

ANEXO 1

CÁLCULOS POR ORDENADOR

ÍNDICE

CÁLCULOS POR ORDENADOR.....	3
1. Programas utilizados.....	3
1.1. Nombre del programa	3
1.2. Versión y fecha	3
1.3. Empresa distribuidora	3
2. Tipo de análisis efectuado por el programa.....	3
2.1. Descripción de Problemas a Resolver.....	3
2.2. Descripción del Análisis Efectuado por el Programa.....	3
3. Discretización de la estructura	4
3.1. Consideración del tamaño de los nudos.....	6
3.2. Redondeo de las Leyes de Esfuerzos en Apoyos	7
4. Método de comprobación a pandeo	9
5. Opciones de cálculo.....	12
5.1. Estructuras de hormigón armado. Opciones de Cálculo	12
5.2. Estructuras metálicas.....	18
5.2.1. Pandeo lateral	18
5.2.2. Abolladura del alma.....	18
6. Método de cálculo de acciones horizontales	18
7. Dimensionado de secciones	20
7.1. Comprobación y Dimensionado de Elementos.....	20
7.1.1. Vigas.....	20
7.1.2. Vigas Inclınadas	24
7.1.3. Vigas Metálicas	24
7.1.4. Pilares, Pantallas y muros de hormigón armado	24
7.1.5. Forjados Unidireccionales	27
7.1.6. Placas Aligeradas.....	27
7.1.7. Forjados de Losa Maciza	28
7.1.8. Forjados Reticulares	30
7.1.9. Deformaciones en Vigas	31
7.1.10. Deformaciones en Forjados	31
8. Cimentaciones	32
8.1. Zapatas aisladas	32
8.1.1. Tensiones sobre el terreno.....	33
8.1.2. Estados de equilibrio	33
8.1.3. Estados de hormigón	33
8.2. Vigas centradoras	35
8.3. Vigas de atado	36

8.3.1. Criterios de cálculo	37
8.3.2. Criterio de signos	37
8.3.3. Consideraciones de cálculo y geometría	37
8.4. Placas de Anclaje.....	39
8.5. Combinaciones de acciones	40
9. Estructura Metálica	41
9.1. Norma DB-SE-A.....	41
9.2. Norma EC-4	41
10. Implementación norma EHE-08	42
10.1. Materiales a emplear.....	42
10.1.1. Hormigones	42
10.1.2. Aceros	43
10.2. Combinaciones de acciones	43
10.3. Estado Límite de agotamiento frente a solicitaciones normales	44
10.4. Estado Límite de inestabilidad (pandeo).....	44
10.5. Estado Límite de agotamiento frente a cortante.....	44
10.5.1. Comprobaciones realizadas.....	44
10.5.2. Estado Límite de agotamiento por torsión en vigas	45
10.5.3. Cálculo de la armadura transversal	46
10.5.4. Cálculo de la armadura longitudinal.....	46
10.5.5. Disposiciones relativas a las armaduras.....	46
10.5.6. Comprobación de cortante + torsión	46
10.6. Estado Límite de Punzonamiento	46
10.7. Estado Límite de descompresión. Fisuración.....	46
10.8. Estado Límite de deformación	46
10.9. Elementos estructurales.....	46
10.10. Criterios de ductilidad para Vigas y Pilares	47
11. Implentacion del CTE DB-SI -6	48
11.1. Soportes y muros.....	49
11.2. Vigas	49
11.3. Losas Macizas	¡Error! Marcador no definido.
11.4. Forjados reticulares.....	¡Error! Marcador no definido.
11.5. Elementos de acero.	49
11.6. Elementos de madera.	¡Error! Marcador no definido.

CÁLCULOS POR ORDENADOR

1. PROGRAMAS UTILIZADOS

1.1. NOMBRE DEL PROGRAMA

CYPECAD

Metal 3D como estructuras 3D integradas

1.2. VERSIÓN Y FECHA

Versión 2009.1.k abril 2009

1.3. EMPRESA DISTRIBUIDORA

CYPE Ingenieros, S.A.

2. TIPO DE ANÁLISIS EFECTUADO POR EL PROGRAMA

2.1. DESCRIPCIÓN DE PROBLEMAS A RESOLVER

CYPECAD ha sido concebido para realizar el cálculo y dimensionado de estructuras de hormigón armado y metálicas diseñado con forjados unidireccionales, reticulares y losas macizas para edificios sometidos a acciones verticales y horizontales. Las vigas de forjados pueden ser de hormigón y metálicas. Los soportes pueden ser pilares de hormigón armado, metálicos, pantallas de hormigón armado, muros de hormigón armado con o sin empujes horizontales y muros de fábrica. La cimentación puede ser fija (por zapatas o encepados) o flotante (mediante vigas y losas de cimentación).

Con él se pueden obtener la salida gráfica de planos de dimensiones y armado de las plantas, vigas, pilares, pantallas y muros por plotter, impresora y ficheros DXF, así como listado de datos y resultados del cálculo.

2.2. DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS EFECTUADO POR EL PROGRAMA

El análisis de las solicitaciones se realiza mediante un cálculo espacial en 3D, por métodos matriciales de rigidez, formando todos los elementos que definen la estructura: pilares, pantallas H.A., muros, vigas y forjados.

Se establece la compatibilidad de deformaciones en todos los nudos, considerando 6 grados de libertad, y se crea la hipótesis de indeformabilidad del plano de cada planta, para simular el comportamiento rígido del forjado, impidiendo los desplazamientos relativos entre nudos del mismo (diafragma rígido). Por tanto, cada planta sólo podrá girar y desplazarse en su conjunto (3 grados de libertad).

La consideración de diafragma rígido para cada zona independiente de una planta se mantiene aunque se introduzcan vigas y no forjados en la planta.

Cuando en una misma planta existan zonas independientes, se considerará cada una de éstas como una parte distinta de cara a la indeformabilidad de esa zona, y no se tendrá en cuenta en su conjunto. Por tanto, las plantas se comportarán como planos indeformables independientes. Un pilar no conectado se considera zona independiente.

Para todos los estados de carga se realiza un cálculo estático, (excepto cuando se consideran acciones dinámicas por sismo, en cuyo caso se emplea el análisis modal espectral), y se supone un comportamiento lineal de los materiales y, por tanto, un cálculo de primer orden, de cara a la obtención de desplazamientos y esfuerzos.

3. DISCRETIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura se discretiza en elementos tipo barra (estructuras 3D integradas), emparrillados de barras y nudos, y elementos finitos triangulares de la siguiente manera:

- **1. Pilares:** Son barras verticales entre cada planta, definiendo un nudo en arranque de cimentación o en otro elemento, como una viga o forjado, y en la intersección de cada planta, siendo su eje el de la sección transversal. Se consideran las excentricidades debidas a la variación de dimensiones en altura. La longitud de la barra es la altura o distancia libre a cara de otros elementos.
- **2. Vigas:** se definen en planta fijando nudos en la intersección con las caras de soportes (pilares, pantallas o muros), así como en los puntos de corte con elementos de forjado o con otras vigas. Así se crean nudos en el eje y en los bordes laterales y, análogamente, en las puntas de voladizos y extremos libres o en contacto con otros elementos de los forjados. Por tanto, una viga entre dos pilares está formada por varias barras consecutivas, cuyos nudos son las intersecciones con las barras de forjados. Siempre poseen tres grados de libertad, manteniendo la hipótesis de diafragma rígido entre todos los elementos que se encuentren en contacto. Por ejemplo, una viga continua que se apoya en varios pilares, aunque no tenga forjado, conserva la hipótesis de diafragma rígido. Pueden ser de hormigón armado o metálicas en perfiles seleccionados de biblioteca.
- **2.1. Simulación de apoyo en muro:** se definen tres tipos de vigas simulando el apoyo en muro, el cual se discretiza como una serie de apoyos coincidentes con los nudos de la discretización a lo largo del apoyo en muro, al que se le aumenta su rigidez de forma considerable ($\times 100$). Es como una viga continua muy rígida sobre apoyos con tramos de luces cortas.

Los tipos de apoyos a definir son:

- **empotramiento:** desplazamientos y giros impedidos en todas direcciones
- **articulación fija:** desplazamientos impedidos pero giro libre
- **articulación con deslizamiento libre horizontal:** desplazamiento vertical coartado, horizontal y giros libres.

Conviene destacar el efecto que puede producir en otros elementos de la estructura, estos tipos de apoyos, ya que al estar impedido el movimiento vertical, todos los elementos estructurales que en ellos se apoyen o vinculen encontrarán una coacción vertical que impide dicho movimiento. En particular es importante de cara a pilares que siendo definidos con vinculación exterior, estén en contacto con este tipo de apoyos, quedando su carga suspendida de los mismos, y no transmitiéndose a la cimentación, apareciendo incluso valores negativos de las reacciones, que representa el peso del pilar suspendido o parte de la carga suspendida del apoyo en muro.

En el caso particular de articulación fija y con deslizamiento, cuando una viga se encuentra en continuidad o prolongación del eje del apoyo en muro, se produce un efecto de empotramiento por continuidad en la coronación del apoyo en muro, lo cual se puede observar al obtener las leyes de momentos y comprobar que existen momentos negativos en el borde. En la práctica debe verificarse si las condiciones reales de la obra reflejan o pueden permitir dichas condiciones de empotramiento, que deberán garantizarse en la ejecución de la misma.

Si la viga no está en prolongación, es decir con algo de esviaje, ya no se produce dicho efecto, comportándose como una rótula.

Si cuando se encuentra en continuidad se quiere que no se empotre, se debe disponer una rótula en el extremo de la viga en el apoyo.

No es posible conocer las reacciones sobre estos tipos de apoyo.

- **2.2. Vigas de cimentación:** son vigas flotantes apoyadas sobre suelo elástico, discretizadas en nudos y barras, asignando a los nudos la constante de muelle definida a partir del coeficiente de balasto (ver anexo de Losas y vigas de cimentación).

- **3. Vigas inclinadas:** Se definen como barras entre dos puntos que pueden estar en un mismo nivel o planta o en diferentes niveles, creándose dos nudos en dichas intersecciones. Cuando una viga inclinada une dos zonas independientes no produce el efecto de indeformabilidad del plano con comportamiento rígido, ya que poseen seis grados de libertad sin coartar.
- **4. Forjados unidireccionales:** Las viguetas son barras que se definen en los paños huecos entre vigas o muros, y que crean nudos en las intersecciones de borde y eje correspondientes de la viga que intersectan. Se puede definir doble y triple vigueta, que se representa por una única barra con alma de mayor ancho. La geometría de la sección en **T** a la que se asimila cada vigueta se define en la correspondiente ficha de datos del forjado.
- **5. Forjados de Placas Aligeradas.** Son forjados unidireccionales discretizados por barras cada 40 cm. Las características geométricas y sus propiedades resistentes se definen en una ficha de características del forjado, que puede introducir el usuario, creando una biblioteca de forjados aligerados. Se pueden calcular en función del proceso constructivo de forma aproximada, modificando el empotramiento en bordes, según un método simplificado.
- **6. Losas macizas:** La discretización de los paños de losa maciza se realiza en mallas de elementos tipo barra de tamaño máximo de 25 cm y se efectúa una condensación estática (método exacto) de todos los grados de libertad. Se tiene en cuenta la deformación por cortante y se mantiene la hipótesis de diafragma rígido. Se considera la rigidez a torsión de los elementos.
- **6.1. Losas de cimentación:** son losas macizas flotantes cuya discretización es idéntica a las losas normales de planta, con muelles cuya constante se define a partir del coeficiente de balasto. Cada paño puede tener coeficientes diferentes (ver en Anexo 2 Losas y vigas de cimentación).
- **7. Forjados reticulares:** la discretización de los paños de forjado reticular se realiza en mallas de elementos finitos tipo barra cuyo tamaño es de un tercio del intereje definido entre nervios de la zona aligerada, y cuya inercia a flexión es la mitad de la zona maciza, y la inercia a torsión el doble de la de flexión. La dimensión de la malla se mantiene constante tanto en la zona aligerada como en la maciza, adoptando en cada zona las inercias medias antes indicadas. Se tiene en cuenta la deformación por cortante y se mantiene la hipótesis de diafragma rígido. Se considera la rigidez a torsión de los elementos.
- **8. Pantallas H.A.:** Son elementos verticales de sección transversal cualquiera, formada por rectángulos múltiples entre cada planta, y definidas por un nivel inicial y un nivel final. La dimensión de cada lado es constante en altura, pudiendo disminuirse su espesor. En una pared (o pantalla) una de las dimensiones transversales de cada lado debe ser mayor que cinco veces la otra dimensión, ya que si no se verifica esta condición no es adecuada su discretización como elemento finito, y realmente se puede considerar un pilar como elemento lineal. Tanto vigas como forjados se unen a las paredes a lo largo de sus lados en cualquier posición y dirección, mediante una viga que tiene como ancho el espesor del tramo y canto constante de 25 cm. No coinciden los nodos con los nudos de la viga. (Fig 1).

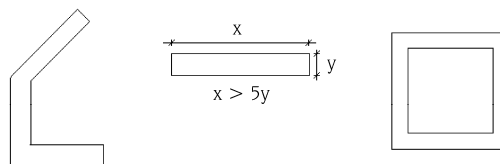


Fig 1

EJEMPLOS TÍPICOS DE PANTALLAS

- **9. Muros de hormigón armado y muros de sótano:** Son elementos verticales de sección transversal cualquiera, formada por rectángulos entre cada planta, y definidas por un nivel inicial y un nivel final. La dimensión de cada lado puede ser diferente en cada planta, pudiendo disminuirse su espesor en cada planta. En una pared (o muro) una de las dimensiones transversales de cada lado debe ser mayor que cinco veces la otra dimensión, ya que si no se verifica esta condición, no es adecuada su discretización como elemento finito, y realmente se puede considerar un pilar, u otro elemento en función de sus dimensiones. Tanto vigas como forjados y pilares se unen a las paredes del muro a lo largo de sus lados en cualquier posición y dirección.

Todo nudo generado corresponde con algún nodo de los triángulos.

La discretización efectuada es por elementos finitos tipo lámina gruesa tridimensional, que considera la deformación por cortante. Están formados por seis nodos, en los vértices y en los puntos medios de los lados con seis grados de libertad cada uno y su forma es triangular, realizándose un mallado del muro en función de las dimensiones, geometría, huecos, generándose un mallado con refinamiento en zonas críticas que reduce el tamaño de los elementos en las proximidades de ángulos, bordes y singularidades.

3.1. CONSIDERACIÓN DEL TAMAÑO DE LOS NUDOS

Se crea, por tanto, un conjunto de nudos generales rígidos de dimensión finita en la intersección de pilares y vigas cuyos nudos asociados son los definidos en las intersecciones de los elementos de los forjados en los bordes de las vigas y de todos ellos en las caras de los pilares.

Dado que están relacionados entre sí por la compatibilidad de deformaciones, supuesta la deformación plana, se puede resolver la matriz de rigidez general y las asociadas y obtener los desplazamientos y los esfuerzos en todos los elementos.

A modo de ejemplo, la discretización sería tal como se observa en el esquema siguiente (Fig 2). Cada nudo de dimensión finita puede tener varios nudos asociados o ninguno, pero siempre debe tener un nudo general. Dado que el programa tiene en cuenta el tamaño del pilar, y suponiendo un comportamiento lineal dentro del soporte, con deformación plana y rigidez infinita, se plantea la compatibilidad de deformaciones. Las barras definidas entre el eje del pilar (1) y sus bordes (2) se consideran infinitamente rígidas.

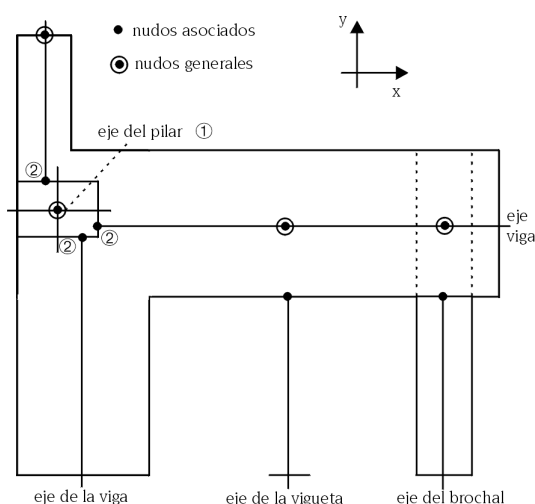


Fig 2 DISCRETIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Se consideran δ_{z1} , θ_{x1} , θ_{y1} como los desplazamientos del pilar ①, δ_{z2} , θ_{x2} , θ_{y2} como los desplazamientos de cualquier punto ②, que es la intersección del eje de la viga con la cara de pilar, y A_x , A_y como las coordenadas relativas del punto ② respecto del ① (Fig 2).

Se cumple que:

$$\delta_{z2} = \delta_{z1} - A_x \cdot \theta_{y1} + A_y \cdot \theta_{x1}$$

$$\theta_{x2} = \theta_{x1}$$

$$\theta_{y2} = \theta_{y1}$$

De idéntica manera se tiene en cuenta el tamaño de las vigas, considerando plana su deformación (Fig 3).

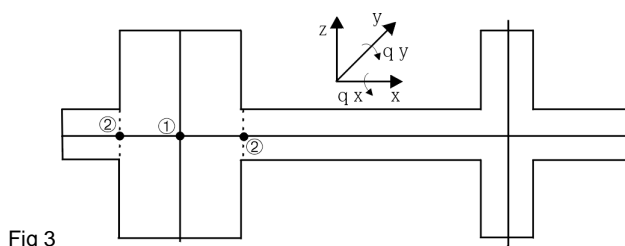


Fig 3

COMENTARIO: El modelo estructural definido por el programa responde de acuerdo a los datos introducidos por el usuario, debiendo prestar especial atención a que la geometría introducida sea acorde con el tipo de elemento escogido y su adecuación a la realidad. En particular, se quiere llamar la atención en aquellos elementos que, siendo considerados en el cálculo como elementos lineales (pilares, vigas, viguetas), no lo sean en la realidad, dando lugar a elementos cuyo comportamiento sea bidimensional o tridimensional, y los criterios de cálculo y armado no se ajusten al dimensionado de dichos elementos. A modo de ejemplo podemos citar el caso de ménsulas cortas, vigas-pared y placas, situaciones que se pueden dar en vigas, o losas que realmente son vigas, o pilares o pantallas cortas que no cumplan las limitaciones geométricas entre sus dimensiones longitudinales y transversales. Para esas situaciones el usuario debe realizar las correcciones manuales posteriores necesarias para que los resultados del modelo teórico se adapten a la realidad física.

3.2. REDONDEO DE LAS LEYES DE ESFUERZOS EN APOYOS

Si se considera el Código Modelo CEB-FIP 1990, inspirador de la normativa europea, al hablar de la luz eficaz de cálculo, el artículo 5.2.3.2. dice lo siguiente:

“Usualmente, la luz l será entendida como la distancia entre ejes de soportes. Cuando las reacciones estén localizadas de forma muy excéntrica respecto de dichos ejes, la luz eficaz se calculará teniendo en cuenta la posición real de la resultante en los soportes.

En el análisis global de pórticos, cuando la luz eficaz es menor que la distancia entre soportes, las dimensiones de las uniones se tendrán en cuenta introduciendo elementos rígidos en el espacio comprendido entre la directriz del soporte y la sección final de la viga.”

Como en general la reacción en el soporte es excéntrica, ya que normalmente se transmite axil y momento al soporte, se adopta la consideración del tamaño de los nudos mediante la introducción de elementos rígidos entre el eje del soporte y el final de una viga, lo cual se plasma en las consideraciones que a continuación se detallan.

Dentro del soporte se supone una respuesta lineal como reacción de las cargas transmitidas por el dintel y las aplicadas en el nudo, transmitidas por el resto de la estructura (Fig 4).

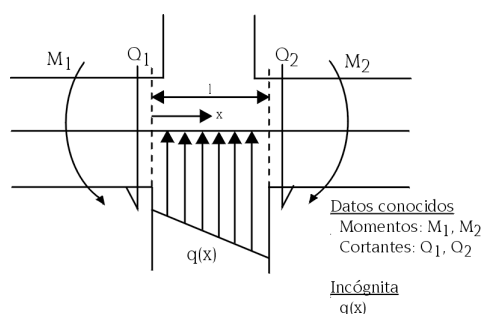


Fig 4

Datos conocidos: - momentos: M_1, M_2
- cortantes: Q_1, Q_2

Incógnita: $q(x)$

Se sabe que:

$$Q = \frac{dM}{dx} \quad q = \frac{dQ}{dx}$$

Las ecuaciones del momento responden, en general, a una ley parabólica cúbica de la forma:

$$M = ax^3 + bx^2 + cx + d$$

El cortante es su derivada:

$$Q = 3ax^2 + 2bx + c$$

Suponiendo las siguientes condiciones de contorno:

$$x = 0 \quad Q = Q_1 = c$$

$$x = 0 \quad M = M_1 = d$$

$$x = 1 \quad Q = Q_2 = 3a + 2b + c$$

$$x = 1 \quad M = M_2 = a + b + c + d$$

se obtiene un sistema de cuatro ecuaciones con cuatro incógnitas de fácil resolución.

Las leyes de esfuerzos son de la siguiente forma (Fig 5):

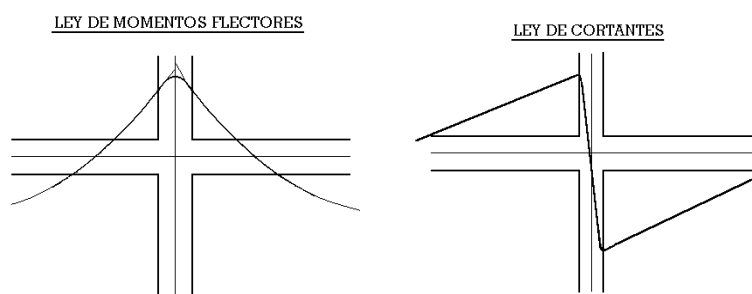


Fig 5

Estas consideraciones ya fueron recogidas por diversos autores (Branson, 1977) y, en definitiva, están relacionadas con la polémica sobre luz de cálculo y luz libre y su forma de contemplarlo en las diversas normas, así como el momento de cálculo a ejes o a caras de soportes.

En particular, el art. 18.2.2. de la EHE dice: *Salvo justificación especial se considerará como luz de cálculo la distancia entre ejes de apoyo. Comentarios: En aquellos casos en los que la dimensión del apoyo es grande, puede tomarse simplificada como luz de cálculo la luz libre más el canto del elemento.*

Se está idealizando la estructura en elementos lineales, de una longitud a determinar por la geometría real de la estructura y en este sentido cabe la consideración del tamaño de los pilares.

No conviene olvidar que, para considerar un elemento como lineal, la viga o pilar tendrá una luz o longitud del elemento no menor que el triple de su canto medio, ni menor que cuatro veces su ancho medio.

El Eurocódigo EC-2 permite reducir los momentos de apoyo en función de la reacción del apoyo y su anchura:

$$\Delta M = \frac{\text{reacción} \cdot \text{ancho apoyo}}{8}$$

En función de que su ejecución sea de una pieza sobre los apoyos, se puede tomar como momento de cálculo el de la cara del apoyo y no menos del 65% del momento de apoyo, supuesta una perfecta unión fija en las caras de los soportes rígidos.

En este sentido se pueden citar también las normas argentinas C.I.R.S.O.C., que están basadas en las normas D.I.N. alemanas y que permiten considerar el redondeo parabólico de las leyes en función del tamaño de los apoyos.

Dentro del soporte se considera que el canto de las vigas aumenta de forma lineal, de acuerdo a una pendiente 1:3, hasta el eje del soporte, por lo que la consideración conjunta del tamaño de los nudos, redondeo parabólico de la ley de momentos y aumento de canto dentro del soporte, conduce a una economía de la armadura longitudinal por flexión en las vigas, ya que el máximo de cuantías se produce entre la cara y el eje del soporte, siendo lo más habitual en la cara, dependiendo de la geometría introducida.

En el caso de una viga que apoya en un soporte alargado tipo pantalla o muro, las leyes de momentos se prolongarán en el soporte a partir de la cara de apoyo en una longitud de un canto, dimensionando las armaduras hasta tal longitud, no prolongándose más allá de donde son necesarias. Aunque la viga sea de mayor ancho que el apoyo, la viga y su armadura se interrumpen una vez que ha penetrado un canto en la pantalla o muro.

4. MÉTODO DE COMPROBACIÓN A PANDEO

Para el cálculo a pandeo se expone a continuación los principios básicos utilizados por el programa:

Coeficientes de pandeo por planta en cada dirección.

1. Pilares de hormigón.
2. Pilares de acero.

Estos coeficientes pueden definirse por planta y por cada pilar independientemente. El programa asume el valor $\alpha = 1$ (también llamado β) por defecto, debiéndolo variar el usuario si así lo considera, por el tipo de estructura y uniones del pilar con vigas y forjados en ambas direcciones. Recuerde que se define un coeficiente de pandeo por planta y otro por pilar en cabeza y pie, que se multiplican, obteniendo el coeficiente de cálculo definido.

Observe el siguiente caso, analizando los valores del coeficiente de pandeo en un pilar, que al estar sin coacciones en varias plantas consecutivas, podría pandear en toda su altura:

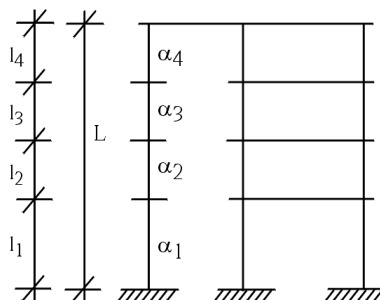


Fig 6

Cuando un pilar está desconectado en ambas direcciones y en varias plantas consecutivas, dimensiona el pilar en cada tramo o planta, por lo que a efectos de esbeltez, y para el cálculo de la longitud de pandeo l_0 , el programa tomará el máximo valor de α de todos los tramos consecutivos desconectados, multiplicado por la longitud total = suma de todas las longitudes.

$$\alpha = \text{MAX} (\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4 \dots)$$

$$l = \sum l_i = (l_1 + l_2 + l_3 + l_4 \dots)$$

luego $l_0 = \alpha \cdot l$ (tanto en la dirección X como Y local del pilar, con su valor correspondiente).

Cuando un pilar esté desconectado en una única dirección en varias plantas consecutivas, el programa tomará para cada tramo, en cada planta i , $l_{0i} = \alpha_i \cdot l_i$, no conociendo el hecho de la desconexión. Por tanto, si deseamos hacerla efectiva, en la dirección donde está desconectado, debemos conseguir el valor de cada α_i , de forma que:

Sea α el valor correspondiente para el tramo exento completo l .

El valor en cada tramo i será:

$$\alpha_i = \frac{\sum_{j=1}^n l_j}{l_i} \cdot \alpha$$

en el ejemplo, para $\alpha_3 = \frac{l_1 + l_2 + l_3 + l_4}{l_3} \cdot \alpha$

Por tanto, cuando el programa calcula la longitud de pandeo de la planta 3, calculará:

$$l_{03} = \alpha_3 \cdot l_3 = \frac{l_1 + l_2 + l_3 + l_4}{l_3} \cdot \alpha \cdot l_3 = (l_1 + l_2 + l_3 + l_4) \cdot \alpha = \alpha \cdot l$$

que coincide con lo indicado para el tramo completo desconectado, aunque realice el cálculo en cada planta, lo cual es correcto, pero siempre lo hará con longitud $\alpha \cdot l$.

La altura que se considera a efectos de cálculo a pandeo es la altura libre del pilar, es decir, la altura de la planta menos la altura de la viga o forjado de mayor canto que acomete al pilar.

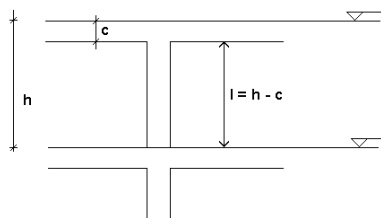


Fig 7

El valor final de α de un pilar es el producto del α de la planta por el α del tramo.

Queda a juicio del proyectista la variación de los valores de α en cada una de las direcciones de los ejes locales de los pilares, ya que las diferentes normas no precisan de forma general la determinación de dichos coeficientes más que para el caso de pórticos, y dado que el comportamiento espacial de una estructura no corresponde a los modos de pandeo de un pórtico, se prefiere no dar esos valores de forma inexacta.

Consideración de Efectos de 2º Orden. De forma potestativa se puede considerar, cuando se define hipótesis de **Viento** o **Sismo**, el cálculo de la amplificación de esfuerzos producidos por la actuación de dichas cargas horizontales. Es aconsejable activar esta opción en el cálculo.

El método está basado en el efecto **P-delta** debido a los desplazamientos producidos por las acciones horizontales, abordando de forma sencilla los efectos de segundo orden a partir de un cálculo de primer orden, y un comportamiento lineal de los materiales, con unas características mecánicas calculadas con las secciones brutas de los materiales y su módulo de elasticidad secante.

Bajo la acción horizontal, en cada planta i , actúa una fuerza H_i , la estructura se deforma, y se producen unos desplazamientos Δ_{ij} a nivel de cada pilar. En cada pilar j , y a nivel de cada planta, actúa una carga de valor P_{ij} para cada hipótesis gravitatoria, transmitida por el forjado al pilar j en la planta i (Fig 8).

Se define un momento volcador M_H debido a la acción horizontal H_i , a la cota z_i respecto a la cota **0.00** o **nivel sin desplazamientos horizontales**, en cada dirección de actuación del mismo:

$$M_H = \sum H_i \cdot z_i$$

ACTUA VIENTO

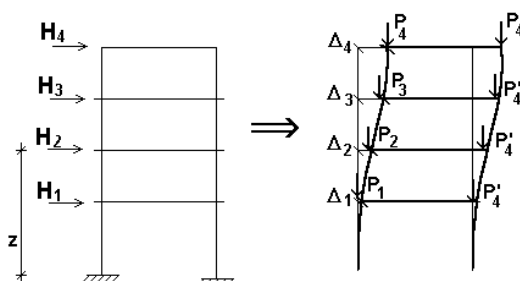


Fig 8

De la misma forma se define un momento por efecto **P-delta**, $M_{P\Delta}$, debido a las cargas transmitidas por los forjados a los pilares P_{ij} , para cada una de las hipótesis gravitatorias (k) definidas, por los desplazamientos debidos a la acción horizontal Δ_i .

$$M_{p\Delta k} = \sum_i \sum_j P_{ij} \Delta_i$$

siendo

k: para cada hipótesis gravitatoria (peso propio, sobrecarga...)

Si se calcula el coeficiente $C_K = \frac{M_{PAK}}{M_{HK}}$ para cada hipótesis gravitatoria y para cada dirección de la acción

horizontal, se puede obtener un coeficiente amplificador del coeficiente de mayoración de la hipótesis debidas a las acciones horizontales para todas las combinaciones en las que actúan dichas acciones horizontales. Este valor se denomina γ_z y se calcula como:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - (\sum \gamma_{tqi} \cdot C_i + \sum \gamma_{tqj} \cdot C_j)}$$

siendo

γ_{tqi} : coeficiente de mayoración de cargas permanentes de la hipótesis i

γ_{tqj} : coeficiente de mayoración de cargas variables de la hipótesis j

γ_z : coeficiente de estabilidad global

Para el cálculo de los desplazamientos debido a cada hipótesis de acciones horizontales, hay que recordar que hemos hecho un cálculo en primer orden, con las secciones brutas de los elementos. Si se está calculando los esfuerzos para el dimensionado en estados límites últimos, parecería lógico que el cálculo de los desplazamientos en rigor se deberían calcular con las secciones fisuradas y homogeneizadas, lo cual resulta muy laborioso, dado que eso supone la no-linealidad de los materiales, geometría y estados de carga, lo que lo hace inabordable desde el punto de vista práctico con los medios normales disponibles para el cálculo. Por tanto, se debe establecer una simplificación consistente en suponer una reducción de las rigideces de las secciones, lo que supone un aumento de los desplazamientos, ya que son inversamente proporcionales. El programa solicita como dato ese aumento o "factor multiplicador de los desplazamientos" para tener en cuenta esa reducción de la rigidez.

En este punto no existe un criterio único, dejando a juicio del proyectista el valor que considere oportuno en función del tipo de estructura, grado de fisuración estimado, otros elementos rigidizantes, núcleos, escaleras, etc., que en la realidad pueden incluso reducir los desplazamientos calculados.

En Brasil es habitual considerar un coeficiente reductor del módulo de elasticidad longitudinal de 0.90, y suponer un coeficiente reductor de la inercia fisurada respecto de la bruta de 0.70. Por tanto, la rigidez se reduce en su producto:

$$\text{Rigidez-reducida} = 0.90 \cdot 0.70 \cdot \text{Rigidez-bruta} = 0.63 \cdot \text{Rigidez-bruta}.$$

Como los desplazamientos son inversos de la rigidez, el factor multiplicador de los desplazamientos será $= 1 / 0.63 = 1.59$, valor que se introducirá como dato en el programa. Como norma de buena práctica se suele considerar que si γ_z es mayor que 1.20, se debe rigidizar más la estructura en esa dirección, ya que la estructura es muy deformable y poco estable en esa dirección. Si γ_z es menor que 1.1, su efecto será pequeño y prácticamente despreciable.

En la nueva norma NB-1/2000, de forma simplificada se recomienda amplificar por $1/0.7 = 1.43$ los desplazamientos y limitar el valor γ_z a 1.3.

En el Código Modelo CEB-FIP 1990, se aplica un método de amplificación de momentos que recomienda, a falta de un cálculo más preciso, reducir las rigideces un 50%, o lo que es lo mismo, un coeficiente amplificador de los desplazamientos $= 1 / 0.50 = 2.00$. Para este supuesto se puede considerar que si γ_z es mayor que 1.50, se debe rigidizar más la estructura en esa dirección, ya que la estructura es muy deformable y poco estable en esa dirección. Si γ_z es menor que 1.35, su efecto será pequeño y prácticamente despreciable.

En la norma ACI-318-95, existe el índice de estabilidad por planta **Q**, no para el global del edificio, aunque se podría establecer una relación con el coeficiente de estabilidad global, si las plantas son muy similares, relacionándolos mediante:

$$\gamma_z: \text{coeficiente de estabilidad global} = 1 / (1-Q)$$

En cuanto al límite que establece para la consideración de la planta como intraslacional, o lo que en este caso sería el límite para su consideración o no, se dice que $Q = 0.05$, es decir: $1/0.95=1.05$.

Para este caso supone calcularlo y tenerlo en cuenta siempre que se supere dicho valor, lo que en definitiva conduce a considerar el cálculo prácticamente siempre y amplificar los esfuerzos por este método.

En cuanto al coeficiente multiplicador de los desplazamientos, se indica que dado que las acciones horizontales son temporales y de corta duración, se puede considerar una reducción del orden del 70% de la inercia, y como el módulo de elasticidad es menor ($15100 / 19000 = 0.8$) es decir un coeficiente amplificador de los desplazamientos de $1 / (0.7 \cdot 0.8) = 1.78$, y de acuerdo al coeficiente de estabilidad global, no superar el valor 1.35 sería lo razonable.

Se puede apreciar que el criterio del código modelo sería recomendable y fácil de recordar, así como aconsejable en todos los casos su aplicación:

Coeficiente multiplicador de los desplazamientos = 2

Límite para el coeficiente de estabilidad global = 1.5

Es verdad que por otro lado siempre existen en los edificios elementos rigidizantes, fachadas, escaleras, muros portantes etc., que aseguran una menor desplazabilidad frente a las acciones horizontales que las calculadas, por ello el programa deja en 1.00 el coeficiente multiplicador de los desplazamientos, y a criterio del proyectista su modificación, dado que no todos los elementos se pueden discretizar en el cálculo de la estructura.

Terminado el cálculo, en la pantalla **Datos Generales, Viento y Sismo**, pulsando en el **botón Con efectos de segundo orden, factores de amplificación** se pueden consultar los valores calculados para cada una de las combinaciones, e imprimir un informe con los resultados en **Listados**, viendo el máximo valor del coeficiente de estabilidad global en cada dirección.

Puede incluso darse el caso de que la estructura no sea estable, en cuyo caso se emite un mensaje antes de terminar el cálculo, en el que se advierte que existe un fenómeno de inestabilidad global. Esto se producirá cuando el valor γ_z tienda a ∞ o, lo que es lo mismo en la fórmula, que se convierte en cero o negativo porque:

$$\sum (\gamma_{fgi} \cdot c_i + \gamma_{fgi} \cdot c_i) \geq 1$$

Se puede estudiar para Viento y/o sismo, y es siempre aconsejable su cálculo, como método alternativo de cálculo de los efectos de segundo orden, sobre todo para estructuras traslacionales, o levemente traslacionales como son la mayoría de los edificios.

Conviene recordar que la hipótesis de sobrecarga se considera en su totalidad, y dado que el programa no realiza ninguna reducción de sobrecarga de forma automática, puede ser conveniente repetir el cálculo reduciendo previamente la sobrecarga, lo cual sólo sería válido para el cálculo de los pilares.

En el caso de la norma ACI 318, una vez que hemos estudiado la estabilidad del edificio, el tratamiento de la reducción de rigideces para el dimensionado de pilares, se realiza aplicando una formulación que se indica en el apéndice de normativas del programa.

En ese caso, y dado lo engorroso y prácticamente inabordable que supone el cálculo de los coeficientes de pandeo determinando las rigideces de las barras en cada extremo de pilar, sería suficientemente seguro tomar coeficientes de pandeo = 1, con lo cual se calculará siempre la excentricidad ficticia o adicional de segundo orden como barra aislada, más el efecto amplificador **P-delta** del método considerado, obteniendo unos resultados razonables dentro del campo de las esbelteces que establece cada norma en su caso.

Se deja al usuario tomar la decisión al respecto, dado que es un método alternativo, y en su caso podrá optar por la aplicación rigurosa de la norma correspondiente.

5. OPCIONES DE CÁLCULO

5.1. ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO. OPCIONES DE CÁLCULO

Se puede definir una amplia serie de parámetros estructurales de gran importancia en la obtención de esfuerzos y dimensionado de elementos. Dada la gran cantidad de opciones disponibles, se recomienda su consulta en el manual. Citaremos a continuación las más significativas.

A.-Redistribuciones Consideradas.

Coeficientes de Redistribución de Negativos. Se acepta una redistribución de momentos negativos en vigas y viguetas de hasta un 30%. Este parámetro puede ser establecido opcionalmente por el usuario, si bien se recomienda un 15% en vigas y un 25% en viguetas (valor por defecto). Esta redistribución se realiza después del cálculo.

La consideración de una cierta redistribución de momentos flectores supone un armado más caro pero más seguro y más constructivo. Sin embargo, una redistribución excesiva produce unas flechas y una fisuración incompatible con la tabiquería.

En vigas, una redistribución del 15% produce unos resultados generalmente aceptados y se puede considerar la óptima. En forjados se recomienda utilizar una redistribución del 25%, lo que equivale a igualar aproximadamente los momentos negativos y positivos.

La redistribución de momentos se efectúa con los momentos negativos en bordes de apoyos, que en pilares será a caras, es decir afecta a la luz libre, determinándose los nuevos valores de los momentos dentro del apoyo a partir de los momentos redistribuidos a cara, y las consideraciones de redondeo de las leyes de esfuerzos indicadas en el apartado anterior.

En forjados de viguetas, el usuario puede definir los momentos mínimos positivos y negativos que especifique la norma.

Coeficiente de Empotramiento en última planta. De forma opcional se pueden redistribuir los momentos negativos en la unión de la cabeza del último tramo de pilar con extremo de viga; dicho valor estará comprendido entre 0 (articulado) y 1 (empotramiento), aunque se aconseja 0.3 como valor intermedio.

Se realiza una interpolación lineal entre las matrices de rigidez de barras biempotradas y empotradas-articuladas, que afecta a los términos $E I/L$ de las matrices:

$$K \text{ definitiva} = \alpha \cdot K \text{ biempotradas} + (1 - \alpha) \cdot K \text{ empot - artic.}$$

siendo α el valor del coeficiente introducido.

Coeficiente de Empotramiento en cabeza y pie de pilar, en bordes de forjados, vigas; articulaciones en extremos de vigas. Es posible también definir un coeficiente de empotramiento de cada tramo de pilar en su cabeza y/o su pie en la unión (0 = articulado; 1 = empotrado) (valor por defecto). Los coeficientes de cabeza del último tramo de pilar se multiplican por éstos. Esta rótula plástica se considera físicamente en el punto de unión de la cabeza o pie con la viga o forjado tipo losa/reticular que acomete al nudo.

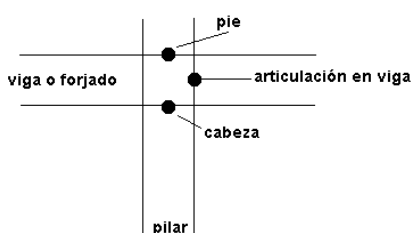


Fig 9

En extremos de vigas y cabeza de último tramo de pilar con coeficientes muy pequeños y rótula en viga, se pueden dar resultados absurdos e incluso mecanismos, al coexistir dos rótulas unidas por tramos rígidos.

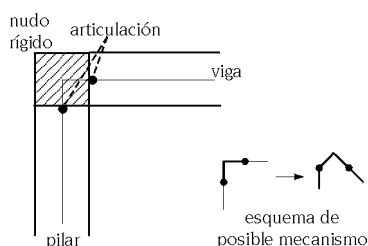


Fig 10

En losas, forjados unidireccionales y forjados reticulares también se puede definir un coeficiente de empotramiento variable en todos sus bordes de apoyo, que puede oscilar entre 0 y 1 (valor por defecto).

También se puede definir un coeficiente de empotramiento variable entre 0 y 1 (valor por defecto) en bordes de viga, de la misma manera que en forjados, pero para uno o varios bordes, al especificarse por viga.

Cuando se define coeficientes de empotramiento simultáneamente en forjados y bordes de viga, se multiplican ambos para obtener un coeficiente resultante a aplicar a cada borde.

La rótula plástica definida se materializa en el borde del forjado y el borde de apoyo en vigas y muros, no siendo efectiva en los bordes en contacto con pilares y pantallas, en los que siempre se considera empotrado. Entre el borde de apoyo y el eje se define una barra rígida, por lo que siempre existe momento en el eje de apoyo producido por el cortante en el borde por su distancia al eje. Dicho momento flector se convierte en torsor si no existe continuidad con otros paños adyacentes. Esta opción debe usarse con prudencia, ya que si se articula el borde de un paño en una viga, y la viga tiene reducida a un valor muy pequeño la rigidez a torsión, sin llegar a ser un mecanismo, puede dar resultados de los desplazamientos del paño en el borde absurdos, y por tanto los esfuerzos calculados.

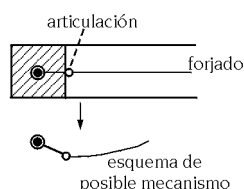


Fig 11 Viga con rigidez torsional muy pequeña

Es posible definir también articulaciones en extremos de vigas, materializándose físicamente en la cara del apoyo, ya sea pilar, muro, pantalla o apoyo en muro.

Estas redistribuciones se tienen en cuenta en el cálculo e influyen por tanto en los desplazamientos y esfuerzos finales del cálculo obtenido.

B.-Rigideces Consideradas. Para la obtención de los términos de la matriz de rigidez se consideran todos los elementos de hormigón en su sección bruta.

Para el cálculo de los términos de la matriz de rigidez de los elementos se han distinguido los valores:

EI/L : rigidez a flexión

GJ/L : rigidez torsional

EA/L : rigidez axil

y se han aplicado los coeficientes indicados en la siguiente tabla:

ELEMENTO	(EI _y)	(EI _z)	(G J)	(EA)
Pilares	S.B.	S.B.	S.B. · x	S.B. coef.rigidez axil
Vigas inclinadas y barras 3d	S.B.	S.B.	S.B. · x	S.B.
Vigas de hormigón y metálicas	S.B.	∞	S.B. · x	∞
Viguetas	^{S.B.} / ₃₆	∞	S.B. · x	∞
Zuncho de borde	S.B. · 10 ⁻¹⁵	∞	S.B. · x	∞
Apoyo y empot. en muro	S.B. · 10 ²	∞	S.B. · x	∞
Pantallas y muros	S.B.	S.B.	E.P.	SB · coef.rig.axil
Losas y reticulares	S.B.	∞	S.B. · x	∞
Placas Aligeradas	S.B.	∞	S.B. · x	∞

S.B.: sección bruta del hormigón

∞ : no se considera por la indeformabilidad relativa en planta

X: coeficiente reductor de la rigidez a torsión

E.P.: elemento finito plano

Coeficientes de Rigidez a Torsión. Existe una opción que permite definir un coeficiente reductor de la rigidez a torsión (**x**), ver tabla anterior, de los diferentes elementos. Esta opción no es aplicable a perfiles metálicos. Cuando la dimensión del elemento sea menor o igual que el valor definido para barras cortas se tomará el coeficiente definido en las opciones. Se considerará la sección bruta (S.B.) para el término de torsión **GJ**, y también cuando sea necesaria para el equilibrio de la estructura.

Coeficiente de Rigidez Axil. Se considera el acortamiento por esfuerzo axil en pilares, muros y pantallas H.A. afectado por un coeficiente de rigidez axil variable entre 1 y 99.99 para poder simular el efecto del proceso constructivo de la estructura y su influencia en los esfuerzos y desplazamiento finales. El valor aconsejable es entre 2 y 3.

C.-Momentos Mínimos. En las vigas también es posible cubrir un momento mínimo que sea una fracción del supuesto isostático **pl²/8**. Este momento mínimo se puede definir tanto para momentos negativos como para positivos con la forma **pl²/x**, siendo **x** un número entero mayor que 8. El valor por defecto es 0, es decir, no se aplican.

Se recomienda colocar, al menos, una armadura capaz de resistir un momento **pl²/32** en negativos, y un momento **pl²/20** en positivos. Es posible hacer estas consideraciones de momentos mínimos para toda la estructura o sólo para parte de ella, y pueden ser diferentes para cada viga. Cada norma suele indicar unos valores mínimos.

Análogamente se pueden definir unos momentos mínimos en forjados unidireccionales por paños de viguetas y para placas aligeradas. Se pueden definir para toda la obra o para paños individuales y/o valores diferentes. Un valor de 1/2 del momento isostático (**= pl²/16** para carga uniforme) es razonable para positivos y negativos.

Las envolventes de momentos quedarán desplazadas, de forma que cumplan con dichos momentos mínimos, aplicándose posteriormente la redistribución de negativos considerada.

El valor equivalente de la carga lineal aplicada es:

$$p = \frac{V_i + V_d}{l}$$

Si se ha considerado un momento mínimo (+) = se ha de verificar que:

$$M_v \geq \frac{pl^2}{8}$$

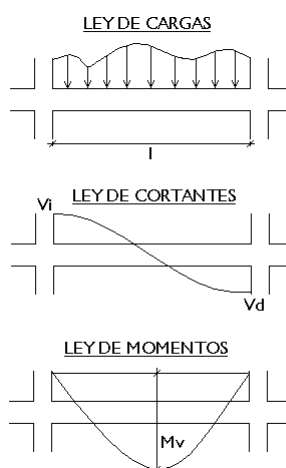


Fig 12

Recuerde que estas consideraciones funcionan correctamente con cargas lineales y de forma aproximada si existen cargas puntuales.

D.-Otras Opciones. Enumeraremos a continuación las opciones no citadas y que, por supuesto, influyen y personalizan los cálculos.

Pilares

- Disposición de barras verticales (longitudes máximas, unión de tramos cortos, solapes intermedios)
- Cortar esperas en el último tramo (en cabeza)
- Reducción de la longitud de anclaje en pilares
- Criterios de simetría de armaduras en las caras
- Criterios de continuidad de barras
- Recubrimiento geométrico
- Disposición de perfiles metálicos
- Transiciones por cambio de dimensiones
- Redondeo de longitud de barras
- Tramado de pilares y pantallas
- Solapar en la zona central del tramo. En las zonas sísmicas, se traslada el solape de barras a la zona central del tramo, alejada de la zona de máximos esfuerzos que es conveniente activar con sismos elevados.
- Solapes en muros y pantallas. Verifica que la armadura en el solape está a tracción o compresión, aplicando un coeficiente amplificación de la longitud de solape, en función de la separación de barras.
- Factor de cumplimiento exigido en muros y pantallas. El armado de un tramo de muro o pantalla puede presentar tensiones de pico que penalizan el armado si se pretende que cumpla al 100%. Con esta opción, se permite un % menor de cumplimiento, o la comprobación de un armado dado.

Vigas

- Negativos simétricos en vigas de un tramo
- Porcentaje de diferencia para simetría de negativos
- Criterio de disposición de patillas
- Patillas en extremo de alineación

- Longitud mínima de estribos de refuerzo a colocar
- Simetría en armadura de estribos
- Estribos de distinto diámetro en una viga
- Disposición de estribado múltiple
- Longitud de anclaje en cierre de estribos
- Doblar en 'U' las patillas
- Disposición de estribado múltiple
- Armado de viga prefabricada
- Estribado de vigas pretensadas
- Despiece de armado de vigas con sismo
- Recubrimientos geométricos (superior, inferior y lateral)
- Recubrimientos geométricos (superior, inferior y lateral) en vigas de cimentación
- Características de vigas prefabricadas armadas
- Características de vigas prefabricadas pretensadas
- Valoración de Errores
- Numeración de Pórticos
- Numeración de Vigas
- Consideración de la armadura de montaje
- Unir armadura de montaje en vuelos
- Envolvente de cortantes (ley continua o discontinua)
- Armado de cortantes (colocación de armadura de piel, sección de comprobación del cortante)
- Selección de estribado
- Coeficientes de fluencia - flecha activa
- Coeficientes de fluencia de flecha total a plazo infinito
- Fisuración
- Limitación de la fisuración por cortante (sólo EHE)
- Limitación de la fisuración por torsión (sólo EHE)

Forjados de losa maciza y reticulares

- Cuantías mínimas en negativos de forjados unidireccionales
- Longitudes mínimas de negativos en forjados unidireccionales
- Armado de losas y reticulares:
- Cuantías mínimas
- Reducción de cuantía mecánica
- Armado por torsión
- Longitudes mínimas de refuerzo
- Recubrimiento mecánico en losas
- Recubrimiento mecánico en reticulares
- Detallar armadura base en planos (desactivada por defecto). No se detalla, y no se dibuja ni se mide al estar desactivada.

- Redondeo de longitud de barras
- Patillas constructivas en losas
- Criterios de ordenación y numeración en losas
- Armado de losas rectangulares

Generales

- Opciones generales de dibujo
- Longitud máxima de corte de una barra
- Mermas de acero en medición
- Cuantías mínimas en negativos de forjados unidireccionales
- Cuantías mínimas en negativos de placas aligeradas
- Armado en forjados unidireccionales
- Armado en placas aligeradas
- Momentos mínimos a cubrir con armadura en forjados y vigas
- Armado de jácenas (vigas)
- Coeficiente reductor de la rigidez a flexión en forjados unidireccionales
- Consideración del armado a torsión en vigas
- Coeficientes reductores de la rigidez a torsión
- Opciones para vigas metálicas
- Límites de flecha en vigas
- Límites de flecha en placas aligeradas

Dibujo

- La configuración de capas, tamaños de textos y grosores de pluma son definibles en los planos.

Existen opciones que se graban y conservan con la obra (•). Otras son de carácter general (••), de forma que si se ha variado alguna de éstas y se repite un cálculo, es posible que los resultados difieran.

5.2. ESTRUCTURAS METÁLICAS

5.2.1. PANDEO LATERAL

Se considera de acuerdo a la norma DB-SE-A.

5.2.2. ABOLLADURA DEL ALMA

Se considera de acuerdo a la norma DB-SE-A.

6. MÉTODO DE CÁLCULO DE ACCIONES HORIZONTALES

1. Viento. Para cada norma, la forma de cálculo de la presión de forma automática, necesita la definición de una serie de datos que puede consultar en el apéndice de normativas de aplicación del manual.

A.-Norma CTE. Para la obtención de la carga de viento se considera lo indicado en la norma española DB-SE-AE Acciones en la Edificación. Basta para ello definir la zona eólica y el grado de aspereza.

Genera de forma automática las cargas horizontales en cada planta, de acuerdo con la norma seleccionada, en dos direcciones ortogonales **X**, **Y**, o en una sola, y en ambos sentidos (**+X**, **-X**, **+Y**, **-Y**). Se puede definir un coeficiente de cargas para cada dirección y sentido de actuación del viento, que multiplica a la presión total del **Viento**. Si un edificio está aislado, actuará la presión en la cara de barlovento, y la succión en la de sotavento. Se suele estimar que la presión es $2/3=0.66$ y la succión $1/3=0.33$ de la presión total, luego para el edificio aislado el coeficiente de cargas es 1 ($2/3+1/3=1$) para cada dirección. Si es un edificio adosado o de medianería en **X** a la izquierda, que protege de la acción del **Viento** en alguna dirección, se puede tener en cuenta mediante los coeficientes de cargas, poniendo en $+X=0.33$ ya que sólo hay succión a sotavento, y $-X=0.66$ ya que sólo hay presión a barlovento.

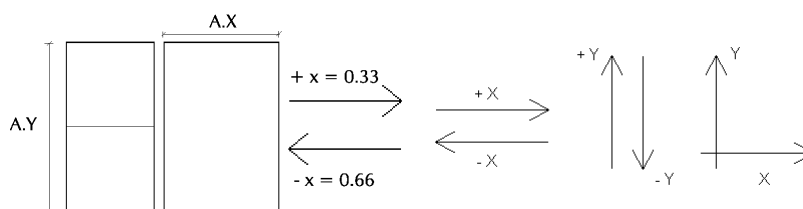


Fig 13

Se define como ancho de banda a la longitud de fachada perpendicular a la dirección del **Viento**. Puede ser diferente en cada planta, y se define por plantas. Cuando el **Viento** actúa en la dirección **X**, se debe dar el ancho de banda **y** (**A.Y**), y cuando actúa en **Y**, ancho de banda **x** (**A.X**).

Cuando en una misma planta hay zonas independientes, se hace un reparto de la carga total proporcional al ancho de cada zona respecto al ancho total **B** definido para esa planta (Fig 14).

Siendo **B** el ancho de banda definido cuando el Viento actúa en la dirección **Y**, los valores **b₁** y **b₂** son calculados geoméricamente por **CYPECAD** en función de las coordenadas de los pilares extremos de cada zona. Por tanto, los anchos de banda que se aplicarán en cada zona serán:

$$B_1 = \frac{b_1}{b_1 + b_2} \cdot B \quad B_2 = \frac{b_2}{b_1 + b_2} \cdot B$$

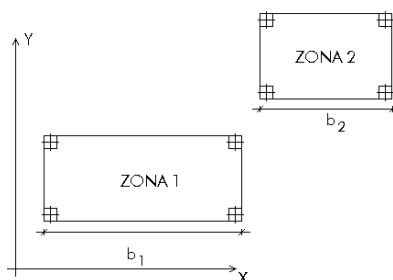


Fig 14

Conocido el ancho de banda de una planta, y las alturas de la planta superior e inferior a la planta, si se multiplican la semisuma de las alturas por el ancho de banda se obtiene la superficie expuesta al **Viento** en esa planta, que multiplicada a su vez por la presión total calculada a esa altura y por el coeficiente de cargas, obtendríamos la carga de **Viento** en esa planta y en esa dirección.

[Elimine lo que sigue (punto B.) si ha utilizado la norma NTE.]

B.-Viento en General. Definidas las direcciones de actuación del Viento, coeficientes de cargas y anchos de banda por planta, se debe seleccionar la curva de alturas-presiones. Existe una biblioteca que permite seleccionar curvas existentes y crear otras nuevas. En dichas curvas para cada altura se define una presión total, interpolándose para alturas intermedias, lo cual es necesario para calcular la presión a la altura de cada planta del edificio a calcular.

Se define el factor de forma, coeficiente multiplicador que permite corregir la carga de Viento en función de la forma del edificio, ya sea por su forma en planta, rectangular, cilíndrica, etc., y por su esbeltez.

También se puede definir un factor de ráfaga, coeficiente amplificador de la carga de Viento para tener en cuenta la posición geográfica de la construcción, en zonas muy expuestas, valles angostos, laderas, etc. que por su exposición y producción de mayores velocidades del viento, debe considerarse.

Se obtiene la carga total de **Viento** aplicada en cada planta como el producto de la presión a su altura, superficie expuesta, factores de forma y ráfaga. El punto de aplicación de dicha carga en cada planta es el centro geométrico de la planta determinado por el perímetro de la planta. Se puede consultar y listar el valor de la carga de Viento aplicada en cada planta.

7.DIMENSIONADO DE SECCIONES

7.1.COMPROBACIÓN Y DIMENSIONADO DE ELEMENTOS

Para el dimensionado de las secciones de hormigón armado en estados límites últimos se emplean el **método de la parábola-rectángulo y el diagrama rectangular**, con los diagramas tensión-deformación del hormigón y para cada tipo de acero, de acuerdo con la normativa vigente (ver apéndice).

Se utilizan los límites exigidos por las cuantías mínimas y máximas indicadas por las normas, tanto geométricas como mecánicas, así como las disposiciones indicadas referentes a número mínimo de redondos, diámetros mínimos y separaciones mínimas y máximas. Dichos límites se pueden consultar y modificar por pantalla en **Opciones**. Otros se encuentran grabados en ficheros internos.

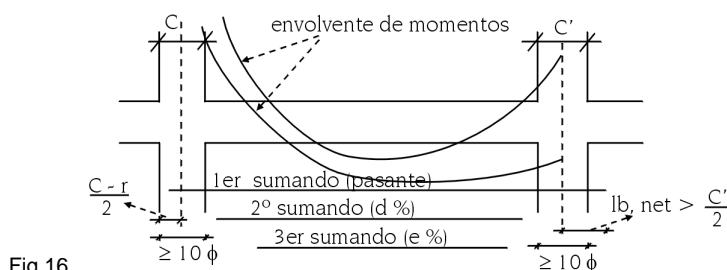
7.1.1.VIGAS

Armadura Longitudinal por Flexión. La armadura se determina efectuando un cálculo a flexión simple en, al menos, 14 puntos de cada tramo de viga, delimitado por los elementos que contacta, ya sean viguetas, losas macizas o reticulares. En cada punto, y a partir de las envolventes de momentos flectores, se determina la armadura necesaria tanto superior como inferior (de tracción y compresión según el signo de los momentos) y se comprueba con los valores mínimos geométricos y mecánicos de la norma, tomando el valor mayor. Se determina para las dos envolventes, sísmicas y no sísmicas, y se coloca la mayor cuantía obtenida en ambos.

Armadura inferior. Conocida el área necesaria por cálculo en todos los puntos calculados, se busca en la tabla de armado de positivos la secuencia de armadura inmediata superior a la necesaria. Se pueden disponer armaduras hasta con tres longitudes de corte. Las tablas de armado están definidas para el ancho y el canto especificado en las mismas.

Las tablas de armado se desglosan en 3 sumandos. Cada uno de ellos puede ser de diferente diámetro. El 1^{er} sumando es armadura pasante entre apoyos, anclada de forma constructiva. Es decir, el eje de apoyo pasa hasta la cara opuesta menos 3 centímetros, excepto si, por necesidades de cálculo (porque los positivos estén próximos o lleguen al apoyo o por necesitar armadura de compresión en apoyos), fuera preciso anclar la longitud reducida de anclaje a partir del eje. Las tablas de armado por defecto proporcionan un armado pasante (1^{er} sumando) cuya cuantía siempre es superior a un tercio o a un cuarto de la armadura total en las tablas de armado por defecto del programa. Si se modifican las tablas, hay que procurar conservar dicha proporción, quedando a juicio del usuario tales modificaciones.

El 2^o y 3^{er} sumando pueden ser de menor longitud, siempre simétrico, cumpliendo unas longitudes mínimas en porcentajes (**d** y **e** en el dibujo) de la luz del vano especificado en **Opciones**.



c: dimensión de apoyo

r: recubrimiento = 3 cm en general

l_{b,net}: longitud de anclaje reducida

NOTA: El 1º sumando siempre pasa 10 diámetros medidos a partir de la cara de apoyo

Cuando no se encuentre en las tablas de armado una combinación de armados que cubra lo necesario para las dimensiones de la viga, se colocarán diámetros $\phi 25$. El programa emitirá el mensaje ARMADURA INFERIOR FUERA DE TABLA.

Armadura superior. Se distinguen dos clases de armadura superior:

- **Refuerzo superior** (en vigas normales, inferior en vigas de cimentación): Conocida el área necesaria por cálculo en todos los puntos calculados, se busca en la tabla de armado de negativos la secuencia de armadura inmediata superior a la necesaria. Se pueden disponer armaduras hasta con tres grupos de longitudes de corte distintas, que en opciones de armado de vigas se puede definir un mínimo en % de la luz, para cada grupo. Las tablas de armado están definidas para el ancho y el canto especificado en las mismas. Las tablas de armado se desglosan en 3 sumandos. Cada uno de ellos puede ser de diferente diámetro.
- **Montaje: Continua o Porta-estribos:** La armadura de montaje continua se utiliza cuando se construye en taller la ferralla de las vigas de apoyo a apoyo, conjuntamente con la armadura positiva y los estribos, a falta de colocar en obra el refuerzo superior (o inferior en vigas de cimentación) en apoyos. De forma opcional, se puede considerar o no, colaborante a efectos de armadura superior. Cuando sea necesaria armadura de compresión superior, se convierte siempre en colaborante. El anclaje de esta armadura de montaje es opcional, en patilla o prolongación recta, a partir de su terminación o del eje, y que se muestra claramente en el diálogo de opciones.
 - En secciones en **T**, se coloca una armadura adicional para sujetar los extremos de los estribos de la cabeza de la **T**.
 - La armadura de montaje porta-estribos se utiliza para el montaje in situ de la ferralla, colocándose entre los extremos de los refuerzos superiores, utilizando barras de pequeño diámetro y un solape constructivo con los refuerzos, siendo necesario para tener una armadura que al menos sujete los estribos. Puede también ser utilizable en zonas sísmicas en las que se desea alejar los solapes de los nudos. Es muy conveniente consultarla y elegir la que habitualmente se utilice.

Cuando no se encuentre en las tablas de armado alguno que cumpla, se colocará el número necesario de barras de diámetro 25. El programa emitirá el mensaje FUERA DE TABLA, ya sea montaje o refuerzo.

Otras consideraciones en el armado longitudinal. Dentro de la zona de apoyo del soporte o pilar se considera una variación lineal del canto de la viga ($1/3$), lo cual conduce a una reducción de la armadura necesaria, que será la mayor obtenida entre las caras de borde del soporte, no teniendo que coincidir con el eje del apoyo, siendo lo más normal próxima o en el borde de apoyo.

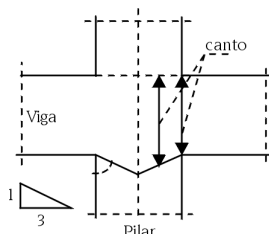


Fig 17

En cuanto a las pantallas y muros, dependiendo del ancho del lado al que acomete la viga, se calcula una longitud o luz de cálculo igual a la menor de:

- la distancia entre ejes de pantallas (o punto medio del eje de viga cortado)
- la luz libre (entre caras) más dos veces el canto

Con este criterio se obtienen las envolventes dentro de la pantalla y se obtiene la longitud de corte de las armaduras, que no superarán la luz de cálculo más dos cantos.

Si es necesaria la armadura de piel, lo cual se define en opciones debido al canto de la viga, se dispondrá en las caras laterales con el diámetro y separación mínima definida, de acuerdo a la norma y lo indicado en las opciones.

Armadura Longitudinal por Torsión. Conocida la armadura longitudinal por flexión, se calcula la armadura necesaria por torsión, de acuerdo a la norma, en cada sección. Si la armadura real colocada en esquinas es capaz de absorber ese incremento respecto a la necesaria por flexión, cumplirá. En caso contrario, será preciso aumentar la armadura longitudinal y una armadura adicional en las caras laterales, como si de armadura de piel se tratara.

La comprobación de compresión oblicua por torsión y cortante se efectúa a un canto útil del borde de apoyo de acuerdo a la formulación de cada norma.

Corte de las Armaduras Longitudinales. Una vez conocida la envolvente de capacidades necesarias en cada sección, superior e inferior, se determina para cada punto una ley desplazada un canto útil más la longitud neta reducida ($= \text{longitud de anclaje} \cdot \text{área necesaria} / \text{área real}$) en función de su posición (**II** = mala adherencia, **I** = buena adherencia), determinándose la longitud máxima en su zona para cada uno de los grupos de armado dispuesto en la dirección desfavorable o decreciente de los esfuerzos. De forma opcional estas longitudes se ajustan a unos mínimos definidos en función de un porcentaje de la luz y en múltiplos de 5 cm. En los extremos, se ancla la armadura de acuerdo a su terminación en patilla, calculando la rama vertical necesaria, colocando un mínimo si así se indica en las opciones. En apoyos intermedios se ancla la armadura de positivos a cada lado a partir del eje de apoyo, además de un mínimo de diez diámetros medidos desde la cara del soporte (Fig 16).

Cuando se genera la longitud máxima de barras, se cortan y se solapan las barras con un valor doble de la longitud de anclaje.

Con sismo, existe una opción en la que se ancla y solapa la armadura fuera de la zona confinada junto a los apoyos.

Armadura Transversal (Estribos). Para el dimensionado a esfuerzo cortante se efectúa la comprobación a compresión oblicua realizada en el borde de apoyo directo, y el dimensionado de los estribos a partir del borde de apoyo mencionado o de forma opcional a una distancia en porcentajes del canto útil, del borde de apoyo (Fig 18). En cuanto al estribado, o refuerzo a cortante, es posible seleccionar los diámetros mínimos y separaciones en función de las dimensiones de la viga, así como simetría en la disposición de los mismos y empleo de distintos calibres según la zona de la viga. Se pueden definir estribos simples (que es siempre el perimetral de la sección), dobles, triples, así como ramas verticales. También se pueden disponer los estribos y ramas juntos, hasta dos y tres en la misma sección.

Existen unas tablas definibles por el usuario y en las que se puede observar que es posible utilizar estribos y ramas, tal como se ha comentado.

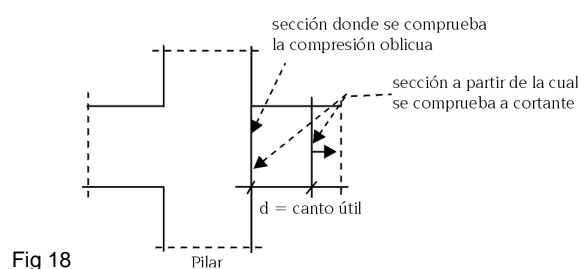


Fig 18

Se determina en primer lugar el estribado mínimo según la norma, en función de la sección de la viga y la tabla de armados, comprobando la longitud que puede cubrir con la envolvente de esfuerzos cortantes en la zona central.

En las zonas laterales, a izquierda y derecha, se determina el estribado necesario hasta los apoyos y se colocan en su longitud necesaria más medio canto útil. Se comprueba que dichas longitudes sean mayores que los mínimos indicados en **Opciones**.

Por último, y si existe torsión, se calcula la armadura transversal necesaria por torsión, estableciendo los mínimos según la norma (separación mínima, estribos cerrados) y se adiciona a la obtenida por cortante, dando como resultado final un estribado cuyos diámetros, separaciones y longitud de colocación cubre la suma de los dos efectos. En este último caso se realiza la comprobación conjunta (compresión oblicua) de tensiones tangenciales de cortante más torsión.

Se comprueba que la separación de estribos cumpla lo especificado en la norma cuando la armadura longitudinal esté comprimida, lo cual afecta tanto al diámetro como a la separación máxima, en función de la armadura longitudinal comprimida.

Pilares apeados. Cargas próximas a los apoyos. Vigas de gran canto y vigas anchas. En el caso particular de pilares apeados (sin vinculación exterior) en vigas, se dimensionan los estribos verticales con el valor del cortante en el borde de apoyo en ese tramo. Es importante recordar que, en el caso particular de pilares apeados o cargas puntuales próximos a los apoyos, es decir, a una distancia menor o igual a un canto útil, se produce una transmisión de la carga por bielas inclinadas de compresión y tracción que necesita armadura horizontal, en las mismas condiciones que en una ménsula corta, cuyos criterios de dimensionado no están contemplados en el programa. En este caso se debe realizar una comprobación y armado manual del tramo o tramos en los que esto ocurra, de acuerdo a lo que indique la norma para esos casos, además de complementar los dibujos de planos de vigas con los detalles adicionales correspondientes. También se puede resolver con barras inclinadas.

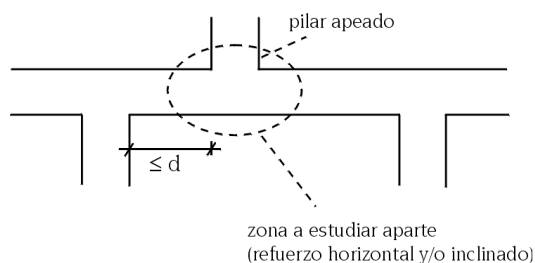


Fig 19

Dada la importancia que posee este tipo de apoyo y la fragilidad que presenta, **ES FUNDAMENTAL** extremar el control del mismo, tanto en su diseño como en su ejecución.

Se deben revisar los arranques de los pilares apeados, comprobando sus condiciones de anclaje en la viga. Se recomienda reducir en lo posible el coeficiente de empotramiento en el pie del pilar en su primer tramo de arranque, para evitar diámetros grandes que conducen a longitudes de anclaje del arranque altas.

Recuerde que, cuando se tienen tramos cortos o vigas de canto elevado, se puede dar la condición de que la luz sea menor que dos veces el canto, en cuyo caso se está ante una viga de gran canto o viga-pared, cuyos criterios de dimensionado no están contemplados en el programa. En este caso se debe realizar una comprobación y armado manual del tramo o tramos en los que esto ocurra.

También puede suceder que en algún tramo de viga, el ancho sea superior a dos veces su luz. En este caso, esta viga ancha realmente no es una viga o elemento lineal, sino que es un elemento plano bidimensional o losa, con lo que conviene revisar la discretización e introducirla como losa en lugar de hacerlo como viga, ya que los criterios de dimensionado son diferentes.

Por último, recuerde que en vigas planas en las que, por su ancho, se sobrepasa el ancho del apoyo en más de un canto, se debe hacer una comprobación manual a punzonamiento así como una verificación de los estribos en el apoyo, reforzando con armadura transversal, si fuera preciso.

Si existen cargas colgadas aplicadas por debajo de la fibra neutra de la sección, o cargas puntuales de vigas apoyadas en otras vigas, se deberá adicionar manualmente la armadura necesaria para suspender dichas cargas, ya que el programa no lo realiza.

Comprobación de la fisuración en vigas. De forma opcional, se puede establecer un límite del ancho de fisura. La formulación utilizada corresponde al Código Modelo CEB-FIP. La anchura característica se calcula como:

$$W_k = 1.7 \cdot S_m \cdot E_{sm}$$

$$S_m = 2c + 0.25 + K_1 K_2 \frac{\phi A_{c,eficaz}}{A_s}$$

$$E_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \frac{K_3}{2.5 K_1} \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \leq 0.4 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

donde

c: Recubrimiento de la armadura de tracción

s: Separación entre barras. Si $s > 15d$, $s = 15\phi$

K_1 : 0.4 (barras corrugadas)

K_2 : 0.125 (flexión simple)

A_s : Área total de las barras en el área eficaz

$A_{c, eficaz}$: Área eficaz que envuelve a las armaduras, en una altura de 1/4 de la altura de la viga.

σ_s : Tensión de servicio de la armadura

σ_{sr} : Tensión de la armadura en el momento de la fisuración

E_s : Módulo de elasticidad del acero

K_3 : 0.5

Esta formulación se aplica en general, excepto para la norma NB-1 y Eurocódigo 2 que tienen su formulación específica. Si se activa esta comprobación y no se cumple, se alargan las barras o aumenta la cuantía para cumplir, emitiendo un mensaje de aviso (no es un error) en los errores de vigas.

7.1.2. VIGAS INCLINADAS

Se dimensionan dichos elementos a flexión compuesta a partir de las envolventes de momentos flectores y axiles, así como el estribado a cortante (en el plano vertical que contiene a la viga). Es un cálculo en flexo-compresión recta, por lo que no se contemplan esfuerzos en el plano horizontal, que si existen se deben armar manualmente.

La armadura superior e inferior longitudinal indicada es la máxima o envolvente de todas las secciones calculadas a lo largo de dicha viga inclinada. Para este tipo de viga se dibuja la armadura en planos y se puede solamente consultar por pantalla. El proyectista debe realizar un despiece aparte de sus armaduras para los encuentros de los nudos extremos.

La envolvente de dichos esfuerzos se puede listar si desea realizar cortes de barras y un estudio de los nudos de unión.

7.1.3. VIGAS METÁLICAS

Se dimensionan de acuerdo a la norma correspondiente y al tipo de acero.

Se propone dentro de la serie el perfil óptimo.

Se dimensionan a flexión simple, ya que no se considera el axil.

De forma opcional se comprueba el pandeo lateral.

Se aplica como criterio del dimensionado los límites de flecha y la abolladura. El coeficiente de aprovechamiento se expresa en % respecto a los límites de tensión y de flecha.

7.1.4. PILARES, PANTALLAS Y MUROS DE HORMIGÓN ARMADO

Pilares. El dimensionado de pilares de hormigón se realiza en flexión-compresión esviada. A partir de la tabla de armado seleccionada para la obra, se comprueban de forma secuencial creciente de cuantía los armados definidos, que pueden ser simétricos a dos caras, a cuatro o en un porcentaje de diferencia, se comprueba si todas las combinaciones posibles cumplen dicho armado en función de los esfuerzos. Se establece la compatibilidad de esfuerzos y deformaciones y se comprueba que con dicho armado no se superan las tensiones del hormigón y del acero ni sus límites de deformación, ya que la posición de las armaduras es conocida por la tabla.

Se considera la excentricidad mínima o accidental, así como la excentricidad adicional de pandeo según la norma, limitando el valor de la esbeltez mecánica λ , de acuerdo a lo indicado en la norma. Dado que las fórmulas aplicadas tienen su campo de aplicación limitado por la esbeltez, si se supera, la sección es insuficiente (aunque el usuario puede introducir una armadura de forma manual) dando un mensaje de Esbeltez excesiva (Ee).

En un archivo oculto, y para cada norma, se definen los límites o cuantías mínimas y máximas, tanto geométricas como mecánicas, que, de forma obligada, se cumplirá en el dimensionado de la armadura. Si algún armado no cumple y se rebasan los límites máximos, se indicará en el listado y por pantalla el mensaje de Cuantía excesiva (Ce).

En este caso hay que aumentar la sección de hormigón. Si no se encuentra un armado en las tablas que verifique para los esfuerzos de cálculo, se buscará un armado calculado por el programa, hasta que en las caras no quepa la armadura en una capa, en cuyo caso se emite el mensaje: ARMADO MANUAL. Se deben aumentar en la tabla los tipos de armado y volver a calcular el pilar, para lo cual se puede rearmar sólo los pilares sin recalculando la obra completa. También se puede aumentar la sección y automáticamente se recalcula la sección.

Recuerde que, si las modificaciones de dimensión son grandes, es **MUY CONVENIENTE** volver a calcular la obra por completo, a causa de las variaciones de rigideces. Los diámetros y separaciones de estribos se realizan de acuerdo con la norma por defecto, con unas tipologías predefinidas en las tablas de armado modificables por el usuario, y siempre con separaciones y diámetros en función de la armadura longitudinal que son igualmente modificables.

Existen unas tablas de armado en las que en función de la armadura vertical, se pueden definir diferentes configuraciones de estribado y ramas de atado en función de las dimensiones transversales, pudiendo seleccionarse diferentes tablas según la obra. Si una sección no tiene estribado definido en tabla, sólo se obtiene estribo perimetral.

No se realiza comprobación de cálculo a cortante de los estribos, por lo que en condiciones de carga especiales, cargas horizontales, etc., será preciso una comprobación manual del estribado dispuesto y, en su caso, una modificación manual de los estribos, diámetros y separaciones.

Las longitudes de solape se calculan como la longitud de anclaje en posición I (de buena adherencia) en función del tipo de acero, hormigón y consideración de acciones dinámicas. De forma opcional, se puede aplicar una reducción de la longitud de anclaje indicada en función de la armadura necesaria y la real, sin disminuir de la reducida. Estas longitudes son editables y modificables.

Se supone que un pilar trabaja predominantemente a compresión, por lo que en caso de tener pilares en tracción (tirantes), es necesario aumentar manualmente las longitudes de anclaje y estudiar con detalle las uniones y anclajes correspondientes, realizando los detalles complementarios pertinentes de forma manual.

En cuanto al armado en vertical de un pilar, sus tramos último y penúltimo se arman según sus esfuerzos y de ahí hacia abajo, tramo a tramo, de forma que la armadura del tramo de abajo nunca sea inferior a la dispuesta en el tramo inmediatamente superior, en caso de que adopte en **Opciones** el criterio de continuidad de barras correspondiente (Fig 20).

Las secciones que se comprueban para obtener el armado de una planta son las indicadas en la Fig 20, cabeza y pie del tramo, y pie del tramo superior. Si se han definido cargas horizontales en pilares, se hará en secciones intermedias, pues podría aumentar las leyes de esfuerzos.

Cuando hay desniveles, se aplica la misma sistemática para cada tramo en el que queda subdividido el pilar de la planta por el desnivel.

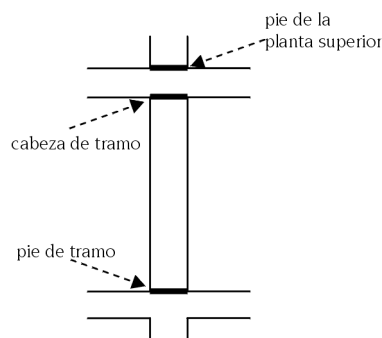


Fig 20 SECCIONES QUE SE COMPRUEBAN EN UNA PLANTA

Se puede elegir la continuidad o no del armado, así como la conservación del diámetro de las armaduras de esquina o el número y diámetro en las caras.

Finalmente, es posible modificar su sección, con lo que la armadura se recalcula, y también se puede modificar su armadura vertical y el tipo de estribos. Recuerde que si modifican las tablas de armado debe revisar la disposición de estribos.

Tenga en cuenta que si modifica las tablas de armado debe revisar la disposición de estribos. Si no hay estribos definidos ni armados para la sección del pilar, complete las tablas con el estribado y ramas necesarios. Revise los cortantes, por si fuera necesario un cálculo manual del estribado que no hace la versión actual.

Pilares Metálicos: Si se ha definido pilares metálicos, se calculan de acuerdo a la norma seleccionada para el tipo de acero, ya sea laminado o conformado. Los coeficientes de pandeo ya mencionados anteriormente deben introducirse por el usuario. Si adopta el criterio de mantener el perfil existente, recuerde que debe comprobar su cumplimiento.

Si por el contrario admite que el programa coloque el perfil necesario, recuerde que los esfuerzos de dimensionado se han obtenido con el perfil introducido inicialmente, por lo que si la variación ha sido importante, es conveniente recalculer la obra, ya que los esfuerzos pueden variar sustancialmente.

Por último se calculan las placas de anclaje en el arranque de pilares metálicos, verificando las tensiones generales y locales en el acero, hormigón, pernos, punzonamiento y arrancamiento.

Pantallas y muros de hormigón armado. Conocido el estado tensional, una vez calculados los esfuerzos y para cada combinación, se comprueban en cada cara de armado tanto en vertical como en horizontal las tensiones y deformaciones del hormigón y del acero para la armadura dispuesta en las tablas, aumentándose de forma secuencial hasta que algún armado cumpla para todas las combinaciones. Asimismo se comprueba en el sentido transversal, calculándose el refuerzo si es necesario. Este proceso se repite para cada uno de los lados de la pantalla o muro.

De acuerdo con la norma de aplicación se realizan las comprobaciones de cuantías mínimas y máximas, separaciones mínimas y máximas, así como las comprobaciones dimensionales de los lados (el ancho de un lado es superior a cinco veces su espesor), ya que si no lo verifica, se emite un mensaje informativo (Dp), y se le aplican las limitaciones impuestas para pilares.

Se comprueban los límites de esbeltez en pantallas para cada lado, no verificándose para muros.

Por último, se puede consultar por pantalla el armado obtenido así como los errores de dimensionado. Si se varía la armadura y/o espesor, se realiza una comprobación. El programa emitirá los mensajes de error pertinentes. Se puede redimensionar si se varían las secciones, obteniéndose el nuevo armado y realizándose las comprobaciones pertinentes.

Muros de Fábrica. Se comprueban los límites de tensión en compresión y en tracción (10% de la compresión) con un factor de cumplimiento del 80%.

Si no cumple, se emite un aviso en el informe final del cálculo.

Recuerde que la hipótesis de diafragma rígido a nivel de planta coarta deformaciones y produce esfuerzos de pico, que a veces son poco representativos, conduciendo a un armado elevado, de ahí la utilidad del factor de cumplimiento, para permitir que unas zonas no penalicen el armado del resto del muro, supuesto un armado común por planta.

En muros de bloque de hormigón se aplica el documento correspondiente del Código Técnico de la Edificación DB-SE-F.

7.1.5.FORJADOS UNIDIRECCIONALES

El cálculo de los forjados unidireccionales se realiza de forma individualizada para cada vigueta en flexión simple. Se obtiene el valor máximo del momento positivo MF expresado en $\text{kp} \times \text{m}$ ($\text{dN} \times \text{m}$ en S.I.) y por metro de ancho, mayorado. Se puede realizar una igualación por paños a valores máximos o medios en función de un porcentaje de diferencia entre viguetas adyacentes, consiguiendo uniformizar los valores por paños.

Es posible tipificar el valor de los momentos, expresándolo por un nombre tipo, si para ese forjado se han indicado los valores resistidos del momento para cada tipo. Si se supera el valor de dicha tabla se indica con ???. En ese caso se debe ampliar la tabla tipificada.

El cálculo de los momentos negativos se realiza a flexión simple y se obtienen unos negativos de acuerdo con una tabla de armado. Sus longitudes cumplen unos mínimos, especificados en **Opciones**, así como unas cuantías geométricas mínimas. Se pueden modificar e igualar los negativos en función de un porcentaje de diferencia de longitudes.

Cuando sea precisa una armadura de compresión en la zona de negativos, se retirarán las bovedillas hasta el punto donde deje de ser necesario. Esto se indicará en la planta por una línea de macizado de las viguetas.

Las envolventes de momentos y cortantes por vigueta y mayoradas se pueden consultar por pantalla. En extremos de alineación de viguetas, aunque el valor del momento negativo sea nulo, se dimensiona una armadura para un momento que es porcentaje del máximo positivo del vano (ver **Opciones**).

Es posible definir unos momentos mínimos positivos y negativos para toda la obra o para un paño en concreto.

Dado que en el proyecto se desconoce el forjado definitivo a ejecutar en obra, se debe exigir al suministrador del mismo el cumplimiento de las deformaciones máximas (flechas) en función de su módulo de flecha (EI), así como la verificación a cortante en función del tipo de vigueta a colocar, además del cumplimiento de los momentos positivos y el armado de negativos.

Puesto que se consulta el valor de los momentos positivos, no se hace la comprobación de si es o no necesaria armadura de compresión en vano. Por último, se recuerda que el valor expresado de los cortantes en extremos de viguetas en planos está mayorado y por metro de ancho.

7.1.6.PLACAS ALIGERADAS

Proceso de cálculo utilizado. Conocido el momento positivo de cálculo M_d máximo, se busca en la columna de flexión positiva del forjado, M. ULT., un valor superior al de cálculo. Paralelamente, y en función del ambiente definido para el paño, se busca en la columna de M. SER. (1, 2 ó 3) y con el valor del momento de servicio (obtenido con las combinaciones de desplazamientos), y se comparan, hasta que se encuentre un valor que cumpla. Se elige el tipo de placa que cumpla ambas condiciones. Si no es posible se emite un mensaje advirtiendo que está fuera de tablas.

De la misma manera, y para la placa seleccionada por flexión y ambiente, se comprueba en la columna de cortante de flexión negativa y positiva del forjado si el cortante de cálculo es menor que el resistido por el forjado. Si no cumple se emite un aviso advirtiendo del hecho.

Las longitudes de las barras se determinan en función de la envolvente de momentos, y las longitudes mínimas definidas en las opciones.

Las envolventes se obtienen de acuerdo a los esfuerzos actuantes, redistribución considerada y momentos mínimos aplicados.

Cuando no se hayan definido datos para el cálculo de flecha, ambiente o cortante, no se realiza dicha comprobación.

En **Datos de Paño**, se puede seleccionar el ambiente, así como los coeficientes de empotramiento en bordes, y los momentos mínimos para cada tipo de tramo, extremo, intermedio, aislado o vuelo.

Proceso constructivo. Puede seleccionar el cálculo con sopandas o como autoportante.

A. Con sopandas. El cálculo que realiza el programa cuando consideramos continuidad, con un valor del coeficiente de empotramiento en bordes=1, es un cálculo estático sometido a la carga total = carga permanente + sobrecarga, lo cual equivale a construir el forjado sobre sopandas, y al retirarlas, queda el forjado sometido a dicha carga total.

En este cálculo, normalmente los momentos negativos son mayores que los momentos positivos.

B. Como autoportante Los forjados de placas prefabricadas aligeradas se construyen normalmente sin sopandas, por lo que el estado final de esfuerzos se compone de dos estados:

1. La placa sometida al peso propio del forjado p , obteniéndose una ley de esfuerzos isostática ($M=pl^2/8$).
2. El forjado en continuidad sometido a la carga adicional posterior a la ejecución del forjado, formada por las cargas muertas y la sobrecarga de uso.

La superposición de ambos estados conduce a unos esfuerzos, que, en la mayoría de los casos, da mayores momentos positivos que negativos.

En la presente versión no se realiza el cálculo en dos fases, por lo que si el forjado se va a construir sin sopandas (caso B), puede obtener, de forma razonablemente aproximada, unos resultados acordes a lo esperado, modificando los coeficientes de empotramiento de los paños en continuidad.

De forma orientativa, el valor del coeficiente de empotramiento a asignar a los paños, depende de la relación entre el peso propio del forjado y la carga total, supuesto un estado de cargas uniforme.

El valor del coeficiente de empotramiento sería:

$$\text{coef.empot.} = 1 - (p.\text{propio forjado} / \text{carga total})$$

Por ejemplo, si tiene un forjado que pesa 400 kg/m², pavimento de 100 kg/m², y una sobrecarga de uso de 500 kg/m², obtendría:

peso propio del forjado = 400

carga total = 400 + 100 + 500 = 1000

coef.empot. = $1 - (400/1000) = 1 - 0.4 = 0.6$

Asignaría como coeficiente de empotramiento 0.6 a los paños en continuidad. El programa lo asigna de forma automática a cada paño de placas aligeradas cuando tiene activado el cálculo como autoportante.

En cualquier caso, es conveniente que consulte al fabricante por el proceso constructivo, y solicite su consejo para el cálculo, verificando que la placa en la primera fase, sometida al peso propio y la sobrecarga de construcción (normalmente 100 kg/m²) resiste en la fase de construcción.

En cuanto a la obtención de la flecha, se calcula con las características mecánicas indicadas en la ficha del forjado, y con las leyes de momentos del estado final promediado, del cual puede consultar los valores en función de los límites de flecha establecidos en las opciones para placas aligeradas.

7.1.7.FORJADOS DE LOSA MACIZA

Armadura Base. De forma opcional se puede definir una armadura base superior e inferior, longitudinal y transversal, que pueden ser diferentes, definibles y modificables según una tabla de armado. Esta armadura será colaborante siempre si se define. Es posible aumentarla, si por el cálculo es preciso, a flexión, ya sea por trabajo como armadura comprimida o por el cumplimiento de unos mínimos de cuantías especificadas en **Opciones**.

Se puede detallar o no en los planos lo cual tiene su importancia, tanto en el despiece de armados como en la medición. En caso de que se detalle se dibujará conjuntamente con los refuerzos, cortándose y solapándose donde sea preciso, como si de una armadura más se tratase. Se puede obtener su medición y sus longitudes de corte. Si no se detalla, ni se dibuja ni se mide; sólo se puede indicar su diámetro y su separación. Por tanto, en ese caso, se debe complementar con los detalles que se considere oportuno, tanto en la planta como en el cuadro de medición.

Armadura Longitudinal de Refuerzo. En cada nudo de la malla se conocen los momentos flectores en dos direcciones y el momento torsor. En general, las direcciones principales de la losa no coinciden con las direcciones de armado impuestas para la misma. Aplicando el método de **Wood**, internacionalmente conocido, que considera el efecto de la torsión para obtener el momento de armado en cada dirección especificada, efectuándose un reparto transversal en cada nudo con sus adyacentes a izquierda y a derecha en una banda de un metro, sumándose en cada nudo los esfuerzos del nudo más los del reparto, a partir de los cuales se obtiene el área necesaria superior e inferior en cada dirección, que se especifica por metro de ancho al dividir por el tamaño de la malla o distancia entre nudos, para obtener un valor homogéneo y comparable en todos los nudos.

Se comprueba el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas, tanto superior, como inferior y total, así como las cuantías geométricas y mecánicas de la cara de tracción. También se comprueba que la armadura en una dirección sea un porcentaje de la otra, todo ello de acuerdo a las opciones activas.

Con todo ello se obtienen unas envolventes de cuantías y el área necesaria en cada dirección por metro de ancho y se calculan unos refuerzos longitudinales de acuerdo a las tablas de armado definidas. El punto de corte de las barras se realiza aumentando a dicha longitud la longitud neta reducida de anclaje según su posición (I ó II) y el decalaje de la ley en función del canto útil y según la normativa.

El cumplimiento de los diámetros máximos y separaciones se realiza por medio de las tablas de armado, en las que se especifican los diámetros y separaciones en función de un campo de variación de los cantos. La consideración de la torsión es opcional, aunque se aconseja que se considere siempre.

Armaduras predeterminadas: se define con este nombre a la posibilidad de introducir armaduras, ya sea superior, inferior y en cualquier dirección, de diámetro y longitud predeterminada por el usuario, y que se descontarán en su zona de influencia de la armadura de refuerzo a colocar. Resulta muy útil en zonas de concentración de esfuerzos ya conocidos, como la zona superior en soportes, permitiendo que el resto de la armadura sea más uniforme.

El tratamiento de las losas de cimentación es idéntico a las losas macizas normales en cuanto a su diseño de armaduras.

Armadura Transversal

A.-Punzonamiento. En superficies paralelas a los bordes de apoyo, considerando como tales a los pilares, pantallas, muros, vigas y apoyos en muros, y situada a una distancia de medio canto útil (0.5 d), se verifica el cumplimiento de la tensión límite de punzonamiento, de acuerdo a la norma. No debe olvidarse que la comprobación de punzonamiento es una comprobación de tensiones tangenciales, que es lo que realiza el programa, obteniendo el valor de las tensiones tangenciales a partir de los cortantes en los nudos próximos, interpolando linealmente en los puntos de corte del perímetro de punzonamiento.

Este planteamiento es el correcto desde el punto de vista teórico, una comprobación de tensiones tangenciales, que resuelve el problema en su generalidad que no es coincidente en su planteamiento con las formulaciones de las diferentes normas que suelen aplicar una formulación dependiente del axil y momento actuante, con formulas simplificadas que sólo resuelven casos particulares.

Si no se cumple, aparece una línea roja que indica que se ha rebasado el límite de tensión máxima por punzonamiento, con un mensaje de INSUF. En ese caso se debe aumentar el canto, el tamaño del apoyo o la resistencia del hormigón.

Si se supera la tensión límite sin armadura transversal, es necesario colocar armadura de refuerzo transversal, se indica el número y el diámetro del refuerzo a colocar como ramas verticales, a la separación necesaria en función del número de ramas colocadas en una cierta longitud.

El proyectista debe, en este caso, disponer las ramas verticales en la forma constructiva que considere más adecuada a la obra, ya sea mediante pates, refuerzos en escalera, estribos, etc. (Fig 21), de forma que su separación no supere 0.75 de canto útil o la sección equivalente, y dispuestas entre la armadura superior e inferior.

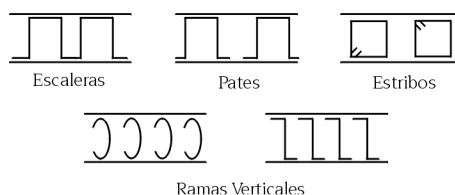


Fig 21

Ramas Verticales

En las zonas donde se dispongan vigas, planas o de canto, los esfuerzos tangenciales serán resistidos por los estribos de la viga. Por tanto, las tensiones tangenciales se calculan sólo en la losa y en superficies paralelas a los lados de las vigas.

B.-Cortante. A partir de la sección de comprobación a punzonamiento ($0.5 d$) y en superficies paralelas a una distancia de $0.75 d$, se realiza la comprobación a cortante en toda la superficie de la losa, hasta encontrarse todas las superficies radiadas a partir de los bordes de apoyo. Si es necesario reforzar, se indica el número y el diámetro de los refuerzos a colocar con la misma tipología que lo indicado para el punzonamiento.

Análogamente, si no se cumple, aparece una línea roja que indica que se ha rebasado el límite de tensión máxima por punzonamiento, con un mensaje de INSUF. En ese caso se debe aumentar el canto, el tamaño del apoyo o la resistencia del hormigón.

El tratamiento de las losas de cimentación es idéntico a las losas macizas normales en cuanto a su diseño de armaduras.

Igualación de Armaduras. Antes o después del cálculo es posible definir unas líneas o rectángulos en cualquier dirección, superior e inferior, que permiten igualar el armado al máximo de esa zona en cuantía y longitud. Existe una opción para la **igualación automática** sobre pilares de armadura superior en bandas adyacentes a los pilares indicados.

Se pueden definir unas líneas de flexión que se deben usar antes del cálculo e introducir según las direcciones de apoyos.

Estas líneas se consideran como si fueran puntos de máximos momentos negativos, y por tanto el sitio idóneo para el solape de la armadura inferior si procede, calculando las longitudes de refuerzo de negativos de acuerdo a unos mínimos en porcentajes de la distancia entre líneas (luz de vano) y solapando los positivos, si ello fuera posible en dichas líneas.

Por último, se puede siempre modificar el diámetro y la separación de la armadura de refuerzo a juicio del proyectista y también modificar y colocar las patillas superiores e inferiores.

Anclaje de las armaduras en vigas o apoyos. Las longitudes de anclaje se miden a partir del borde de apoyo con la losa. Revise las longitudes cuando los bordes sean anchos, pues es posible que no crucen toda la viga y queden parcialmente anclados. Esto es importante, y debe prolongarlas cuando utilice vigas anchas.

El tratamiento de las losas de cimentación es idéntico a las losas macizas normales en cuanto a su diseño de armaduras. Existe una opción que en losas rectangulares apoyadas en vigas da un armado promediado uniforme en cada dirección.

7.1.8.FORJADOS RETICULARES

Los criterios para los forjados reticulares son los mismos que los indicados para las losas macizas, con las siguientes diferencias.

Armadura Base. Se puede definir o no una armadura base, distinguiendo para ello la zona macizada de la zona aligerada.

A. Armadura Base en Zona Maciza (Ábacos). Por defecto, se considera una armadura base formada por 2 redondos, según unas tablas, que se extiende de borde a borde de ábaco, distribuida entre los ejes de los nervios y que colabora siempre que se considere.

Esta armadura ni se mide ni se dibuja en la versión actual de **CYPECAD**. Por tanto, es el proyectista quien debe suministrar un detalle tipo de dicha armadura base, también llamada «*de montaje de ábacos*», que complemente la información contenida en los planos, aunque en el cuadro de características se describa dicha armadura base.

B. Armadura Base en Nervios. Por defecto no se considera. Por tanto, se debe elegir y determinar en cada dirección. Existen unas tablas de armado que permiten su definición, así como su combinación posible en los refuerzos adicionales a colocar en los nervios. Si se indica en **Opciones** que se detalle, se dibujará y se medirá. En caso contrario, sólo será posible colocar un rótulo a nivel general sin medición ni dibujo en el cuadro de características.

Armadura Longitudinal de Refuerzo. Se aplican los mismos criterios que en el caso de las losas macizas, sólo que el armado se concentra en los nervios. Previamente se deben agrupar las envolventes de los elementos adyacentes al nervio para el cálculo concentrado de la armadura en la posición del nervio.

Armadura Transversal. En la zona de ábacos o zona maciza se efectúa un cálculo idéntico al de las losas macizas frente a cortante y punzonamiento.

En los nervios de la zona aligerada se efectúa la comprobación a cortante en los nervios cada 0.75 d. Si es necesario reforzar, coloca ramas verticales del diámetro necesario a la separación y número que se dibuja en planos y por pantalla.

Igualación de Armaduras. Se pueden efectuar las mismas igualaciones que en las losas macizas, concentrando la armadura en los nervios designados.

7.1.9.DEFORMACIONES EN VIGAS

Se aplicará lo indicado en el Código Técnico de la Edificación en su apartado 4.3.3 Deformaciones.

7.1.10.DEFORMACIONES EN FORJADOS

Forjados unidireccionales:

Se aplicará lo indicado en el Código Técnico de la Edificación en su apartado 4.3.3 Deformaciones.

Forjados de Losa maciza y Reticulares. Se proporcionan en cualquier nudo de la malla de todas las plantas los valores de los desplazamientos por hipótesis simples (aquellas que se hayan definido en el proyecto: permanentes o peso propio; variables, que incluyen sobrecargas de uso generales, separadas, ...; viento y sismo). En particular, se puede obtener el desplazamiento máximo por hipótesis de cada paño.

Queda a juicio del proyectista la estimación de la flecha activa, con los coeficientes de fluencia que considere oportuno, y a partir de la determinación manual de las flechas instantáneas conocidas, deducidas de los desplazamientos verticales por hipótesis que suministra el programa.

Se recuerda que en una losa los desplazamientos verticales son absolutos, es decir que si consultamos en un nudo junto a un pilar o soporte, veremos que también tienen desplazamientos verticales (según el eje **z**), luego para determinar la flecha entre dos soportes, debemos restar los desplazamientos de los soportes, ya que la flecha es un descenso relativo respecto a los apoyos extremos, o puntos de inflexión en una dirección dada de la deformación. Este efecto es más acusado en las plantas altas de los edificios por el acortamiento elástico de los pilares de hormigón.

Si los desplazamientos de pilares son muy pequeños, se puede estimar la suma de los desplazamientos debidos a las cargas gravitatorias verticales (**peso propio + sobrecargas**) y multiplicadas por un valor entre 2.5 y 3, según el proceso constructivo. De esta forma se obtienen unos valores aproximados en la práctica habitual de cálculo de edificios. Conocida la flecha absoluta, se podrá determinar la flecha relativa (**L/XXX**), observando los apoyos de las zonas adyacentes al punto de máxima flecha absoluta y tomando la luz menor de las posibles contiguas.

Recuerde que en losas macizas y reticulares, se deben respetar unos cantos razonables para las luces habituales y cargas normales de edificación dentro de las esbelteces que suelen indicar las normas (menores si es posible), así como una distribución de soportes con luces compensadas, es la mejor garantía para no tener problemas de deformaciones. Una ejecución adecuada con recubrimientos correctos también nos asegurará un comportamiento bueno frente a deformaciones excesivas.

Utilice los isovalores para visualizar los desplazamientos verticales, con las indicaciones anteriormente mencionadas.

8.CIMENTACIONES

En el presente apartado se indican las consideraciones generales tenidas en cuenta para la comprobación y dimensionado de los elementos de cimentación definibles en **CYPECAD** bajo soportes verticales del edificio definidos 'con vinculación exterior'.

Recuerde que puede calcular simultáneamente con el resto de la estructura o de forma independiente. Como son elementos 'con vinculación exterior' no tienen asientos, luego no influyen en el cálculo de la estructura.

Puesto que pueden calcularse de forma independiente, no olvide que puede hacer modificaciones en la estructura sin que ello implique afectar a la cimentación.

También es posible utilizarla como un editor, por lo que podrá introducir elementos de cimentación sin calcular, y obtener planos y mediciones.

8.1.ZAPATAS AISLADAS

CYPECAD efectúa el cálculo de zapatas de hormigón armado. Siendo el tipo de zapatas a resolver los siguientes:

- Zapatas de canto constante
- Zapatas de canto variable o piramidales

En planta se clasifican en:

- Cuadradas
- Rectangulares centradas
- Rectangulares excéntricas (caso particular: medianeras y de esquina)

Cada zapata puede cimentar un número ilimitado de soportes (pilares, pantallas y muros) en cualquier posición.

Las cargas transmitidas por los soportes, se transportan al centro de la zapata obteniendo su resultante. Los esfuerzos transmitidos pueden ser:

N: axil

Mx: momento x

My: momento y

Qx: cortante x

Qy: cortante y

T: torsor

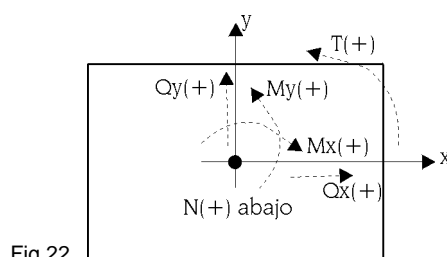


Fig 22

Las hipótesis consideradas pueden ser: Peso propio, Sobrecarga, Viento, Nieve y Sismo.

Los estados a comprobar son:

- Tensiones sobre el terreno
- Equilibrio

- Hormigón (flexión y cortante)

Se puede realizar un dimensionado a partir de las dimensiones por defecto definidas en las opciones del programa, o de unas dimensiones dadas.

También se puede simplemente obtener el armado a partir de una geometría determinada.

La comprobación consiste en verificar los aspectos normativos de la geometría y armado de una zapata.

8.1.1. TENSIONES SOBRE EL TERRENO

Se supone una ley de deformación plana para la zapata, por lo que se obtendrá en función de los esfuerzos unas leyes de tensiones sobre el terreno de forma trapecial. No se admiten tracciones, por lo que, cuando la resultante se salga del núcleo central, aparecerán zonas sin tensión.

La resultante debe quedar dentro de la zapata, pues si no es así no habría equilibrio. Se considera el peso propio de la zapata.

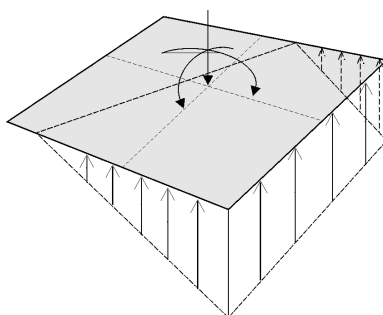


Fig 23

Se comprueba que:

- La tensión media no supere la del terreno.
- La tensión máxima en borde no supere en un % la media según el tipo de combinación:
 - gravitatoria: 25 %
 - con viento: 33 %
 - con sismo: 50 %

Estos valores son opcionales y modificables.

8.1.2. ESTADOS DE EQUILIBRIO

Aplicando las combinaciones de estado límite correspondientes, se comprueba que la resultante queda dentro de la zapata.

El exceso respecto al coeficiente de seguridad se expresa mediante el concepto % de reserva de seguridad:

$$\left(\frac{0.5 \cdot \text{ancho zapata}}{\text{excentricidad resultante}} - 1 \right) \cdot 100$$

Si es cero, el equilibrio es el estricto, y si es grande indica que se encuentra muy del lado de la seguridad respecto al equilibrio.

8.1.3. ESTADOS DE HORMIGÓN

Se debe verificar la flexión de la zapata y las tensiones tangenciales.

Momentos flectores. En el caso de pilar único, se comprueba con la sección de referencia situada a 0.15 la dimensión el pilar hacia su interior.

Si hay varios soportes, se hace un barrido calculando momentos en muchas secciones a lo largo de toda la zapata. Se efectúa en ambas direcciones x e y, con pilares metálicos y placa de anclaje, en el punto medio entre borde de placa y perfil.

Cortantes. La sección de referencia se sitúa a un canto útil de los bordes del soporte. Si hay varios podrían solaparse las secciones por proximidad, emitiéndose un aviso.

Anclaje de las armaduras. Se comprueba el anclaje en sus extremos de las armaduras, colocando las patillas correspondientes en su caso, y según su posición.

Cantos mínimos. Se comprueba el canto mínimo que especifique la norma.

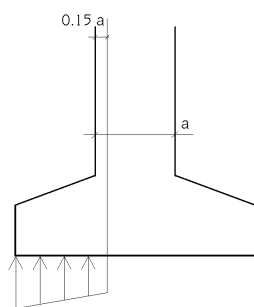


Fig 24

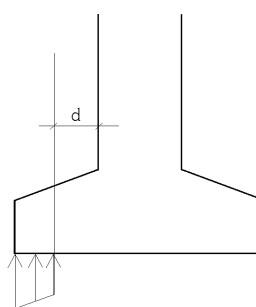


Fig 25

Separación de armaduras. Se comprueba las separaciones mínimas entre armaduras de la norma, que en caso de dimensionamiento se toma un mínimo práctico de 10 cm.

Cuantías mínimas y máximas. Se comprueba el cumplimiento de las cuantías mínimas, mecánicas y geométricas que especifique la norma.

Diámetros mínimos. Se comprueba que el diámetro sea al menos los mínimos de la norma.

Dimensionado. El dimensionado a flexión obliga a disponer cantos para que no sea necesaria armadura de compresión. El dimensionado a cortante, lo mismo, para no tener que colocar refuerzo transversal.

Comprobación a compresión oblicua. Se realiza en el borde de apoyo, no permitiendo superar la tensión en el hormigón por rotura a compresión oblicua. Dependiendo del tipo de soporte, se pondera el axil del soporte por:

- Soportes interiores: 1.15
- Soportes medianeros: 1.4
- Soporte esquina: 1.5

Para tener en cuenta el efecto de la excentricidad de las cargas.

Se dimensionan zapatas rígidas siempre, aunque en comprobación solamente se avisa de su no cumplimiento en su caso ($\text{vuelo/canto} \leq 2$).

En dimensionamiento de zapatas de varios soportes, se limita la esbeltez a 8, siendo la esbeltez la relación entre la luz entre soportes dividido por el canto de la zapata. Se dispone de unas opciones de dimensionamiento de manera que el usuario pueda escoger la forma de crecimiento de la zapata, o fijando alguna dimensión, en función del tipo de zapata. Los resultados lógicamente pueden ser diferentes según la opción seleccionada.

Cuando la ley de tensiones no ocupe toda la zapata, pueden aparecer tracciones en la cara superior por el peso de la zapata en voladizo, colocándose una armadura superior si fuese necesario.

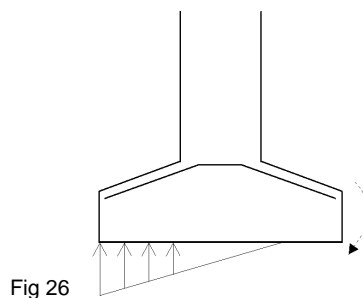




Fig 26

8.2. VIGAS CENTRADORAS

El programa calcula vigas centradoras de hormigón armado entre cimentaciones.

Las vigas centradoras se utilizan para el centrado de zapatas y encepados. Existen dos tipos:

- momentos negativos:  $A_s > A_i$
- momentos positivos:  A armado simétrico

Existen unas tablas de armado para cada tipo, definibles y modificables.

Los esfuerzos sobre las vigas centradoras son:

- Momentos y cortantes necesarios para su efecto de centrado.
- No admite cargas sobre ella ni se considera su peso propio. Se supone que las transmiten al terreno sin sufrir esfuerzos.
- Los esfuerzos que reciben, cuando son varias, un elemento zapata o encepado son proporcionales a sus rigideces.
- Pueden recibir esfuerzos sólo por un extremo o por ambos.

Si su longitud es menor de 25 cm, se emite un aviso de viga corta.

Existe una tabla de armado para cada tipo, comprobándose su cumplimiento para los esfuerzos a la que se encuentra sometida.

Se realizan las siguientes comprobaciones:

- diámetro mínimo de la armadura longitudinal
- diámetro mínimo de la armadura transversal
- cuantía geométrica mínima de tracción
- cuantía mecánica mínima (se acepta reducción)
- cuantía máxima de armadura longitudinal
- separación mínima entre armaduras longitudinales
- separación mínima entre cercos
- separación máxima de la armadura longitudinal
- separación máxima de cercos
- ancho mínimo de vigas ($\geq 1/20$ luz)
- canto mínimo de vigas ($\geq 1/20$ luz)
- comprobación a fisuración (0.3 mm)
- longitud anclaje armadura superior

- longitud anclaje armadura de piel
- longitud anclaje armadura inferior
- comprobación a flexión (no tener armadura de compresión)
- comprobación a cortante (hormigón + estribos resisten el cortante)

Se admite una cierta tolerancia en el ángulo de desvío de la viga centradora cuando entra por el borde de la zapata (15°).

Existe una opción que permite fijar una cuantía geométrica mínima de tracción.

Hay unos criterios para disponer la viga respecto a la zapata, en función el canto relativo entre ambos elementos, enrasándola por la cara superior o inferior.

Para todas las comprobaciones y dimensionado se utilizan las combinaciones de vigas centradoras como elemento de hormigón armado, excepto para fisuración que se utilizan las de tensiones sobre el terreno.

8.3.VIGAS DE ATADO

El programa calcula vigas de atado entre cimentaciones de hormigón armado.

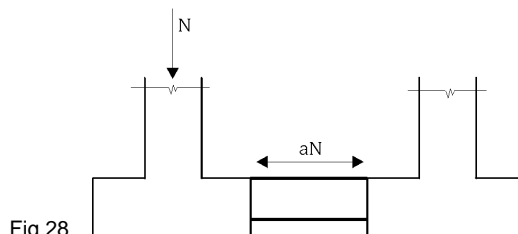


Fig 28

Las vigas de atado sirven para arriostrar las zapatas, absorbiendo los esfuerzos horizontales por la acción del sismo.

A partir del axil máximo, se multiplica por la aceleración sísmica de cálculo 'a' (no menor que 0.05), y estos esfuerzos se consideran de tracción y compresión ($a \cdot N$).

De forma opcional se dimensionan a flexión para una carga uniforme p (1 T/ml ó 10 kN/ml) producida por la compactación de las tierras y solera superior. Se dimensionan para un momento $pl^2/12$ positivo y negativo y un cortante $pl/2$, siendo l la luz de la viga.

Para el dimensionado se utilizan las combinaciones llamadas de Vigas Centradoras como elemento de hormigón armado.

Se utilizan unas tablas de armado con armado simétrico en las caras.

Se hacen las siguientes comprobaciones:

- diámetro mínimo de la armadura longitudinal
- diámetro mínimo de la armadura transversal
- cuantía geométrica mínima de la armadura de tracción (si se ha activado la carga de compactación)
- cuantía geométrica mínima de la armadura de compresión (si se ha activado la carga de compactación)
- armadura mecánica mínima
- separación mínima entre armaduras longitudinales
- separación máxima entre armaduras longitudinales
- separación mínima entre cercos
- separación máxima entre cercos
- ancho mínimo de vigas ($1/20$ luz)

- canto mínimo de vigas (1/12 luz)
- fisuración (0.3 mm, no considerando el sismo)
- longitud de anclaje armadura superior
- longitud de anclaje armadura piel
- longitud de anclaje armadura inferior
- comprobación a cortante (sólo con carga de compactación)
- comprobación a flexión (sólo con carga de compactación)
- comprobación a axil

Existen opciones para extender el estribado hasta la cara de la zapata o hasta el soporte.

También son opcionales la posición de la viga con enrase superior o inferior con la zapata en función de sus cantos relativos.

8.3.1. CRITERIOS DE CÁLCULO

Los encepados tipo A se basan en el modelo de cargas concentradas sobre macizos. Se arman con cercos verticales y horizontales (opcionalmente con diagonales).

Los encepados tipo B se basan en modelos de bielas y tirantes. Se arman como vigas, con armadura longitudinal inferior, superior y piel, además de cercos verticales.

Los encepados tipo C se basan en modelos de bielas y tirantes. Se pueden armar con vigas laterales, diagonales, parrillas inferiores y superiores, y armadura perimetral de zunchado.

Los encepados tipo D se basan en modelos de bielas y tirantes. Se pueden armar con vigas laterales, diagonales (salvo el rectangular), parrillas inferiores y superiores.

Cualquier encepado se puede comprobar o dimensionar.

La comprobación consiste en verificar los aspectos geométricos y mecánicos con unas dimensiones y armadura dadas. Pueden definirse o no cargas. El dimensionado necesita cargas, y a partir de unas dimensiones mínimas que toma el programa (dimensionado completo) o de unas dimensiones iniciales que aporta el usuario (dimensiones mínimas), se obtiene (si es posible) una geometría y armaduras de acuerdo a la norma y opciones definidas.

Siendo la norma EHE-98 la que mayor información y análisis suministra para el cálculo de encepados, se ha adoptado como norma básica para los encepados, siempre rígidos, y en aquellos casos en los que ha sido posible para otras normas tales como la

ACI-318/95, CIRSOC, NB-1, EH-91, bibliografía técnica como el libro de '*Estructuras de cimentación*' de Marcelo da Cunha Moraes, y criterios de **CYPE Ingenieros**, se ha aplicado dichos principios. En los listados de comprobación se hace referencia a la norma aplicada y artículos.

8.3.2. CRITERIO DE SIGNOS

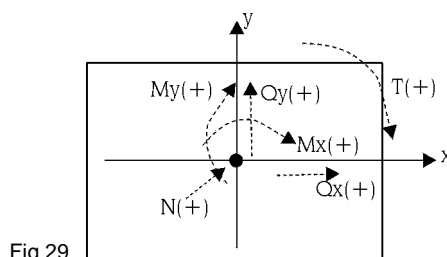


Fig 29

8.3.3. CONSIDERACIONES DE CÁLCULO Y GEOMETRÍA

Al definir un encepado, necesita también indicar los pilotes, tipo, número y posición. Es un dato del pilote su capacidad portante, es decir la carga de servicio que es capaz de soportar (sin mayorar).

Previamente será necesario calcular la carga que reciben los pilotes, que serán el resultado de considerar el peso propio del encepado, las acciones exteriores y la aplicación de la fórmula clásica de Navier:

$$P_i = \frac{N}{n^{\circ} \text{ pilotes}} + M_x \cdot \frac{x_i}{\sum x_i^2} + M_y \cdot \frac{y_i}{\sum y_i^2}$$

con las combinaciones de tensiones sobre el terreno.

El pilote más cargado se compara en su capacidad portante y si la supera se emite un aviso.

Cuando se define un pilote, se pide la distancia mínima entre pilotes. Este dato lo debe proporcionar el usuario (valor por defecto 1.00 m) en función del tipo de pilote, diámetro, terreno, etc.

Al definir un encepado de más de un pilote, debe definir las distancias entre ejes de pilotes (1.00 m por defecto). Se comprueba que dicha distancia sea superior a la distancia mínima.

La comprobación y dimensionado de pilotes se basa en la carga máxima del pilote más cargado aplicando las combinaciones de Hormigón seleccionadas a las cargas por hipótesis definidas.

Si quiere que todos los encepados de una misma tipología tengan una geometría y armado tipificado para un mismo tipo de pilote, disponer de una opción en encepados, que se llama **Cargas por pilote**, que al activarla permite unificar los encepados, de manera que pueda dimensionar el encepado para la capacidad portante del pilote. En este caso defina un coeficiente de mayoración de la capacidad portante (coeficiente de seguridad para considerarlo como una combinación más) denominado **Coeficiente de Aprovechamiento del Pilote** (1.5 por defecto). Si no quiere considerar toda la capacidad portante del pilote, puede definir un porcentaje de la misma, que se ha llamado Fracción de cargas de pilotes, variable entre 0 y 1 (1 por defecto). En este caso, el programa determinará el máximo entre el valor anterior que es función de la capacidad portante, y el máximo de los pilotes por las cargas exteriores aplicadas.

En algunas zonas y países es práctica habitual, pues se obtiene un único encepado por diámetro y número de pilotes, simplificando la ejecución. Esta opción está desactivada por defecto.

Respecto a los esfuerzos, se realizan las siguientes comprobaciones:

- aviso de tracciones en los pilotes: tracción máxima \geq 10% compresión máxima
- aviso de momentos flectores: será necesario disponer vigas centradoras
- aviso de cortantes excesivos: si el cortante en alguna combinación supera el 3% del axil con viento, o en otras combinaciones de la conveniencia de colocar pilotes inclinados.
- aviso de torsiones si existen tales definidos en las cargas

Si se introducen vigas centradoras, dichas vigas absorberán los momentos en la dirección en la que actúen. En encepados de 1 pilote son siempre necesarias en ambas direcciones. En encepados de 2 pilotes y lineales lo son en la dirección perpendicular a la línea de pilotes.

El programa no considera ninguna excentricidad mínima o constructiva, aunque suele ser habitual considerar para evitar replanteos incorrectos de los pilotes o del propio encepado un 10% del axil.

Incrementa los momentos en esta cantidad $0.10 \times N$ en las hipótesis de cargas correspondientes si lo considera necesario.

Si actuara más de una viga centradora en la misma dirección, se repartirá proporcionalmente a sus rigideces el momento. Comprobaciones que realiza:

- Comprobaciones generales:
 - aviso de pantalla
 - aviso de soportes muy separados (en **CYPECAD**)
 - aviso que no hay soportes definidos
 - vuelo mínimo desde el perímetro del pilote
 - vuelo mínimo desde el eje del pilote

- vuelo mínimo desde el pilar
- ancho mínimo pilote
- capacidad portante del pilote

- Comprobaciones particulares:

Para cada tipo de encepado se realizan las comprobaciones geométricas y mecánicas que indica la norma. Le recomendamos que realice un ejemplo de cada tipo y obtenga el listado de comprobación, en donde puede verificar todas y cada una de las comprobaciones realizadas, avisos emitidos y referencias a los artículos de la norma o criterio utilizado por el programa.

De los encepados puede obtener listados de los datos introducidos, medición de los encepados, tabla de pilotes, y listado de comprobación.

En cuanto a los planos, podrá obtener gráficamente la geometría y armaduras obtenidas así como un cuadro de medición y resumen.

Nota importante: Como se ha mencionado anteriormente, en posible definir varios soportes en un mismo encepado, tipo pilar o pantalla, por lo que se han impuesto algunas restricciones geométricas en forma de aviso en cuanto a las distancias de los soportes al borde o a los pilotes.

Quando existen varios soportes sobre un encepado, se obtiene la resultante de todos ellos aplicada al centro del encepado, utilizando el método de bielas y tirantes, y suponiendo rígido el encepado, por lo que debe asumir la validez de dicho método, que según el caso particular de que se trate pudiera quedar fuera del campo de aplicación de dicho método, por lo que deberá hacer las correcciones manuales y cálculos complementarios necesarios si sale fuera del campo de validez de dicho método e hipótesis consideradas.

8.4. PLACAS DE ANCLAJE

En la comprobación de una placa de anclaje, la hipótesis básica asumida por el programa es la de placa rígida o hipótesis de Bernoulli. Esto implica suponer que la placa permanece plana ante los esfuerzos a los que se ve sometida, de forma que se pueden despreciar sus deformaciones a efectos del reparto de cargas. Para que esto se cumpla, la placa de anclaje debe ser simétrica (lo que siempre garantiza el programa) y suficientemente rígida (espesor mínimo en función del lado).

Las comprobaciones que se deben efectuar para validar una placa de anclaje se dividen en tres grupos, según el elemento comprobado: hormigón de la cimentación, pernos de anclaje y placa propiamente dicha, con sus rigidizadores, si los hubiera.

1. Comprobación sobre el hormigón. Consiste en verificar que en el punto más comprimido bajo la placa no se supera la tensión admisible del hormigón. El método usado es el de las tensiones admisibles, suponiendo una distribución triangular de tensiones sobre el hormigón que sólo pueden ser de compresión. La comprobación del hormigón sólo se efectúa cuando la placa está apoyada sobre el mismo, y no se tiene un estado de tracción simple o compuesta. Además, se desprecia el rozamiento entre el hormigón y la placa de anclaje, es decir, la resistencia frente a cortante y torsión se confía exclusivamente a los pernos.

2. Comprobaciones sobre los pernos. Cada perno se ve sometido, en el caso más general, a un esfuerzo axial y un esfuerzo cortante, evaluándose cada uno de ellos de forma independiente. El programa considera que en placas de anclaje apoyadas directamente en la cimentación, los pernos sólo trabajan a tracción. En caso de que la placa esté a cierta altura sobre la cimentación, los pernos podrán trabajar a compresión, haciéndose la correspondiente comprobación de pandeo sobre los mismos (se toma el modelo de viga biempotrada, con posibilidad de corrimiento relativo de los apoyos normal a la directriz: $b = 1$) y la traslación de esfuerzos a la cimentación (aparece flexión debida a los cortantes sobre el perfil). El programa hace tres grupos de comprobaciones en cada perno:

Tensión sobre el vástago. Consiste en comprobar que la tensión no supere la resistencia de cálculo del perno.

Comprobación del hormigón circundante. A parte del agotamiento del vástago del perno, otra causa de su fallo es la rotura del hormigón que lo rodea por uno o varios de los siguientes motivos:

- Deslizamiento por pérdida de adherencia.

- Arrancamiento por el cono de rotura.
- Rotura por esfuerzo cortante (concentración de tensiones por efecto cuña).

Para calcular el cono de rotura de cada perno, el programa supone que la generatriz del mismo forma 45 grados con su eje. Se tiene en cuenta la reducción de área efectiva por la presencia de otros pernos cercanos, dentro del cono de rotura en cuestión.

No se tienen en cuenta los siguientes efectos, cuya aparición debe ser verificada por el usuario:

- Pernos muy cercanos al borde de la cimentación. Ningún perno debe estar a menos distancia del borde de la cimentación, que su longitud de anclaje, ya que se reduciría el área efectiva del cono de rotura y además aparecería otro mecanismo de rotura lateral por cortante no contemplado en el programa.
- Espesor reducido de la cimentación. No se contempla el efecto del cono de rotura global que aparece cuando hay varios pernos agrupados y el espesor del hormigón es pequeño.
- El programa no contempla la posibilidad de emplear pernos pasantes, ya que no hace las comprobaciones necesarias en este caso (tensiones en la otra cara del hormigón).

Aplastamiento de la placa. El programa también comprueba que, en cada perno, no se supera el cortante que produciría el aplastamiento de la placa contra el perno.

3. Comprobaciones sobre la placa

Cálculo de tensiones globales. El programa construye cuatro secciones en el perímetro del perfil, comprobando todas frente a tensiones. Esta comprobación sólo se hace en placas con vuelo (no se tienen en cuenta los pandeos locales de los rigidizadores, y usted debe comprobar que sus respectivos espesores no les dan una esbeltez excesiva).

Cálculo de tensiones locales. Se trata de comprobar todas las placas locales en las que perfil y rigidizadores dividen a la placa de anclaje propiamente dicha. Para cada una de estas placas locales, partiendo de la distribución de tensiones en el hormigón y de axiles en los pernos, se calcula su flector ponderado pésimo, comparándose con el flector de agotamiento plástico. Esto parece razonable, ya que para comprobar cada placa local suponemos el punto más pésimo de la misma, donde obtenemos un pico local de tensiones que puede rebajarse por la aparición de plastificación, sin disminuir la seguridad de la placa.

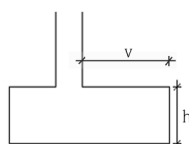
8.5.COMBINACIONES DE ACCIONES

Se aplicará lo indicado en el documento del Código Técnico de la Edificación:

Seguridad Estructural. Cimientos. DB-SE-C.

Se han implementado combinaciones para cimentación diferenciadas del resto de los elementos de hormigón, ya que el artículo **2.4.2.5 del DB-SE-C** establece unos coeficientes de seguridad parciales (tabla 2.1) diferentes de los especificados en EHE. Estas combinaciones se aplican a zapatas, encepados, vigas centradoras y de atado.

Se establece una clasificación de las zapatas en rígidas y flexibles.



Rígida: $v \leq 2h$

Flexible: $v > 2h$

Fig 30

En el programa sólo se calcularán **zapatas rígidas**, es decir, aquéllas en las que el vuelo es menor que dos veces su altura, que es lo más habitual.

El programa utiliza el método del momento, tal como se indica en los comentarios del art. 59.4, ya que el método de las bielas y tirantes no se puede aplicar para todos los casos, y máxime cuando el programa admite momentos y cortantes en dos direcciones ortogonales, por lo que resulta más adecuado y con resultados prácticamente idénticos.

Se aplica por tanto lo indicado de forma general en la memoria, utilizando las características de los materiales de acuerdo a la norma **EHE-08**.

Desaparece la comprobación de adherencia en la presente norma. En cuanto a las cuantías mínimas mecánicas y geométricas, se definen en las Opciones.

Se introduce de forma opcional la disposición de una armadura de zunchado perimetral en función del axil de cálculo transmitidos por el pilar.

Implementación de otras normas. Es posible definir el uso de otras normativas seleccionando los materiales correspondientes a dichas normas y efectuando el cálculo de acuerdo a lo indicado en esta memoria.

Consulte las opciones de cálculo del programa para definir aquéllas que considere más interesantes.

9. ESTRUCTURA METÁLICA

9.1. NORMA DB-SE-A.

Será de aplicación a los elementos metálicos de la estructura el correspondiente documento del Código Técnico de la Edificación.

9.2. NORMA EC-4

Se aplicará el Eurocódigo 4 en todas las secciones de vigas mixtas y forjados de chapa colaborante y encofrado perdido a falta de una normativa nacional de aplicación.

10. IMPLEMENTACIÓN NORMA EHE-08

Se ha realizado la implementación de la norma EHE-08, de acuerdo al Real Decreto 1247/2008 de 18 de julio, por el que se aprueba la '*Instrucción de Hormigón Estructural* (EHE-08)'. Se aplicará el Sistema Internacional (S.I.).

10.1. MATERIALES A EMPLEAR

10.1.1. HORMIGONES

Se define una serie de hormigones tipificados:

HA-25, HA-30, HA-35, HA-40, HA-45, HA-50, HA-55, HA-60, HA-70, HA-80, HA-90, HA-100

en donde el número indica la resistencia característica f_{ck} , a los 28 días en probeta cilíndrica, expresado en N/mm² (MPa).

Niveles de control. En general, se establecen dos coeficientes reductores de la resistencia del hormigón en función de las situaciones de proyecto: Persistente o transitoria, Accidental.

Situación de proyecto	Hormigón γ_c
Persistente o transitoria	1.5
Accidental	1.3

Se podrá reducir el valor del coeficiente de seguridad del hormigón hasta 1.4 en el caso general y hasta 1.35 en el caso de prefabricados, siempre que se cumplan las condiciones siguientes:

- que la ejecución de la estructura se controle con nivel intenso, de acuerdo con lo establecido en el Capítulo XVII y que las desviaciones en la geometría de la sección transversal respecto a las nominales del proyecto sean conformes con las definidas explícitamente en el proyecto, las cuales deberán ser, al menos, igual de exigentes que las indicadas en el apartado 6 del Anejo nº 11 de la EHE-08.
- Que el hormigón esté en posición de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, con nivel de garantía conforme con el apartado 5 del Anejo nº 19 de la EHE-08, o que formen parte de un elemento prefabricado que ostente un distintivo de calidad oficialmente reconocido conforme con el citado apartado.

Por tanto, la resistencia de cálculo f_{cd} será diferente en función de la combinación de acciones que se esté calculando.

El módulo de elasticidad del hormigón:

$$E = 8500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}}$$

$$\text{tomando } f_{cm28} = f_{ck} + 8 \text{ (N/mm}^2\text{)}.$$

10.1.2.ACEROS

Los tipos de aceros a utilizar son:

Denominación	Límite elástico (f_{yk}) en N/mm ²
B-400-S	400
B-500-S	500
B-400-SD	400
B-500-SD	500
B-500-T/S	500

siendo el módulo de elasticidad $E_s = 200000$ N/mm².

Diámetros utilizables. Para los aceros B400-S, B400-SD, B-500-S y B500-SD los diámetros podrán ser: 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32.

Para los aceros B-500-T/S, utilizables como mallazos, los diámetros podrán ser: 4, 4.5, 5, 5.5, 6, 6.5, 7, 7.5, 8, 8.5, 9, 9.5, 10, 11, 12, 14, 16, 20, 25, 32.

Niveles de control. En general, se establecen dos coeficientes reductores de la resistencia del acero en función de las situaciones de proyecto: Persistente o transitoria, Accidental.

Situación de proyecto	Acero γ_s
Persistente o transitoria	1.15
Accidental	1.0

Por tanto, la resistencia de cálculo f_{yd} depende del nivel de control y de la combinación de acciones que estemos calculando.

10.2.COMBINACIONES DE ACCIONES

Se han implementado en el programa las combinaciones de acciones para las verificaciones de ELU según 4.2.2, y los coeficientes de simultaneidad de la tabla 4.2 en función del uso seleccionado. Para hormigón se utilizan los coeficientes parciales de seguridad especificados por la **EHE-08** en la **tabla 12.1.a** del **capítulo III Acciones**, mientras que para el resto de materiales se usan los de la tabla 4.1 de CTE, en Resistencia Permanente (peso propio, peso del terreno) y variable.

Para los estados límite últimos (E.L.U.) el valor de los coeficientes parciales de seguridad de mayoración de acciones utilizados para las combinaciones es el que se muestra en la siguiente tabla.

	Situación permanente y transitoria		Situación accidental	
Tipo de acción	Favorable	Desfavorable	Favorable	Desfavorable
Permanente (peso propio)	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_Q = 1.35$ c. intenso	$\gamma_G = 1.00$	$\gamma_G = 1.00$
Variable (sobrecarga, viento)	$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1.50$	$\gamma_Q = 0.00$	Sobrecarga: $\gamma_Q = 1.00$ viento: $\gamma_Q = 0.00$
Accidental (sismo)			$\gamma_A = 1.00$	$\gamma_A = 1.00$

Los estados límite de servicio (E.L.S.) tomarán siempre $\gamma_g = \gamma_q = 1$ y se aplican a Desplazamientos.

Para los elementos de la estructura que sean metálicos o de fábrica, se aplican los coeficientes del CTE de la tabla 4.1.

10.3. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A SOLICITACIONES NORMALES

Se aplica lo indicado en el artículo 42.

10.4. ESTADO LÍMITE DE INESTABILIDAD (PANDEO)

El usuario define el coeficiente de pandeo en pilares.

La excentricidad ficticia se calcula de acuerdo al método aproximado aplicándose en ambas direcciones:

$$e_a = (1 + 0.12\beta)(\varepsilon_y + 0.0035) \frac{h + 20 e_o}{h + 10 e_o} \cdot \frac{l_o^2}{50 i_c}$$

l_o : Longitud de pandeo

i_c : Radio de giro en la dirección considerada

ε : 0.004

ε_y : f_{yd} / E_s

$$\beta: \text{Factor de armado} = \frac{(d - d')^2}{4 i_s^2}$$

i_s : Radio de giro de las armaduras, calculando a partir del armado real que se comprueba

10.5. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO FRENTE A CORTANTE

10.5.1. COMPROBACIONES REALIZADAS

- ♦ En borde de apoyo: $V_{rd} \leq V_{u1}$
- ♦ A un canto útil del borde de apoyo $V_{rd} \leq V_{u2}$

Se supone que el ángulo que forman las bielas de compresión y el eje de la pieza es $\theta = 45^\circ$, por lo que:

$$V_{ul} = 0.3 f_{cd} \cdot b \cdot d$$

- ♦ Piezas sin armadura cortante (losas y nervios de reticular):

$$V_{u2} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cv})^{1/3} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_{u2} \geq \frac{0.075}{\gamma_c} \cdot \xi^{2/3} \cdot f_{cv}^{1/2} \cdot b_o \cdot d$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d \text{ (mm)}}}$$

$$\xi \leq 2$$

$$\rho_1 = \text{cuantía de la armadura de tracción} = \frac{A_s}{b_o d} \leq 0.02$$

$$f_{cv} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

Si $V_{rd} > V_{u2}$, la resistencia del hormigón es la misma fórmula, sustituyendo 0.12 por 0.10, disponiéndose refuerzo como se indica a continuación mediante ramas verticales.

- ♦ Piezas con armadura de cortante (vigas y losas, y nervios reticulares):

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

$$V_{u2} = \frac{0.15}{\gamma_c} \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cv})^{1/3} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_{su} = 0.9 d \sum A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha,d}$$

$$\text{Cuantías mínimas: } \sum \frac{A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha,d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7.5} \cdot b_o$$

- ♦ Disposiciones relativas a las armaduras:

$$S_t \leq 0.75 d \leq 600 \text{ mm} \quad \text{si } V_{rd} \leq \frac{1}{5} V_{ul}$$

$$S_t \leq 0.6 d \leq 450 \text{ mm} \quad \text{si } \frac{1}{5} V_{ul} < V_{rd} \leq \frac{2}{3} V_{ul}$$

$$S_t \leq 0.3 d \leq 300 \text{ mm} \quad \text{si } V_{rd} > \frac{2}{3} V_{ul}$$

- ♦ Se comprueba el rasante en la unión ala-alma de acuerdo a 44.2.3.5 en secciones en 'T'.

10.5.2. ESTADO LÍMITE DE AGOTAMIENTO POR TORSIÓN EN VIGAS

Se aplica lo indicado en el artículo 45:

$$T_d < T_{ul} = 2 \cdot K \cdot \alpha \cdot f_{lcd} \cdot A_e \cdot h_e \frac{\cot g \theta}{1 + \cot g \theta}$$

$$\text{supuesto } \theta = 45^\circ, h_e \leq \frac{A}{u} \leq h_o > 2c$$

10.5.3.CÁLCULO DE LA ARMADURA TRANSVERSAL

$$T_{u2} = \frac{2 \cdot Ae \cdot At}{s_t} \cdot f_{yt,d} \cdot \cot \theta$$

10.5.4.CÁLCULO DE LA ARMADURA LONGITUDINAL

$$T_{u3} = \frac{2 \cdot Ae}{ue} \cdot A_l \cdot f_{yt,d} \cdot \tan \theta$$

10.5.5.DISPOSICIONES RELATIVAS A LAS ARMADURAS

$S \leq \frac{U_e}{8}$, siendo a el lado menor de U_e (perímetro eficaz)

$$S \leq 0.75 a \leq 600 \text{ mm} \quad \text{si } T_d \leq \frac{1}{5} T_{ul}$$

$$S \leq 0.6 a \leq 450 \text{ mm} \quad \text{si } \frac{1}{5} T_{ul} < T_d \leq \frac{2}{3} T_{ul}$$

$$S \leq 0.3 a \leq 300 \text{ mm} \quad \text{si } T_d > \frac{2}{3} T_{ul}$$

10.5.6.COMPROBACIÓN DE CORTANTE + TORSIÓN

$$\left(\frac{T_d}{T_{ul}} \right)^\beta + \left(\frac{V_{rd}}{V_{ul}} \right)^\beta \leq 1, \beta = 2 \left(1 - \frac{h_e}{b} \right)$$

10.6.ESTADO LÍMITE DE PUNZONAMIENTO

Se aplica el método general del programa, que calcula en perímetros paralelos al borde de apoyos, la primera superficie a 0.5 d, y en los restantes cada 0.75 d, pasando por la superficie a 2d y continuando.

De acuerdo a lo indicado en los comentarios del punto 46.3, el presente método permite una evaluación más precisa de las tensiones de comparación de la EH-91, basado a su vez en el Código ACI americano, y cuya implementación permite el programa. El programa **Análisis del Punzonamiento de CYPE** implementa la formulación del artículo 46, y al cual le remitimos si desea hacer una comprobación aislada y comparar resultados.

10.7.ESTADO LÍMITE DE DESCOMPRESIÓN. FISURACIÓN

De forma opcional, puede establecer un límite de fisura, y se realiza la comprobación de fisuración, de acuerdo a lo indicado en el artículo 49.2.2., en vigas de hormigón armado en flexión simple.

También se pueden aplicar de forma opcional los criterios de limitación de la fisuración por cortante (art. 49.3) y por torsión (art. 49.4).

10.8.ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIÓN

Se aplica el método simplificado, obteniéndose las flechas mediante doble integración de curvaturas.

Se aplicará lo indicado en el **Código Técnico de la Edificación** en su **apartado 4.3.3 Deformaciones** así como lo expuesto en los **comentarios del artículo 50.1 de la EHE-08** en lo referente a forjados unidireccionales de viguetas o placas alveolares.

10.9.ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para vigas, soportes y losas, se aplica lo indicado en los artículos 53, 54 y 55.

Anejo 12. Requisitos especiales recomendados para estructuras sometidas a acciones sísmicas.

Para estructuras calculadas de acuerdo a la NCSE-02 por el método de Análisis Modal Espectral que permite el programa, si se seleccionan los requisitos de ductilidad para estructuras de ductilidad alta y muy alta, se aplican las prescripciones indicadas en 5.2. (Vigas) y 5.3. (Soportes).

De forma opcional se podrá realizar el solape de la armadura vertical en la zona central de los pilares.

10.10.CRITERIOS DE DUCTILIDAD PARA VIGAS Y PILARES

Si se activan estos criterios se aplicarán en el armado de vigas y pilares una serie de requisitos, según la ductilidad sea alta o muy alta. Los criterios de armado de la norma sísmica en función de la aceleración de cálculo se aplican siempre, independientemente del tipo de criterio por ductilidad seleccionado.

Si consideramos que la estructura posee una ductilidad muy alta:

- En los extremos de las vigas, la armadura longitudinal de una cara debe ser al menos el 50% de la cara opuesta.

Armado inferior ≥ 0.5 Armado superior.

Armado superior ≥ 0.5 Armado inferior (en extremos).

- La armadura mínima longitudinal en cualquier sección, debe ser al menos un tercio (1/3) de la máxima en su cara.

Armado mínimo inferior $\geq 1/3$ Armado máximo inferior.

Armado mínimo superior $\geq 1/3$ Armado máximo superior.

- La armadura mínima longitudinal tendrá una cuantía de al menos 0.004 bh o un diámetro de 16 mm en cada esquina, tanto superior como inferior.
- En una zona de 2 veces el canto de la viga, junto a los apoyos se colocarán estribos a la menor de las siguientes separaciones:

Un cuarto del canto (1/4 h).

24 veces el diámetro del estribo.

6 · diámetro barra menor comprimida.

15 cm.

- Se amplifica el cortante un 25%.
- En cabeza y pie, así como en el nudo de pilares se colocarán estribos a una separación igual a la menor de las siguientes:

10 cm.

Dimensión menor del pilar / 4.

6 · diámetro de la menor barra vertical.

- Los estribos del apartado anterior, se colocarán en una longitud igual a la mayor de las siguientes:

2 veces la dimensión menor del pilar.

Altura del pilar / 6.

60 cm.

- La cuantía volumétrica de estribos en dicha zona será mayor que 0.12.
- La cuantía geométrica de armadura vertical será mayor que 0.01 y menor que 0.06 respecto a la sección transversal del pilar.
- Recuerde seleccionar la tabla de armados de pilares específica, para cumplir los requisitos de 3 barras mínimas por cara, y separación menor de 15 cm.

Si consideramos que la estructura posee una ductilidad alta:

- En los extremos de las vigas, la armadura longitudinal de una cara debe ser al menos el 33% de la cara opuesta.
Armado inferior ≥ 0.33 Armado superior.
Armado superior ≥ 0.33 Armado inferior (en extremos).
- La armadura mínima longitudinal en cualquier sección, debe ser al menos un cuarto (1/4) de la máxima en su cara.
Armado mínimo inferior $\geq 1/4$ Armado máximo inferior.
Armado mínimo superior $\geq 1/4$ Armado máximo superior.
- La armadura mínima longitudinal tendrá una cuantía de al menos 0.004 bh o 3.08 cm² (equivalente a 2 diámetros de 14 mm) tanto superior como inferior.
- En una zona de 2 veces el canto de la viga, junto a los apoyos se colocarán estribos a la menor de las siguientes separaciones:
Un cuarto del canto (1/4 h).
24 veces el diámetro del estribo.
8 · diámetro barra menor comprimida.
15 cm.
- Se amplifica el cortante un 25%.
- En cabeza y pie, así como en el nudo de pilares se colocarán estribos a una separación igual a la menor de las siguientes:
15 cm.
Dimensión menor del pilar / 3.
8 · diámetro de la menor barra vertical.
24 veces el diámetro del estribo.
- Los estribos del apartado anterior, se colocarán en una longitud igual a la mayor de las siguientes:
2 veces la dimensión menor del pilar.
Altura del pilar / 6.
60 cm.
- La cuantía geométrica de armadura vertical será mayor que 0.01 y menor que 0.06 respecto a la sección transversal del pilar.
- Recuerde seleccionar la tabla de armados de pilares específica, para cumplir los requisitos de 3 barras mínimas por cara, y separación menor de 15 cm.

11.IMPLENTACION DEL CTE DB-SI -6

Se ha implementado en el programa la verificación de la resistencia al fuego en las estructuras, según lo expuesto en el **CTE DB-SI**.

El programa calcula para cada elemento la distancia mínima equivalente de los armados, según lo expuesto en el **Anejo C del DB-SI**

$$a_m = \frac{\sum [A_{si} \cdot f_{yki} \cdot (a_{si} + \Delta a_{si})]}{\sum (A_{si} \cdot f_{yki})}$$

El programa verificará que el recubrimiento del armado cumple con los recubrimientos mínimos de armados citados en las tablas del **Anejo C del DB-SI**. En el caso de que no verificase se indicaría el revestimiento necesario del material previamente elegido.

11.1.SOPORTES Y MUROS

El programa verificará que se cumplan las distancias mínimas de la **tabla C.2**, se clasificarán los muros con empujes como muros expuestos a una cara, el resto de muros se considerarán expuestos a ambas cara.

Si la resistencia al fuego requerida es mayor que R 90 y el armado resultado del cálculo sea mayor que el 2% de la sección de hormigón, se buscarán disposiciones de armado simétricas

11.2.VIGAS

Si la viga está expuesta a 3 caras se utiliza la **tabla C.3**, en el caso de vigas planas se verificarán con las distancias mínimas de la columna "Flexión en una dirección" de la **tabla C.4** de losas macizas.

Si la resistencia al fuego requerida fuese mayor que R 90 se prolonga el primer refuerzo del armado de negativos hasta 1/3 de la longitud del tramo.

Para vigas exuestas a tres caras se verifica si que el área no sea inferior a $2(b_{\min})^2$

El programa considera como viga plana la que se ha introducido como tal, si se introduce una viga descolgada del mismo canto que el forjado, se considerará como viga expuesta a tres caras.

11.3.ELEMENTOS DE ACERO.

El programa determinará el factor de forma de cada uno de los elementos sometidos a fuego, comprobando los valores con los de la **tabla D.1 del anejo D del CTE DB-SI**, determinando el espesor mínimo de revestimiento así como la temperatura que alcanza durante el fuego.