

Ubicación	Especímen	$\Delta_v$	$\Delta_u$	$\Delta_{u80}$	$\mu$	$V_y$	$V_u$	$V_{u80}$
		(mm)	(mm)	(mm)		(ton)	(ton)	(ton)
Cuadrante 3	LP 02	-17.7	-48.4	-67.4	3.8	-2.578	-3.867	-3.094
	LP 03	-19.4	-51.6	-84.8	4.4	-1.766	-2.649	-2.119
	LP 04	-18.3	-47.1	-61.3	3.3	-2.221	-3.331	-2.665
	LP 05	-17.3	-53.6	-89.0	5.1	-2.893	-4.340	-3.472
	LP 06	-11.4	-31.1	-52.1	4.6	-2.190	-3.285	-2.628
Cuadrante	LP 02	23.0	59.2	117.0	5.1	2.299	3.448	2.758



1	LP 03	30.5	50.6	73.0	2.4	1.556	2.333	1.867
	LP 04	16.6	41.3	66.1	4.0	1.935	2.903	2.322
	LP 05	22.8	58.5	85.5	3.7	2.747	4.120	3.296
	LP 06	12.8	25.4	43.9	3.4	1.724	2.586	2.069
Promedio	LP 02	23.0	59.2	117.0	4.5	2.299	3.448	2.758
	LP 03	30.5	50.6	73.0	3.4	1.556	2.333	1.867
	LP 04	16.6	41.3	66.1	3.7	1.935	2.903	2.322
	LP 05	22.8	58.5	85.5	4.4	2.747	4.120	3.296
	LP 06	12.8	25.4	43.9	4.0	1.724	2.586	2.069
Mínima	LP 02				3.8			
	LP 03				2.4			
	LP 04				3.3			
	LP 05				3.7			
	LP 06				3.4			
$\Delta_y$ desplazamiento de fluencia								
$\Delta_u$ desplazamiento asociado a la fuerza córtate máxima								
$\Delta_{u80}$ desplazamiento asociado a una pérdida de 20% de la resistencia								
$\mu$ ductilidad								
$V_y$ fuerza cortante de fluencia								
$V_u$ fuerza cortante máxima								
$V_{u80}$ fuerza cortante asociada a una pérdida del 20% en resistencia								

Cabe mencionar que para el espécimen LP-03 la separación de los pernos es de 11 cm, y con un peralte efectivo de 15.5 cm, se tiene una separación de 0.71d, que es mayor a la permitida por las NTC-Concreto ( $s \leq 0.5d$ ), pero se encuentra dentro de los límites del ACI318-11 ( $s \leq 0.75d$ , Sección 11.11.5.2)

El intervalo de valores de ductilidades mínimas se encuentra entre 2.4 y 3.8. En general las NTC-Concreto tratan a las estructuras con losas planas postensadas como estructuras frágiles y de poca capacidad de deformación, sin embargo si se quita al espécimen LP-03 que no cumple con la separación máxima para el refuerzo que se establece en la sección 2.5.9 de las NTC-Concreto, se tiene que los especímenes presentan una falla controlada y una ductilidad intermedia.

### FUERZA GRAVITACIONAL DE FALLA NORMALIZADA (PU/VCR)

En la tabla 2 se muestran la carga gravitacional promedio en cada espécimen ( $P_u$ ), el tipo de falla y la distorsión de falla para cada espécimen. Al hacer un análisis de la información respecto a las pruebas en la conexión columna-losa se encontró que a la carga gravitacional otros autores la representan con la letra  $V_u$ , en este trabajo, se mantiene la notación de  $P_u$  para no generar confusiones con la fuerza lateral que simula el sismo.

Durante las pruebas, el espécimen que presentó un comportamiento diferente a las demás, fue el LP-05, el espesor máximo de las grietas fue menor que en el resto. La carga lateral disminuyó sin que se presentara el agrietamiento en forma de cono, lo que hace sospechar que se generó una articulación plástica por flexión en las columnas. Se observó que tanto la degradación de rigidez como la disipación de energía, presentan un comportamiento suavizado propio de una falla por flexión.

**Tabla 2 Resumen de resultados**

Espécimen	Refuerzo	$P_u$ (t)	$\Psi$	Falla
LP02	Estribos	24.385	0.0202	Penetración
LP03	Pernos	22.445	0.0260	Penetración
LP04	Pernos	31.543	0.0230	Penetración
LP05	Pernos	31.704	0.0297	Penetración-Flexión
LP06	Pernos	46.875	0.0182	Penetración

Para poder comparar los resultados obtenidos con los resultados mostrados en la literatura, se debe normalizar la carga gravitacional aplicada. La carga que se ha empleado en la mayoría de las investigaciones para normalizar los resultados es la carga de penetración en un espécimen sin refuerzo que falla por punzonamiento, en ausencia de momento desbalanceado, y se representa con las letras  $V_{cr}$ . En este sentido, hay diferencias entre la forma que se calcula dicha carga en las NTC y en el ACI318. Cabe destacar que la diferencia principal es que en las NTC se usa la misma fórmula cuando existe postensado que cuando no hay, en cambio en el ACI318 el postensado se toma en cuenta de forma explícita y contribuye a la resistencia debido a que primero debe vencerse el esfuerzo de precompresión para poder generar las grietas de tensión diagonal (cortante) y también la componente vertical de la fuerza de presfuerzo contribuye a la resistencia.

La fuerza cortante resistente  $V_{cr}$  se calcula con la ecuación 2, el área de la sección crítica  $A_{cr}$  para una losa de espesor variable se calcula con la ecuación 3 y el momento polar de inercia  $J_x$  con la ecuación 4.

$$V_{cr} = v_{cr} A_{cr} \quad (2)$$

$$A_{cr} = \sum d_i l_{ij} \quad (3)$$

$$J_x = \sum \left[ \frac{d_i l_{ij}}{3} (y_i^2 + y_i y_j + y_j^2) \right] \quad (4)$$

Donde:

$v_{cr}$  = esfuerzo cortante máximo de diseño

$d_i$  es el espesor de la capa de compresión o el peralte efectivo en flexión

$l_{ij}$  longitud del segmento ij

$x_i$  coordenada x del punto i

$x_j$  coordenada x del punto j

$y_i$  coordenada y del punto i

$y_j$  coordenada y del punto j

Para determinar  $V_{cr}$  NTC, el término  $v_{cr}$  se calcula con la ecuación 5 como se señala en la sección 2.5.9.3 de las NTC-Concreto.

$$v_{cr} = \text{el valor menor de} \begin{cases} (0.5 + \gamma) \sqrt{f_c^*} \\ \sqrt{f_c^*} \end{cases} \quad (5)$$

Para determinar  $V_{cr}$  ACI, el reglamento ACI318 (sección 11.11.2.2) indica que se calcule con la ecuación 5.5.

$$V_{cr} = \left( 3.16 \beta_p \lambda \sqrt{f_c'} + 0.3 f_{pc} \right) b_0 d + V_p \quad (6)$$

El término  $\beta_p$  que toma en cuenta la ubicación de la columna (interior, borde o esquina), se calcula con la ecuación 7.

$$\beta_p = \text{el valor menor de} \begin{cases} 0.29 \\ 0.083 \left( \frac{\alpha_s d}{b_0} + 1.5 \right) \end{cases} \quad (7)$$

donde

$\lambda$  = factor de modificación para concreto ligero

$f_{pc}$  = esfuerzo de compresión en el concreto por la fuerza de presfuerzo después de pérdidas.

$b_0 d = A_{cr}$  área de la sección crítica

$V_p$  = componente vertical de la fuerza efectiva de presfuerzo

$\alpha_s = 40$  para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas de esquina

Debido a que la fuerza de presfuerzo es prácticamente horizontal en el paño de la columna, se desprecia el término  $V_p$  de la ecuación 6, ver ecuación 8.

$$V_{cR} = \left( 3.16 \beta_p \lambda \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc} \right) b_0 d \quad (8)$$

Si a los términos que están entre paréntesis de la ecuación 8 los designamos como  $v_{cr}$ , y  $b_0 d$  es el área de la sección crítica y la designamos como  $A_{cr}$ , tenemos entonces que la ecuación 8 se reescribe como la ecuación 9 y es igual a la ecuación 2.

$$V_{cR} = v_{cr} A_{cr} \quad (9)$$

Donde  $v_{cr}$  para el ACI se calcula con la ecuación 10.

$$v_{cr} = 3.16 \beta_p \lambda \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc} \quad (10)$$

Para determinar  $A_{cr}$ , se toma en cuenta que el espesor de las nervaduras y la capa de compresión son diferentes y se determinan con la ecuación 3.10. Los resultados de calcular  $V_{cR}$ , con las NTC y con el ACI se muestran en la tabla 3.

**Tabla 3 Fuerza cortante resistente del concreto, NTC y ACI318**

Espécimen	Refuerzo	$V_u$ (kg)	$V_{cR}$ NTC (kg)	$V_{cR}$ ACI (kg)
LP-02	Estribos	24385	34788	48630
LP-03	Pernos	22445	29033	43356
LP-04	Pernos	31543	35325	49123
LP-05	Pernos	31704	43337	64549
LP-06	Pernos	46875	40292	61758

Nótese que de acuerdo con las NTC la carga aplicada ( $V_u$ ) al espécimen LP-06 es mayor que la que resiste el concreto sin refuerzo ( $V_{cR}$ ), por lo que se requiere refuerzo para soportar las cargas gravitacionales aplicadas.

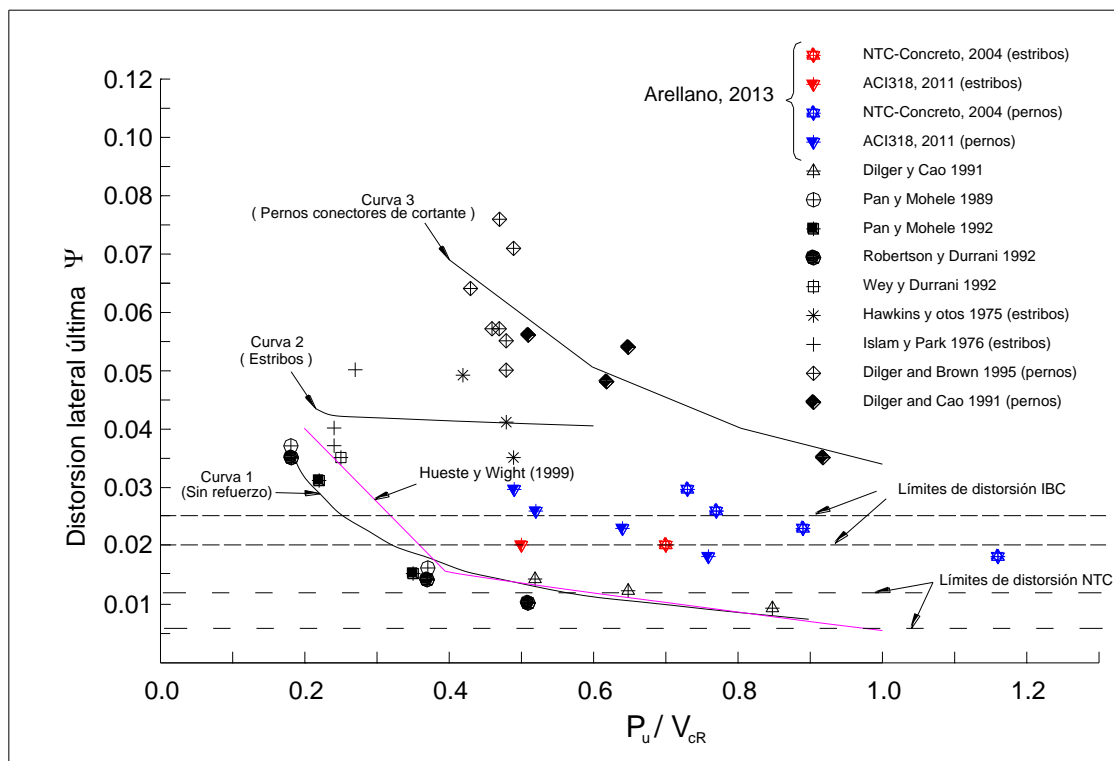
En la tabla 4 se muestra la carga gravitacional normalizada con la resistencia ante fuerza cortante del concreto, es claro que los valores normalizados con las NTC serán mayores porque la resistencia calculada siempre es menor que la calculada con el ACI318 y dicho valor está en el denominador.

**Tabla 4 Carga de falla normalizada ( $P_u/V_{cR}$ )**

Espécimen	Refuerzo	$P_u/V_{cR}$ (NTC)	$P_u/V_{cR}$ (ACI)	$\Psi$	Falla
LP02	Estribos	0.70	0.50	0.0202	Penetración
LP03	Pernos	0.77	0.52	0.0260	Penetración
LP04	Pernos	0.89	0.64	0.0230	Penetración
LP05	Pernos	0.73	0.49	0.0297	Penetración-Flexión
LP06	Pernos	1.16	0.76	0.0182	Penetración

El tipo de falla que predominó en las pruebas fue el de penetración por cortante. La distorsión asociada a la falla se encuentra en el orden del 2%.

Los resultados experimentales se muestran en la gráfica distorsión última vs carga aplicada normalizada (Joint ACI-ASCE, 2010), ver figura 5.32. Los resultados de los cinco especímenes se muestran en la gráfica, junto con otros resultados encontrados en la literatura. Cada uno de los resultados de este estudio se muestra dos veces debido a que la resistencia del concreto  $V_{cR}$  se calculó mediante los dos métodos mencionados: el de las NTC-Concreto 2004 y el del ACI318-2011.



**Figura 8. Efecto de la carga gravitacional en la distorsión última.**

Debido a que los resultados presentados por otros autores emplearon al ACI318 para determinar la resistencia ante el punzonamiento, las comparaciones que se hacen a continuación son para los valores usando ese reglamento.

En la figura 8 se muestra que las losas sin refuerzo (Curva 1), son capaces de resistir deformaciones de 1.2% (límite superior de las NTC) si la carga gravitacional aplicada es menor al 40% de la carga que resiste el concreto. No es una buena opción construir estructuras nuevas con losas sin refuerzo ya que se promueve una falla frágil, pero muestra un límite inferior para losas existentes que se hayan construido sin refuerzo por cortante.

La curva que describe el comportamiento de placas planas con estribos (Curva 2), propuesta por otros autores, muestra que ante cargas gravitacionales bajas (menores al 50% de la carga resistente del concreto), se pueden alcanzar distorsiones de hasta 4%. Para el espécimen LP-02 ante el mismo nivel de carga gravitacional, la distorsión de falla es de 2%, es decir la mitad de lo que observaron otros autores en placas planas. La losa aligerada que se probó, no tenía zona maciza alrededor de la columna, y las nervaduras son del mismo ancho que la columna, con lo que el posible cono de falla solo puede formarse en las nervaduras, es decir hay mucho menos material para resistir los esfuerzos.

En la figura 8 también se muestra una curva que describe el comportamiento de las placas planas reforzadas con pernos conectores de cortante (Curva 3). Puede apreciarse que conforme aumenta la carga gravitacional normalizada aplicada, la distorsión máxima disminuye. El mismo comportamiento se aprecia en los resultados de este estudio, pero con distorsiones de falla significativamente menores. Debido también a que hay menos material para resistir los esfuerzos que forman el cono de falla.

Aunque los valores de las distorsión de falla en las losas aligeradas son menores que en las placas planas, son mayores que el límite de  $\Psi=0.006$  que es el límite de la distorsión de diseño para edificios con losas planas de las NTC. Por lo que se considera que las NTC tienen límites conservadores para estas estructuras.

Los límites de la distorsión de falla que se establecen en el reglamento International Building Code (IBC), son conservadores respecto a los valores experimentales, pero permiten grandes distorsiones, de hasta  $\Psi=0.025$ . Por lo que se sugiere en este trabajo que para estructuras de losas postensadas con un sistema encargado de tomar el 100% de sismo, se permitan distorsiones mayores que  $\Psi=0.012$ .

Si se retira el resultado de la ductilidad para el espécimen LP-03 (la separación del refuerzo no cumple con las NTC), se tiene que la ductilidad mínima medida experimentalmente, es de 3.3 (tabla 5.4) o mayor, por lo que se recomienda que el factor de comportamiento sísmico que actualmente es de  $Q=2$ , se establezca acorde con el sistema sismoresistente.

## CONCLUSIONES

Aunque la falla en cortante por penetración se considera generalmente frágil, es posible realizar diseños seguros cuando se emplean losas postensadas aligeradas como sistema de piso, si se usan en combinación con un sistema sismoresistente primario, diseñado para resistir el 100% de las fuerzas del sismo sin la contribución de la losa postensada, como se especifica en las NTC-Concreto. El refuerzo puede proporcionarse en forma de estribos o de pernos conectores de cortante, con un nivel de seguridad similar. El sistema puede lograr ductilidades del orden de 3 o más dependiendo del detallado. Si se limita la carga aplicada ( $P_u/V_{CR}$ ), la distorsión de falla se incrementa, y se garantizan una sobre resistencia y ductilidad adecuadas.

Se estudiaron dos tipos de refuerzo por cortante, estribos y pernos conectores. Ambos se comportaron satisfactoriamente.

La ductilidad de 2.4 se registró únicamente en un espécimen, el LP-03, que tiene separación del refuerzo por cortante que no cumple con las NTC. En los otros, la ductilidad mínima fue de 3.3 o superior, por lo que es razonable suponer que para estructuras que cumplen con los requisitos de las NTC, se puede esperar una ductilidad local de 3 o superior. Actualmente las NTC establecen que la separación no debe ser mayor a  $d/3$ ; esta cantidad parece razonable para losas de peralte pequeño (20 cm o menos) pero para losas peraltadas en este estudio se recomienda que sea de  $5\text{ cm} \leq s \leq d/4$  para aumentar la ductilidad en la conexión.

Al estudiar el agrietamiento de los especímenes, se pudo identificar en la mayoría de los casos patrones de grietas que describen un cono truncado característico de la falla de penetración por cortante.

El empleo de pernos conectores de cortante, fue para garantizar que el acero de refuerzo pudiera alcanzar el esfuerzo de fluencia; para lograrlo en peraltes pequeños, se coloca una cabeza de 10 veces el área del perno con lo que se logra proporcionar un anclaje mecánico. Aunque los pernos tienen la capacidad de fluir, no lo hicieron debido a que antes de desarrollar su esfuerzo de fluencia, ocurrió la falla de penetración en el concreto. A pesar de que no se registró la fluencia del acero, la resistencia medida experimentalmente fue mayor a la calculada en forma teórica.

Se detectó una diferencia importante al calcular la carga  $V_{CR}$  con el Reglamento ACI y con las NTC; la diferencia principal es que en las NTC no se toma en cuenta de forma explícita la contribución del presfuerzo. El presfuerzo induce esfuerzos de precompresión que deben ser vencidos para generar los esfuerzos de tensión diagonal, además de que la componente vertical de la fuerza de presfuerzo contribuye a la resistencia ante fuerza cortante. Se ha sugerido que en las NTC-Concreto que actualmente se encuentran en revisión, se incluya de forma explícita la participación del presfuerzo.

Al comparar los resultados obtenidos experimentalmente con los que presentan otros autores, se comprobó que la distorsión de falla depende del nivel de carga gravitacional aplicado ( $P_u/V_{CR}$ ). Se tiene una relación inversamente proporcional entre carga aplicada y distorsión de falla, es decir, cuanto mayor sea la carga aplicada, menor será la distorsión de falla. Los valores de distorsión medidos experimentalmente, muestran que puede emplearse al menos un valor de  $\Psi=0.012$  para las losas postensadas aligeradas con refuerzo de pernos o estribos. Actualmente ese límite es de  $\Psi=0.006$ . Si se limita la carga gravitacional aplicada ( $P_u/V_{CR}$  ACI < 0.75), el límite de la distorsión puede aumentar hasta  $\Psi=0.020$ , pero al permitir distorsiones mayores, existe la posibilidad de que los elementos no estructurales resulten dañados.

Las distorsiones laterales últimas de los especímenes de este estudio son, en general, menores a las obtenidas por otros autores para valores similares de la relación  $V_u/V_{CR}$  (figura 8). Esto se atribuye a que las losas de este estudio son aligeradas y su zona maciza es menor a las reportadas por otros autores.

Los pernos conectores tienen ventajas constructivas como menor congestión del refuerzo, y mayor rapidez en el habilitado en campo, pero tienen la desventaja de no restringir adecuadamente el acero de compresión de las nervaduras. Ante distorsiones grandes superiores al 1.5%, los pernos permiten el pandeo de las barras.

## REFERENCIAS

- ACI Committee 318, (2011), "Building code requirements for structural concrete", ACI, Farmington Hills, Mi. USA.
- Arellano M. E., González Cuevas O. M., (2010) "Diseño sísmico de la conexión losa-columna en losas planas postensadas aligeradas". Memorias Técnicas del XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. León, Gto. México
- Arellano M. E., González Cuevas O. M., (2011) "Diseño sísmico de la conexión losa columna en losas planas postensadas aligeradas". Memorias Técnicas del XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Aguascalientes.
- Arellano M. E., González Cuevas O. M., (2012) "Estudio experimental de conexiones columna-losa postensada aligerada", Concreto y Cemento, Investigación y Desarrollo, (ISSN:2007-3011, LATIN INDEX). México, D.F.. Vol. 3. No. 2. Pp. 34-61
- IBC, (2012), "International Building Code", International Code Council, Washington, DC, USA.

- Joint ACI-ASCE Committee 421, (2004), "Seismic design of punching shear reinforcement in slab-column connections (ACI 421 to TAC)", American Concrete Institute, Farmington Hill, Mich., 77 pp.
- Joint ACI-ASCE Committee 421, (2010), "Seismic design of punching shear reinforcement in flat plates (ACI 421.2R-10)" American Concrete Institute, Farmington Hill, Mich., 26 pp.
- Lin, T. Y. (1963), "Load-balancing method for design and analysis of prestressed concrete structures", Journal of the American Concrete Institute, Jun. pp 719-742
- Loera P. S. (2000), "Análisis bajo carga vertical de losas planas con capiteles y ábacos", Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM No. 620
- Loera P. S. (2001), "Ancho equivalente de losas planas con capiteles y ábacos ante fuerzas laterales", Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM No. 622
- Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto, (2004), Gaceta Oficial del Distrito Federal, Décima cuarta época, Tomo I, No. 103-Bis, México, 6 de octubre de 2004.
- Normas técnicas complementarias para el diseño por sismo, (2004), Gaceta Oficial del Distrito Federal, Décima cuarta época, Tomo II, No. 103-Bis, México, 6 de octubre de 2004.
- Pan, A., and Moehle, L.P., (1989), "Lateral Displacement Ductility of Reinforced Concrete Flat-Slabs", ACI Structural Journal, V.86, No. 3, May-June 1989, pp250-258.