

MEMORIA DE CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA

Esta es la memoria de cálculo de la estructura para las siguientes normas de España:

- Acciones: CTE DB SE y CTE DB SE-AE
- Sismo: NCSE-94 y NCSE-02
- Hormigón Armado y en Masa: EHE-08
- Forjados Unidireccionales prefabricados: EHE-08
- Acero estructural: CTE DB SE-A ó EAE
- Aluminio: EN 1999-1-1:2007
- Cimentaciones: CTE DB SE-C
- Fábricas: CTE DB SE-F
- Madera: CTE DB SE-M
- Resistencia al fuego: CTE DB SI, EHE-08 y EN 1999-1-2:2007

Índice

MEMORIA DE CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA	1
INTRODUCCIÓN	5
GEOMETRÍA	5
Sistemas de coordenadas	5
Definición de la geometría	6
Ejes de cálculo	6
Barras y tirantes	6
Criterio de signos de los listados de solicitaciones	7
CARGAS	7
Hipótesis de cargas	7
Reglas de combinación entre hipótesis	8
Opciones	8
SECCIONES	8
Definición de las características geométricas y mecánicas de los perfiles	8
Canto H	8
Ancho B	8
Área Ax	8
Área Ay	8
Área Az	9
Momento de Inercia Ix	9
Momento de Inercia Iy	9
Momento de Inercia Iz	9
Módulo Resistente W_t	9
Módulo Resistente Elástico $W_{Y,el}$	10
Módulo Resistente Elástico $W_{Z,el}$	10
Módulo Resistente Plástico $W_{Y,pl}$	10
Módulo Resistente Plástico $W_{Z,pl}$	10
Peso P	10
Secciones de inercia variable: cartelas	10
CÁLCULO DE SOLICITACIONES	11
Modelización de muros resistentes	12
Elemento finito utilizado	12
Principios fundamentales del cálculo de esfuerzos	14
Teoría de las pequeñas deformaciones: 1º y 2º orden	15
Linealidad	15
Superposición	15
Equilibrio	15
Compatibilidad	15
Condiciones de contorno	15
Unicidad de las soluciones	15
Desplome e imperfecciones iniciales	15
COMBINACIÓN DE ACCIONES	16
Normativas	16
Combinaciones de acciones según EHE-08, EAE y CTE	16
Coeficientes de mayoración	16
E.L.U. Situaciones persistentes o transitorias	16
E.L.U. Situaciones accidentales (extraordinarias en CTE) iError! Marcador no definido.	
E.L.U. Situaciones sísmicas	iError! Marcador no definido.
E.L.S. Estados Límite de Servicio	16
CÁLCULO DEL ARMADO	17
Criterios de armado	17
Estado límite de equilibrio (Artículo 41º)	17
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (Artículo 42º)	17
Estado límite de inestabilidad (Artículo 43º)	17

Estado límite de agotamiento frente a cortante (Artículo 44º)	18
Estado límite de agotamiento por torsión (Artículo 45º)	18
Estado límite de punzonamiento (Artículo 46º)	18
Estado límite de fisuración (Artículo 49º)	18
Estado límite de deformación (Artículo 50º)	18
Consideraciones sobre el armado de secciones	18
Armadura longitudinal de montaje	18
Armadura longitudinal de refuerzo en vigas	18
Armadura transversal	19
Armadura longitudinal de piel	19
Ménsulas cortas	19
Parámetros de cálculo del armado	19
COMPROBACIÓN DE SECCIONES DE ACERO	19
Criterios de comprobación	19
Tipos de secciones	19
Estado límite último de equilibrio	20
Estabilidad lateral global y pandeo	20
Estado límite último de rotura	21
Resistencia de las secciones	21
Interacción de esfuerzos en secciones	22
Resistencia de las barras	23
Estado límite de servicio de deformación	24
Estado límite último de abolladura del alma	24
Estado límite último de pandeo lateral de vigas	24
Caso particular de las secciones de inercia variable: cartelas	24
Estado límite de rotura	24
Estado límite de pandeo	24
Estado límite de deformación	24
Perfiles Conformados	24
Parámetros de comprobación del acero	25
CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN	25
Geometría	25
Cargas	25
Cálculo de la tensión admisible	25
Criterios de cálculo de zapatas aisladas	25
Criterios de cálculo de zapatas con vigas centradoras	25
Criterios de cálculo de zapatas combinadas	25
Cálculo estructural del cimiento	26
Criterios de armado de zapatas simples rígidas y flexibles	26
Comprobación a punzonamiento y cortante	26
Comprobación a flexión	26
Criterios de armado de zapatas tipo M o de hormigón en masa	26
Comprobación de punzonamiento	27
Comprobación a cortante	27
Criterios de armado de zapatas combinadas	27
Parámetros de cálculo del cimiento	27
CÁLCULO DE FORJADOS UNIDIRECCIONALES	27
Criterios de cálculo	27
Estados límite últimos bajo solicitaciones normales y tangenciales	28
Estado límite de servicio de fisuración	28
Estados límite de deformación	28
Armaduras	28
Parámetros de cálculo de forjados unidireccionales	28
CÁLCULO DE MUROS DE SÓTANO	28
Muros de Sótano	28
Criterios de cálculo	28
Acciones horizontales	29
Acciones verticales	29
Pilares y vigas contenidas en el muro	29
Apoyos en cabeza o dentro del muro	29

Combinaciones.....	30
Cálculo de la armadura transversal (vertical).....	30
Cálculo de la zapata del muro.....	30
Cálculo de la armadura longitudinal (horizontal).....	30
Armado de pilares con continuidad dentro del muro.....	30
FORJADOS DE CHAPA	30
Introducción	30
Tipologías de forjados de chapa.....	31
Criterios de cálculo	31
Chapas como encofrado: fase de ejecución.....	31
Forjado de losa mixta: fase de explotación	31
Comprobación de secciones.....	32
Sección de referencia	32
Flexión de la chapa como encofrado	32
Eurocódigo.....	32
Momentos positivos sin armadura	33
Eurocódigo.....	33
Fibra neutra por encima de la chapa.....	33
Fibra neutra dentro de la chapa	33
Momentos positivos con armadura	33
Eurocódigo.....	33
Momentos negativos.....	34
Eurocódigo.....	34
Esfuerzo rasante	34
Eurocódigo.....	34
Fisuración.....	34
Flecha.....	34
RESISTENCIA AL FUEGO DE LA ESTRUCTURA	35
Generalidades	35
Determinación de los efectos de las acciones durante el incendio.....	35
Determinación de la resistencia al fuego	35
Resistencia al fuego de los elementos de hormigón armado.....	36
Soportes.....	36
Vigas	36
Condiciones adicionales para el dimensionamiento de las armaduras	36
Resistencia al fuego de los elementos de acero	37
Cálculo de la resistencia a fuego en pilares	37
Cálculo de la resistencia a fuego en vigas	37
Cálculo de la temperatura del acero	38

INTRODUCCIÓN

El cálculo de la estructura ha sido realizado mediante el programa TRICALC de Cálculo Espacial de Estructuras Tridimensionales, versión 7.4, de la empresa ARKTEC, S.A., con domicilio en la calle Cronos, 63 – Edificio Cronos, E28037 de Madrid (ESPAÑA).

GEOMETRÍA

Sistemas de coordenadas

Se utilizan tres tipos de sistemas de coordenadas:

- **SISTEMA GENERAL:** Es el sistema de coordenadas utilizado para situar elementos en el espacio. Está constituido por el origen de coordenadas Og y los ejes Xg , Yg y Zg , formando un triedro. Los ejes Xg y Zg definen el plano horizontal del espacio, y los planos formados por $XgYg$ y $YgZg$ son los verticales.
- **SISTEMA LOCAL:** Es el sistema de coordenadas propio de cada una de las barras de la estructura y depende de su situación y orientación en el espacio. Cada barra tiene un eje de coordenadas local para cada uno de sus nudos i y j , a los que se denominará $[Oli, Xli, Yli, Zli]$ y $[Olj, Xlj, Ylj, Zlj]$, respectivamente. Los ejes locales se definen de la siguiente manera:
 - Ejes Locales en el NUDO i :
 - El origen de coordenadas Oli está situado en el nudo i .
 - El eje Xli se define como el vector de dirección ji .
 - El eje Yli se selecciona perpendicular a los ejes Xli y Zg , de forma que el producto vectorial de Zg con Xli coincida con Yli .
 - El eje Zli se determina por la condición de ortogonalidad que debe cumplir el triedro formado por Xli , Yli y Zli .
 - Ejes Locales en el NUDO j :
 - El origen de coordenadas Olj está situado en el nudo j .
 - El eje Xlj se define como el vector de dirección ij .
 - El eje Ylj se selecciona perpendicular a los ejes Xlj y Zg , de forma que el producto vectorial de Zg con Xlj coincida con Ylj .
 - El eje Zlj se determina por la condición de ortogonalidad que debe cumplir el triedro formado por Xlj , Ylj y Zlj .
- **SISTEMA PRINCIPAL:** Es el sistema de coordenadas que coincide con el sistema de ejes principales de inercia de la sección transversal de una barra. Se obtiene mediante una rotación de valor un ángulo β , entre los ejes Y local e Y principal de su nudo de menor numeración, medido desde el eje Y local en dirección a Z local.

El sistema de coordenadas general $[Og, Xg, Yg, Zg]$ se utiliza para definir las siguientes magnitudes:

- Coordenadas de los nudos.
- Condiciones de sustentación de los nudos en contacto con la cimentación (apoyos, empotramientos, resortes y asientos).
- Cargas continuas, discontinuas, triangulares y puntuales aplicadas en las barras.
- Fuerzas y momentos en los nudos.
- Desplazamientos en los nudos y reacciones de aquellos en contacto con el terreno, obtenidos después del cálculo.

El sistema de coordenadas principal $[Op, Xp, Yp, Zp]$ se utiliza para definir las siguientes magnitudes:

- Cargas de temperaturas, con gradiente térmico a lo largo del eje Yp o Zp de la sección.
- Cargas del tipo momentos flectores y torsores en barras.
- Resultados de solicitaciones de una barra.
- Gráficas de las solicitaciones principales.

Definición de la geometría

La estructura se ha definido como una malla tridimensional compuesta por barras y nudos. Se considera barra al elemento que une dos nudos. Las barras son de directriz recta, de sección constante entre sus nudos, y de longitud igual a la distancia entre el origen de los ejes locales de sus nudos extremos.

Las **uniones de las barras** en los nudos pueden ser de diferentes tipos:

- **UNIONES RIGIDAS**, en las que las barras transmiten giros y desplazamientos a los nudos.
- **UNIONES ARTICULADAS**, en las que las barras transmiten desplazamientos a los nudos pero no giros.
- **UNIONES ELASTICAS**, en las que se define un porcentaje a los tres giros, en ejes principales de barra.

Las **condiciones de sustentación** impuestas a los nudos de la estructura en contacto con la cimentación, condiciones de sustentación, permiten limitar el giro y/o desplazamiento en los ejes generales. Según las distintas combinaciones de los seis posibles grados de libertad por nudo, se pueden definir diferentes casos:

- **NUDOS LIBRES**: desplazamientos y giros permitidos en los tres ejes de coordenadas.(-----).
- **NUDOS ARTICULADOS**: sin desplazamientos, con giros permitidos en los tres ejes.(XYZ---).
- **NUDOS EMPOTRADOS**: desplazamientos y giros impedidos. Empotramiento perfecto.(XYZXYZ).
- **APOYOS VERTICALES**: desplazamientos permitidos respecto a los ejes Xg y Zg, y giros permitidos en los tres ejes.(-Y----).
- **APOYOS HORIZONTALES en X**: desplazamientos permitidos respecto a los ejes Yg y Zg, y giros permitidos en los tres ejes.(X-----).
- **APOYOS HORIZONTALES en Z**: desplazamientos permitidos respecto a los ejes Xg e Yg, y giros permitidos en los tres ejes(--Z---).
- **RESORTES o APOYOS ELASTICOS**: desplazamientos respecto a los ejes Xg/Yg/Zg definidos por las constantes de rigidez Kdx/Kdy/Kdz, giros respecto a dichos ejes definidos por las constantes de rigidez Kgx/Kgy/Kgz. Es posible definir en un nudo condiciones de sustentación y resortes, en diferentes ejes.

Se han previsto **ASIENTOS** en nudos, teniéndose en cuenta para el cálculo de solicitaciones los esfuerzos producidos por el desplazamiento de dichos nudos.

Los códigos expresados al final de cada tipo de apoyo, se recogen en diferentes listados del programa.

Ejes de cálculo

Se permite considerar como ejes de cálculo o las barras que el usuario defina (las líneas que unen dos nudos) o el eje físico (geométrico) de las secciones de las barras (ver LISTADO DE OPCIONES).

En el primer caso, si se considera necesario, se podrán introducir de forma manual en el cálculo los efectos que puedan producir la diferencia de situación entre los ejes de cálculo y los ejes físicos de las secciones transversales de las barras, mediante la introducción de acciones adicionales, fuerzas y momentos, o mediante la modelización de los nudos como elementos con dimensión.

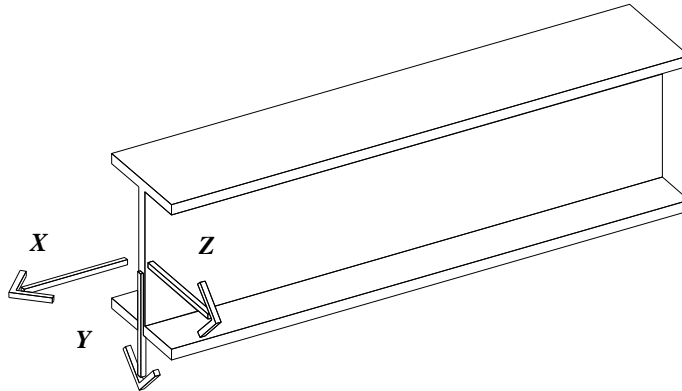
En el caso de considerar como ejes de cálculo los ejes geométricos de las piezas, se pueden utilizar como luz de las barras diferentes criterios, entre los que se encuentra el adoptado por la EHE-08, la distancia entre apoyos.

Barras y tirantes

Existe la posibilidad de trabajar con tirantes, de forma que el programa considere que las barras definidas como tales, sólo absorben esfuerzos de tracción no aportando ninguna rigidez cuando se someten a compresión. El cálculo de los tirantes debe hacerse en el cálculo en 2º orden, ya que sólo posteriormente a un cálculo en 1º orden es posible detectar las combinaciones en las que los tirantes están trabajando a compresión, y entonces eliminarlos de la matriz de rigidez de la estructura, y volver a calcular la estructura. La libertad de geometría para definir las barras-tirante dentro de la estructura es total: pueden unirse nudos a distinta cota, fachadas de naves, nudos en la misma planta,... sin necesidad de formar recuadros rectangulares arriostrados.

Criterio de signos de los listados de solicitaciones

Los listados de 'Solicitaciones' y 'Por Secciones', que se obtienen mayorados, se realizan según los ejes principales del nudo inicial de las barras (X_p , Y_p , Z_p). El criterio de signos utilizado es el siguiente:



Ejes Principales en el nudo inicial de una barra

- Axiles F_x . Un valor negativo indicará compresión, mientras que uno positivo, tracción.
- Cortantes V_y . Un valor positivo indicará que la tensión de cortadura de una rebanada, en la cara que se ve desde el nudo inicial, tiene el mismo sentido que el eje Y_p .
- Cortantes V_z . Un valor positivo indicará que la tensión de cortadura de una rebanada, en la cara que se ve desde el nudo inicial, tiene el mismo sentido que el eje Z_p .
- Momentos Flectores M_y (plano de flexión perpendicular a Y_p). En el caso de vigas y diagonales cuyo plano de flexión no sea horizontal (es decir, su eje Z_p no es horizontal), se utiliza el criterio habitual: los momentos situados por encima de la barra (la fibra traccionada es la superior) son negativos, mientras que los situados por debajo (la fibra traccionada es la inferior) son positivos. En el caso de vigas y diagonales cuyo plano de flexión sea horizontal (su eje Z_p es horizontal), y en el caso de pilares, se utiliza el siguiente criterio: los momentos situados hacia el eje Z_p positivo son positivos, mientras que los situados hacia el eje Z_p negativo son negativos.
- Momentos Flectores M_z (plano de flexión perpendicular a Z_p). En el caso de vigas y diagonales cuyo plano de flexión no sea horizontal (es decir, su eje Y_p no es horizontal), se utiliza el criterio habitual: los momentos situados por encima de la barra (la fibra traccionada es la superior) son negativos, mientras que los situados por debajo (la fibra traccionada es la inferior) son positivos. En el caso de vigas y diagonales cuyo plano de flexión sea horizontal (su eje Y_p es horizontal), y en el caso de pilares, se utiliza el siguiente criterio: los momentos situados hacia el eje Y_p positivo son positivos, mientras que los situados hacia el eje Y_p negativo son negativos.
- Momentos Torsores M_x . El momento torsor será positivo si, vista la sección desde el eje X_p de la barra (desde su nudo inicial), ésta tiende a girar en el sentido de las agujas del reloj.

CARGAS

Hipótesis de cargas

- Hipótesis de cargas contempladas:
- HIPOTESIS 0: CARGAS PERMANENTES.
- HIPOTESIS 1: SOBRECARGA.
- HIPOTESIS 3, 4, 25 y 26: VIENTO.
Se considera la acción del viento sobre el edificio según cuatro direcciones horizontales perpendiculares. Dentro de cada dirección se puede tener en cuenta que el viento actúa en los dos sentidos posibles, es decir, en hipótesis 3 y -3, 4 y -4, 25 y -25, y 26 y -26.
- HIPOTESIS 22: NIEVE.

Para verificar los coeficientes de mayoración de cargas y de simultaneidad, aplicados en cada hipótesis de carga: ver LISTADO DE OPCIONES.

Reglas de combinación entre hipótesis

- HIPOTESIS 0: CARGAS PERMANENTES
Todas las combinaciones realizadas consideran las cargas introducidas en hipótesis 0.
- HIPOTESIS 1: SOBRECARGAS
Todas las combinaciones realizadas consideran las cargas introducidas en hipótesis 1.
- HIPOTESIS 3, 4, 25 y 26: VIENTO
Nunca se considera la actuación simultánea de las cargas introducidas en estas hipótesis.
- HIPOTESIS 22: NIEVE
Las cargas de esta hipótesis no se combinan con las introducidas en hipótesis 23. Tampoco se combinan con las que se introduzcan en hipótesis de viento y sismo.

Los coeficientes de combinación de hipótesis aplicados vienen definidos en el LISTADO DE OPCIONES. También es posible obtener el listado de las combinaciones realizadas en una estructura, material y estado límite concretos.

Las combinaciones de hipótesis efectuadas de forma automática por el programa, se desglosan en el apartado correspondiente a cada normativa y material.

Opciones

Se han utilizado las opciones de cargas recogidas en el listado de OPCIONES que acompaña a la estructura, en particular las relativas a:

- Consideración o no automática del peso propio de las barras de la estructura.
- Consideración de las cargas introducidas en la hipótesis 3, 4, 25 y 26.

SECCIONES

Definición de las características geométricas y mecánicas de los perfiles

Canto H

Es el valor de la dimensión del perfil en el sentido paralelo a su eje Y principal, en mm.

Ancho B

Es el valor de la dimensión del perfil en el sentido paralelo a su eje Z principal, en mm.

Área Ax

Es el valor del área de la sección transversal de un perfil de acero, en cm². En una sección rectangular viene dada por la expresión:

$$A_x = B \cdot H$$

Área Ay

Es el área a considerar en el cálculo de las tensiones tangenciales paralelas al eje Y principal de la sección transversal de un perfil de acero, en cm². Su valor se calcula con la expresión:

$$A_y = \frac{I_z \cdot e}{S_z}$$

siendo:

- I_z*: Inercia según el eje z.
- e*: Espesor del perfil en el punto en el que se producirá la máxima tensión tangencial debida al cortante F_y.
- S_z*: Momento estático de una sección correspondiente entre la fibra, paralela al eje Z principal, exterior y el punto donde se producirá la máxima tensión tangencial debida al cortante respecto al eje paralelo al eje Z principal que pase por el centro de gravedad de la sección.

El valor de A_y corresponde aproximadamente al área del alma en los perfiles en forma de I. En una sección rectangular viene dado por la expresión:

$$A_y = \frac{2}{3} \cdot B \cdot H$$

Área A_z

Es el área a considerar en el cálculo de las tensiones tangenciales paralelas al eje Z principal de la sección transversal de un perfil de acero, en cm^2 . Su valor se calcula con la expresión:

$$A_z = \frac{I_y \cdot e}{S_y}$$

siendo:

- Iy: Inercia según el eje y.
e: Espesor del perfil en el punto en el que se producirá la máxima tensión tangencial debida al cortante Fz.
Sy: Momento estático de una sección correspondiente entre la fibra exterior y el punto donde se producirá la máxima tensión tangencial.

El valor de A_z corresponde aproximadamente al área de las alas en los perfiles en forma de I. En una sección rectangular tiene el mismo valor que A_y .

Momento de Inercia I_x

Momento de Inercia a torsión, en cm^4 . El momento de inercia a torsión de una sección rectangular viene dado por la expresión:

$$I_x = \left[\frac{1}{3} - 0,21 \cdot \frac{B}{H} \cdot \left(1 - \frac{B^4}{12 \cdot H^4} \right) \right] \cdot H \cdot B^3$$

siendo $H \geq B$.

En las secciones en T se tiene en cuenta lo indicado en la tabla A3-1 de la norma EA-95 (Cap.3), que refleja que la Inercia a torsión de una pieza formada por dos rectángulos (de inercias a torsión I_{x1} e I_{x2}) en forma de T viene dada por la expresión

$$I_x = 1,1 \cdot (I_{x1} + I_{x2})$$

Momento de Inercia I_y

Momento de Inercia se la sección respecto de un eje paralelo al eje Y principal que pase por su centro de gravedad, en cm^4 . Su valor para una sección rectangular v, tiene dado por la expresión:

$$I_y = \frac{H \cdot B^3}{12}$$

Momento de Inercia I_z

Momento de inercia de la sección respecto de un eje paralelo al eje Z principal que pase por su centro de gravedad, en cm^4 . Su valor para una sección rectangular viene dado por la expresión:

$$I_z = \frac{B \cdot H^3}{12}$$

Módulo Resistente W_t

Módulo resistente a la torsión en cm^3 de una sección de acero. Es la relación existente entre el momento torsor y la tensión tangencial máxima producida por él. Para una sección abierta formada por varios rectángulos viene dado por la expresión (Tabla A3-1 de la norma EA-95 (Cap.3)):

$$W_t = \frac{I_x}{e_i}$$

donde

Ix: Inercia a torsión de la sección.

ei: Espesor del rectángulo de mayor espesor.

Módulo Resistente Elástico $W_{Y,el}$

Es el módulo resistente a la flexión según un plano ortogonal al eje Y principal de una sección de acero, en cm^3 , que se calcula a partir del momento de inercia I_y . En secciones simétricas con respecto a un plano paralelo al eje Y principal de la barra, viene dado por la expresión:

$$W_{Y,el} = \frac{I_y}{B/2}$$

Su valor para una sección rectangular viene dado por la expresión:

$$W_{Y,el} = H \cdot \frac{B^2}{6}$$

Módulo Resistente Elástico $W_{Z,el}$

Es el módulo resistente a la flexión según un plano ortogonal al eje Z principal de una sección de acero, en cm^3 , que se calcula a partir del momento de inercia I_z . En secciones simétricas con respecto a un plano paralelo al eje Z principal de la barra, viene dado por la expresión:

$$W_{Z,el} = \frac{I_z}{H/2}$$

Su valor para una sección rectangular viene dado por la expresión:

$$W_{Z,el} = B \cdot \frac{H^2}{6}$$

Módulo Resistente Plástico $W_{Y,pl}$

Es el módulo resistente a la flexión plástica según un plano ortogonal al eje Y principal de una sección de acero, en cm^3 , que se calcula suponiendo todas las fibras de la sección trabajando al límite elástico.

Su valor para una sección rectangular viene dado por la expresión:

$$W_{Y,pl} = H \cdot \frac{B^2}{4}$$

Módulo Resistente Plástico $W_{Z,pl}$

Es el módulo resistente a la flexión según un plano ortogonal al eje Z principal de una sección de acero, en cm^3 , que se calcula suponiendo todas las fibras de la sección trabajando al límite elástico.

Su valor para una sección rectangular viene dado por la expresión:

$$W_{Z,pl} = B \cdot \frac{H^2}{4}$$

Peso P

Es el peso propio de la barra en Kgf/ml (ó kN/ml).

Secciones de inercia variable: cartelas

El programa permite la introducción de secciones de inercia variable (cartelas) de acero o madera (pero no de hormigón). Las cartelas sólo podrán definirse sobre barras a las que previamente se haya asignado un perfil con las siguientes características: Debe ser de forma en 'I' y de material 'Acero' o 'Madera', o de forma rectangular y de material 'Madera'. Las cartelas pueden definirse exclusivamente en el plano Y principal, es decir, en el plano del alma.

Es posible definir cuatro tipos de secciones de inercia variable:

- **Corte oblicuo del perfil.** Consiste en cortar oblicuamente el alma del perfil y soldar la sección dando la vuelta a uno de los medios perfiles. Equivale a alargar o acortar el alma del perfil. Para que el perfil sea válido, el canto total del perfil acartelado debe ser al menos 3 veces el espesor del ala.
- **Cartabones.** Consiste en soldar de una a tres piezas triangulares o trapezoidales perpendicularmente a una de las alas de un perfil base y de un mismo espesor. Para que el perfil sea válido, el canto del perfil acartelado debe ser al menos el del perfil base, y la suma de espesores de los cartabones no debe superar el ancho del perfil base.
- **Semiperfil.** Consiste en soldar a un perfil base un perfil en forma de 'T' extraído de un perfil idéntico al base. Para que el perfil sea válido, el canto del perfil acartelado debe ser al menos el del perfil base.
- **Palastros.** Consiste en soldar a un perfil base un perfil en forma de 'T' formado por dos chapas de un determinado espesor. Para que el perfil sea válido, el canto del perfil acartelado debe ser al menos el del perfil base.

Para realizar el cálculo de esfuerzos (o el cálculo de modos de vibración dinámicos), Tricalc divide las barras de sección variable en un número determinado de barras de sección uniforme. A la barra de sección variable completa se la denominará en este manual 'Cartela Primaria', mientras que a cada una de las barras de sección constante en las que se divide la cartela primaria se las denominará 'Cartelas Secundarias'. De forma similar, a los nudos que se crean para definir estas cartelas secundarias se les denominará 'Nudos Secundarios'.

CÁLCULO DE SOLICITACIONES

El cálculo de las solicitaciones en las barras se ha realizado mediante el método matricial espacial de la rigidez, suponiendo una relación lineal entre esfuerzos y deformaciones en las barras y considerando los seis grados de libertad posibles de cada nudo. Los muros resistentes se han calculado mediante el método de los elementos finitos. A título indicativo, se muestra a continuación la matriz de rigidez de una barra, donde se pueden observar las características de los perfiles que han sido utilizadas para el cálculo de esfuerzos.

$$\begin{array}{cccccc}
 \frac{E \cdot A_x}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & \frac{12 \cdot E \cdot I_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{-6 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \\
 0 & 0 & \frac{12 \cdot E \cdot I_y}{L^3} & 0 & \frac{6 \cdot E \cdot I_y}{L^2} & 0 \\
 0 & 0 & 0 & \frac{G \cdot I_x}{L} & 0 & 0 \\
 0 & 0 & \frac{6 \cdot E \cdot I_y}{L^2} & 0 & \frac{4 \cdot E \cdot I_y}{L} & 0 \\
 0 & \frac{-6 \cdot E \cdot I_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4 \cdot E \cdot I_z}{L}
 \end{array}$$

Donde E es el módulo de deformación longitudinal y G es el módulo de deformación transversal calculado en función del coeficiente de Poisson y de E . Sus valores se toman de la base de perfiles correspondiente a cada barra.

Es posible reducir el acortamiento por axil de los pilares mediante la introducción de un factor multiplicador del término ' $E \cdot A_x / L$ ' de la matriz anterior, como se recoge en el LISTADO DE DATOS DE CÁLCULO.

Es posible considerar la opción de indeformabilidad de forjados horizontales en su plano, como se recoge en el LISTADO DE DATOS DE CÁLCULO. Al seleccionar esta opción todos los nudos situados dentro del perímetro de cada forjado horizontal, unidireccional o reticular, quedan englobados en 'grupos' (uno por cada forjado), a los que individualmente se asignan 3 grados de libertad: El desplazamiento vertical $-D_y-$ y los giros según los ejes horizontales $-G_x$ y G_z- . Los otros tres grados de libertad (D_x, D_z y G_y) se suponen compatibilizados entre todos los nudos del "grupo": Los nudos que no pertenezcan a un forjado horizontal, ya sea por estar independientes o por estar en planos inclinados, se les asignan 6 grados de libertad.

Es posible considerar el tamaño del pilar en los forjados reticulares y losas, como se recoge en el LISTADO DE DATOS DE CÁLCULO. Al seleccionar esta opción, se considera que la parte de forjado o losa situada sobre el pilar (considerando para ello la exacta dimensión del pilar y su posición o crecimiento) es infinitamente rígida. Todos los nudos situados en el interior del perímetro del pilar comparten, por tanto, los 6 grados de libertad (Dx, Dy, Dz, Gx, Gy, Gz). Esto hace que en el interior de esta porción de forjado, no existan esfuerzos, y por tanto, los nervios y zunchos que acometen al pilar se arman con los esfuerzos existentes en la cara del pilar.

En base a este método se ha planteado y resuelto el sistema de ecuaciones o matriz de rigidez de la estructura, determinando los desplazamientos de los nudos por la actuación del conjunto de las cargas, para posteriormente obtener los esfuerzos en los nudos en función de los desplazamientos obtenidos.

En el caso de que la estructura se calcule bajo los efectos de las acciones sísmicas definidas por la Norma NCSE se realiza un cálculo de la estructura mediante el método del "Análisis Modal Espectral", recomendado por la misma. De esta forma pueden obtenerse los modos y períodos de vibración propios de la estructura, datos que pueden ser utilizados para la combinación de la estructura con cargas armónicas y la posibilidad de 'entrada en resonancia' de la misma.

Modelización de muros resistentes

Los muros resistentes se modelizan como elementos finitos tridimensionales de cuatro vértices. Los otros tipos elementos, ya sean vigas, pilares, diagonales, forjados reticulares y losas de forjado o cimentaciones se modelizan como elementos lineales tipo barra.

Una viga, un pilar o una diagonal está formada por dos nudos unidos mediante una 'barra'; un forjado reticular o una losa de forjado está constituido por una retícula de 'nervios' que, con sus intersecciones, forman un conjunto de 'nudos' y 'barras'. De forma similar, un muro resistente está formado por un conjunto de elementos finitos yuxtapuestos definidos por sus nodos o vértices.

Cuando en una estructura se definen vigas, pilares, diagonales, forjados y muros resistentes, el método de cálculo de esfuerzos consiste en formar un sistema de ecuaciones lineales que relacionen los grados de libertad que se desean obtener, los desplazamientos y giros de los nudos y de los nodos, con las acciones exteriores, las cargas, y las condiciones de borde, apoyos y empotramientos.

De forma matricial, se trata de la ecuación

$$[K] \cdot \{D\} = \{F\}$$

donde '[K]' es la matriz de rigidez de la estructura, '{D}' es el vector de desplazamientos y giros de los nudos y nodos, y '{F}' es el vector de fuerzas exteriores. Una vez resuelto el sistema de ecuaciones, y por tanto, obtenidos los desplazamientos y giros de los nudos y nodos de la estructura, es posible obtener los esfuerzos (en el caso de las vigas, pilares, diagonales y nervios de los forjados y losas) y las tensiones (en el caso de los muros resistentes) de toda la estructura.

Para obtener el sistema ' $[K] \cdot \{D\} = \{F\}$ ', se opera de igual forma que con una estructura formada exclusivamente por nudos y barras: cada parte de la estructura (barra, trozo de nervio o elemento finito) posee una matriz de rigidez elemental, $[K]_e$, que tras transformarla al sistema de ejes generales de la estructura, se puede sumar o ensamblar en la matriz general de la estructura. La única diferencia entre las barras y los elementos finitos es la dimensión y significado de cada fila o columna de sus matrices de rigidez elementales. Se puede decir, por tanto, que el método matricial espacial de cálculo de estructuras de barras es un caso particular del método de elementos finitos, en el que el elemento finito es una barra.

Elemento finito utilizado

Para la modelización de muros resistentes, el programa utiliza un elemento finito isoparamétrico cuadrilátero de 4 nodos. Cada nodo posee cinco grados de libertad (u, v, w, θ_x y θ_y), siendo los 2 primeros de tensión plana y los 3 siguientes de flexión de placa. La matriz de rigidez elemental tiene, en coordenadas naturales, $4 \cdot 5 = 20$ filas y 20 columnas, no existiendo términos que relacionen los grados de libertad de tensión plana con los de flexión de placa. Por tanto, el elemento utilizado procede del ensamblaje de un elemento cuadrilátero de cuatro nodos de tensión plana con otro también cuadrilátero de cuatro nodos de flexión de placa. Concretamente, para la flexión se ha utilizado el elemento cuadrilátero de cuatro nodos con deformaciones de cortante lineales CLLL (placa gruesa de Reissner-Mindlin basada en campos de deformaciones de cortante transversal impuestas).

Para la obtención de la matriz de rigidez, se utiliza una integración numérica mediante una cuadratura de Gauss-Legendre de 2 x 2 puntos. La posición de los 2 x 2 puntos de Gauss en coordenadas naturales, así como los pesos asignados a dichos puntos, es la siguiente:

$$G_{1,1} = \{1/\sqrt{3}, 1/\sqrt{3}\}; W_{1,1} = 1,0$$

$$G_{1,2} = \{1/\sqrt{3}, -1/\sqrt{3}\}; W_{1,2} = 1,0$$

$$G_{2,1} = \{-1/\sqrt{3}, 1/\sqrt{3}\}; W_{2,1} = 1,0$$

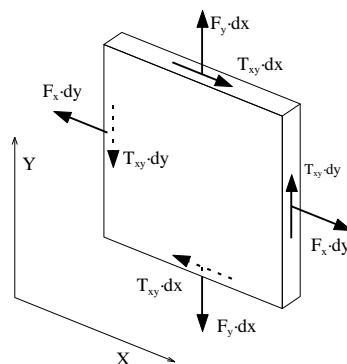
$$G_{2,2} = \{-1/\sqrt{3}, -1/\sqrt{3}\}; W_{2,2} = 1,0$$

Una vez obtenidos los desplazamientos de todos los nudos y nodos de la estructura (resolviendo el sistema $[K]\cdot\{D\}=\{F\}$), se obtienen las tensiones en los puntos de Gauss de cada elemento mediante una cuadratura de Gauss-Legendre de 2 x 2 puntos. Las tensiones nodales de cada elemento se obtienen extrapolando, mediante las funciones de forma del elemento, las de los puntos de Gauss. Este procedimiento produce valores nodales discontinuos entre elementos adyacentes, discontinuidades que se reducen según se hace la malla de elementos más tupida, hasta desaparecer en el límite.

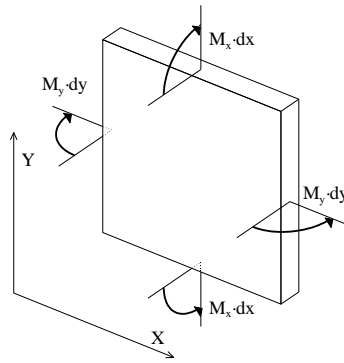
En el programa se realiza un 'alisado' de las tensiones nodales mediante una media cuadrática de las tensiones procedentes de cada elemento al que pertenece el nodo en cuestión. Este alisado se produce muro a muro; es decir, los nodos situados en el interior de un muro poseerán un único vector de tensiones, pero los situados en la frontera entre dos muros poseerán un vector diferente para cada muro al que pertenezca en nodo. Este se hace así porque normalmente, en las uniones entre muros (las uniones en horizontal se suelen realizar por cambios de dirección del muro, y las uniones en vertical se suelen realizar en los forjados), se producen saltos bruscos de las tensiones.

Las tensiones (esfuerzos) que se producen en un trozo de muro elemental de dimensiones dx, dy respecto al sistema de coordenadas principal del muro, son las siguientes:

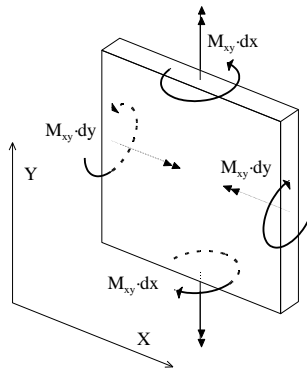
Tensión	Esfuerzo	Tipo	Descripción
σ_x	$F_x \cdot dy$	Tensión Plana	Axil horizontal
σ_y	$F_y \cdot dx$	Tensión Plana	Axil vertical
τ_{xy}	$T_{xy} \cdot dy, T_{yx} \cdot dx$	Tensión Plana	Cortante contenido en el plano
$\int z \cdot \sigma_y \cdot dz$	$M_x \cdot dx$	Flexión	Momento flector respecto a un eje horizontal
$\int z \cdot \sigma_x \cdot dz$	$M_y \cdot dy$	Flexión	Momento flector respecto a un eje vertical
$\int z \cdot \tau_{xy} \cdot dz$	$M_{xy} \cdot dy, M_{yx} \cdot dx$	Flexión	Momento Torsor respecto a un eje contenido en el plano.
$\int \tau_{xz} \cdot dz$	$T_{xz} \cdot dy$	Flexión	Cortante horizontal perpendicular al plano
$\int \tau_{yz} \cdot dz$	$T_{yz} \cdot dx$	Flexión	Cortante vertical perpendicular al plano



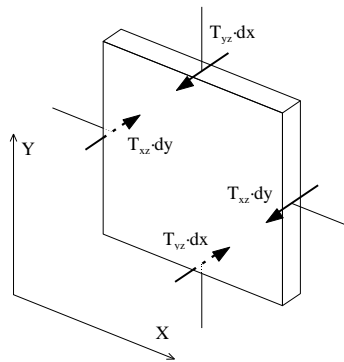
Axiles y cortantes de Tensión Plana.



Momentos Flectores de Flexión de placas.



Momentos Torsores de Flexión de placas.



Cortantes de Flexión de placas.

Principios fundamentales del cálculo de esfuerzos

El programa realiza el cálculo de esfuerzos utilizando como método de cálculo el método matricial de la rigidez para los elementos tipo barra y el método de los elementos finitos para los muros resistentes. En el método matricial, se calculan los desplazamientos y giros de todos los nudos de la estructura, (cada nudo tiene seis grados de libertad: los desplazamientos y giros sobre tres ejes generales del espacio, a menos que se opte por la opción de indeformabilidad de los forjados horizontales en su plano o la consideración del tamaño del pilar en forjados reticulares y losas), y en función de ellos se obtienen los esfuerzos (axiles, cortantes, momento torsor y flectores) de cada sección.

Para la validez de este método, las estructuras a calcular deben cumplir, o se debe suponer el cumplimiento de los siguientes supuestos:

Teoría de las pequeñas deformaciones: 1º y 2º orden

Se supone que la geometría de una estructura no cambia apreciablemente bajo la aplicación de las cargas. Este principio es en general válido, salvo en casos en los que la deformación es excesiva (puentes colgantes, arcos esbeltos, ...). Si se realiza un cálculo en 1º orden, implica además, que se desprecian los esfuerzos producidos por los desplazamientos de las cargas originados al desplazarse la estructura. Si se realiza un cálculo en 2º orden, se consideran los esfuerzos originados por las cargas al desplazarse la estructura, siempre dentro de la teoría de las pequeñas deformaciones que implica que las longitudes de los elementos se mantienen constantes.

Este mismo principio establece que se desprecian los cambios de longitud entre los extremos de una barra debidos a la curvatura de la misma o a desplazamientos producidos en una dirección ortogonal a su directriz, tanto en un cálculo en 1º orden como en 2º orden.

Hay otros métodos tales como la teoría de las grandes deflexiones que sí recogen estos casos, que no son contemplados en Tricalc.

En el cálculo en 2º orden se permiten seleccionar las combinaciones a considerar, por el criterio de máximo desplazamiento y por el criterio de máximo axil, o también es posible la realización del cálculo en 2º orden para todas las combinaciones.

Linealidad

Este principio supone que la relación tensión - deformación, y por tanto, la relación carga - deflexión, es constante, tanto en 1º orden como en 2º orden. Esto es generalmente válido en los materiales elásticos, pero debe garantizarse que el material no llega al punto de fluencia en ninguna de sus secciones.

Superposición

Este principio establece que la secuencia de aplicación de las cargas no altera los resultados finales. Como consecuencia de este principio, es válido el uso de las "fuerzas equivalentes en los nudos" calculadas a partir de las cargas existentes en las barras; esto es, para el cálculo de los desplazamientos y giros de los nudos se sustituyen las cargas existentes en las barras por sus cargas equivalentes aplicadas en los nudos.

Equilibrio

La condición de equilibrio estático establece que la suma de todas las fuerzas externas que actúan sobre la estructura, más las reacciones, será igual a cero. Asimismo, deben estar en equilibrio todos los nudos y todas las barras de la estructura, para lo que la suma de fuerzas y momentos internos y externos en todos los nudos y nodos de la estructura debe ser igual a cero.

Compatibilidad

Este principio supone que la deformación y consecuentemente el desplazamiento, de cualquier punto de la estructura es continuo y tiene un solo valor.

Condiciones de contorno

Para poder calcular una estructura, deben imponerse una serie de condiciones de contorno. El programa permite definir en cualquier nudo restricciones absolutas (apoyos y empotramientos) o relativas (resortes) al desplazamiento y al giro en los tres ejes generales de la estructura, así como desplazamientos impuestos (asientos).

Unicidad de las soluciones

Para un conjunto dado de cargas externas, tanto la forma deformada de la estructura y las fuerzas internas así como las reacciones tienen un valor único.

Desplome e imperfecciones iniciales

Existe la posibilidad de considerar los efectos de las imperfecciones iniciales globales debidas a las desviaciones geométricas de fabricación y de construcción de la estructura. Tanto la Norma **CTE DB SE-A** en su artículo **5.4.1 Imperfecciones geométricas** como el **Eurocódigo 3** en su artículo **5.3.2 Imperfections for global analysis of frames**, citan la necesidad de tener en cuenta estas imperfecciones. Estos valores son los siguientes:

- $L/200$ si hay dos soportes y una altura.

- L/400 si hay 4 o más soportes y 3 o más alturas.
- L/300 para situaciones intermedias.

Además se definen unos valores de deformación (ϵ_0) para las imperfecciones locales debidas a los esfuerzos de compresión sobre los pilares. Estos valores vienen dados por la tabla 5.8 de la norma CTE.

COMBINACIÓN DE ACCIONES

Normativas

Las combinaciones de acciones para los elementos de hormigón armado se realizan según lo indicado en el EHE-08. En el caso del acero estructural, se pueden realizar de acuerdo a la EAE o el CTE. Para el resto de materiales se realizan de acuerdo con el CTE.

Combinaciones de acciones según EHE-08, EAE y CTE

Las combinaciones de acciones especificadas en la norma de hormigón EHE-08, la de acero estructural EAE y en el Código Técnico de la Edificación son muy similares, por lo que se tratan en este único epígrafe.

En el programa no existen cargas permanentes de valor no constante (G^*), y las sobrecargas (Q) se agrupan en las siguientes familias:

- Familia 1
Sobrecargas. Corresponde a las hipótesis 1.
- Familia 2
Cargas de viento. Corresponden a las hipótesis 3, 4, 25 y 26.
Carga de nieve. Corresponde a la hipótesis 22.

Coefficientes de mayoración

En el caso de EHE-08, se utilizan los coeficientes de seguridad definidos en la casilla 'Hormigón'. Además, el coeficiente de seguridad para acciones favorables es 1,0 para la carga permanente y 0,0 para el resto.

En el caso de la EAE y el CTE, se utilizan los coeficientes de seguridad definidos en la casilla 'Otros / CTE / EAE'. Además, el coeficiente de seguridad para acciones favorables es 1,0 (EAE) ó 0,8 (CTE) para la carga permanente y 0,0 para el resto.

E.L.U. Situaciones persistentes o transitorias

Carga permanente + sobrecargas de la familia 1 (Hipótesis 0 y 1)

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k$$

Carga permanente + sobrecargas de la familia 2 (Hipótesis 0, 3, 4, 22, 25 y 26)

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k$$

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 2 (Hipótesis 0, 1, 3, 4, 22, 25 y 26)

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F1} \cdot Q_{k,F1} + \gamma_{Q,F3} \cdot \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q,F3} \cdot Q_{k,F3} + \gamma_{Q,F1} \cdot \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

E.L.S. Estados Límite de Servicio

Carga permanente + sobrecargas de la familia 1 (Hipótesis 0 y 1)

Combinaciones poco probables (características en CTE):

$$G_k + Q_k$$

Combinaciones frecuentes:

$$G_k + \Psi_1 \cdot Q_k$$

Combinaciones cuasi permanentes (casi permanentes en CTE):

$$G_k + \Psi_2 \cdot Q_k$$

Carga permanente + sobrecargas de la familia 2 (Hipótesis 0, 3, 4, 22, 25 y 26)

Combinaciones poco probables (características en CTE):

$$G_k + Q_k$$

Combinaciones frecuentes:

$$G_k + \Psi_1 \cdot Q_k$$

Combinaciones cuasi permanentes:

$$G_k + \Psi_2 \cdot Q_k$$

Carga permanente + sobrecargas de las familias 1 y 2 (Hipótesis 0, 1, 3, 4, 22, 25 y 26)

Combinaciones poco probables (características en CTE):

$$G_k + Q_{k,F1} + \Psi_{0,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + Q_{k,F3} + \Psi_{0,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

Combinaciones frecuentes:

$$G_k + \Psi_{1,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

$$G_k + \Psi_{1,F3} \cdot Q_{k,F3} + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1}$$

Combinaciones cuasi permanentes:

$$G_k + \Psi_{2,F1} \cdot Q_{k,F1} + \Psi_{2,F3} \cdot Q_{k,F3}$$

CÁLCULO DEL ARMADO

Criterios de armado

Los criterios considerados en el armado siguen las especificaciones de la Instrucción EHE-08, ajustándose los valores de cálculo de los materiales, los coeficientes de mayoración de cargas, las disposiciones de armaduras y las cuantías geométricas y mecánicas mínimas y máximas a dichas especificaciones. El método de cálculo es el denominado por la Norma como de los "estados límite". Se han efectuado las siguientes comprobaciones:

Estado límite de equilibrio (Artículo 41º)

Se comprueba que en todos los nudos deben igualarse las cargas aplicadas con los esfuerzos de las barras.

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (Artículo 42º)

Se comprueban a rotura las barras sometidas a flexión y axil debidos a las cargas mayoradas. Se consideran las excentricidades mínimas de la carga en dos direcciones (no simultáneas), en el cálculo de pilares.

Estado límite de inestabilidad (Artículo 43º)

Se realiza de forma opcional la comprobación del efecto del pandeo en los pilares de acuerdo con el artículo 43.5.2 (Estado Límite de Inestabilidad / Comprobación de soportes aislados / Método aproximado) de la norma EHE-08. Se define para cada pilar y en cada uno de sus ejes principales independientemente: si se desea realizar la comprobación de pandeo, se desea considerar la estructura traslacional, intraslacional o se desea fijar su factor de longitud de pandeo α (factor que al multiplicarlo por la longitud del pilar se obtiene la longitud de pandeo), de acuerdo al LISTADO DE OPCIONES. Pueden definirse diferentes hipótesis de traslacionalidad y de intraslacionalidad para las combinaciones de 1º orden y para las combinaciones de 2º orden.

Si se fija el factor de longitud de pandeo α de un pilar, se considerará que para ese pilar la estructura es traslacional cuando sea mayor o igual que 1,0, e intraslacional en caso contrario.

Si la esbeltez de un soporte en una dirección es menor de la esbeltez inferior establecida en el Artículo 43.1.2 de la Instrucción EHE-08, no se comprueba este estado límite en dicha dirección.

Estado límite de agotamiento frente a cortante (Artículo 44º)

Se comprueba la resistencia del hormigón, las armaduras longitudinales y las transversales frente a las sollicitaciones tangentes de cortante producidas por las cargas mayoradas.

Estado límite de agotamiento por torsión (Artículo 45º)

Se comprueba la resistencia del hormigón, las armaduras longitudinales y las transversales frente a las sollicitaciones normales y tangenciales de torsión producidas en las barras por las cargas mayoradas. También se comprueban los efectos combinados de la torsión con la flexión y el cortante.

Estado límite de punzonamiento (Artículo 46º)

Se comprueba la resistencia a punzonamiento en zapatas, forjados reticulares, losas de forjado y losas de cimentación producido en la transmisión de sollicitaciones a los o por los pilares. No se realiza la comprobación de punzonamiento entre vigas y pilares.

Estado límite de fisuración (Artículo 49º)

Se calcula la máxima fisura de las barras sometidas a las combinaciones cuasi-permanentes de las cargas introducidas en las distintas hipótesis.

Estado límite de deformación (Artículo 50º)

Se calcula la deformación de las barras sometidas a las combinaciones correspondientes a los estados límite de servicio de las cargas introducidas en las distintas hipótesis de carga. El valor de la inercia de la sección considerada es un valor intermedio entre el de la sección sin fisurar y la sección fisurada (fórmula de Branson). Los valores de las flechas calculadas corresponden a las flechas activas o totales (según se establezca en las opciones), habiéndose tenido en cuenta para su determinación el proceso constructivo del edificio, con los diferentes estados de cargas definidos en el LISTADO DE OPCIONES.

Consideraciones sobre el armado de secciones

Se ha considerado un diagrama rectangular de respuesta de las secciones, asimilable al diagrama parábola-rectángulo pero limitando la profundidad de la línea neutra en el caso de flexión simple.

Armadura longitudinal de montaje

En el armado longitudinal de vigas y diagonales se han dispuesto unas armaduras repartidas en un máximo de dos filas de redondos, estando los redondos separados entre sí según las especificaciones de la Norma: 2 cm. si el diámetro del redondo es menor de 20 mm. y un diámetro si es mayor. No se consideran grupos de barras. En cualquier caso la armadura de montaje de vigas puede ser considerada a los efectos resistentes.

En el armado longitudinal de pilares se han dispuesto unas armaduras repartidas como máximo en una fila de redondos, de igual diámetro, y, opcionalmente, con armadura simétrica en sus cuatro caras para el caso de secciones rectangulares. En el caso de secciones rectangulares, se permite que el diámetro de las esquinas sea mayor que el de las caras. Se considera una excentricidad mínima que es el valor mayor de 20 mm o 1/20 del lado de la sección, en cada uno de los ejes principales de la sección, aunque no de forma simultánea. La armadura se ha determinado considerando un estado de flexión esviada, comprobando que la respuesta real de la sección de hormigón más acero es menor que las diferentes combinaciones de sollicitaciones que actúan sobre la sección. La cuantía de la armadura longitudinal de los pilares será, al menos, la fijada por la Norma: un 4‰ del área de la sección de hormigón.

Armadura longitudinal de refuerzo en vigas

Cuando la respuesta de la sección de hormigón y de la armadura longitudinal de montaje no son suficientes para poder resistir las sollicitaciones a las que está sometida la barra o el área de acero es menor que la cuantía mínima a tracción, se han colocado las armaduras de refuerzo correspondientes.

La armadura longitudinal inferior (montaje más refuerzos) se prolonga hasta los pilares con un área igual al menos a 1/3 de la máxima área de acero necesaria por flexión en el vano y, en las áreas donde exista tracción, se coloca al menos la cuantía mínima a tracción especificada por la Norma. Las cuantías mínimas utilizadas son:

ACERO B 400 S (y B 400 SD) 3,3 ‰

ACERO B 500 S (y B 500 SD) 2,8 ‰

Cuantías expresadas en tanto por mil de área de la sección de hormigón.

Se limita el máximo momento flector a resistir a $0,53 \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$.

Conforme a las especificaciones de la Norma, y de forma opcional, se reducen las longitudes de anclaje de los refuerzos cuando el área de acero colocada en una sección es mayor que la precisada según el cálculo.

Armadura transversal

En el armado transversal de vigas y diagonales se ha considerado el armado mínimo transversal como la suma de la resistencia a cortante del hormigón y de la resistencia del área de los cercos de acero, que cumplan las condiciones geométricas mínimas de la Norma EHE-08 y los criterios constructivos especificados por la Norma NCSE-94. Las separaciones entre estribos varían en función de los cortantes encontrados a lo largo de las barras.

En el armado transversal de pilares se ha considerado el armado mínimo transversal con las mismas condiciones expuestas para las vigas. Se ha calculado una única separación entre cercos para toda la longitud de los pilares, y en el caso de que sean de aplicación los criterios constructivos especificados por la Norma NCSE-94 se calculan tres zonas de estriado diferenciadas.

Siempre se determina que los cercos formen un ángulo de 90° con la directriz de las barras. Así mismo, siempre se considera que las bielas de hormigón forman 45° con la directriz de las barras. Se considera una tensión máxima de trabajo de la armadura transversal de 400 MPa.

Conforme a EHE-08, y de acuerdo con lo indicado en el LISTADO DE OPCIONES, se comprueba el no agotamiento del hormigón y se calcula el armado transversal necesario para resistir los momentos torsores de vigas y pilares. También se comprueba la resistencia conjunta de los esfuerzos de cortante más torsión y de flexión más torsión.

Armadura longitudinal de piel

Aquellas secciones de vigas en las que la armadura superior dista más de 30 cm de la armadura inferior, han sido dotadas de la armadura de piel correspondiente.

Ménsulas cortas

Las ménsulas cortas de hormigón armado definidas en la estructura, se arman y comprueban de acuerdo con el artículo 64º de EHE-08.

Se comprueba que sus dimensiones cumplan los rangos de validez de dicha norma. También invalidan aquellas ménsulas que soporten acciones verticales hacia arriba significativas.

Se considera que las acciones sobre la ménsula son siempre desde la cara superior, no contemplándose por tanto, el caso de cargas colgadas (artículo 64.1.3 de EHE-08).

Parámetros de cálculo del armado

Ver LISTADO DE OPCIONES.

COMPROBACIÓN DE SECCIONES DE ACERO

En el programa es posible definir si se desea utilizar el CTE DB SE-A ("Código Técnico de la Edificación. Documento Básico. Seguridad Estructural. Acero") o la EAE ("Instrucción Española de Acero Estructural"). En el Listado e Informe de Datos de Cálculo se indica la normativa seleccionada.

Criterios de comprobación

Se han seguido los criterios indicados en CTE DB SE-A o la EAE para realizar la comprobación de la estructura, en base al método de los estados límites.

Tipos de secciones

Se definen las siguientes clases de secciones:

Clase	Tipo	Descripción
1	Plástica	Permiten la formación de la rótula plástica con la capacidad de rotación suficiente para la redistribución de momentos.
2	Compacta	Permiten el desarrollo del momento plástico con una capacidad de rotación limitada.
3	Semicompacta o Elástica	En la fibra más comprimida se puede alcanzar el límite elástico del acero pero la abolladura impide el desarrollo del momento plástico
4	Esbelta	Los elementos total o parcialmente comprimidos de las secciones esbeltas se abollan antes de alcanzar el límite elástico en la fibra más comprimida.

Tenga en cuenta que una misma barra, puede ser de diferente clase en cada sección (en cada punto) y para cada combinación de solicitaciones.

En función de la clase de las secciones, el tipo de cálculo es:

Clase de Sección	Método para la determinación de las solicitaciones	Método para la determinación de la resistencia de las secciones
1 Plástica	Elástico	Plástico
2 Compacta	Elástico	Plástico
3 Semicompacta	Elástico	Elástico
4 Esbelta	Elástico	Elástico con resistencia reducida

La asignación de la clase de sección en cada caso, se realiza de acuerdo con lo indicado en el CTE DB SE-A o la EAE. En el caso de secciones de clase 4, el cálculo de sus parámetros resistentes reducidos (sección eficaz) se realiza asimilando la sección a un conjunto de rectángulos eficaces, de acuerdo con lo establecido en el CTE DB SE-A y la EAE.

Estado límite último de equilibrio

Se comprueba que en todos los nudos deben igualarse las cargas aplicadas con los esfuerzos de las barras. No se realiza la comprobación general de vuelco de la estructura.

Estabilidad lateral global y pandeo

El programa puede realizar un cálculo en 1º orden o en 2º orden. Las imperfecciones iniciales pueden ser tenidas en cuenta de forma automática, aunque también el usuario puede introducir las acciones equivalentes en las barras que sean necesarias.

La consideración de los efectos del pandeo se realiza de la siguiente forma:

- Si la estructura es intraslacional (distorsión de pilares $r \leq 0,1$), basta realizar un análisis elástico y lineal en primer orden y de segundo orden, y considerar el pandeo de los pilares como intraslacionales.
- Si la estructura es traslacional (distorsión de pilares $r > 0,1$), puede realizarse un análisis elástico y lineal considerando el pandeo como estructura traslacional, o bien:
 - Realizar un análisis elástico y lineal de 1º orden considerando el pandeo como estructura intraslacional pero habiendo multiplicado todas las acciones horizontales sobre el edificio por el coeficiente de amplificación $1 / (1 - r)$.
 - Realizar un análisis elástico y lineal de 2º orden considerando el pandeo como estructura intraslacional sin coeficiente de amplificación.

Se define para cada tipo de barra (vigas, pilares o diagonales) o cada barra individual y en cada uno de sus ejes principales independientemente, si se desea realizar la comprobación de pandeo, se desea considerar la estructura traslacional, intraslacional o se desea fijar manualmente su factor de longitud de pandeo β (factor que al multiplicarlo por la longitud de la barra se obtiene la longitud de pandeo), tal como se recoge en el LISTADO DE OPCIONES.

Si se deshabilita la comprobación de pandeo en un determinado plano de pandeo de una barra, no se realiza la comprobación especificada anteriormente en dicho plano. El factor reductor de pandeo de una barra, χ , será el menor de los factores de pandeo correspondientes a los dos planos principales de la barra.

Si se fija el factor de longitud de pandeo 'β' de una barra, se considerará que para esa barra la estructura es traslacional cuando β sea mayor o igual que 1,0, e intraslacional en caso contrario.

La formulación para el cálculo de los coeficientes de pandeo es la recogida en CTE DB SE-A, y es la siguiente:

El cálculo del factor de pandeo β en cada uno de los planos principales de las barras, en función de los factores de empotramiento η₁ (en la base del pilar) y η₂ (en su cabeza) es (cuando no es fijado por el usuario).

■ Estructuras traslacionales:

$$\beta = \frac{L_k}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,12 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{1 - 0,8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0,60 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}}$$

■ Estructuras intraslacionales:

$$\beta = \frac{L_k}{L} = \frac{1 + 0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}$$

donde 'β' es el factor de pandeo, L_k la longitud de pandeo y L la longitud del pilar, o distancia entre sus dos nudos extremos.

Para secciones constantes y axil constante, la esbeltez reducida es

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I$$

El factor reductor de pandeo de una barra, χ_r, se calcula de acuerdo con CTE DB SE-A o EAE.

Estado limite último de rotura

La comprobación a rotura de las barras, sometidas a la acción de las cargas mayoradas, se desarrolla de la siguiente forma:

Descomposición de la barra en secciones y cálculo en cada uno de ellas de los valores de momentos flectores, cortantes, axil de compresión y axil de tracción.

■ Cálculo de la tensión combinada en las siguientes secciones:

Sección de máxima compresión

Sección de máxima tracción

Sección de máximo momento flector según el eje Yp

Sección de máximo momento flector según el eje Zp

Sección de mayor tensión tangencial combinada

Sección de mayor tensión combinada, que puede coincidir con alguna de las anteriores, aunque no necesariamente.

■ Obtención de las seis combinaciones de solicitaciones más desfavorables para otras tantas secciones de la barra.

Resistencia de las secciones

La capacidad resistente de las secciones depende de su clase. Para secciones de clase 1 y 2 la distribución de tensiones se escogerá atendiendo a criterios plásticos (en flexión se alcanza el límite elástico en todas las fibras de la sección). Para las secciones de clase 3 la distribución seguirá un criterio elástico (en flexión se alcanza el límite elástico sólo en las fibras extremas de la sección) y para secciones de clase 4 este mismo criterio se establecerá sobre la sección eficaz.

En todos los casos, se considera f_{yd} = f_y / γ_{M0r}, salvo que se indique lo contrario.

■ Resistencia de las secciones a tracción. Se cumplirá:

$$N_{t,Ed} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

- Resistencia de las secciones a corte. En ausencia de torsión, se considera la resistencia plástica:

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$$

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

siendo A_v el área resistente a cortante, que el programa toma de la base de datos de perfiles.

- Resistencia de las secciones a compresión sin pandeo. Se cumplirá

$$N_{c,Ed} \leq N_{c,Rd}$$

La resistencia de la sección, será, para secciones clase 1, 2 o 3:

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

Para secciones clase 4:

$$N_{c,Rd} = N_{u,Rd} = A_{ef} \cdot f_{yd}$$

- Resistencia de las secciones a flexión. Se cumplirá

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

La resistencia plástica de la sección bruta, para secciones de clase 1 o 2, será

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd}$$

La resistencia elástica de la sección bruta, para secciones de clase 3, será

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el} \cdot f_{yd}$$

La resistencia elástica de la sección eficaz, para secciones de clase 4 será

$$M_{c,Rd} = M_{0,Rd} = W_{ef} \cdot f_{yd}$$

- Resistencia de las secciones a torsión

Deberán considerarse las tensiones tangenciales debidas al torsor uniforme, $\tau_{t,Ed}$, así como las tensiones normales $\sigma_{w,Ed}$ y tangenciales $\tau_{w,Ed}$ debidas al bimomento y al esfuerzo torsor de torsión de alabeo.

En ausencia de cortante, se considera:

$$T_{Ed} \leq T_{c,Rd}$$

$$T_{c,Rd} = W_T \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

siendo W_T el módulo resistente a torsión, que el programa toma de la base de datos de perfiles.

Interacción de esfuerzos en secciones

Normalmente, en una misma sección y combinación de acciones, se dan varias solicitaciones simultáneamente. El CTE considera los siguientes casos (la EAE considera expresiones más ajustadas. Véase el Manual de Normativas para más información):

- Flexión compuesta sin cortante ni pandeo.** Puede usarse, conservadoramente:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rdz}} \leq 1 \quad (\text{secciones de clase 1 y 2})$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{el,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{el,Rdz}} \leq 1 \quad (\text{secciones de clase 3})$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{u,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}}{M_{0,Rdy}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}}{M_{0,Rdz}} \leq 1 \quad (\text{secciones de clase 4})$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

- Flexión y cortante.** Si $V_{Ed} > 0,5 \cdot V_{c,Rd}$, se comprobará que:

$$M_{Ed} \leq M_{V,Rd}$$

$$M_{V,Rd} = \left(W_{pl} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w} \right) \cdot f_{yd} \not\geq M_{0,Rd} \quad \text{para secciones I o H con flexión y cortante en el plano del alma}$$

$$M_{V,Rd} = W_{pl} \cdot (1 - \rho) \cdot f_{yd} \not\geq M_{0,Rd} \quad \text{para el resto de casos}$$

$$\rho = \left(2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

■ **Flexión, axil y cortante sin pandeo.** Si $V_{Ed} < 0,5 \cdot V_{c,Rd}$, basta considerar el caso 'Flexión compuesta sin cortante ni pandeo'. En caso contrario, se utilizará también dicho caso, pero el área de cortante se multiplicará por $(1 - \rho)$, tomando ρ del caso anterior.

■ **Cortante y torsión.** En la resistencia a cortante se empleará la resistencia plástica a cortante reducida por la existencia de tensiones tangenciales de torsión uniforme:

$$V_{c,Rd} \leq V_{pl,T,Rd}$$

En secciones huecas cerradas:

$$V_{pl,T,Rd} = \left(1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{f_{yd} / \sqrt{3}} \right) \cdot V_{pl,Rd}$$

Resistencia de las barras

■ **Compresión y pandeo.** Se cumplirá que

$$N_{c,Rd} \leq N_{pl,Rd}$$

$$N_{c,Rd} \leq N_{b,Rd}$$

La resistencia a pandeo por flexión en compresión centrada puede calcularse con:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

■ **Compresión y flexión con pandeo**

Las expresiones aquí reproducidas corresponden al criterio de ejes del CTE DB SE-A, cuya correspondencia con los ejes principales de *Tricalc* es:

Eje	DB	Tricalc
Longitudinal de la barra	X	Xp
Paralelo a las alas	Y	Zp
Paralelo al alma	Z	Yp

En el caso del CTE, para toda pieza se comprobará:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Además, si no hay pandeo por torsión (secciones cerradas):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A^* \cdot f_{yd}} + \alpha_y \cdot k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Además, si hay pandeo por torsión (secciones abiertas):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A^* \cdot f_{yd}} + k_{yLT} \cdot \frac{M_{y,Ed} + e_{N,y} \cdot N_{Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed} + e_{N,z} \cdot N_{Ed}}{W_z \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Ver el apartado 6.3.4.2 de CTE DB SE-A para más información.

En el caso de la EAE se comprobará:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \right) \cdot \gamma_{M1} \leq 1$$

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \right) \cdot \gamma_{M1} \leq 1$$

Ver el apartado 35.3 de la EAE para más información.

Estado límite de servicio de deformación

De acuerdo con el CTE DB SE y la EAE, se comprueba la máxima deformación vertical (flecha) de vigas y diagonales referente a:

- Flecha producida por las sobrecargas con las combinaciones características.
- Flecha producida por toda la carga con las combinaciones casi permanentes.

Estado límite último de abolladura del alma

Se realiza la comprobación de abolladura del alma por cortante de acuerdo con el artículo 6.3.3.3 de la norma CTE DB SE-A o el artículo 35.5 de la EAE, considerando la pieza de alma llena. El programa indica, caso de ser necesario, la distancia y espesor de los rigidizadores transversales a disponer para así cumplir esta comprobación.

Estado límite último de pandeo lateral de vigas

Esta comprobación es opcional en *Tricalc* y sólo se realiza en vigas y diagonales.

Se comprobará que $M_{Ed} \leq M_{b,Rd}$. En el caso de barras traccionadas y flectadas, el momento M_{Ed} podrá sustituirse por $M_{ef,Ed}$ para esta comprobación de acuerdo con la expresión:

$$M_{ef,Ed} = W \cdot [M_{Ed}/W - N_{t,Ed}/A]$$

El momento resistente de pandeo lateral será:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_z \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

siendo W_z el módulo resistente de la sección, según su clase y χ_{LT} el factor reductor por pandeo lateral. El programa calcula e indica el coeficiente de seguridad a pandeo lateral ($M_{Ed} / M_{b,Rd}$).

Caso particular de las secciones de inercia variable: cartelas

Estado límite de rotura

Para el estado límite de rotura, se parte de las solicitaciones existentes en cada sección, que fueron calculadas suponiendo que cada cartela secundaria es de sección constante de valor la de la sección en su punto medio. A partir de dichos esfuerzos, se realizan las comprobaciones indicadas anteriormente utilizando las características geométricas del perfil real en cada sección de estudio (es decir, considerándola como una sección de inercia variable).

Estado límite de pandeo

Para el cálculo de la longitud de pandeo, la esbeltez λ y el coeficiente reductor de pandeo χ , se considera la cartela primaria como una barra única con una sección equivalente de acuerdo con el artículo '6.3.2.3 Barras de sección variable' de la norma CTE DB SE-A. En la función de retocado de resultados de pandeo se utilizarán también estos criterios para el cálculo de la longitud, factor de pandeo β , esbeltez λ y coeficiente reductor de pandeo χ .

Estado límite de deformación

Para el cálculo del estado límite de deformación, se estudia cada cartela secundaria por separado y considerándola de sección constante.

Perfiles Conformados

Dado que el CTE DB SE-A es insuficiente para comprobar este tipo de secciones, se utilizan los criterios de la norma europea EN 1993-1-3. Véase la memoria de cálculo correspondiente a los Eurocódigos Genéricos.

En el caso de la EAE, se utiliza lo indicado en su artículo 73º.

Parámetros de comprobación del acero

Ver LISTADO DE OPCIONES.

CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN

Este apartado se refiere al cálculo de la cimentación superficial mediante zapatas aisladas o combinadas y sus posibles vigas centradoras. Existen otros apartados en esta memoria referidos a la cimentación superficial mediante losas de cimentación, muros de sótano, muros resistentes y cimentaciones profundas mediante encepados y pilotes.

Geometría

Los sistemas de coordenadas utilizados como referencia son los siguientes:

- **SISTEMA GENERAL:** constituido por el origen de coordenadas O_g y los ejes X_g , Y_g y Z_g . Los ejes X_g y Z_g son los horizontales y el eje Y_g es el eje vertical.
- **SISTEMA LOCAL:** formado por un sistema de ejes $[X_l, Y_l, Z_l]$ con origen en el nudo en el que cada zapata se define y paralelos a los ejes X_g , Y_g y Z_g .
- **SISTEMA DE EJES PRINCIPAL:** resultante de aplicar una rotación sobre los ejes locales de la zapata cuando ésta está girada respecto al eje Y_l .

Cargas

Se consideran las cargas aplicadas directamente sobre las vigas riostras y centradoras, y las reacciones obtenidas en los nudos de la estructura en contacto con el terreno, determinadas en la etapa de cálculo de la estructura.

Cálculo de la tensión admisible

Se realiza de acuerdo a lo establecido en CTE DB SE-C. El usuario podrá establecer la tensión admisible explícitamente o bien decidir que el programa la calcule en base al anejo F.1.1 del CTE DB SE-C.

Criterios de cálculo de zapatas aisladas

Se contemplan distintas distribuciones del diagrama de presiones bajo las zapatas en función de las cargas que inciden sobre éstas: en el caso de zapata centrada con carga vertical y sin momento, se considera un diagrama de distribución de presiones rectangular y uniforme; en el caso de zapata centrada con carga vertical y momentos y en el caso de zapata en esquina o medianería con carga vertical y/o momentos, se considera un diagrama también rectangular y uniforme extendido a parte de la zapata de forma que el área de presiones sea cobaricéntrica con la resultante de acciones verticales.

En zapatas rectangulares $B \times L$ equivale a considerar una zapata equivalente $B^* \times L^*$, con

$$B^* = B - 2 \cdot e_B$$

$$L^* = L - 2 \cdot e_L$$

siendo e_B , e_L las excentricidades de la resultante respecto al baricentro de la zapata.

Criterios de cálculo de zapatas con vigas centradoras

Cuando dos zapatas están unidas por una viga centradora, se analiza el conjunto zapata-viga-zapata independientemente de que alguna de las zapatas se encuentre también unida con otra zapata mediante una viga, sin considerar interacciones con otros conjuntos viga-zapata-viga. A la viga se le puede asignar cualquier tipo de unión (incluso uniones elásticas), lo cual es tenido en cuenta por el programa.

El conjunto de zapatas y viga centradora se analiza como una viga invertida, con carga continua igual a la resultante de la presión del terreno en las dos zapatas, y con apoyos en los pilares, comprobándose que la tensión bajo las dos zapatas no supere la tensión admisible del terreno.

Criterios de cálculo de zapatas combinadas

El predimensionado de las zapatas combinadas se establece de forma que el cimiento pueda ser analizado como rígido, hipótesis que permite considerar una tensión uniforme sobre el terreno, tanto

en las zonas alejadas de los pilares como en su proximidad. Por tanto, las condiciones de rigidez que cumplen las dimensiones de las zapatas combinadas son las siguientes:

■ Vuelos:

$$v \leq \frac{\pi}{4} \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_c \cdot I_c}{B \cdot k_{sB}}}$$

■ Vano central:

$$\ell \leq \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_c \cdot I_c}{B \cdot k_{sB}}}$$

donde,

ℓ	la luz del vano (máxima) entre pilares;
v	vuelo (máximo) en la dirección longitudinal y transversal;
B	el ancho de la zapata (dirección transversal);
E_c	el módulo de deformación del material de la zapata representativo del tipo de carga y su duración;
I_c	el momento de inercia de la zapata en un plano vertical, transversal (perpendicular al plano de alineación de pilares), respecto a la horizontal que pasa por su centro de gravedad;
k_{sB}	el módulo de balasto de cálculo, representativo de las dimensiones del cimiento.

Cálculo estructural del cimiento

Criterios de armado de zapatas simples rígidas y flexibles

Considerando los aspectos referentes a zapatas recogidos en la Instrucción EHE-08, se realizan las siguientes comprobaciones:

Comprobación a punzonamiento y cortante

La Instrucción EHE-08 define la sección de cálculo S2, situada a una distancia 'd' de la cara del pilar, y que tiene en cuenta la sección total del elemento de cimentación, donde d el canto útil de la zapata. Dichos valores se miden según la dirección en la que se realicen las comprobaciones.

En la comprobación a cortante se verifica que el cortante existente en la sección S2 es menor o igual a Vu2 (cortante de agotamiento por tracción en el alma en piezas sin armadura transversal).

En la comprobación a punzonamiento se verifica que la tensión tangencial producida por el cortante en un perímetro crítico situado alrededor del pilar y a una distancia 2·d de su cara no supera la máxima tensión tangencial τ_{rd} .

Comprobación a flexión

En la Instrucción EHE-08 se define la sección de cálculo S1, situada a 0,15b, interior a la cara del pilar de lado b, para pilares de hormigón mientras que para pilares de acero se toma como referencia la sección en la cara del pilar. El cálculo de la armadura a flexión se realiza en dicha sección y de manera que no sea necesaria la armadura de compresión. La armadura mínima colocada cumple una separación máxima entre barras de 30 cm. y la siguiente cuantía geométrica mínima de la sección de hormigón:

- B 400 S 1,0 ‰
- B 500 S 0,9 ‰

Criterios de armado de zapatas tipo M o de hormigón en masa

Se dimensiona el canto para que exista en la base de la zapata una máxima tensión de tracción igual a la máxima tensión de cálculo del hormigón a flexotracción, a efectos de que no sea necesaria la colocación de armadura. Se coloca no obstante una armadura mínima recomendada a efectos de redistribución de esfuerzos en la base, compuesta por barras separadas 30 cm. Se realizan las siguientes comprobaciones:

Comprobación de punzonamiento

Se comprueba que la tensión tangencial resistida por un perímetro definido a distancia $h/2$ de la cara del pilar no sea mayor de $2 \cdot f_{ctd}$, donde f_{ctd} es la resistencia de cálculo del hormigón a tracción, de valor:

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ct,d} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$$

$$f_{ck} > 50 \text{ MPa} \rightarrow f_{ct,d} = 0,41 \cdot f_{ck}^{1/2} / \gamma_c$$

donde f_{ck} es la resistencia característica del hormigón, en MPa.

Comprobación a cortante

Se comprueba que la tensión tangencial resistida por una sección paralela a cada uno de los lados y a distancia h de la cara del pilar, no es mayor que la resistencia de cálculo del hormigón a tracción, donde $f_{ctd,fi}$ tiene el valor definido anteriormente.

Criterios de armado de zapatas combinadas

Para el cálculo de la flexión longitudinal se considera el modelo de viga apoyada en los pilares, con vano central y dos voladizos, según el caso, determinándose las armaduras longitudinales superior e inferior. Las cuantías geométricas mínimas consideradas en cada dirección (superior más inferior) son, en relación a la sección de hormigón (EHE-08 Art.42.3.5):

- B 400 S 2,0 ‰
- B 500 S 1,8 ‰

Para el cálculo de la sección transversal, la zapata se divide en cinco tramos, definidos al considerar un área delimitada al valor de un canto a cada lado de los pilares.

- Tramo 1: se extiende desde el borde de la zapata hasta una línea separada a un canto del primer pilar.
- Tramo 2: es el área situada debajo del primer pilar, de ancho dos veces el canto de la zapata.
- Tramo 3: es el área comprendida entre los dos pilares, de ancho su separación menos dos veces el canto de la zapata.
- Tramo 4: se sitúa debajo del segundo pilar, teniendo como ancho dos veces el canto de la zapata.
- Tramo 5: es el tramo comprendido entre una línea a distancia de un canto desde el pilar, y el borde de la zapata.

A partir de una hipótesis de voladizo de longitud el mayor de los vuelos en sentido transversal se calcula la armadura longitudinal en los tramos 2 y 4. En los tramos 1, 3 y 5 se coloca una armadura que cubra al menos un momento igual al 20% del longitudinal, respetando las cuantías geométricas mínimas.

Para la comprobación de la armadura transversal se calculan unas dimensiones tales que no sea necesaria la disposición de estribos.

Parámetros de cálculo del cimiento

Ver LISTADO DE OPCIONES.

CÁLCULO DE FORJADOS UNIDIRECCIONALES

Criterios de cálculo

Los criterios considerados en el cálculo de los forjados unidireccionales siguen las especificaciones de la Instrucción EHE-08, debiéndose ajustar a ellas tanto las condiciones generales del forjado, como las de los nervios y las piezas de entrevigado que suministren los fabricantes, tanto en forjados con elementos prefabricados como aquellos hormigonados enteramente "in situ".

El análisis de solicitaciones se realiza mediante cálculo isostático (sin continuidad), elástico, elástico con redistribución limitada o plástico, de acuerdo con las consideraciones expuestas en la Instrucción EHE-08.

Es posible decidir los casos en los cuales realizar el cálculo considerando o no alternancia de sobrecargas, si bien la Instrucción EHE-08 indica que no es necesario realizarla si el cálculo se realiza por métodos plásticos.

Estados límite últimos bajo solicitaciones normales y tangenciales

Según los Artículos 42º y 44º de la Instrucción EHE-08.

Estado límite de servicio de fisuración

La comprobación de las condiciones de fisuración se realiza conforme a lo indicado en el artículo 49º de la Instrucción EHE-08.

Bajo la acción de acciones cuasipermanentes, en las piezas de hormigón armado (viguetas armadas y la losa superior en todos los casos), y bajo la acción de acciones frecuentes, en las piezas de hormigón pretensado (viguetas pretensadas y alveoplacas) presentará una fisura máxima:

Clase de exposición	$W_{m\acute{a}x}$	
	Hormigón armado	Hormigón pretensado
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2 *
IIIa, IIIb, IV, F, Qa	0,2	descompresión
IIIc, Qb, Qc	0,1	

* Bajo la combinación cuasipermanente, la armadura activa debe estar en una fibra no traccionada.

En momentos positivos, el programa compara el momento de servicio con el momento máximo resistido por el elemento resistente indicado por el fabricante, en función de la clase de exposición fijada en las opciones. En momentos negativos el programa comprueba la abertura máxima de fisuras en función de la armadura previamente calculada y la compara con la máxima permitida indicada en la tabla anterior.

Estados límite de deformación

El cálculo de las deformaciones de los forjados se hace atendiendo a los criterios establecidos en el Artículo 50º de la EHE-08, obteniéndose las flechas instantánea, diferida, activa y total.

Para ello se puede definir como rigidez equivalente a utilizar, la rigidez total o fisurada del elemento o bien la rigidez equivalente establecida en la Instrucción EHE-08: ver LISTADO DE OPCIONES.

Armaduras

Para el cálculo de la armadura de negativos se considera la sección de hormigón resistente de la vigueta y la sección de hormigón 'in situ'. El cálculo de las longitudes de estas armaduras se realiza determinando los puntos de corte de la gráfica de momentos utilizada para el cálculo de los momentos negativos, las longitudes de anclaje en posición I y el decalaje correspondiente. El anclaje de la armadura en el caso en el que un forjado acomete a otro perpendicularmente se realiza según los criterios del Anejo 12º de la EHE-08.

La armadura superior en los apoyos está constituida por al menos una barra. En el caso de apoyos interiores en continuidad, esta armadura tendrá la cuantía mínima fijada en el artículo 42.3.5 de la Instrucción EHE-08.

Parámetros de cálculo de forjados unidireccionales

Ver LISTADO DE OPCIONES.

CÁLCULO DE MUROS DE SÓTANO

Muros de Sótano

Criterios de cálculo

Los muros de sótano trabajan a flexión compuesta, recibiendo las cargas verticales de los pilares y de los forjados que apoyan sobre ellos, además de los empujes horizontales del terreno y del agua por debajo del nivel freático. Son elementos estructurales de contención de tierras sobre los que apoyan pilares o forjados provenientes de la estructura.

El cálculo estructural del muro se realiza suponiendo que existen apoyos en los elementos horizontales unidos al muro; en concreto se supone que existen apoyos horizontales al menos en la base y en la parte superior del muro. Tales elementos horizontales (vigas y forjados) deben estar construidos previamente al muro para que puedan transmitir las acciones horizontales producidas al rellenar el

trasdós. Por lo tanto, si el muro se construye hormigonando contra el terreno, es indispensable colocar los apeos convenientes hasta que los forjados o vigas puedan estabilizar el muro a vuelco y deslizamiento, a la vez que soportan las cargas provocadas por el empuje del terreno.

Los pilares con continuidad dentro del muro experimentan un aumento de rigidez correspondiente a una sección equivalente de dimensiones:

- ancho igual al espesor del muro.
- canto igual a la base de un triángulo equilátero calculado a partir de la intersección del pilar con el nivel superior del forjado. Para un muro de espesor X y altura Y , un pilar tendría una rigidez adicional correspondiente a una sección de ancho X y de canto

$$\frac{2Y}{\tan 60}$$

Si un pilar pertenece a dos muros, como es el caso de pilares de esquina, se considera simultáneamente el aumento de rigidez producido por pertenecer a dos muros.

Las vigas y diagonales embutidas dentro del muro transmiten las cargas provenientes de los forjados al muro, quedando posteriormente sin armar al considerarse su armado sustituido por el del propio muro.

Las vigas de zapata que unen zapatas aisladas o combinadas con el muro, centran la carga que reciben esas zapatas, pero no la del propio muro.

Los muros apoyados en losas de cimentación transmiten sus cargas a éstas. El grado de empotramiento entre la losa de cimentación y el muro vendrá dado por la rigidez impuesta a las barras contenidas en el muro, siendo, en general, más próximo al apoyo que al empotramiento. Estos muros carecen de zapata, debiéndose disponer en la losa las esperas necesarias para el armado del muro.

Acciones horizontales

En la determinación del valor de los empujes, se considera el coeficiente de empuje en reposo del terreno. El terreno por encima de la cota del nivel freático se considera siempre seco. El empuje por debajo de la cota del nivel freático es la suma del empuje producido por la presión hidrostática y del empuje producido por el terreno considerando su densidad sumergida. Si existe sobrecarga en coronación se asimila a una presión uniforme en toda la altura del muro. También se tiene en cuenta la posible inclinación (talud) del terreno.

El cálculo del empuje producido por la acción sísmica, según NBE PDS-1/74 o NCSE, se realiza afectando de un factor de mayoración al valor del coeficiente de empuje del terreno, igual a 1 más la aceleración sísmica de cálculo dividida por g (aceleración de la gravedad).

Acciones verticales

Pilares y vigas contenidas en el muro

A los efectos de considerar la carga vertical actuante sobre el muro, el programa determina la carga media por metro lineal de muro transmitida por los pilares contenidos, así como la carga de las vigas embutidas en el muro, que no transmiten su carga a ningún pilar.

Apoyos en cabeza o dentro del muro

Los apoyos en cabeza o dentro del muro que supongan al menos una reacción vertical, transmiten acciones también verticales al muro, de la siguiente forma:

- Apoyos de pilares en cabeza o dentro del muro. Transmiten la carga vertical del pilar, determinando el programa la carga media equivalente por metro lineal de muro.
- Apoyos de vigas exentas al muro, tanto en cabeza como dentro del muro. Transmiten la reacción vertical del apoyo, determinando el programa la carga media equivalente por metro lineal de muro.
- Apoyos de vigas embutidas en el muro, tanto en cabeza como dentro del muro. Las reacciones del apoyo no se tienen en cuenta, ya que las cargas de las vigas son asumidas directamente por el programa.
- Apoyos sobre los que descansan conjuntamente pilares y vigas exentas al muro, tanto en cabeza como dentro del muro. Transmiten únicamente la carga vertical del pilar, determinando el programa la carga media equivalente por metro lineal de muro.

Combinaciones

Se consideran dos hipótesis para el cálculo transversal (armadura vertical) del muro:

- HIPOTESIS 1. Actuación de las acciones del terreno.
- HIPOTESIS 2. Actuación conjunta de las acciones del terreno y de la carga vertical.

Se consideran dos situaciones en la unión entre el muro y la zapata: apoyo simple o empotramiento del muro en la zapata.

A efecto del cálculo del muro, se considera la excentricidad producida por la reacción en la zapata respecto al eje del muro, a la altura de arranque del muro de cota inferior.

Cálculo de la armadura transversal (vertical)

La armadura transversal en cada cara del muro y para cada altura del muro se dimensiona para la combinación más desfavorable de esfuerzos, compresión y flexión, de las hipótesis anteriores, y para un ancho de muro de un metro.

Se consideran las cuantías mínimas a retracción y temperatura de la norma de hormigón seleccionada (EHE-08, EHE ó EH-91). También se realiza la comprobación del E.L.S. de Fisuración, de acuerdo con la norma de hormigón seleccionada (EHE-08, EHE ó EH-91).

Cálculo de la zapata del muro

La zapata del muro se calcula utilizando las mismas hipótesis consideradas en el cálculo de la cimentación. Ver apartado de Cálculo de Cimentación.

Cálculo de la armadura longitudinal (horizontal)

Se considera el muro en su sentido longitudinal como una viga continua recibiendo como carga la tensión del terreno. Para los momentos positivos y negativos que tiene que resistir se comprueba la respuesta de la sección del muro con las armaduras horizontales debidas a las cuantías mínimas.

Se consideran las cuantías mínimas a retracción y temperatura de la norma de hormigón seleccionada, para la armadura horizontal.

Se comprueba la armadura frente a la aparición de tracciones horizontales, teniendo que resistir la armadura longitudinal una fuerza de valor:

$$T = 0,3 \cdot Nu \cdot (1 - d/L)$$

donde:

L es la mayor luz entre pilares

Nu es el axil máximo de los pilares, distribuida en la altura del muro o en una altura menor si la menor luz entre pilares es menor que la altura del muro.

Armado de pilares con continuidad dentro del muro

Los pilares de hormigón dentro del muro prolongan el armado del pilar a cota inmediatamente superior exento al muro. De esta forma el armado de pilares embutidos se hace continuo hasta la zapata del muro, tanto para pilares con lado igual como mayor que el espesor del muro.

El proyectista puede decidir entre prolongar las armaduras del pilar hasta la zapata del muro o hacer que arranquen desde la cabeza del muro, en cuyo caso deberá dejar previstas en obra las correspondientes esperas.

FORJADOS DE CHAPA

Introducción

El programa Tricalc 15 permite la definición, cálculo, armado y dibujo de planos de forjados de chapa de acero más losa superior de hormigón, ya sea esta chapa utilizada sólo a los efectos de encofrado perdido o como colaborante en flexión positiva, pudiendo tener o no en este caso armaduras adicionales.

La estructura portante destinada a soportar los forjados de chapa puede ser de diferente naturaleza: metálica, hormigón u obra de albañilería.

En ningún caso el programa comprueba el sistema de forjado de chapa combinado con el cálculo de la estructura metálica de apoyo como viga mixta con conexión losa-viga de apoyo mediante pernos conectores (hormigón trabajando a compresión en la parte superior y acero trabajando a tracción en la parte inferior).

Tipologías de forjados de chapa

Tricalc 15 permite calcular forjados de chapa de las siguientes tipologías:

■ Chapa sólo como encofrado perdido

Cuando la chapa funciona como encofrado perdido, su función simplemente es la de retener el hormigón hasta su endurecimiento, no absorbiendo esfuerzos una vez haya endurecido la losa.

En este caso, la chapa es lisa, porque cuando el forjado entre en carga y la losa se deforme, los dos materiales van a deslizar entre sí sin que exista mutua colaboración.

■ Chapa colaborante resistente sin armadura

Cuando la chapa forma un único elemento estructural con la losa su función es la de colaborar con la losa de hormigón para resistir las sollicitaciones existentes, aportando resistencia a tracción. En una primera fase (hasta el endurecimiento del hormigón) actúa como encofrado perdido.

En este tipo de forjados la chapa actúa como armadura a flexión no precisando otras armaduras adicionales. La chapa debe contar por tanto con una serie de deformaciones, entalladuras o protuberancias que garanticen que la chapa y el hormigón no deslicen entre sí al entrar el forjado en carga.

■ Chapa colaborante resistente con armaduras adicionales

Básicamente es el mismo tipo que el descrito anteriormente salvo que la chapa trabajando a flexión precisa de armaduras de flexión complementarias para resistir los esfuerzos existentes, por ser ella misma insuficiente.

En cualquiera de los casos siempre existirá armaduras de negativos en los apoyos en casos de losa continua y en los voladizos.

Criterios de cálculo

El programa utiliza la norma europea Eurocódigo 4 (EN 1994-1-1:2004): "Proyecto de estructuras mixtas de hormigón y acero", ya que en España no existe ninguna norma específica para estructuras mixtas (no entran en el campo de aplicación de EHE-08 ni del CTE).

Sin embargo, las combinaciones de acciones se realizan siempre con la normativa seleccionada (de hormigón para el forjado en su conjunto, de acero para la chapa como encofrado).

Chapas como encofrado: fase de ejecución

Se usará un análisis elástico para el cálculo de esfuerzos, considerando cada vano por separado como biapoyado. Si se necesitan apoyos intermedios, la chapa se considera una viga continua apoyada también en esos apoyos intermedios. Se considerarán exclusivamente las cargas introducidas como cargas en fase de ejecución.

Las combinaciones de cargas utilizadas son las indicadas por la normativa de acero seleccionada. Tenga esto en cuenta en normativas (como la española) en los que no se utilizan las mismas combinaciones ni coeficientes de seguridad de las acciones en acero que en hormigón.

Forjado de losa mixta: fase de explotación

Si la chapa se utiliza como armadura de positivos en la fase de explotación, la sección resistente es mixta: interviene tanto el hormigón vertido en obra como la chapa de acero laminado.

Para el cálculo y armado de los momentos negativos no se considera la contribución de la chapa de acero. Tampoco se considera esta contribución cuando la chapa se utiliza sólo como encofrado o es insuficiente para resistir los momentos positivos como armadura de la losa mixta.

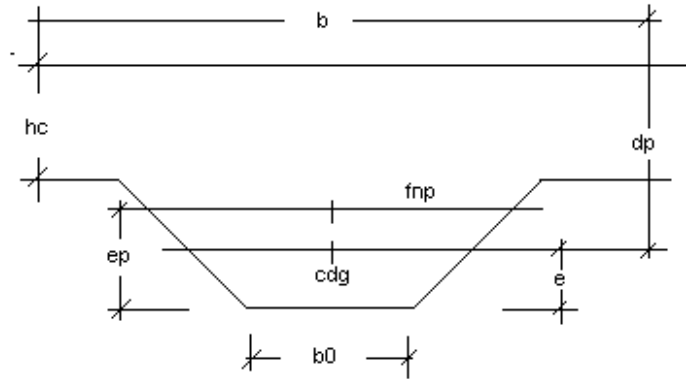
Las cargas intervinientes son todas las existentes en el forjado (pero no las introducidas como cargas en fase de ejecución). El cálculo de esfuerzos se realiza por métodos isostáticos, elásticos, plásticos o plásticos con redistribución limitada, en función de lo indicado en las opciones de cálculo de forjados unidireccionales y de chapa. Las combinaciones de cargas utilizadas son las indicadas por la normativa de hormigón seleccionada.

Comprobación de secciones

Sección de referencia

Como sección de cálculo se utiliza la siguiente geometría (simplificada) de la sección:

- Eurocódigo 4



donde

b	distancia entre nervios
$b0$	ancho mínimo del nervio
hc	canto de la losa sobre la chapa
dp	distancia entre la cara superior de la losa y el centro de gravedad de la sección de chapa de acero
ep	distancia de la fibra neutra plástica de la sección de chapa de acero a su cara inferior
e	distancia del centro de gravedad de la sección de chapa de acero a su cara inferior
$h = dp + e$	canto total de la losa

Flexión de la chapa como encofrado

Se comprueba en régimen elástico.

Eurocódigo

Para el Eurocódigo 4, la expresión a comprobar es (flexión simple):

$$M_d \leq M_{p,Rd} = \frac{W_{pel} f_{yp}}{\gamma_{ap}}$$

donde

M_d	es el momento de diseño, mayorado
$M_{p,Rd}$	es el momento resistente
W_{pel}	módulo resistente elástico de la chapa de acero
f_{yp}	límite elástico del acero
γ_{ap}	coeficiente de minoración del acero

Momentos positivos sin armadura

Eurocódigo

En Eurocódigo 4 se distinguen dos situaciones, en función de la posición de la fibra neutra.

Fibra neutra por encima de la chapa

Se utilizan las siguientes expresiones:

$$M_d \leq M_{p.Rd} = N_{cf} (d_p - x/2)$$

$$N_{cf} = \frac{A_p f_{yp}}{\gamma_{ap}}$$

$$x = \frac{N_{cf}}{b \left(0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right)}$$

siendo

A_p el área de la chapa metálica

x profundidad de la fibra neutra medida desde la cara superior de la losa.

Fibra neutra dentro de la chapa

Se desprecia el hormigón situado en el nervio, utilizándose las siguientes expresiones:

$$M_d \leq M_{p.Rd} = N_{cf} z + M_{pr}$$

$$z = h - \frac{h_c}{2} - e_p + (e_p - e) \frac{N_{cf}}{A_p (f_{yp} / \gamma_{ap})}$$

$$M_{pr} = 1.25 \frac{W_{pa} f_{yp}}{\gamma_{ap}} \left(1 - \frac{N_{cf}}{A_p (f_{yp} / \gamma_{ap})} \right) \leq \frac{W_{pa} f_{yp}}{\gamma_{ap}}$$

$$N_{cf} = h_c b (0.85 f_{ck} / \gamma_c)$$

siendo

W_{pa} el módulo resistente plástico de la chapa de acero. Éste es calculado por el programa en función de la geometría de la chapa.

Momentos positivos con armadura

Se desprecia la colaboración de la chapa, calculándose como una losa unidireccional armada de canto h , en la forma habitual (sin considerar que la sección es mixta).

La armadura resultante debe respetar las consideraciones de cuantías mínimas y máximas y de separaciones entre redondos especificadas en la norma de hormigón seleccionada (EHE-08, EHE o EH-91 para norma española, REBAP para norma Portuguesa, etcétera).

Por consideraciones constructivas, el armado se sitúa en *todos* los senos de la chapa, de forma que el número de redondos por chapa es múltiplo de su número de senos.

Eurocódigo

Se utiliza la expresión habitual en Eurocódigo 2.

$$M_d \leq M_{p.Rd} = \frac{A_s f_{ys}}{\gamma_s} \left(d - \frac{x}{2} \right)$$

$$x = \frac{A_s (f_{ys} / \gamma_s)}{0.85 (f_{ck} / \gamma_c) b_1}$$

siendo,

A_s área de armadura a tracción
 d distancia de la armadura a la cara superior de la losa
 b_l ancho de la losa a compresión

Momentos negativos

Se desprecia la colaboración de la chapa. De la sección de hormigón, sólo se tiene en cuenta una sección rectangular de ancho el ancho inferior de los nervios (b_o en la nomenclatura de Eurocódigo, B_b en la nomenclatura de ASCE) y canto el canto total de la losa mixta.

Eurocódigo

Se utiliza la expresión habitual en Eurocódigo 2.

$$M_d \leq M_{p.Rd} = \frac{A_s \cdot f_{ys}}{\gamma_s} \left(d - \frac{x}{2} \right)$$
$$x = \frac{A_s (f_{ys} / \gamma_s)}{0.85 (f_{ck} / \gamma_c) b_o}$$

siendo

d la distancia de la armadura a la cara inferior de la chapa
 b_o el ancho inferior de los nervios de la chapa

Esfuerzo rasante

Se debe comprobar también que el rasante entre la chapa de acero y el hormigón vertido en obra no supera la resistencia proporcionada por las protuberancias existentes a tal efecto en la chapa.

Eurocódigo

El cortante vertical máximo, V , debe cumplir

$$V \leq V_{I.Rd} = b \cdot d_p \cdot \left[\frac{m \cdot A_p}{b \cdot L_s} + k \right] \cdot \frac{1}{\gamma_{vs}}$$

donde

L_s es la luz de cortante, que en el caso de cargas continuas es igual a $L/4$ (siendo L la luz del vano).
 A_p es el área de la chapa.
 γ_{vs} es el coeficiente de minoración, que se tomará igual a 1,25 en este caso.

Fisuración

La chapa nervada de acero impide la aparición de fisuras visibles en la cara inferior del forjado. En la cara superior, a momentos negativos, el forjado se comporta como cualquier otro forjado de hormigón, realizándose las mismas comprobaciones de fisuración que en aquellos.

Flecha

En la fase de ejecución, la flecha producida por las cargas de ejecución (el peso propio de la chapa más el hormigón fresco más otras cargas en fase de ejecución) se calculará teniendo en cuenta sólo la chapa de acero, apoyada en las vigas y en los apoyos intermedios. Se calculará por tanto de acuerdo con la normativa de acero fijada. Estas flechas no deben superar unos determinados valores que se pueden fijar en el programa. Por ejemplo, la norma americana ASCE establece que las flechas, en fase de ejecución, no deben superar el mayor de los siguientes valores

- $L/180$
- 20 mm

En la fase de explotación, la flecha de calcula con la sección homogeneizada y teniendo en cuenta la fisuración producida en el hormigón, de forma equivalente a como se realiza en el resto de forjados

de hormigón. Si la chapa actúa sólo como encofrado perdido, no interviene tampoco en el cálculo de la flecha en fase de explotación.

RESISTENCIA AL FUEGO DE LA ESTRUCTURA

El CTE DB SI es el Documento Básico de Seguridad en caso de Incendio del Código Técnico de la Edificación. Sustituye a la norma NBE CPI. A efectos del programa *Tricalc*, sólo tiene interés la sección 6 (Resistencia al fuego de la estructura) y los anejos correspondientes a los diferentes materiales estructurales.

Vea el Informe de COMPROBACIÓN A FUEGO de la estructura para obtener los parámetros de cálculo de la resistencia al fuego utilizados.

Generalidades

Un incendio en un edificio afecta a su estructura de dos formas diferentes:

- Se modifica de forma importante la capacidad mecánica de los elementos estructurales.
- Aparecen acciones indirectas que dan lugar a tensiones que se suman a las debidas a otras acciones.

En el programa, de acuerdo con este DB, se utilizan únicamente métodos simplificados que sólo recogen el estudio de la resistencia al fuego de los elementos estructurales individuales ante la curva normalizada tiempo / temperatura.

Con los métodos simplificados indicados en esta memoria no es necesario tener en cuenta las acciones indirectas derivadas del incendio. Es decir, con el método simplificado propuesto en este DB, el incendio no supone una modificación de los esfuerzos de diseño sino una reducción de la capacidad resistente, siendo suficiente comprobar que dicha pérdida permite al elemento resistir el tiempo necesario sin que se colapse.

Determinación de los efectos de las acciones durante el incendio

De acuerdo con el artículo 5 de esta sección 6 del CTE DB SI (y el artículo 3.1 del Anejo 6 de la EHE-08), se puede estimar el efecto de las acciones de cálculo en situación de incendio a partir del efecto de las acciones de cálculo a temperatura normal, como:

$$E_{fi,d} = \eta_{fi} \cdot E_d$$

Siendo

E_d es el efecto de las acciones a temperatura normal de acuerdo con las situaciones persistentes o transitorias (apartado 4.2.2 del CTE DB SE);

$E_{fi,d}$ es el efecto de las acciones en situación de incendio;

η_{fi} factor de reducción o nivel de carga en situación de incendio.

En *Tricalc*, η_{fi} se define en las opciones de comprobación a fuego (ver el Informe de COMPROBACIÓN A FUEGO). Como simplificación, en los Eurocódigos (de los que este DB SI no deja de ser una adaptación) se indica que puede usarse el valor $\eta_{fi} = 0,65$, excepto para áreas de almacenamiento, donde se recomienda un valor de 0,7. En el caso de la EHE-08, se indican como valores simplificados $\eta_{fi} = 0,6$ en casos normales y $\eta_{fi} = 0,7$ para áreas de almacenamiento.

Determinación de la resistencia al fuego

Los valores de los coeficientes de minoración del material en situación de incendio deben tomarse como

$$\gamma_{M,fi} = 1$$

En la utilización de algunas tablas de especificaciones de hormigón y acero se considera el coeficiente de sobredimensionado μ_{fi} , definido como:

$$\mu_{fi} = E_{fi,d} / R_{fi,d,0}$$

Siendo

$R_{fi,d,0}$ resistencia del elemento estructural en situación de incendio en el instante inicial $t=0$, a temperatura normal.

En *Tricalc*, el valor de μ_{fi} se calcula como

- En el caso de hormigón armado, será un valor definido en las opciones de comprobación a fuego (ver el Informe de COMPROBACIÓN A FUEGO).

- En el caso del acero, se utiliza la expresión general de μ_{fi} , siendo entonces igual al coeficiente de aprovechamiento obtenido según CTE DB SE-A para los esfuerzos $E_{fi,d}$.

Resistencia al fuego de los elementos de hormigón armado

El Anejo C de este DB es muy similar al Anejo 6 de la EHE-08, por lo que este apartado es de aplicación a ambos anejos.

El método simplificado establecido en este DB consiste en comprobar que las dimensiones de las piezas y los recubrimientos de la armadura proporcionan la resistencia al fuego requerida. En todo caso también deberán respetarse las dimensiones mínimas y recubrimientos mínimos establecidos en la EHE-08, que pueden ser más exigentes. Debe tenerse en cuenta, además, que los aislamientos frente al fuego se comportan como un determinado recubrimiento adicional de hormigón equivalente a la hora de calcular la resistencia al fuego del elemento, pero no siempre se consideran a la hora de comprobar la durabilidad del elemento frente a la corrosión.

Se define como distancia equivalente al eje de las armaduras, a_m , a efectos de resistencia al fuego, al valor:

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

Siendo

A_{si}	área de la armadura i (pasiva o activa);
a_{si}	distancia del eje de la armadura i al paramento expuesto al fuego más próximo, teniendo en cuenta los revestimientos contra fuego (en la forma indicada más adelante);
f_{yki}	resistencia característica del acero de la armadura i ;
Δa_{si}	corrección debida a las diferentes temperaturas críticas del acero y a las condiciones particulares de exposición al fuego Se establece en la tabla C.1. del CTE DB SI, idéntica a la Tabla A.6.5.1 de la EHE-08 (no reproducida en esta memoria).

El valor de a_m se calcula para las armaduras longitudinales siguientes:

- En soportes, para el conjunto de la armadura longitudinal;
- El vigas y forjados, para la armadura longitudinal inferior;
- En muros, para la armadura vertical situada en la cara expuesta.

Los valores de las tablas son válidos para hormigón con árido silíceo, aunque en el articulado se incluyen facces correctores para otros tipos de árido.

Soportes

La resistencia al fuego en pilares rectangulares y circulares con 3 ó 4 lados expuestos al fuego será suficiente si se respeta la dimensión mínima, b_{min} y la distancia equivalente mínima al eje de las armaduras, $a_{min,r}$, indicados en la tabla C.2 del CTE DB SI.

Vigas

Para vigas de sección de ancho variable se considera como anchura mínima b la que existe a la altura del centro de gravedad mecánico de la armadura traccionada en la zona expuesta.

Mediante la tabla C.3 del CTE DB SI puede obtenerse la resistencia al fuego de las secciones de vigas sustentadas en los extremos, referida a b_{min} y a a_{min} de la armadura inferior traccionada.

En el caso de vigas expuestas en sus cuatro caras deberá verificarse, además, que el área de la sección transversal de la viga no sea inferior a $2 \cdot b_{min}^2$.

Condiciones adicionales para el dimensionamiento de las armaduras

Para una resistencia al fuego R-90 o mayor, se exigen unas condiciones al armado que son tenidas en cuenta por *Tricalc* de forma opcional. Concretamente:

- Vigas con las tres caras expuestas al fuego (vigas con cuelgue bajo el forjado)

Para R 90 o mayor, la armadura de negativos de vigas continuas se prolongará hasta el 33% de la longitud del tramo con una cuantía no inferior al 25% de la requerida en los extremos. El programa *Tricalc* respetará esta prescripción si se selecciona la opción correspondiente.

- Losas macizas y forjados reticulares

Las **vigas planas** con macizados laterales mayores que 10 cm se pueden asimilar a losas unidireccionales. (Tanto EFHE como EHE-08 exigen siempre este macizado de 10 cm para forjados unidireccionales con elementos prefabricados).

Para losas macizas y reticulares sobre apoyos lineales, si se exige R 90 o mayor, la armadura de negativos deberá prolongarse un 33% de la longitud del tramo con una cuantía no inferior a un 25% de la requerida en extremos sustentados. El programa *Tricalc* realizará esta comprobación si se selecciona la opción 'Considerar los criterios de armado del CTE DB SI – Anejo C, para una resistencia R 90 o superior' y además no se selecciona la opción 'Armar como losa sin vigas'.

Para losas macizas y reticulares sobre apoyos puntuales, si se exige R 90 o mayor, el 20% de la armadura superior sobre soportes deberá prolongarse a lo largo de todo el tramo. El programa *Tricalc* realizará esta comprobación si se selecciona la opción 'Considerar los criterios de armado del CTE DB SI – Anejo C, para una resistencia R 90 o superior' y además se selecciona la opción 'Armar como losa sin vigas'.

- Forjados unidireccionales

Para una resistencia al fuego R 90 o mayor, la armadura de negativos de forjados continuos se debe prolongar hasta el 33% de la longitud del tramo con una cuantía no inferior al 25% de la requerida en los extremos. Esto es respetado por *Tricalc* si se selecciona la opción "Considerar los criterios de armado del CTE DB SI – Anejo C, para una resistencia R 90 o superior".

Resistencia al fuego de los elementos de acero

Se admite que la situación de incendio no varía las coacciones exteriores, tipos de unión ni clases de las secciones.

Para los pilares con secciones de Clase 1, 2 o 3, *Tricalc* utiliza el modelo expuesto en el apartado D.2.2 del CTE DB SI.

Para las vigas y diagonales con secciones de Clase 1, 2 o 3, *Tricalc* utiliza el modelo expuesto en el apartado D.2.1 del CTE DB SI.

Para las secciones de Clase 4 y secciones abiertas conformadas en frío, de acuerdo con el párrafo D.1(4) del CTE DB SI, basta comprobar que la temperatura del acero no alcanza el valor $\theta_{crit} = 350^{\circ}$.

Cálculo de la resistencia a fuego en pilares

El CTE DB SI sólo cubre el caso de estructuras arriostradas (intraslacionales). Sin embargo, *Tricalc* utiliza este método también en caso de estructuras no arriostradas (traslacionales).

En soportes de pared no delgada (Clases 1, 2 o 3), la capacidad resistente de cálculo considerando pandeo de un elemento sometido a flexocompresión puede verificarse, a partir de las solicitaciones obtenidas de la combinación de acciones en caso de incendio, mediante las expresiones generales del DB SE-A usando los valores modificados dados a continuación:

- El límite elástico se reducirá multiplicándolo por el coeficiente $k_{y,0}$ de la Tabla D.2 del CTE DB SI (no reproducida en esta memoria).
- Como longitud de pandeo se tomará, en estructuras arriostradas y si el sector de incendio no abarca más de una planta, la mitad de la altura entre plantas intermedias, o el 0,7 de la altura de la última planta. En *Tricalc* se utilizará la misma longitud de pandeo que en situación no de incendio.
- Como curva de pandeo se utilizará la curva c , con independencia del tipo de sección transversal o el plano de pandeo.
- La esbeltez reducida se incrementará multiplicándola por el coeficiente $k_{\lambda,0}$ de la tabla D.2 antes mencionada.

Cálculo de la resistencia a fuego en vigas

El método consiste en obtener, de la tabla D.1 del CTE DB SI (no reflejada en esta memoria), la relación d/λ_p mínima a aportar por el aislamiento contra el fuego en función de la resistencia requerida en minutos, el factor de forma de la sección y el coeficiente de sobredimensionamiento de la viga, siendo:

d Espesor del aislamiento, en metros;
 λ_p conductividad del aislante, en W/(m·K)

Un valor $d/\lambda_p = 0$ o un valor de $\mu_{fi} < 0,4$ indica que no es necesario revestimiento protector frente al fuego. Un valor de $\mu_{fi} > 0,7$ implica un fallo de resistencia frente al fuego.

Cálculo de la temperatura del acero

El cálculo se realiza de forma incremental. Se supone que tanto el acero como el ambiente se encuentran al principio a 20°C. Pasado un determinado incremento de tiempo (que en *Tricalc* es de 5 s) se calcula con la curva normalizada tiempo-temperatura la temperatura del gas que rodea al elemento. Con el ambiente a esa temperatura y el acero a 20°C se calcula el flujo de calor, alcanzándose otra temperatura en el acero al cabo de ese incremento de tiempo. A partir de aquí se considera otro incremento para el que habrá una temperatura de gas. Con esta última temperatura y la temperatura del acero del paso anterior, se recalcula el flujo de calor y con ello una nueva temperatura en el acero. Y así sucesivamente hasta llegar al tiempo de resistencia a fuego deseado (si es R60, por ejemplo, 60 minutos). La curva normalizada tiempo-temperatura se define en el artículo B.2 del CTE DB SI, expresión (B.1):

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1)$$

Siendo

θ_g temperatura del gas, en °C;
t tiempo desde el inicio del incendio, en minutos.