

Diseño de Pilares

En esta sección se cubren temas usuales que surgen al momento de diseñar pilares en el contexto de una estructura de edificación del estilo de las estudiadas en el proyecto estructural.

Se cubrirán los siguientes temas:

- 1) Soportes arriostrados por los sistemas resistentes laterales
- 2) Distinción entre pilares y pantallas, usos frecuentes
- 3) Reglas de detallado
 - a. Pilares ($a \leq 4b$)
 - b. Pantallas ($a > 4b$)
- 4) Verificación de pilares esbeltos (según EN 1992-1-1)
 - a. Método de Curvatura Nominal
 - b. Método de Rigidez Nominal
- 5) Transiciones entre Pilares, regiones D.
- 6) Verificación de Núcleos

Soportes arriostrados por los sistemas resistentes laterales

Los soportes en las edificaciones pueden dividirse conceptualmente entre aquellos que participan del sistema resistente lateral y aquellos que no participan. En una sección anterior del curso se vio el tema de sistemas resistentes laterales, como los mismos sostienen cargas laterales y las llevan a la fundación y también su demanda debido a efectos globales de segundo orden causados por las cargas verticales globales de la edificación.

Los pilares que participan del sistema resistente lateral deberán verificarse con efectos internos que incorporan los efectos de segundo orden que se deducen del análisis global que se presentó en la sección de sistemas resistentes laterales. No nos ocuparemos de estos pilares en esta sección.

Los pilares que no participan del sistema resistente lateral trabajan principalmente llevando efectos debidos a cargas gravitatorias. Éstos se encuentran arriostrados en sus extremos superior e inferior por el sistema resistente lateral. Los pilares podrán estar sometidos a compresión y flexión en la medida que tengan descargas con excentricidad o que soporten vanos de luces desiguales y haya una rotación de la cabeza del pilar y por ende un momento flector en su extremo superior.

Queda por lo tanto planteado el problema de verificar pilares in-desplazables sometidos a presoflexión. Si dichos pilares son esbeltos, será necesario incluir efectos de segundo orden en la verificación de estos. Si los pilares no son esbeltos, será necesario solamente considerar efectos de primer orden en su verificación.

En todos los casos se deberá incluir efectos de imperfecciones en la geometría de estos pilares, las cuales son dadas en las normas de manera codificada.

Distinción entre pilares y pantallas, usos frecuentes

El Eurocódigo distingue pilares de pantallas o muros en base a las dimensiones de su sección rectangular. Llamando **h** a dimensión mayor de la sección y **b** a la dimensión menor, considera columnas a aquellas que cumplen que $h \leq 4b$. De lo contrario consideramos que estamos trabajando con pantallas o muros.

Las reglas de detallado de columnas y muros difieren y las mismas están dadas en las secciones 9.5 para columnas y 9.6 para muros en la norma EN 1992-1-1. Estas diferencias serán resumidas en la sección siguiente, pero a modo de adelanto las mismas radican en la necesidad de contar con armadura horizontal en muros para controlar fisuras verticales por coacción durante fraguado.

Vale remarcar que una pantalla de dimensión h importante, es probable que forme parte del sistema resistente en la dirección de su inercia mayor. Pero en su dimensión menor es probable que la misma no participe del sistema resistente lateral y pueda ser considerada como una columna arriostrada entre niveles sucesivos.

Las pantallas surgen comúnmente de la necesidad de realizar columnas con capacidad portante vertical apreciable y que puedan contenerse en espesores de muros interiores. La restricción de un b pequeño hace que sean necesarios h grandes para lograr una suficiente capacidad axial de la columna. Es una práctica histórica frecuente en Uruguay el diseño de pantallas con espesor mínimo (b) de 130mm, de forma que queden ocultas en el ancho de una pared simple. Se debe notar que J. Calavera recomienda un espesor mínimo de 150mm. Se debe tener especial precaución respecto del posicionamiento de armaduras en el pilar dado que el brazo de par es muy sensible a tolerancias en los recubrimientos de las armaduras verticales.

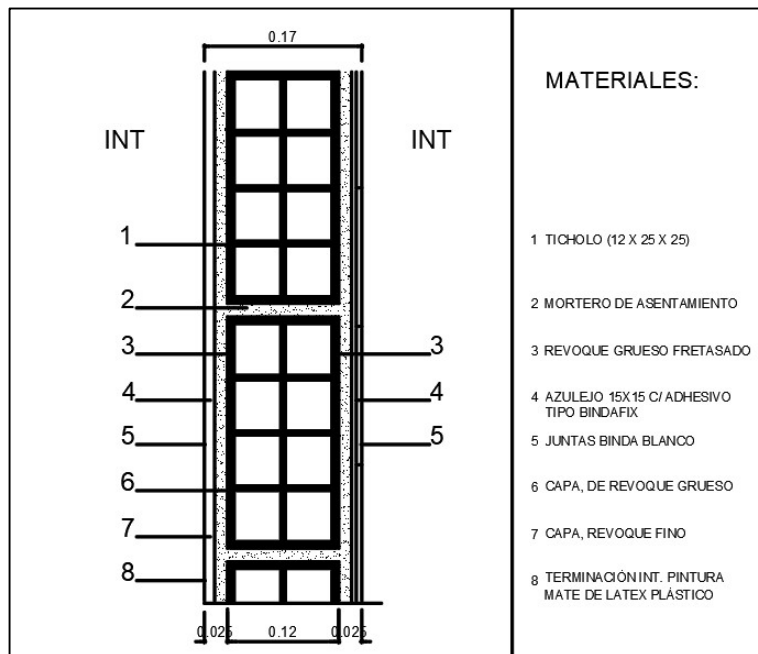


Figura 1 - Pantalla a ocultar en muro interior simple

También pueden surgir de la necesidad de lograr transiciones verticales entre pilares en plantas distintas donde el pilar no mantiene su dimensión y/o posición entre dichos niveles consecutivos. En este caso se tendría lo que se denomina comúnmente como una bandera. El efecto de las excentricidades en el camino de carga vertical ya fue comentado en la sección de sistemas resistentes laterales.

Las columnas, es decir aquellos soportes que satisfacen que $h \leq 4b$, pueden tener secciones variadas dependiendo de su ubicación dentro de la albañilería y hasta de si deben cumplir con algún requisito arquitectónico.

Algunos ejemplos de geometrías típicas pueden ser rectangulares, cuadradas y circulares. Pero también es usual que haya secciones en forma de L, T, Z en función que la demanda axial sobre la misma sea alta y la restricción de espacio lleve a tener que adoptar una geometría de sección particular.

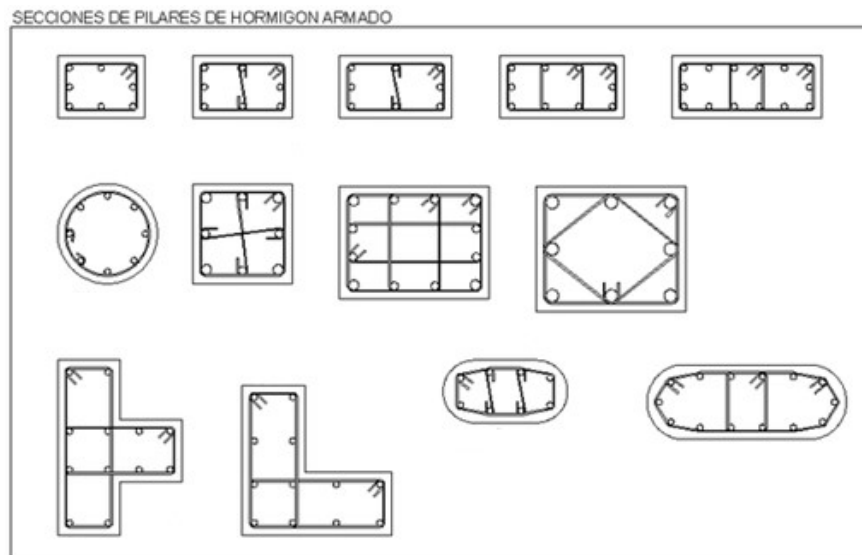


Figura 2 - Algunas secciones posibles de pilares de hormigón

Debe observarse que geometrías que escapen de las geometrías típicas pueden volverse difícil de analizar en la medida que dichas columnas sean además esbeltas, ya que las formulaciones codificadas de evaluación de segundo orden en columnas asumen geometrías relativamente convencionales.

Reglas de detallado de Pilares y Pantallas según EN 1992-1-1

Las normas dan reglas mínimas de disposición de armaduras en elementos comprimidos, columnas o pantallas, de manera de satisfacer condiciones mínimas de performance y para evitar fallos localizados en dichos elementos.

Detallado de Pilares:

Las disposiciones para pilares son extremadamente convencionales y no difieren en manera apreciable de lo manejado en EHE 08 o inclusive UNIT 1050.

Se recomienda como referencia de detallado de pilares según EN 1992-1-1 al libro “Manual for detailing reinforced concrete structures to EC2” de José Calavera.

En el mismo se presentan las disposiciones usuales en pilares:

- respecto de barras verticales:
 - cuantías mínimas y máximas
 - cantidad mínima de barras en la sección

- distancias máximas entre barras verticales
- diámetros mínimos de barras verticales
- empalmes y embotellados de barras verticales
- respecto de estribos:
 - diámetro mínimo de barras de estribos
 - espaciado máximo entre estribos
 - reglas de sujeción de barras longitudinales

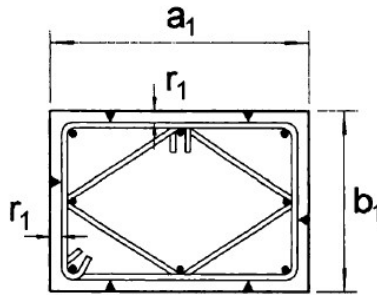


Figura 3 - Sección transversal columna

Detallado de Pantallas:

Las disposiciones para pantallas corresponden a aquellos de muros sometidos a compresión vertical y en los cuales la armadura se considera en el cálculo de capacidad axial. Las reglas de detallado se presentan en el EN 1992-1-1 en la Sección 9.6.

Se recomienda como referencia de detallado de muros/pantallas según EN 1992-1-1 al libro “*Manual for detailing reinforced concrete structures to EC2*” de José Calavera.

La norma y el libro referido dan disposiciones para los siguientes refuerzos presentes en muros/pantallas:

- respecto de barras verticales (Φ_1 en la Figura 4):
 - cuantías mínimas y máximas
 - distancias máximas entre barras
- respecto de armadura horizontal (Φ_2 en la Figura 4):
 - Cuantía mínima de armadura horizontal en cada cara
 - Espaciado máximo entre barras horizontales
- respecto de armadura transversal (ganchos en la Figura 4):
 - reglas de atado de barras verticales en caras opuestas por medio de barras transversales

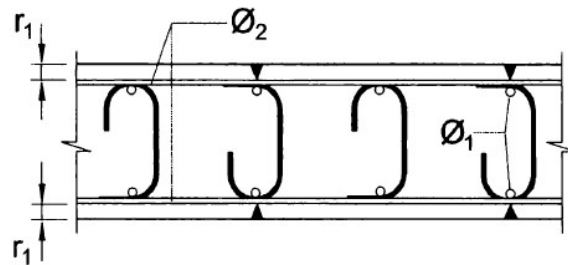


Figura 4 - Sección transversal de pilar pantalla

Las cuantías mínimas horizontales responden a la necesidad de controlar tracciones horizontales por coacciones de fraguado y también efectos de Poisson por flexión de la pantalla según su eje débil. Naturalmente, en caso de haber esfuerzos cortantes apreciables en la inercia fuerte de la pantalla, se deberá considerar esta armadura horizontal como resistente del esfuerzo cortante.

Los atados con armadura transversal buscan evitar el pandeo de las barras verticales por falta de sujeción de dichas barras hacia fuera de la cara exterior de la pantalla. Dependiendo de la compresión axial que lleven las armaduras (cuantificado por la cuantía mecánica), de la posición de las barras horizontales (en pilares pantalla normalmente estas se ubican por fuera de las verticales) y de los recubrimientos se pueden tener situaciones más o menos desfavorables para el pandeo de las barras verticales. La norma cubre distintos casos en las cláusulas que brinda.

Verificación de pilares esbeltos

Considerando pilares que se encuentran arriostrados en sus extremos por el sistema resistente lateral o, dicho en otras palabras, que no participan del sistema resistente lateral, se debe de todas maneras verificar dichos pilares a compresión y flexión en general considerando los efectos de segundo orden que puedan ser relevantes para dichos pilares.

Estos pilares pueden experimentar momentos flectores debido a un número de razones distintas:

- flexiones a raíz de excentricidades en las cargas que se le introducen, por ejemplo, cuando hay excentricidades en ejes de pilares entre niveles consecutivos
- flexiones debidas a vanos desiguales del entrepiso que descarga sobre el pilar en cuestión
- flexiones debidas a sobrecargas asimétricas que descargan en el pilar en cuestión
- flexión debido a cargas laterales intermedias aplicadas en los pilares
- flexión debido a las imperfecciones constructivas en los pilares

Respecto de los efectos de segundo orden, en la medida que el pilar sea esbelto, los esfuerzos flectores de primer orden mencionados en el párrafo anterior se verán incrementados por acción de la compresión sobre la geometría deformada del pilar.

Si el pilar es suficientemente poco esbelto, uno podrá ignorar los efectos de segundo orden y verificar preso-flexión a partir de los esfuerzos de primer orden del pilar. Para ello, la norma EN 1992-1-1 en la sección 5.8.3.1 da una esbeltez límite (λ_{lim}) tal que para esbelteces menores a dicho valor se puede ignorar los efectos de 2º orden. En pilares arriostrados por el sistema resistente lateral el factor de luz de pandeo efectivo será menor o igual a 1.0. En estructuras regulares la norma

EN 1992-1-1 da en la sección 5.8.3.2 fórmulas aproximadas para determinar dicha luz de pandeo efectiva, claramente se puede tomar de forma conservadora con un factor igual a 1.0.

Hay tres enfoques en la norma EN 1992-1-1, Sección 5.8, sobre como cuantificar los efectos de segundo orden en pilares individuales:

i. Método general (CI 5.8.6)

Pretende un análisis riguroso de no-linealidad geométrica, donde se incluye también el comportamiento no-lineal material del hormigón armado y los efectos de fluencia en el hormigón. Permite la evaluación de situaciones generales, pero la complejidad de esta alternativa es alta.

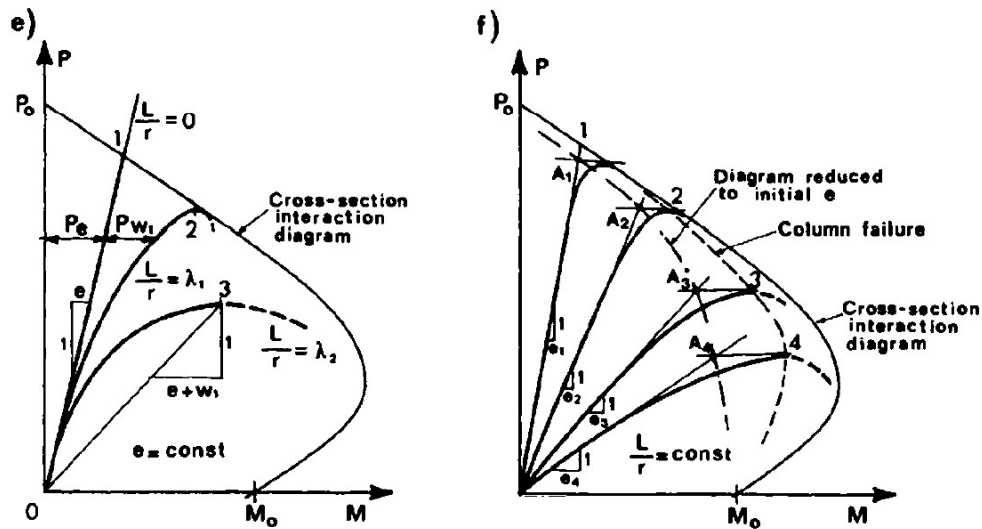


Figura 5 - Izq. Curvas P-M variando esbeltez y excentricidad constante.

Der. Curvas P-M esbeltez constante y excentricidad variable (ver Bazant)

ii. Método de Rigidez Nominal (CI 5.8.7)

Consiste en la determinación de los efectos de segundo orden a partir de una amplificación de los efectos de primer orden por medio de factores de amplificación aproximados del estilo: $1 / (1 - N Ed / N cr)$. Para determinar la carga crítica (N cr), necesaria para evaluar el coeficiente de amplificación, se debe determinar una estimación razonable de la rigidez a flexión del pilar (EI_{ef}) en cuestión cuando está cerca de alcanzar el ELU de preso-flexión. Dicha determinación de rigidez es la que da el nombre al método y toma en cuenta el efecto de la fisuración y la fluencia por medio de expresiones codificadas en la norma.

Este método es apropiado tanto para pilares individuales como para evaluar estructuras que no pueden asimilarse a un pilar individual. Está vinculado al contenido del Anexo H.

iii. Método de Curvatura Nominal (CI 5.8.8)

Consiste en la determinación de los efectos adicionales de segundo orden mediante el producto de la carga axial de diseño y la deformación lateral adicional (e II) resultante de

que el pilar alcance en su sección crítica una curvatura cercana a la correspondiente a la de ELU de preso-flexión.

$$M \text{ total} = N * e \text{ tot} = N * (e + e \text{ II}) = M_0 + N * e \text{ II}$$

La deformación lateral adicional ($e \text{ II}$) se evalúa usando la longitud efectiva de pandeo y asumiendo una deformada sinusoidal en línea con el modo de pandeo del pilar.

$$e \text{ II} = \kappa * L_{ef}^2 / \pi^2$$

En la norma EN 1992-1-1, la expresión dada de la curvatura (κ) toma en cuenta la dependencia con la carga axial y con la fluencia del hormigón. Este efecto adicional de segundo orden se suma a los efectos de primer orden para determinar el efecto total de diseño.

Si se asume que la curvatura es igual a:

$$\kappa = N * e \text{ tot} / E I_{ef}$$

Se puede comprobar que la evaluación de 2º orden de curvatura nominal es equivalente a la de rigidez nominal.

Este método es más apropiado a columnas individuales y la formulación dada en la norma EN 1992-1-1 aplica a casos de columnas con sección uniforme, simétrica y simétricamente armada y además con sollicitación axial constante.

El método de curvatura nominal o presentaciones similares se encontraban en versiones anteriores de la EHE 99 y también en el *CEB Model Code*. Por otro lado, el método de rigidez nominal aparece también en la norma americana ACI 318.

Como referencia para profundizar en las formulaciones de estos métodos y otros conceptos de fallos por segundo orden de columnas arriostradas, se recomienda leer el libro "*Stability of Structures*" de los autores Bazant y Cedolin, sección 8.5 donde se da una base teórica concisa. Otra referencia es el "*Designers' Guide to Eurocode 2*" de la *Institution of Civil Engineers* (ICE) que se centra en las disposiciones y aplicación normativa. Finalmente, en el libro "*Reinforced Concrete Beams, Columns and Frames*" de J. Hellebrand et al. se presenta una descripción más detallada de los fundamentos de los procedimientos normativos simplificados.

En clase se repasarán brevemente las secciones 5.8.7 y 5.8.8 de la norma EN 1992-1-1.

Una vez determinados los efectos de diseño para el pilar, incluyendo efectos de segundo orden en caso de ser esbelto, se procederá a verificar la sección crítica del pilar respecto del ELU de preso-flexión. Notar que el EN 1992-1-1 en la cláusula 6.1 (4) se indica que una sección sometida a preso-flexión debe ser verificada con una excentricidad mínima igual a $h/30$ pero no menor a 20mm donde h es la profundidad de la sección.

Transiciones entre Pilares, regiones D

Al realizar transiciones entre pilares se generan naturalmente regiones D o de discontinuidad en la estructura. Son regiones en donde deja de valer la aproximación de teoría de vigas que supone que secciones planas permanecen planas. En dichas regiones, habrán estados tensionales más complejos que deberán ser resueltos con el Método de Bielas y Tirantes para poder determinar la capacidad ELU de dichas regiones, tal como indica la sección 9.9 de la norma EN 1992-1-1.

La norma EN 1992-1-1 tiene las prescripciones para el diseño de zonas mediante el Método de Bielas y Tirantes en la sección 6.5. Se dan las reglas para determinar capacidades de bielas comprimidas, tirantes formados con barras de refuerzo y capacidades de nudos.

Un ejemplo típico donde se puede dar este tipo de situación es en pilares bandera, en la transición entre la pantalla y el pilar de menor dimensión que soporta la bandera. Como se vio en la sección de sistemas resistentes laterales, el momento que resulta de la excentricidad entre los ejes de los pilares normalmente puede resolverse con cargas laterales entre pisos consecutivos que van al sistema resistente lateral.

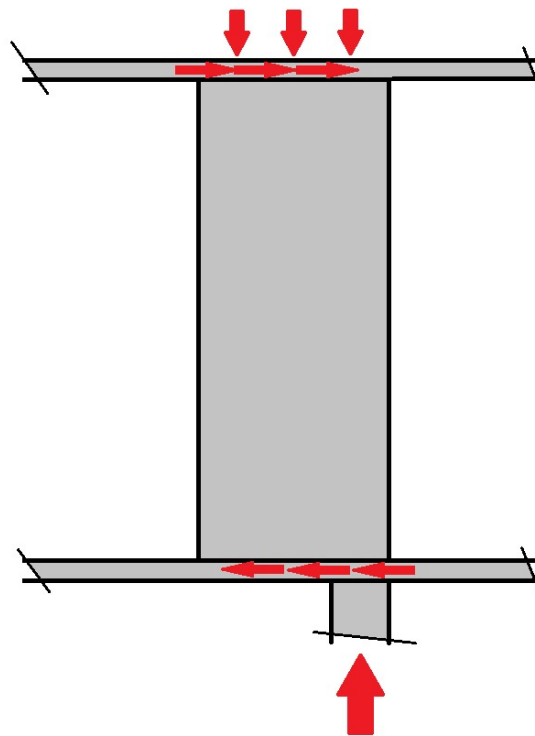


Figura 6 - Esquema Estático de Transición de Pilar Bandera

El pilar mismo se verificará por lo tanto a preso-flexión combinada en dos direcciones, muy probablemente incorporando efectos de segundo orden según su inercia menor que resultará con toda seguridad en una pantalla esbelta en dicha dirección.

Sin embargo, deberá también verificarse la zona de transición en la pantalla y se deberán colocar armaduras adicionales específicas para resistir las tracciones que resultan de dicha transición. En la figura siguiente se muestra un posible esquema de bielas y tirantes en conjunto con un análisis mediante MEF de tipo estado plano de tensiones.

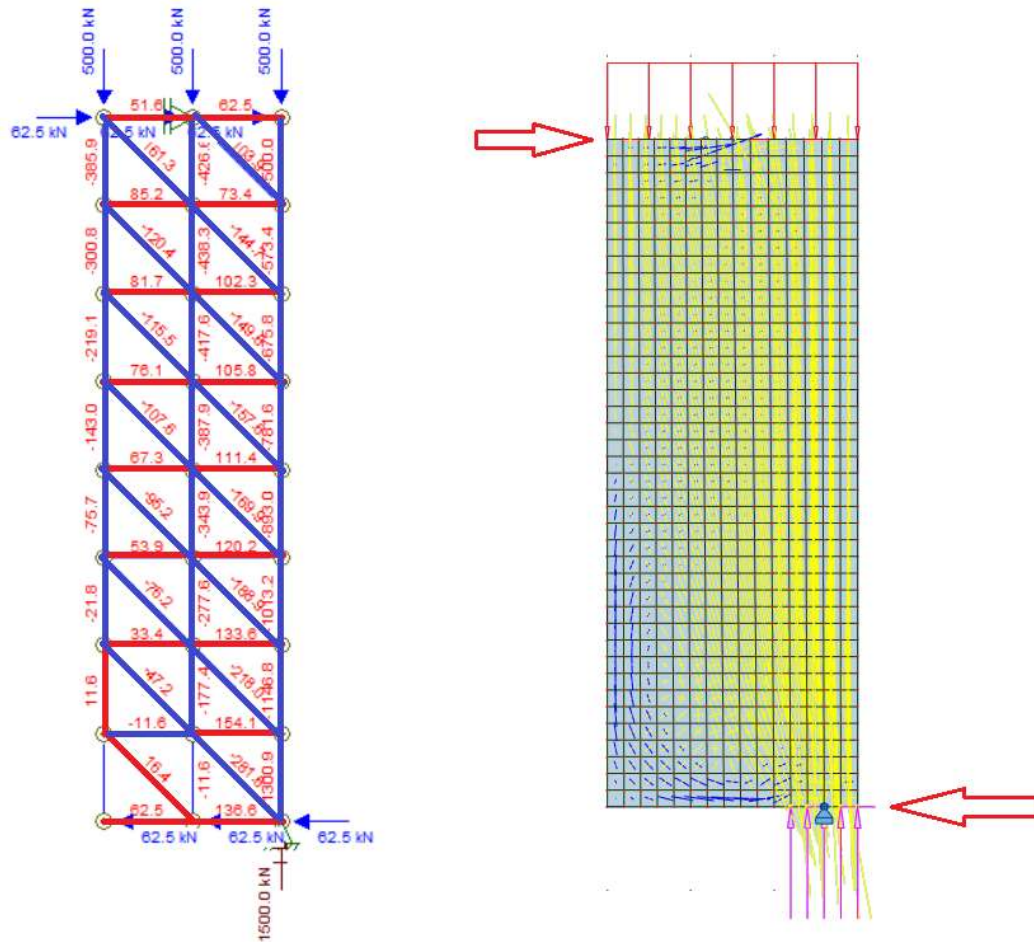


Figura 7 - Izq: Esquema de Bielas y Tirantes, Der: Campo de Directas según MEF

La figura corresponde a un ejemplo numérico de una pantalla de sección rectangular ($h=1500\text{mm}$, $b=150\text{mm}$) y 4m de altura entre niveles superior e inferior, que soporta una directa $N_{ed} = 1500\text{ kN}$ y hace una transición a un pilar de $500\text{mm} \times 500\text{mm}$. Esto resulta en una excentricidad de 500mm entre eje de pantalla y de pilar. Se asume que las fuerzas horizontales que equilibran el momento por excentricidad ingresan al pilar, tanto en el pie como en la cabeza, de forma uniforme en la sección.

Lógicamente, puede haber otro tipo de transiciones y/o de introducciones concentradas de cargas en pilares que requieran sus propios análisis de regiones D, en general el ingeniero debe identificar estas situaciones y asegurarse de verificar el comportamiento local del pilar.

Verificación de Núcleos

En esta sección se comenta brevemente algunas consideraciones sobre estabilidad de núcleos de ascensor o escaleras que forman parte del sistema resistente lateral.

En la sección de sistemas laterales resistentes se vio que los esfuerzos internos de flexión del núcleo deben ser determinados considerando los posibles efectos de segundo orden que surgen de un análisis global de la estructura. Se vieron formulas simplificadas que permiten evaluar si los efectos de segundo orden serán relevantes o no. También se estudió un método simplificado para evaluar los efectos de segundo orden en el sistema resistente lateral.

De lo anterior podemos asumir que se logra determinar la distribución de directas y momentos flectores de diseño (incluyendo segundo orden) del núcleo. También asumimos que en la evaluación de rigidez lateral del núcleo el mismo se trató como una sección con forma arbitraria dada por el número y ubicación de las placas que componen el núcleo mismo.



Figura 8 - Sección Idealizada típica de núcleo de ascensor

Para poder tratar a la sección del núcleo como una sección arbitraria, se deberá asegurar que la misma tiene capacidad de resistir los esfuerzos cortantes en las placas necesarios para hacer trabajar a las placas como parte de una sección única, en contraposición con un conjunto de placas independientes.

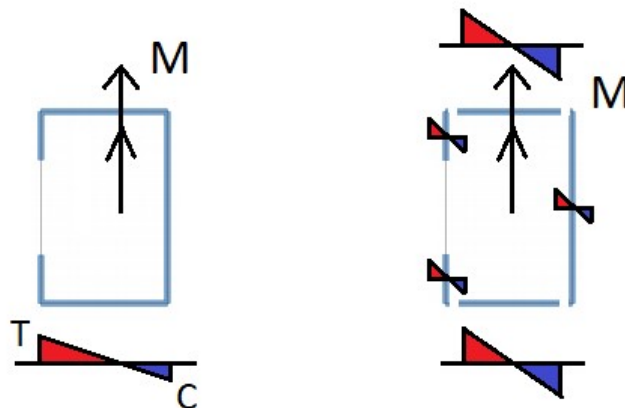


Figura 9 - Núcleo a flexión. Izq: actuando como sección única. Der: actuando como placas independientes

Relacionado también al flujo de cortante esta el tema de ancho efectivo de alas de la sección del núcleo. Dependiendo de la rigidez a corte de las alas, el estado tensional producido por la flexión global podrá diferir de una distribución lineal de tensiones en la sección del mismo. Este fenómeno es conocido como “*Shear Lag*” en ingles y pueden encontrarse reglas para determinar anchos efectivos de alas en ELS y ELU en la norma EN 1992-1-1.

No entraremos aquí en el detalle de las verificaciones necesarias para garantizar la mencionada capacidad de resistir el flujo de cortante necesario y lograr los anchos efectivos previstos en la sección del núcleo. El foco aquí está en las cuestiones de estabilidad.

Una vez que se conocen los esfuerzos de diseño a nivel de la sección más exigida del núcleo, surge la pregunta de si la sección del núcleo es capaz de resistir dicho esfuerzo interno de preso-flexión. En el caso de una sección de hormigón armado de paredes gruesas o en su defecto sólida, bastaría con verificar el ELU de preso-flexión con procedimientos usuales normativos (ej. EN 1992-1-1, Sección 6.1).

Sin embargo, el lector seguramente esté familiarizado con el fenómeno de pandeo local de secciones. Dicho fenómeno es muy frecuente en secciones de acero de pared delgada e impone límites (b/t) de anchos de placas sobre espesores de placas que deben ser satisfechos si se quiere evitar los ELU de pandeo local de la sección. En la figura siguiente se muestra una geometría típica de pandeo local de una sección.

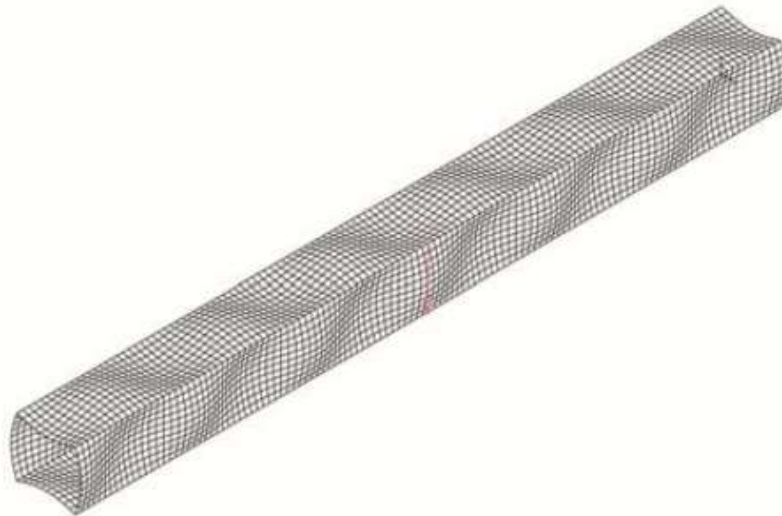


Figura 10 - Pandeo local en paredes de tubo cuadrado comprimido

El comportamiento respecto del pandeo local de secciones de acero está hoy en día bastante establecido y la norma EN 1993-1-5 refleja eso en cuanto presenta procedimientos normalizados para evaluar la capacidad de secciones de acero de pared fina que fallan con ELU de pandeo local.

Por el contrario, no hay reglas de diseño codificadas para evaluar el pandeo local de secciones de hormigón de pared delgada. Eso implica que este problema deberá ser encarado en el caso del núcleo de forma simplificada y por supuesto conservadora.

El caso del núcleo tiene la particularidad, favorable, que presenta por cada nivel un vínculo al entrepiso que impone que la sección del núcleo permanezca incambiada (i.e que sea una línea nodal respecto del pandeo local de la sección).

Lo anterior permite que se diseñen de forma conservadora los paneles planos que conforman las zonas de la sección del núcleo como elementos que fallan con un pandeo tipo columna (i.e. se ignora el comportamiento potencialmente favorable de pandeo tipo placa).

En los paneles comprimidos del núcleo se deberán considerar imperfecciones constructivas, así como posibles momentos flectores que se introduzcan a causa de la continuidad entre panel vertical y el entrepiso, etc. Todo esto resultará en un cierto grado de flexión vertical en el panel del núcleo.

Luego se puede determinar cuanto es la máxima directa que puede soportar un panel comprimido del núcleo considerando el ELU de pandeo en dicho panel (i.e. analizando una faja unitaria de panel en compresión con los momentos de primer orden previstos).

Una vez determinada la máxima compresión en los paneles comprimidos, se puede pasar a determinar la capacidad completa de la sección del núcleo donde se limitará la capacidad de las placas comprimidas a los valores obtenidos considerando el ELU de pandeo tipo columna.

Por supuesto, hay otras maneras de implementar la verificación de la sección del núcleo considerando la inestabilidad local, la presentación hecha aquí es simplemente una alternativa.

Referencias:

- Bazant y Cedolin - Stability of Structures
- Hellesland - Reinforced Concrete Beams, Columns and Frames
- ICE – Designers' Guide to Eurocode 2: Design of Concrete Structures