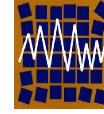




Universidad de Concepción  
Departamento de Ingeniería Civil



Asociación Chilena de Sismología e  
Ingeniería Antisísmica

## N° A12 - 08 CONSOLAS CORTAS DE HORMIGÓN ARMADO

Rodrigo Music<sup>1</sup>, Tomás Guendelman<sup>2</sup>, Fernando Yañez<sup>3</sup> y Rubén Boroschek<sup>1</sup>

- 1.- Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile  
Beauchef 850, Santiago, Chile  
e-mail: rmusic@ing.uchile.cl; rborosch@ing.uchile.cl
- 2.- I.E.C. INGENIERIA S.A.  
Dublé Almeida 2580, Santiago, Chile  
e-mail: iec@iec.cl
- 3.- Instituto de Investigación y Ensayo de Materiales, IDIEM, Universidad de Chile  
Plaza Ercilla 883  
e-mail: fyanez@ing.uchile.cl

### RESUMEN

Se comparan distintos métodos de diseño aplicables a consolas cortas de hormigón armado, admitiendo la definición dispuesta en el capítulo 11.9 del ACI 318–2002.

Los métodos de diseño escogidos son: (1) Método basado en un análisis linealmente elásticos de modelos de elementos finitos, complementado con diseño a la rotura; (2) Método Puntal–Tensor; y (3) Método descrito en ACI 318–2002, Capítulo 11.9, relativo a recomendaciones especiales para el armado de ménsulas y cartelas.

Los resultados reflejan la inaplicabilidad del análisis linealmente elástico con elementos finitos y, a la vez, revelan ventajas importantes del método Puntal–Tensor con respecto a las recomendaciones del ACI 318–2002.

El estudio incluye recomendaciones sobre la correcta disposición de las armaduras, la placa de apoyo, así como de los resguardos que se deben tomar para la correcta ejecución del diseño.

*Palabra clave: Consolas Cortas, Ménsulas, Viaductos, Muelles, Diseño elementos de Hormigón Armado.*

## 1. INTRODUCCIÓN

Las consolas cortas, o ménsulas, son elementos de primordial importancia en el comportamiento de muchos tipos estructurales, tales como muelles, viaductos, estructuras prefabricadas, entre otras, todas ellas con significativo grado de vulnerabilidad sísmica.

Esto originó que tanto el ACI, como los códigos de diseño europeos, incorporaran en sus diversas versiones recomendaciones especiales para el diseño de este tipo de elementos, basándose principalmente en los estudios y ensayos realizados por el *Prestressed Concrete Institute*.

Por otra parte, el cada vez más acelerado desarrollo de tecnologías informáticas ha hecho posible incorporar en el análisis y en el diseño antecedentes más exactos relativos a las propiedades constitutivas de los materiales y a su comportamiento. Sin embargo, paralelamente con estos efectos positivos, surge la tendencia de automatización del diseño, que en muchos casos suele producir pérdida de percepción del fenómeno físico de transferencia de cargas, especialmente en el detallamiento de uniones, donde existen concentraciones de esfuerzos y discontinuidades, lo que amerita estudiar los procedimientos de diseño actual y encontrar herramientas alternativas que otorguen un grado razonable de confianza.

## 2. DESCRIPCIÓN DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO.

### 2.1. Método de Foster, Martí y Mojsilovic

A partir del estudio de las tensiones obtenidas de un análisis lineal de elementos finitos en dos y tres dimensiones, Martí, Foster y Mojsilovic, en su trabajo "*Design of Reinforced Concrete Solids Using Stress Analysis*" <sup>(1)</sup>, presentan una metodología para el diseño de refuerzos de estructuras sólidas de hormigón armado, usando el análisis lineal de tensiones, en combinación con un diseño límite. La idea es responder la pregunta ¿cómo dimensionar el refuerzo para cualquier set de ejes ortogonales, dadas las seis componentes de tensión que definen los esfuerzos en un punto, de modo de resistir las tracciones generadas por la acción de cargas externas?

Utilizando las relaciones entre las componentes de tensiones puntuales es posible determinar la cuantía óptima de refuerzo que minimiza la fuerza demandada por el hormigón, considerando que éste no puede sobrepasar su capacidad resistente a compresión y que no resiste tracciones. En tales condiciones, el acero de refuerzo es el encargado de resistir totalmente las tracciones generadas en cada punto del sólido, como se observa en la Figura 1 para un análisis bidimensional.

La metodología desarrollada contempla el caso tridimensional y otorga al diseñador una herramienta adecuada para el dimensionamiento del refuerzo de un sólido de hormigón, a partir de un análisis lineal de elementos finitos, considerando que el hormigón trabaja sin fisurarse.

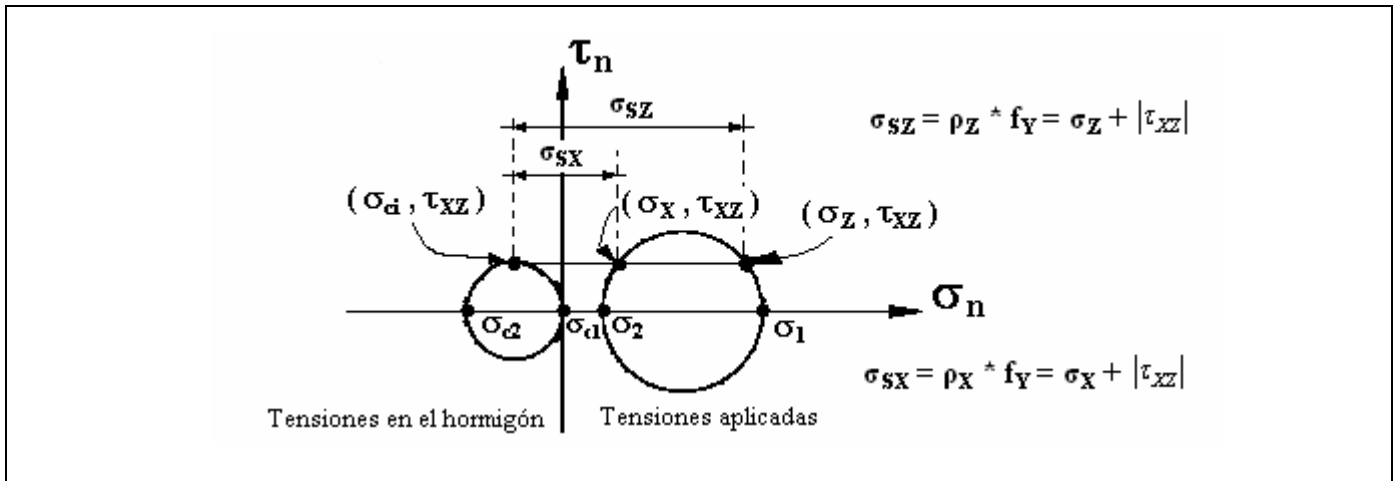


Figura 1: Representación del análisis tensional en 2D para el método propuesto.

## 2.2. Modelo Puntal – Tensor <sup>(2 y 3)</sup>

Mediante el empleo de estructuras isostáticas de barras biarticuladas, se desarrolla un método de diseño llamado Puntal–Tensor.

El modelo adoptado para una consola consta de un puntal diagonal de compresión, el cual busca representar el campo de compresiones del hormigón, y un tensor, el cual representa las barras de acero de refuerzo principal necesarias para resistir la tracción.

El modelo adoptado para cada condición de carga es aquel que hace trabajar, tanto al puntal de compresión como a la zona del nudo superior, a su máxima capacidad, quedando de este modo determinado el ángulo existente entre el puntal y el tensor, como también el largo de la placa de apoyo (ver Figura 2). De este modo, se verifica que, tanto el puntal de compresión como los nudos, cumplen con las restricciones preestablecidas de resistencia máxima del hormigón. Una vez encontrado los esfuerzos en las barras, se procede al dimensionamiento del refuerzo, considerando un diseño a la rotura, es decir, que el acero esté en fluencia.

Con este método no sólo se determinan las armaduras de refuerzo necesarias, sino que se puede conocer el modo de falla que presentará la consola para cada estado de carga.

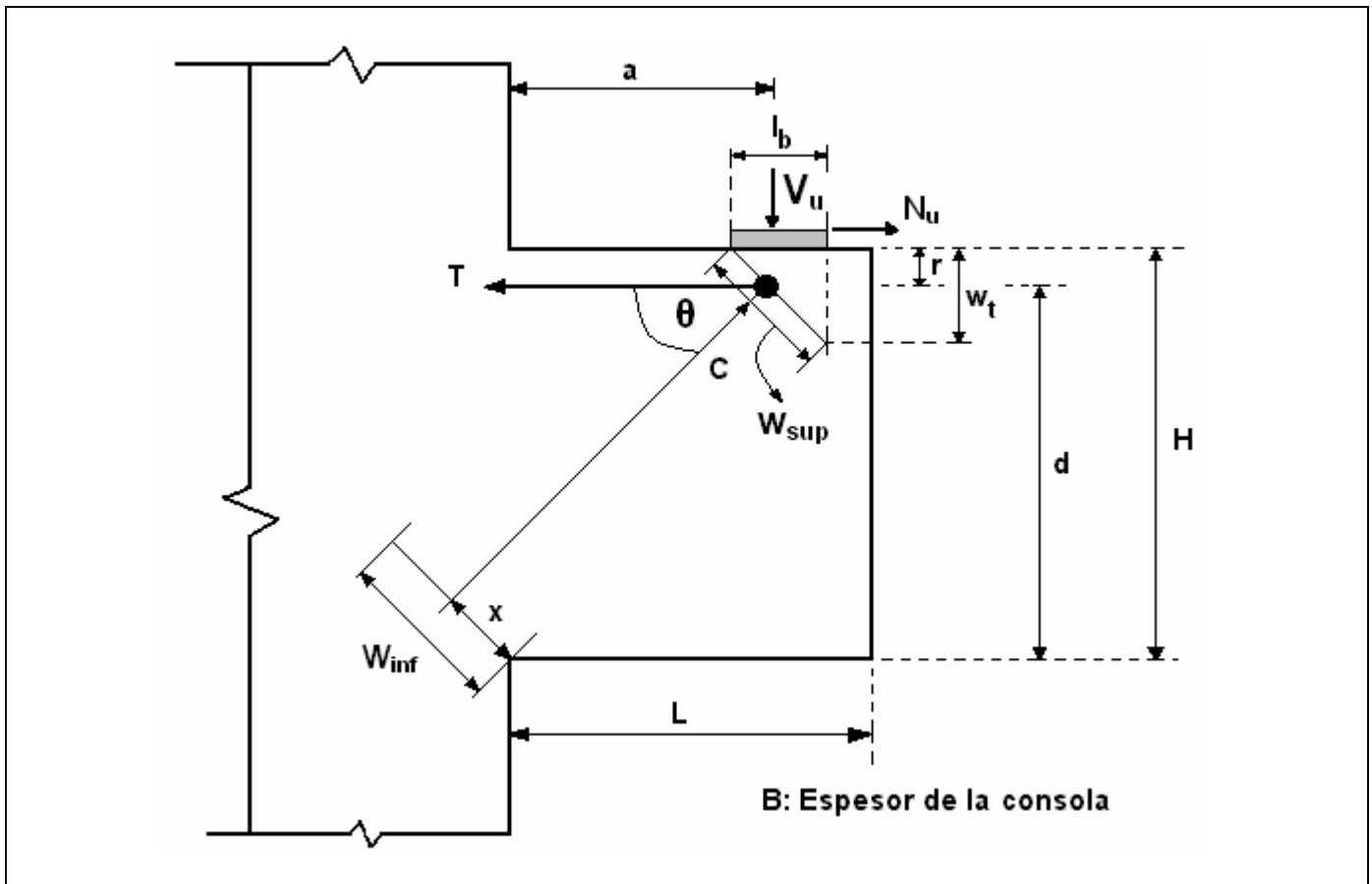


Figura 2: Modelo Puntal-Tensor para la consola

### 2.3. Diseño de ménsulas y cartelas (ACI 318 – 2002. Capítulo 11.9) <sup>(4)</sup>

Según la versión 2002 del código ACI 318, en particular, sobre “Disposiciones especiales para ménsulas y cartelas”, detalladas en el Capítulo 11.9, se define a las ménsulas y cartelas como aquellos voladizos que tienen razones luz de corte/altura no mayores que uno ( $a/d < 1$ ), y que debido a su geometría, tienden a actuar como enrejados simples o vigas de gran altura, más que como elementos a flexión diseñados por corte según la teoría convencional de vigas. Además, y debido al rango de consolas ensayadas, se validan las recomendaciones para consolas sujetas a la acción simultánea de una carga vertical y horizontal, cuya relación no debe ser mayor que la unidad ( $N_u/V_u \leq 1$ ).

El diseño se realiza a la rotura, considerando un diagrama de cuerpo libre de la consola (ver figura 3), siguiendo el supuesto de que el elemento debe otorgar la resistencia adecuada para soportar el aplastamiento de su zona superior, y que no falla por agrietamiento diagonal, lo que se resguarda con la adecuada colocación de estribos horizontales.

El desarrollo del diseño a flexión se basa en la teoría convencional establecida en el capítulo 10 del ACI 318 – 02, mientras que el diseño a corte está desarrollado en función de la teoría de la resistencia al corte por fricción, fijada en el capítulo 11.7 del mismo código.

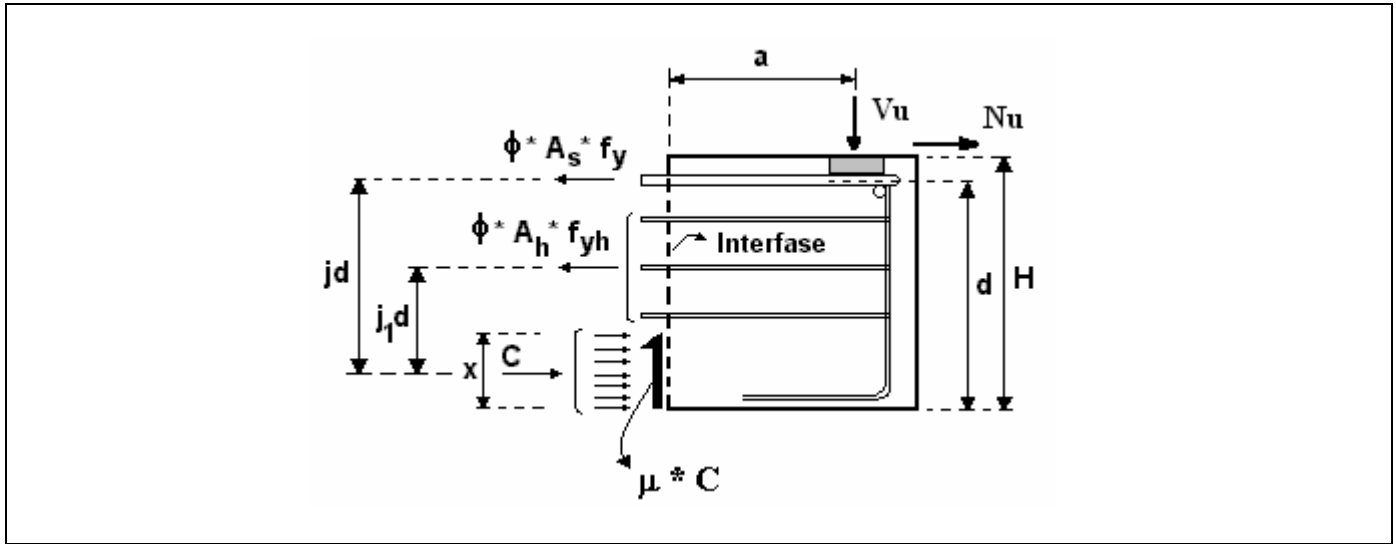


Figura 3: Diagrama de cuerpo libre de la consola en estudio

### 3. DEFINICIÓN DE LOS CASOS DE ESTUDIO

Se eligieron consolas de hormigón normal H – 30 y acero A63 – 42 H, que cumplieran la definición establecida en el capítulo 11.9 del ACI 318 – 2002, esto es, que tengan relación  $a/d < 1$ , y que cumplan con  $N_u < V_u$ . En particular, se adoptó el valor mínimo de esfuerzo de tracción horizontal, esto es  $N_u = 0.2 * V_u$ , y se consideró que esta carga correspondía a una sobrecarga eventual. Se consideró, para fines de análisis, que la consola se hormigona monolíticamente con su apoyo, y que dicho apoyo representa un empotramiento perfecto para la consola. Las consolas estudiadas fueron todas rectangulares, de largo L, alto H y ancho B, mientras que la placa de apoyo tendría un largo  $l_b$  y ancho igual al de la consola.

Los casos de estudio escogidos se resumen en la siguiente tabla.

TABLA 1. DEFINICIÓN DE LOS GRUPOS DE ESTUDIO

GRUPO	ALTURA [cm]
GRUPO 1: L = 35 cm	20; 30; 40; 45; 50; 55; 60; 70; 80; 90 y 100
GRUPO 2: L = 50 cm	30; 40; 45; 50; 55; 60; 70; 80; 90; 100; 120; 140 y 160
GRUPO 3: L = 75 cm	40; 45; 50; 55; 60; 70; 80; 90; 100; 120; 140; 160; 180 Y 200

Además, para cada uno de los grupos antes enunciados, se estudió la influencia de la placa de apoyo, adoptando dos valores de  $l_b$ , uno de 20 cm y otro de 50 cm. Por consiguiente, las consolas analizadas se agruparon en tres series:

- **Serie 1:** Ancho  $B = 30$  cm;  $l_b = 20$  cm; Grupos estudiados: 1, 2 y 3.
- **Serie 2:** Ancho  $B = 30$  cm;  $l_b = 50$  cm; Grupos estudiados: 3.
- **Serie 3:** Ancho  $B = 60$  cm;  $l_b = 50$  cm; Grupos estudiados: 3.

El procedimiento se inicia con la estimación de la carga vertical máxima que puede resistir la consola de acuerdo a cada uno de los tres métodos, para cada uno de los casos antes enunciados. En este punto se busca medir la influencia de los distintos parámetros en dicha resistencia última y se adopta como tal, el valor de carga máxima más restrictivo. Posteriormente se procede a diseñar las consolas para tres valores de carga vertical menores o iguales a la resistencia máxima adoptada (con la respectiva carga horizontal aplicada) mediante los tres métodos.

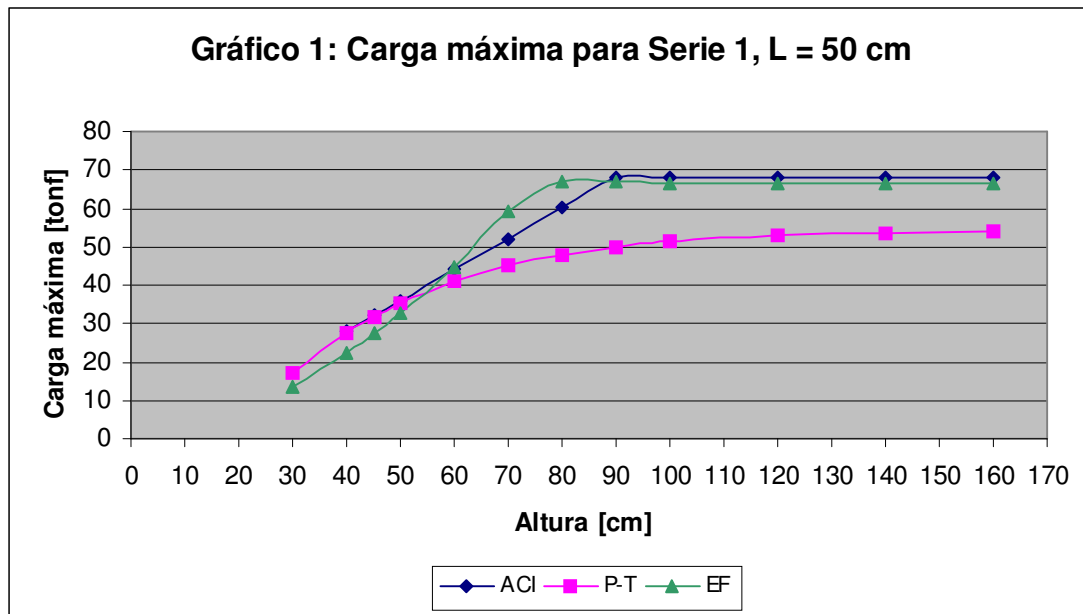
#### 4. PRINCIPALES CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. De las 4 fallas posibles de una consola (de flexión, de corte, de aplastamiento o por tensión diagonal) es necesario prevenir dos de ellas para que todo el razonamiento hecho previamente sea válido: la de aplastamiento, mediante la correcta elección de la placa de apoyo, y la de tensión diagonal, mediante la correcta disposición de los estribos horizontales. En caso de que estos dos métodos de falla se presenten la consola no estaría alcanzando a desarrollar su resistencia última, y fallaría con una carga menor a la esperada.

4.2. Las recomendaciones de la sección 11.9 del ACI 318 – 2002 no establecen nada sobre la resistencia al aplastamiento de la zona cargada de la consola, por lo que hay tres caminos: remontarse a las disposiciones que da sobre el tema el código ACI 318 - 2002, en su sección 10.17, llamado “Resistencia al Aplastamiento”; estudiar, a través del método basado en elementos finitos, la resistencia al aplastamiento de los elementos que se encuentran bajo la placa donde se aplica la carga y ver si no fallan de acuerdo con los criterios adoptados por ese método; o estudiar la resistencia de la zona nodal superior en el modelo Puntal – Tensor. Según el gráfico 1, de las tres formas de evaluar la resistencia de la placa de apoyo, la menos restrictiva es la que entrega el ACI 318 – 2002, mientras que la más restrictiva es la establecida por el modelo Puntal-Tensor. Por tanto, si el horizonte es buscar la mayor seguridad para la estructura, es recomendable que el código de diseño ACI 318 haga referencia al estudio de este tipo de placas de apoyo, ya que al estar cercanas a la zona donde se anclan armaduras que están fluyendo a tracción, puede resultar inseguro ampliar el criterio tradicional de cálculo al aplastamiento. Tratando de aumentar la seguridad del diseño, se recomienda calcular el largo de la placa de apoyo siguiendo el modelo Puntal – Tensor, esto es:

$$l_b = \frac{V_u}{\phi * B * 0.85 * f'c * 0.8} \quad (4.2.1)$$

Donde  $\phi = 0.75$  para el estudio de las consolas, B es el ancho de la placa de apoyo, que se recomienda tomar igual al ancho de la consola de modo de lograr el menor largo de la placa de apoyo tal que la consola no falle por aplastamiento, y el factor 0.8 se debe a que en esa zona se ancla un tensor, y por tanto la armadura bajo la placa de apoyo está fluyendo, lo que hace presente la aparición de grietas en el hormigón bajo la placa.



4.3. Para evitar el otro modo de falla indeseable, el de tensión diagonal, se ha comprobado de manera práctica que se deben disponer un mínimo de estribos cerrados, paralelos a la armadura principal de refuerzo, y uniformemente distribuidos en un alto de 2/3 de la altura útil de la viga, adyacentes a la ubicación de  $A_s$ . La explicación de esta disposición apunta más bien a que las grietas que se pretenden proteger mediante estos estribos, están concentradas principalmente en este rango de altura de la consola, y de ahí su ubicación, la que se recomienda respetar.

Respecto al valor mínimo de la armadura horizontal  $A_h$  entregada en las recomendaciones del ACI 318 – 2002, y que se establecen en el máximo entre  $A_{vf}/3$  y  $A_f/2$ , intrínsecamente está el supuesto de que la tensión de fluencia de los estribos es la misma que la tensión de fluencia de la armadura principal. Esto debiera especificarse en las recomendaciones del ACI 318 – 2002, como: “El área mínima de estribos a disponer, de modo de evitar la falla prematura por tensión diagonal, debe ser tal que provea una capacidad  $A_h * f_{yh}$ , no menor que la mitad de la fuerza de fluencia de la parte de la armadura principal necesaria para tomar el momento  $A_f * f_y$ , o un tercio de la fuerza de fluencia de la armadura necesaria para resistir el corte  $A_{vf} * f_y$ , la que resulte mayor”. Bajo este supuesto, el valor de la armadura mínima horizontal debe ser:

$$A_h(\min) = \max \left\{ \frac{A_{vf} * f_y}{3 * f_{yh}} ; \frac{A_f * f_y}{2 * f_{yh}} \right\} \quad (4.3.1)$$

Donde  $f_y$  es la tensión de fluencia de la armadura principal, y  $f_{yh}$  es la tensión de fluencia de los estribos horizontales.

4.4. Si se evitan los dos modos de falla anteriormente tratados, la consola podrá desarrollar toda su resistencia última cuando se encuentra sometida a una combinación de carga vertical y horizontal. De acuerdo a la sección 11.9 del ACI 318 – 2002, dicha resistencia está dada por el menor valor entre:

- La tensión de corte en la interfase, obtenida a partir del diseño de corte por fricción de la sección 11.7 del ACI 318 - 2002.
- La carga vertical correspondiente al desarrollo de la flexión última en la interfase consola – columna, calculado de acuerdo a la sección 10.2 del ACI 318 – 2002.

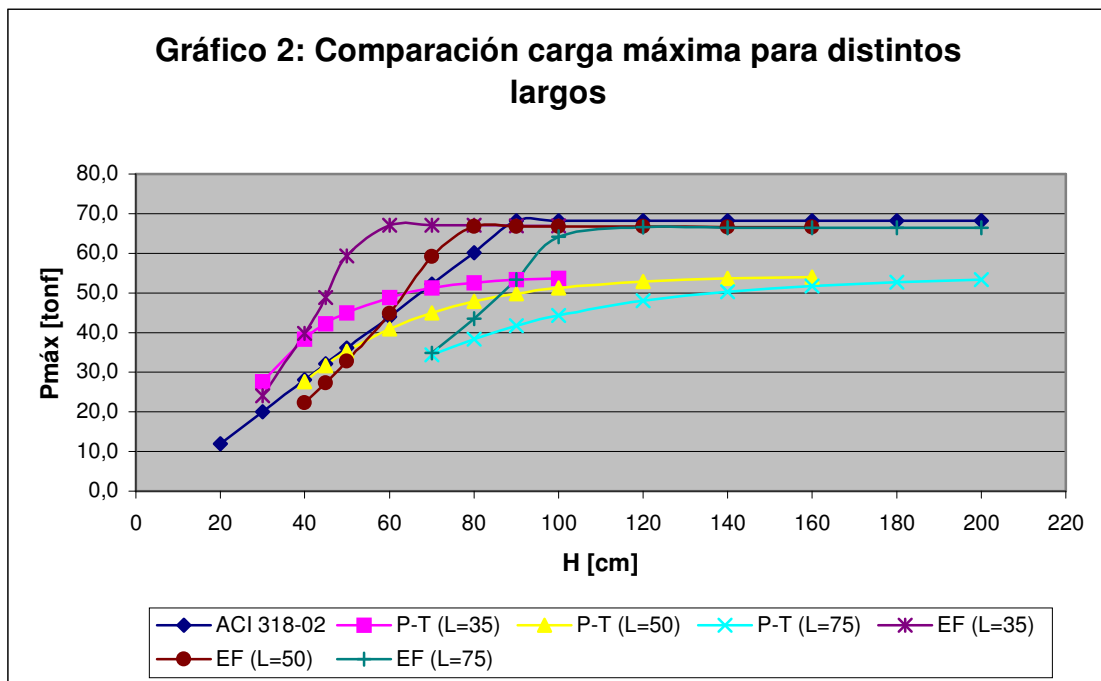
Como se ve, la capacidad resistente de una consola está en su interfase y por tanto no resulta conveniente hacer consolas rectangulares, ya que la cara externa de la consola no aporta resistencia al elemento, tornándose más adecuado hacer consolas con la cara externa de menor altura que la interfase. Es recomendable que la altura de la cara externa de la consola no sea menor que la mitad de la altura útil del elemento, de modo de evitar la ocurrencia de una falla prematura, debido a una grieta importante que se propague desde debajo del área de apoyo hacia la cara exterior inclinada de la consola. Además, conviene siempre hormigonar monolíticamente la consola con su apoyo, de manera de evitar posible falta de adherencia por homigonado en distintas épocas.

4.5. Respecto de la carga vertical última resistida por la consola, las recomendaciones del ACI 318 – 2002 de la sección 11.9 establecen que para consolas hechas con hormigón normal, la tensión última de corte que puede tomar la consola ( $v_u = V_u/(B*d)$ ) es sólo función de la resistencia del hormigón. Esto se basa en la hipótesis del método de corte – fricción, en donde se considera que sólo el hormigón es responsable de equiparar la fuerza vertical, mediante el roce en la zona comprimida de la interfase consola – apoyo ( $\mu * C$  de la figura 3), y donde dicho valor máximo se establece en  $v_u = 0.2 * f'_c$ . No obstante aquello, tanto el método de elementos finitos, como el modelo Puntal – Tensor, reflejan la dependencia de la resistencia última de la consola con la luz de corte “a”, es decir, con la distancia existente entre la interfase y el punto de aplicación de la carga vertical. Esto se ve reflejado en el gráfico 2, en donde se observa que para una misma altura H, la consola de menor largo resiste más carga. Lo anterior resulta razonable, ya que para una carga  $V_u$  fija, si se aumenta mucho el valor de “a”, entonces aumentará el momento actuante en la interfase y la zona más comprimida de la consola, que en este caso corresponde al punto inferior de la interfase, podría alcanzar valores de compresión mayor que la resistencia admisible del hormigón. Esto lo refleja de buena manera el modelo de elementos finitos, en donde se aprecia que la falla por compresión de estas consolas está radicada principalmente en la esquina inferior de la interfase y se debe a una compresión en la dirección longitudinal mayor que la resistencia última del hormigón. La misma ratificación la hace el modelo Puntal – Tensor, en donde si se pretendiera aumentar el valor de  $V_u$  a uno



mayor que el máximo encontrado, se necesitaría un ancho del puntal en la zona inferior mayor que el disponible por el volumen de hormigón.

Por lo tanto, se recomienda estudiar una relación de la carga máxima  $V_u$  a resistir por la consola, que sea dependiente de la relación  $a/d$ , como ocurre para el caso de consolas hechas con hormigón de agregado liviano. Esto merece un estudio detallado, más aún cuando gran parte de las expresiones deducidas en la sección 11.9 del ACI 318 – 2002 se basan en los ensayos prácticos de un número limitado de consolas (28 para el caso de los ensayos hechos por el profesor Mattock<sup>(6)</sup>), y en donde se usaron largos de consola muy pequeños (el mayor fue de 34 cm) por lo que este fenómeno de excesiva compresión de la zona inferior de la interfase no se pudo apreciar. Cabe destacar que el objetivo principal de dichos ensayos fue encontrar la correcta cuantía de estribos horizontales de modo de evitar la falla por tensión diagonal.

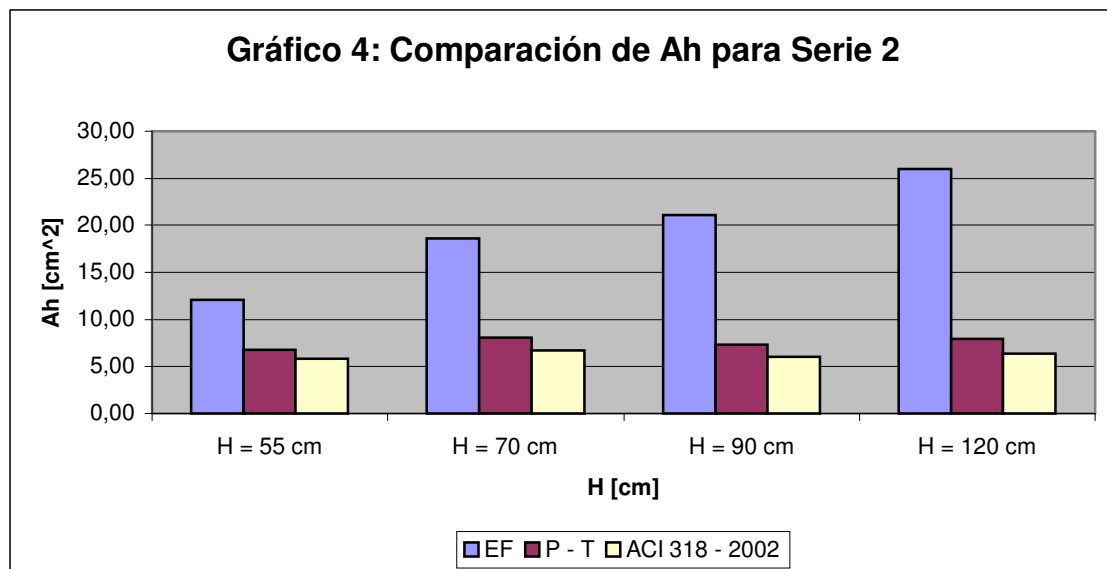
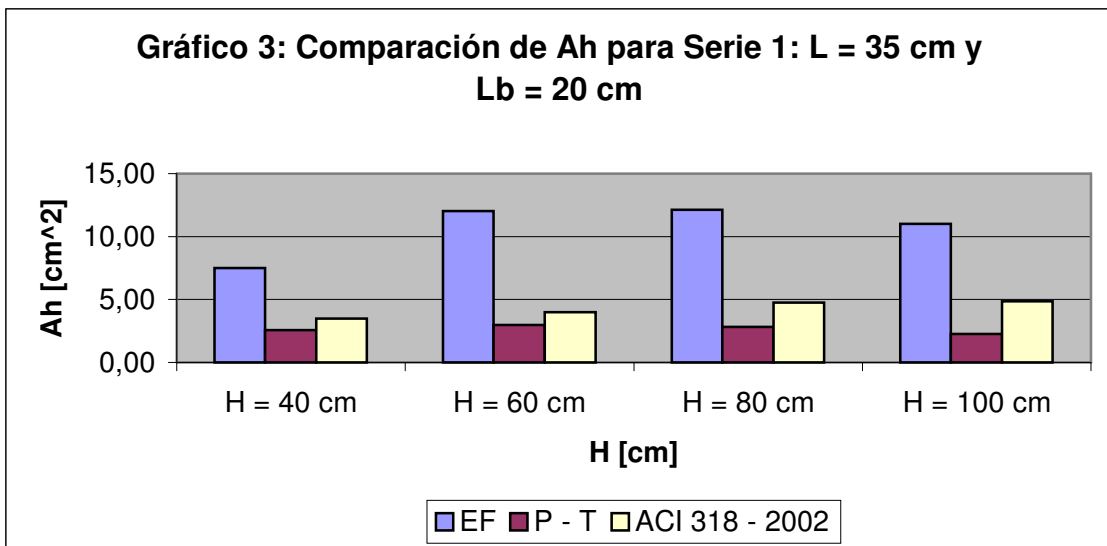


4.6. Si se comparan los valores de la armadura horizontal ( $A_h$ ) obtenida a través de los 3 métodos de diseño, inmediatamente se descarta la armadura obtenida por el método basado en elementos finitos, no sólo por los valores desproporcionados que allí se obtienen, sino también porque dicho método se basa en un análisis lineal del hormigón sin fisurar, y no en el caso real de las tensiones generadas en el hormigón fisurado, como es para los otros dos métodos. Respecto a la comparación de los valores de la armadura horizontal obtenida mediante el modelo Puntal – Tensor, y a través de las recomendaciones del ACI, se observa en el gráfico 3 que para los casos en que la placa de apoyo tiene un largo  $l_b = 20$  cm, la armadura horizontal obtenida por el ACI 318 – 2002 da valores mayores (aunque comparables) a los que da el modelo Puntal – Tensor, y estaríamos entonces por el lado seguro. No obstante, cuando se pasa a la placa de apoyo de  $l_b = 50$  cm y  $L = 75$  cm (gráfico 4), la tendencia se rompe y comienzan a obtenerse armaduras  $A_h$  mayores mediante el modelo Puntal – tensor, lo que se mantiene para la serie 3. No obstante esta supuesta inseguridad de las recomendaciones del ACI frente al modelo Puntal – Tensor, y dado que ésta cuantía mínima de refuerzo horizontal fue estimada más bien de un modo práctico más que teórico, se

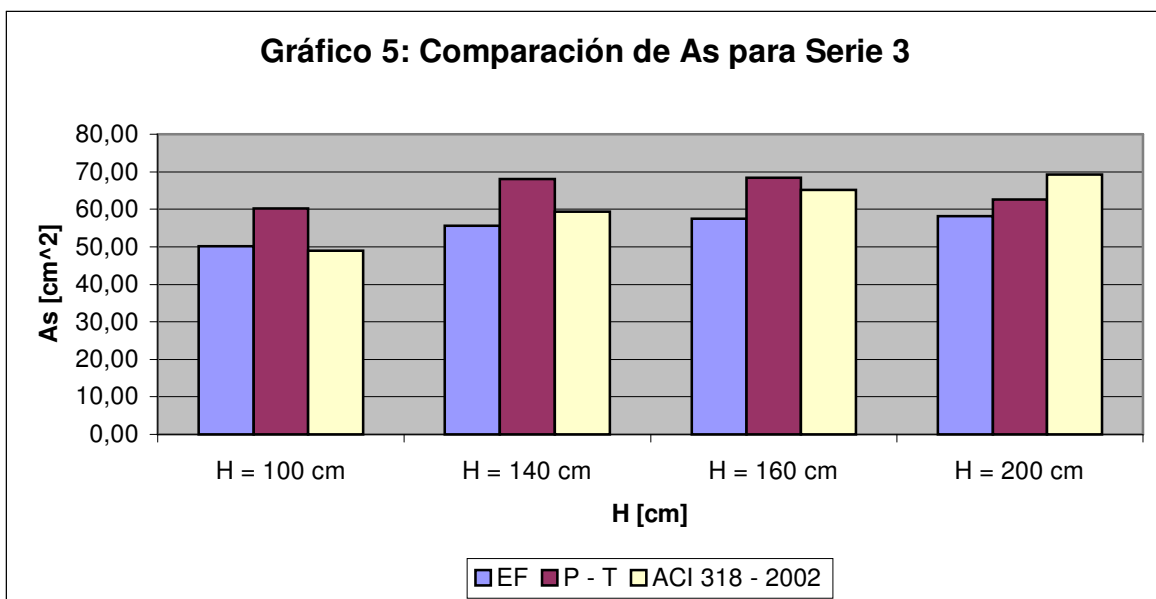
recomienda mantener los valores de la cuantía mínima horizontal dada por el ACI 318 – 2002 (pero respetando la salvedad del punto 4.3 de las conclusiones), debido al buen comportamiento histórico que ha tenido dichos estribos sobre la mitigación del problema de fisuración diagonal. Para agregar un carácter más técnico a la disposición de dicha armadura, se recomienda que su separación y distribución este acorde con el desarrollo del modelo Puntal – Tensor, de modo de tomar las tracciones transversales al puntal de compresión. Esto es, la separación entre estribos ( $s_i$ ) cumpla con:

$$\sum \frac{A_{s_i}}{B * s_i} * \text{sen}(\gamma_i) \geq 0.003 \quad (4.6.1)$$

Donde  $\gamma_i$  corresponde al ángulo entre los estribos horizontales y el puntal de compresión.



4.7. Al comparar los valores de la armadura principal ( $A_s$ ), se observa que la obtenida por el ACI 318 – 2002 es comparable a la que se obtiene mediante el modelo Puntal–Tensor, lo que valida los métodos y los hace suplementarios, es decir, se puede optar por cualquiera de los dos para el estudio de este tipo de elementos. En particular, para los casos en que la placa de apoyo es de 50 cm, es decir, de un largo suficiente como para evitar la falla en el nudo superior del modelo Puntal - Tensor, la armadura que entrega este método es un poco mayor que la que entregan el método basado en las recomendaciones del ACI 318 – 2002 (gráfico 5). En cambio, si la placa de apoyo es de un largo insuficiente ( $l_b = 20$  cm), la armadura mayor la da el método basado en el ACI 318 – 2002. Esto se traduce en que si no se elige la apropiada placa de apoyo para el modelo Puntal – Tensor no sólo se estaría trabajando con una capacidad de la consola menor que la máxima, sino que se encontrarían valores de la armadura  $A_s$  menores que los valores del ACI 318 – 2002, y tendería a hacer el diseño inseguro.



4.8. Se recomienda tratar de usar, dentro de lo posible, aceros para hormigón armado, especialmente A63 42 – H, para las barras de la armadura principal y estribos. Para lograr que la placa de apoyo transmita el esfuerzo normal directamente al área  $A_s$  de refuerzo, es necesario anclar la placa de apoyo a la consola mediante pernos, o bien si se está trabajando con barras de acero estructural soldables, se debe soldar la placa de apoyo a dichas barras de acero principal. Además, y dado que la armadura de refuerzo principal está fluyendo en todo su largo, se debe proveer un sistema de anclaje adecuado para las barras de refuerzo principal a la cara exterior de la consola, como por ejemplo a través de una placa de anclaje, o mediante el doblado de las barras principales hacia la cara inferior de la consola. En caso de que se trabaje con acero estructural soldable, se debe verificar que este posea una curva tensión deformación dúctil, y se debe tener en cuenta su nueva tensión de fluencia para recalcular las armaduras horizontales de acuerdo al punto 4.3 de las conclusiones.

4.9. Respecto al planteamiento inicial de que se evaluaría el método más óptimo para el diseño de las consolas, se recomienda prescindir del método basado en elementos finitos, al menos hasta que sea

posible reflejar de mejor manera las tensiones en el hormigón cuando este trabaja fisurado. Si se desea usar las recomendaciones del ACI 318 – 2002, es necesario agregar el cálculo de la placa de apoyo de acuerdo con lo establecido en las conclusiones, así como especificar los tipos de acero a utilizar, de modo de obtener la cuantía apropiada de estribos. Además, la distribución de los estribos se debe hacer de acuerdo al punto 4.6 de las conclusiones.

Si se desea hacer uso del modelo Puntal – Tensor, se recomienda seguir el criterio de estribos mínimos adoptado por el ACI 318 – 2002 (salvo que este método de estribos mayores), y se debe tener cuidado de poner una placa de apoyo que no minimice en demasía la capacidad del nodo superior del puntal, pues de otro modo la capacidad resistente de la consola bajaría mucho, y como se vio, se obtendrían armaduras un poco menores que las recomendadas por el ACI 318 – 2002.

## REFERENCIAS

- (1) FOSTER, S., MARTI, P., and MOJSILOVIC, N. (2003). Design of Reinforced Concrete Solids Using Stress Analysis. *ACI Structural Journal* **100: 6**, 758 - 764.
- (2) ASOCIACIÓN CIENTÍFICO – TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL. (2003). Monografía M-6: Métodos de Bielas y Tirantes. *Tresal Impresores*, 164 p.
- (3) AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. (2002). Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318 – 2002. *American Concrete Institute*, Apéndice A.
- (4) AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. (2002). Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318 – 02. *American Concrete Institute*, Capítulo 11.9.
- (5) MATTOCK, ALAN H. (1976). Design proposals for reinforced concrete corbels. *Journal Prestressed Concrete Institute* **21: 3**, 18-37.
- (6) MATTOCK, ALAN H., CHEN, K.C, and SOONGSWANG K., (1976) The Behavior of Reinforced Concrete Corbels. *Journal, Prestressed Concrete Institute* **21: 2**, 52-77.