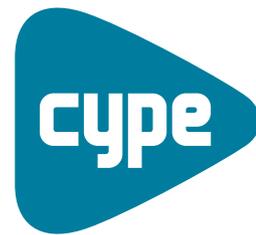


Memoria de cálculo
CYPE 3D

CYPE 3D

Memoria de cálculo



Software *para*
Arquitectura,
Ingeniería y
Construcción

CYPE Ingenieros, S.A.

Avda. Eusebio Sempere, 5
03003 **Alicante**
Tel. (+34) 965 92 25 50
Fax (+34) 965 12 49 50
cype@cype.com

CYPE Madrid

Augusto Figueroa, 32-34, bajo
28004 Madrid
Tel. (+34) 915 22 93 10
Fax (+34) 915 31 97 21
cype.madrid@cype.com

CYPE Catalunya

Almogàvers, 64-66, 2º A
08018 Barcelona
Tel. (+34) 934 85 11 02
Fax (+34) 934 85 56 08
cype.catalunya@cype.com

www.cype.com

IMPORTANTE: ESTE TEXTO REQUIERE SU ATENCIÓN Y SU LECTURA

La información contenida en este documento es propiedad de CYPE Ingenieros, S.A. y no puede ser reproducida ni transferida total o parcialmente en forma alguna y por ningún medio, ya sea electrónico o mecánico, bajo ningún concepto, sin la previa autorización escrita de CYPE Ingenieros, S.A. La infracción de los derechos de propiedad intelectual puede ser constitutiva de delito (arts. 270 y sgts. del Código Penal).

Este documento y la información en él contenida son parte integrante de la documentación que acompaña a la Licencia de Uso de los programas informáticos de CYPE Ingenieros, S.A. y de la que son inseparables. Por consiguiente está amparada por sus mismas condiciones y deberes.

No olvide que deberá leer, comprender y aceptar el Contrato de Licencia de Uso del software del que es parte esta documentación antes de utilizar cualquier componente del producto. Si NO acepta los términos del Contrato de Licencia de Uso, devuelva inmediatamente el software y todos los elementos que le acompañan al lugar donde lo adquirió para obtener un reembolso total.

Este manual corresponde a la versión del software denominada por CYPE Ingenieros, S.A. como CYPE 3D. La información contenida en este documento describe sustancialmente las características y métodos de manejo del programa o programas a los que acompaña. La información contenida en este documento puede haber sido modificada posteriormente a la edición mecánica de este libro sin previo aviso. El software al que acompaña este documento puede ser sometido a modificaciones sin previo aviso.

CYPE Ingenieros, S.A. dispone de otros servicios entre los que se encuentra el de Actualizaciones, que le permitirá adquirir las últimas versiones del software y la documentación que le acompaña. Si Ud. tiene dudas respecto a este escrito o al Contrato de Licencia de Uso del software o quiere ponerse en contacto con CYPE Ingenieros, S.A., puede dirigirse a su Distribuidor Local Autorizado o al Departamento Posventa de CYPE Ingenieros, S.A. en la dirección:

Avda. Eusebio Sempere, 5 · 03003 Alicante (España) · Tel: +34 965 92 25 50 · Fax: +34 965 12 49 50 · www.cype.com

© CYPE Ingenieros, S.A.

Editado e impreso en Alicante (España)

Windows ® es marca registrada de Microsoft Corporation ®

Índice general

Presentación	5	1.9.4.2. Análisis de la rigidez rotacional de las uniones	25
1. Memoria de cálculo	7	1.9.5. Causas por las que no se ha dimensionado una unión	28
1.1. Problemas a resolver	7	1.10. Dimensionamiento de uniones tubulares	29
1.2. Análisis realizado por el programa	7	1.10.1. Tipologías de uniones tubulares	29
1.3. Sistema de unidades	8	1.10.2. Comprobaciones	29
1.4. Materiales a emplear	8	1.11. Vigas mixtas	30
1.5. Acciones	9	1.12. Resistencia a fuego en CYPE 3D	31
1.5.1. Hipótesis adicionales	9	1.12.1. Características generales	31
1.5.2. Estados límite (combinaciones)	9	1.12.2. Selección de normativa	31
1.5.3. Cargas	9	1.13. Cimentaciones aisladas	31
1.5.4. Consideración de los efectos de 2º orden (PA)	10	1.13.1. Zapatas aisladas	32
1.6. Descripción de barras	13	1.13.2. Encepados sobre pilotes	34
1.6.1. Pandeo	14	1.13.3. Placas de anclaje	37
1.6.2. Pandeo lateral	15	1.13.4. Zapatas de hormigón en masa	38
1.6.3. Piezas y agrupaciones	15	1.13.4.1. Cálculo de zapatas como sólido rígido	38
1.6.4. Flechas	15	1.13.4.2. Cálculo de la zapata como estructura de hormigón en masa	38
1.6.4.1. Grupo de flechas	16	1.13.4.3. Listado de comprobaciones	40
1.7. Comprobaciones realizadas por el programa	16	1.13.5. Vigas centradoras y de atado	41
1.8. Dimensionamiento de tirantes	16	1.13.5.1. Vigas centradoras	41
1.8.1. Aplicación del método	17	1.13.5.2. Vigas de atado	43
1.9. Dimensionamiento de uniones en doble T	18	2. Implementaciones de normativa	44
1.9.1. Tipologías de uniones en doble T	19	2.1. Implementaciones de la norma española	44
1.9.2. Dimensionamiento de uniones en doble T	20	2.1.1. Norma EA-95 (MV-103) (Derogada)	44
1.9.3. Consulta de uniones en doble T	23	2.1.2. Norma EA-95 (MV-110) (Derogada)	46
1.9.4. Rigideces rotacionales	24	2.2. Implementaciones de la norma portuguesa	47
1.9.4.1. Diagrama momento rotación	24	2.2.1. Norma MV-110 para Portugal	47

2.2.2. Norma R.E.A.E.	48
2.3. Implementaciones de la norma brasileña	48
2.3.1. Norma AISI-Brasil (Derogada)	48
2.3.2. Norma NBR8800 (Derogada)	49
2.4. Implementaciones de la norma chilena	50
2.4.1. Norma NCH427	50
2.5. Normas AISC	51
2.5.1. Norma AISC.LRFD/86	51
2.5.2. Norma AISC.ASD/89	52
2.6. Otras normas	54

Presentación

CYPE 3D es un ágil y eficaz programa pensado para realizar el **cálculo de estructuras en tres dimensiones de barras de hormigón, de acero, mixtas de hormigón y acero, de aluminio, de madera, o de cualquier material**, incluido el dimensionamiento de uniones (soldadas y atornilladas de perfiles de acero laminado y armado en doble T y perfiles tubulares) y el de su **cimentación** con placas de anclaje, zapatas y encepados.

Las barras de madera, de acero o de aluminio; y los pilares y las vigas de hormigón armado, pueden ser dimensionados por el programa. Los pilares mixtos de hormigón y acero pueden ser comprobados por el programa.

También permite la discretización de estructuras mediante láminas (elementos planos bidimensionales de espesor constante cuyo perímetro está definido por un polígono) para calcular sus esfuerzos y tensiones.

Este libro contiene la **Memoria de cálculo** donde se explica la metodología seguida por el programa y las **implementaciones a las normas** con las que puede calcular (consulte normativa implementada en www.cype.es).

1. Memoria de cálculo

1.1. Problemas a resolver

CYPE 3D calcula estructuras tridimensionales (**3D**) definidas con elementos tipo barras en el espacio y nudos en la intersección de las mismas.

Se puede emplear acero, madera, aluminio, hormigón y secciones genéricas para las barras y se definen a partir de las características mecánicas y geométricas.

Si el material que se emplea es acero, madera o aluminio, se obtendrá su dimensionamiento de forma automática.

Las cimentaciones superficiales de hormigón armado mediante zapatas o encepados, vigas de atado y centradoras, se resuelven para los apoyos definidos mediante barras verticales e inclinadas que confluyen en el apoyo.

La introducción de datos se realiza de forma gráfica, así como la consulta de resultados.

Tanto los datos introducidos como los resultados, se pueden listar por impresora o fichero de texto.

El dibujo de los planos y las leyes de esfuerzos se puede obtener por impresora, plotter, ficheros DXF/DWG y metaarchivo.

1.2. Análisis realizado por el programa

El programa considera un comportamiento elástico y lineal de los materiales. Las barras definidas son elementos lineales.

Las cargas aplicadas en las barras se pueden establecer en cualquier dirección. El programa admite las tipologías: uniforme, triangular, trapezoidal, puntual, momento e incremento de temperatura diferente en caras opuestas.

En los nudos se pueden colocar cargas puntuales, también en cualquier dirección. El tipo de nudo que se emplea es totalmente genérico, y se admite que la vinculación interior sea empotrada o articulada; y los extremos de las barras definidos mediante coeficientes de empotramiento (entre 0 y 1) o mediante su rigidez rotacional (momento/giro), y también se pueden articular dichos extremos.

Se puede utilizar cualquier tipo de apoyo, empotrado o articulado, o vinculando alguno de sus grados de libertad. Los apoyos (o vinculación exterior) pueden ser elásticos, definiendo las constantes correspondientes a cada grado de libertad coaccionado.

Las hipótesis de carga se establecen según su origen y se pueden asignar a **Carga permanente, Sobrecarga, Viento, Sismo (estático), Nieve y Accidental**. Se puede considerar el sismo dinámico.

A partir de las hipótesis básicas se puede definir y calcular cualquier tipo de combinación con diferentes coeficientes de combinación, ya sea de acuerdo a la norma seleccionada o definidos por el usuario.

Los estados límite y combinaciones para cada material y estado son los siguientes:

- E.L.U. rotura. Hormigón
- E.L.U. rotura. Hormigón en cimentaciones
- E.L.U. rotura. Acero (Laminado y armado)
- E.L.U. rotura. Acero (Conformado)
- E.L.U. rotura. Madera
- E.L.U. rotura. Aluminio
- Tensiones sobre el Terreno (Acciones características)
- Desplazamientos (Acciones características)

Para cada estado se generan todas las combinaciones, indicando su nombre y coeficientes, según la norma de aplicación, el material y la categoría de uso.

A partir de la geometría y cargas que se introduzcan, se obtiene la matriz de rigidez de la estructura, así como las matrices de cargas por hipótesis simples. Se obtendrá la matriz de desplazamientos de los nudos de la estructura, invirtiendo la matriz de rigidez por métodos frontales.

Después de hallar los desplazamientos por hipótesis, se calculan todas las combinaciones para todos los estados, y los esfuerzos en cualquier sección a partir de los esfuerzos en los extremos de las barras y las cargas aplicadas en las mismas.

1.3. Sistema de unidades

El programa **CYPE 3D** permite emplear tanto el sistema M.K.S. como el internacional, S.I., para la definición de cargas aplicadas y para la obtención de esfuerzos.

1.4. Materiales a emplear

Los materiales que se emplean en las barras se clasifican en:

1. Acero laminado y armado.
2. Acero conformado.
3. Madera
4. Aluminio
5. Hormigón armado
6. Perfil genérico

1 y 2. Si el material seleccionado es **acero**, existen unos archivos de tipos de acero con las características del mismo, definidas por:

- Tipo de acero: Laminado o armado
- Módulo de elasticidad longitudinal: E
- Límite elástico: σ_e , según tipo en kg/cm²
- Coeficiente de minoración del acero γ_s
- Coeficiente de Poisson: ν . Se calcula internamente el módulo de elasticidad transversal $G = \frac{E}{(1 + \nu) \cdot 2}$
- Coeficiente de dilatación térmica: α
- Peso específico: $\gamma = 7.85 \text{ T/m}^3$
- Esbeltez límite

Por último, se incluyen los parámetros de material para pernos y tornillos, en caso de que se calculen las placas de anclaje.

Para definir las características del acero debe consultar el apartado referido a las normativas.

Los perfiles a utilizar pueden ser de Biblioteca o editables.

Si emplea la biblioteca de perfiles de acero que **CYPE 3D** ofrece por defecto, podrá usar la tipología de perfiles existentes seleccionando en cada obra los que vaya a utilizar.

Si, por el contrario, desea crear nuevas series y tipos de perfiles, tendrá que indicar en cada caso la geometría por sus valores X, Y de cada perfil, así como los espesores 'e' de las chapas, y los datos siguientes para su definición según la tipología del perfil.

3. Madera. Se selecciona su tipo y clase resistente, de acuerdo a la norma seleccionada (Eurocódigo 5, NBR 7190 y el Código Técnico), en el que se definen sus propiedades.

4. Aluminio. Se emplea aluminio extruido, seleccionando la aleación y el estado de entrega, de acuerdo a lo indicado en el Eurocódigo 9.

5. Hormigón armado. De acuerdo a la norma, se selecciona el hormigón por su tipificación (basada en su resistencia, nivel de control, etc.).

6. Perfil genérico. Se define su geometría, sus características mecánicas y las propiedades del material.

1.5. Acciones

Las acciones pueden ser estáticas y dinámicas (en el caso del sismo) y se definen según su naturaleza por hipótesis simples.

1.5.1. Hipótesis adicionales

CYPE 3D considera las acciones características para cada una de las hipótesis simples definibles como adicionales:

- Carga permanente
- Sobrecarga
- Viento
- Sismo
- Nieve
- Accidental

Se consideran automáticas las que genera el propio programa tales como:

- El peso propio de las barras
- El sismo dinámico, cuando se activa.

El resto de hipótesis se consideran adicionales, pudiendo crear además disposiciones de carga distintas en cada hipótesis. Cuando se crean distintas disposiciones de carga, debe definirse si son simultáneas, compatibles o incompatibles. Cuando se definen varias hipótesis adicionales del mismo tipo, hay que definir si son combinables o no combinables. Todo esto es definible por el usuario.

1.5.2. Estados límite (combinaciones)

Para cada material, categoría de uso y norma seleccionados, se genera de forma automática todas las combinaciones para todos los estados.

- Hormigón
- Hormigón en cimentaciones
- Acero conformado
- Acero laminado
- Madera
- Aluminio
- Tensiones sobre el terreno
- Desplazamientos

Para cada uno de ellos es posible definir diferentes situaciones de proyecto, ya sean las generales de la norma o definidas por el usuario.

1.5.3. Cargas

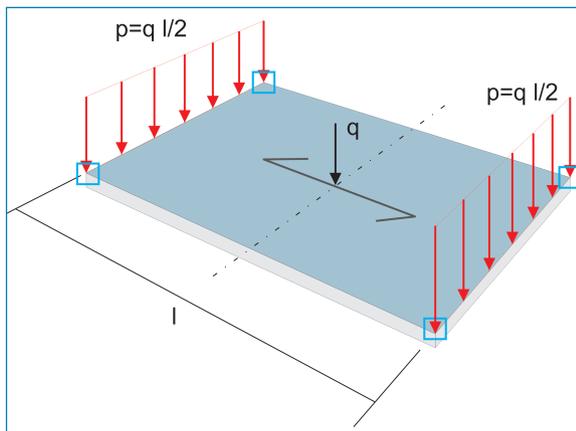
Para cada hipótesis, se pueden definir cargas:

- **Cargas sobre barras**
 - Puntual
 - Uniforme
 - En faja
 - Triangular
 - Trapezoidal
 - Momento puntual
 - Incremento de temperatura uniforme
 - Incremento de temperatura variable
- **Cargas sobre nudos**

Puntual, en cualquier dirección y sentido según los ejes generales, o definiendo el vector director según esos ejes (X,Y,Z).
- **Cargas sobre paños**

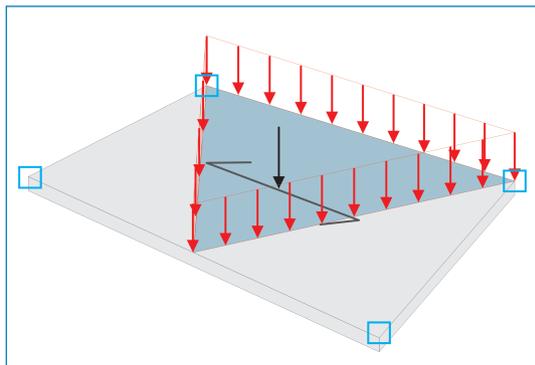
Un paño es un recinto cerrado definido por nudos coplanarios. Sobre la superficie de un paño se pueden definir cargas superficiales uniformes o variables, de

manera que se permita simular un forjado o entramado unidireccional. Esa dirección de reparto de las cargas aplicadas se puede definir paralela a alguna de las rectas que unen los nudos del perímetro del paño, aplicando sobre las barras las cargas resultantes de realizar un reparto isostático de las bandas o correas tributarias.



- **Cargas superficiales**

Este tipo de carga actúa de la misma manera que las aplicadas sobre paños, con la particularidad de que los vértices de su superficie pueden ser nudos o cualquier punto intermedio de las barras de un paño.



Se reparte dicha carga de la manera que lo hace la carga según la dirección de reparto indicada en el paño.

Una carga superficial sólo puede definirse sobre un único paño.

- **Desplazamientos prescritos**

Es posible definir en los nudos que son apoyos, unos desplazamientos según los ejes generales (desplazamiento y giro), para cada hipótesis de carga. Un ejemplo habitual sería el asiento de una cimentación, D_z , que daría lugar a los esfuerzos correspondientes en la estructura ligada a ese apoyo.

1.5.4. Consideración de los efectos de 2º orden ($P\Delta$)

De forma potestativa se puede considerar, cuando se define hipótesis de viento o sismo, el cálculo de la amplificación de esfuerzos producidos por la actuación de dichas cargas horizontales. Es aconsejable activar esta opción en el cálculo.

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

Bajo la acción horizontal, en cada nudo i , actúa una fuerza H_i , la estructura se deforma, y se producen unos desplazamientos Δ_i a nivel de cada nudo. En cada nudo, actúa una carga de valor P_i para cada hipótesis gravitatoria, transmitida por el nudo a la estructura.

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

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

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

$$M_{P\Delta k} = \sum_i P_i \Delta_i$$

siendo:

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

Si se calcula el coeficiente $C_k = \frac{M_{P\Delta k}}{M_{HK}}$ (C_k es el equivalente al coeficiente "r" del CTE) que es el índice de estabilidad para cada hipótesis gravitatoria y para cada dirección de la acción horizontal, se puede obtener un coeficiente amplificador del coeficiente de mayoración de la hipótesis debidas a las acciones horizontales para todas las combinaciones en las que actúan dichas acciones horizontales. Este valor se denomina γ_z y se calcula como:

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

siendo:

γ_{fji} : Coeficiente de mayoración de cargas permanentes de la hipótesis i

γ_{fqi} : Coeficiente de mayoración de cargas variables de la hipótesis j

γ_z : Coeficiente de estabilidad global

Para el cálculo de los desplazamientos debidos a cada hipótesis de acciones horizontales, hay que recordar que se ha realizado un cálculo en primer orden, con las secciones brutas de los elementos. Si se están calculando los esfuerzos para el dimensionado en estados límite últimos, parecería lógico que el cálculo de los desplazamientos en rigor

se hiciera con las secciones fisuradas y homogeneizadas, lo cual resulta muy laborioso, dado que eso supone la no-linealidad de los materiales, geometría y estados de carga. Esto lo hace inabordable desde el punto de vista práctico con los medios normales disponibles para el cálculo. Por tanto, se debe establecer una simplificación, consistente en suponer una reducción de las rigideces de las secciones, lo que implica un aumento de los desplazamientos, ya que son inversamente proporcionales. El programa solicita como dato el aumento o 'factor multiplicador de los desplazamientos' para tener en cuenta esa reducción de la rigidez.

En este punto no existe un criterio único, por lo que se deja a juicio del proyectista la consideración de un valor u otro en función del tipo de estructura, grado de fisuración estimado, otros elementos rigidizantes, núcleos, escaleras, etc., que en la realidad pueden incluso reducir los desplazamientos calculados.

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

$$\begin{aligned} \text{Rigidez-reducida} &= 0.90 \cdot 0.70 \cdot \text{Rigidez-bruta} = \\ &= 0.63 \cdot \text{Rigidez-bruta} \end{aligned}$$

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

En la nueva norma NBR 6118:2003, de forma simplificada se recomienda amplificar por $1/0.7 = 1.43$ los desplazamientos y limitar el valor de γ_z a 1.3.

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

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

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

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

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

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

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

$$\begin{aligned} \text{Coeficiente multiplicador de los desplazamientos} &= 2 \\ \text{Límite para el coeficiente de estabilidad global} &= 1.5 \end{aligned}$$

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

Una vez terminado el cálculo puede imprimir un informe con los resultados en **Listados, Análisis de estabilidad global**, viendo el máximo valor del coeficiente de estabilidad global en cada dirección.

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

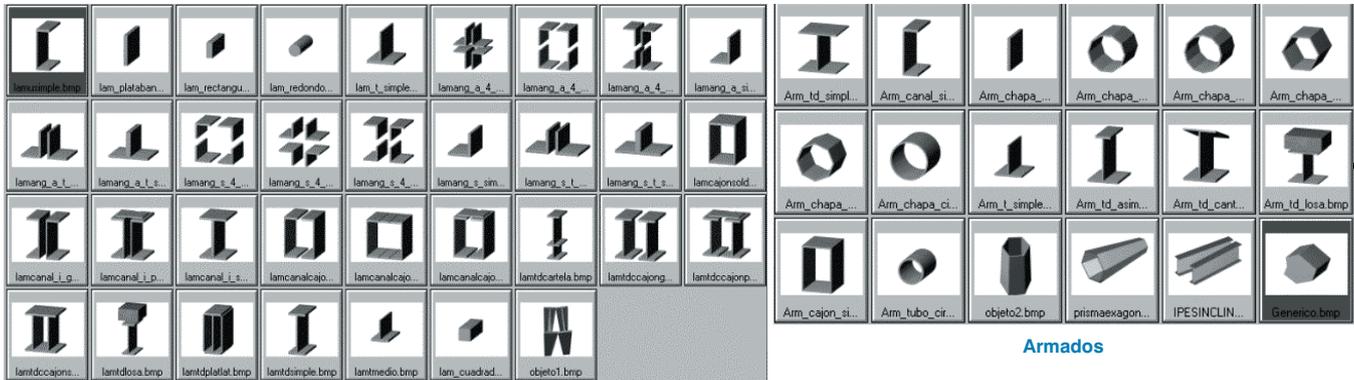
$$\sum (\gamma_{fqi} \cdot C_i + \gamma_{fqi} \cdot C_j) \geq 1$$

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

1.6. Descripción de barras

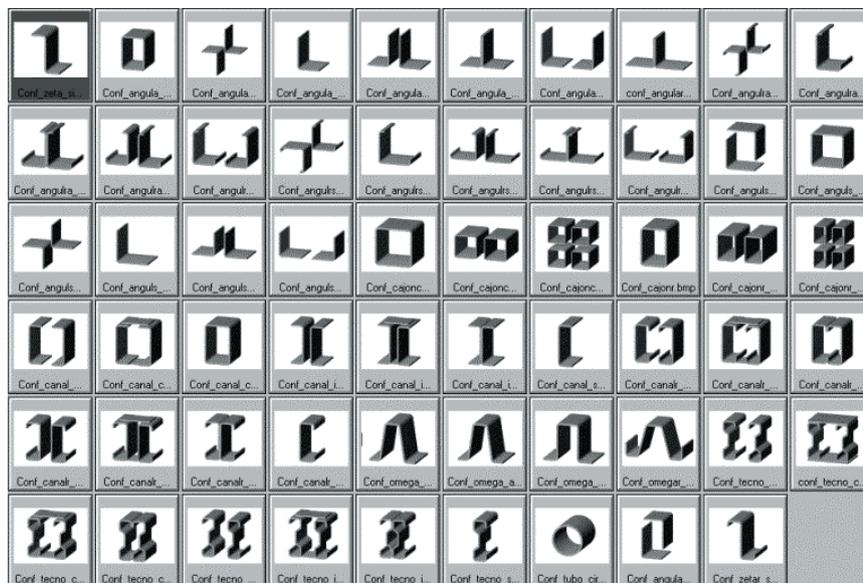
Se define para cada barra su material, forma de la sección (editable o de la biblioteca) y su disposición que es el ajuste de la sección de la barra al eje de dibujo.

- **Acero.** Es posible ver los diferentes tipos de secciones simples o compuestas que permite el programa: laminados, armados y conformados.



Armados

Laminados



Conformados

- **Madera.** Sección redonda, rectangular y con canto variable.
- **Aluminio.** Doble T, C simple, Angular, T simple, platabanda, Tubo rectangular y circular, hueco y macizo.

1.6.1. Pandeo

Para estudiar los efectos por pandeo debidos a los axiles según el eje, se puede definir la longitud efectiva del pandeo l_k , o el coeficiente β , tal que $l_k = \beta \cdot l$, siendo l la distancia entre los nudos de la barra. Cuando una barra tenga nudos intermedios, debe darse la longitud o el coeficiente correspondiente a la barra real entre sus apoyos, teniendo en cuenta que se está definiendo para una barra que es un tramo de la totalidad de la misma.

También es posible utilizar el "cálculo aproximado de longitudes de pandeo" definiendo la estructura como traslacional o intraslacional, de acuerdo al método simplificado y su formación válida para estructuras sensiblemente ortogonales, pudiendo consultar en la ayuda del diálogo las hipótesis aceptadas.

Además se aceptan las siguientes hipótesis:

- Los soportes pandean simultáneamente.
- Se desprecia el acortamiento elástico de los soportes.
- Las vigas se comportan elásticamente y se unen de forma rígida a los soportes.
- No se modifica la rigidez de las vigas por esfuerzos normales.

Las fórmulas aplicables son:

• Estructuras intraslacionales

$$\beta = \sqrt{\frac{1.6 + 2.4(K_A + K_B) + 1.1 K_A K_B}{K_A + K_B + 5.5 K_A K_B}}$$

siendo,

$$K_A = \frac{\sum \left(\frac{I_v}{L_v} \right)_A}{\sum \left(\frac{I_v}{L_v} \right)_A + \sum \left(\frac{I_C}{L_C} \right)_A}$$

$$K_B = \frac{\sum \left(\frac{I_v}{L_v} \right)_B}{\sum \left(\frac{I_v}{L_v} \right)_B + \sum \left(\frac{I_C}{L_C} \right)_B}$$

I_v : Inercia de las vigas que concurren al nudo

L_v : Longitud de las vigas que concurren al nudo

I_C : Inercia de las columnas que concurren al nudo

L_C : Longitud de las columnas que concurren al nudo

• Estructuras traslacionales

$$\beta = \sqrt{\frac{9.6 + 4(R'_A + R'_B) + 1.25 R'_A R'_B}{R'_A + R'_B + 1.25 R'_A R'_B}}$$

siendo,

$$R'_A = 6 \frac{K_A}{1 - K_A} \quad R'_B = 6 \frac{K_B}{1 - K_B}$$

Limitaciones del cálculo aproximado

Es importante hacer algunas advertencias que deben tenerse en cuenta.

- La existencia de nudos intermedios en barras en continuidad, a las que no acometen otras barras, invalida el método, por lo que en estos casos deben hacerse las correcciones manuales que se consideren oportunas.
- El método aproximado exige la clasificación de la estructura en traslacional o intraslacional, por lo que debe tenerse cuidado en dicha definición.
- Todo lo dicho sólo es aplicable a barras metálicas.
- Si la estructura introducida es un pórtico plano, los valores obtenidos son válidos en su plano, pudiendo no serlo en el plano perpendicular, ya que no existen ele-

mentos transversales definidos, sobre todo cuando existen simetrías, como puede ser el caso de un pórtico a dos aguas calculado de forma aislada.

1.6.2. Pandeo lateral

En elementos flectados, tanto para el ala superior como para la inferior, se puede definir la distancia o separación entre arriostramientos, o el coeficiente que multiplica a la longitud de la barra entre nudos, así como el coeficiente de momentos aplicable, distinto en las diferentes normas en función de la distribución de momentos entre puntos de arriostramiento.

1.6.3. Piezas y agrupaciones

Cuando se introduce inicialmente una barra entre dos puntos, sus propiedades se conservan, aunque posteriormente se intersecten con barras que la cruzan. También es posible con posterioridad crear una pieza de barras alineadas de varios tramos marcando los extremos.

Agrupar permite dar características comunes a un conjunto de barras agrupadas, y que se dimensionen para la más desfavorable del grupo. Con posterioridad se pueden desagrupar.

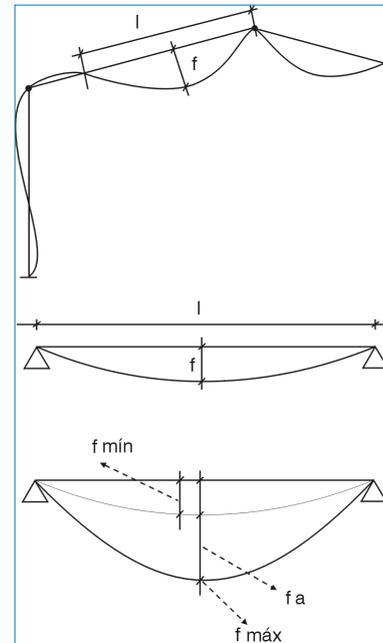
1.6.4. Flechas

Se entiende por 'flecha' la distancia máxima entre la recta de unión de los nudos extremos de una barra, y la deformada de la barra, sin tener en cuenta que los nudos extremos de la barra pueden haberse desplazado. Esta distancia se mide perpendicularmente a la barra.

La 'flecha absoluta' es el valor en milímetros de la flecha, en la dirección considerada.

La 'flecha relativa' se establece como un cociente de la luz entre puntos de intersección de la deformada con la barra, dividido por un valor a definir por el usuario, y pueden haber, además de los nudos extremos de la barra con flecha nula, algún punto o puntos intermedios, en función de la deformada.

La 'flecha activa' es la máxima diferencia en valor absoluto entre la flecha máxima y la flecha mínima de todas las combinaciones definidas en el estado de desplazamientos.

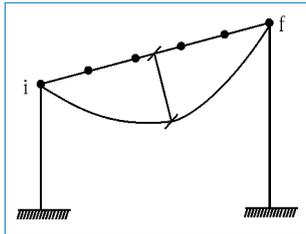


$$f_a = f_{\max} - f_{\min}$$

Es posible establecer un límite, ya sea por un valor de la flecha máxima, de la flecha activa o de la flecha relativa respecto a cada uno de los planos xy o xz locales de la barra, o de la flecha resultante.

1.6.4.1. Grupo de flechas

Se pueden agrupar barras cuando están alineadas y calcular la flecha entre los extremos de ese conjunto de barras agrupadas, calculando la flecha entre los nudos extremos 'i' y 'f', en lugar de la flecha local entre cada 2 nudos consecutivos.



Grupo de flechas

Si se supera dicho límite, al comprobar la barra después del cálculo, ésta aparecerá en color rojo, así como todas las secciones que no cumplan.

1.7. Comprobaciones realizadas por el programa

De acuerdo a lo expuesto anteriormente, el programa comprueba y dimensiona las barras de la estructura según criterios establecidos en cada norma y para cada material:

- Acero
- Madera
- Aluminio

Para hormigón y perfil genérico sólo se obtienen esfuerzos.

Si se superan estos límites **CYPE 3D** permitirá que se realice un dimensionamiento, buscando en la tabla de perfiles aquella sección que cumpla todas las condiciones, en caso de que exista.

Las barras que no cumplen se destacan en rojo.

Recuerde que siempre que modifique un perfil o barra, habrá cambiado la matriz de rigidez y teóricamente debe volver a calcular y a comprobar las barras.

- **Comprobar las barras**

Al seleccionar una barra, aparece una tabla con la serie del perfil, marcadas en rojo (aspa) las secciones que no cumplen, y en verde las que cumplen. Si hay errores, se indican.

- **Comprobaciones E.L.U.**

Es un listado detallado de todas y cada una de las verificaciones normativas, con indicación del artículo, fórmula y valores aplicados para las solicitaciones desfavorables de la sección que se consulta.

Además de las comprobaciones de resistencia, se realiza:

- **Comprobación de la resistencia al fuego**
- **Comprobación de deformaciones (flechas)**

Estas dos últimas son opcionales y deben ser activadas por el usuario si desea que se realicen.

1.8. Dimensionamiento de tirantes

Se ha incorporado un nuevo tipo de barra, **Tirante**. El hecho de que los tirantes o tensores sean barras de eje recto que sólo admiten esfuerzos de tracción en la dirección de su eje, implica que su modelización sólo sería estrictamente exacta si se hiciese un análisis no lineal de la estructura para cada combinación de hipótesis, en el que deberían suprimirse, en cada cálculo, todos aquellos tirantes cuyos axiles sean de compresión.

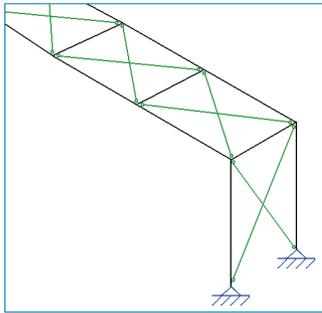
Además, para realizar un análisis dinámico sin considerar los tirantes comprimidos, sería necesario realizar un análisis en el dominio del tiempo con acelerogramas.

Como aproximación al método exacto, proponemos un método alternativo cuyos resultados, en los casos que

cumplen con las condiciones que se detallan a continuación, son suficientemente aceptables para la práctica habitual del diseño de estructuras con elementos tirantes.

El método tiene las siguientes limitaciones, cuyo cumplimiento comprueba el programa:

1. El elemento tirante forma parte de una rigidización en forma de cruz de San Andrés enmarcada en sus cuatro bordes, o en tres si la rigidización llega a dos vínculos exteriores. Además, cada recuadro rigidizado debe formar un rectángulo (los cuatro ángulos interiores rectos).



2. La rigidez axil de los tirantes (AE/L) es menor que el 20% de la rigidez axil de los elementos que enmarcan dicha cruz de San Andrés.
3. Cada diagonal de un mismo recuadro rigidizado debe tener la misma sección transversal, es decir, el mismo perfil.

1.8.1. Aplicación del método

El método de cálculo es lineal y elástico con formulación matricial. Cada tirante se introduce en la matriz de rigidez con sólo el término de rigidez axil (AE/L), donde la misma es igual a la mitad de la rigidez axil real del tirante. De esta manera, se logran desplazamientos en el plano de la rigidización, similares a los que se obtendrían si la diagonal com-

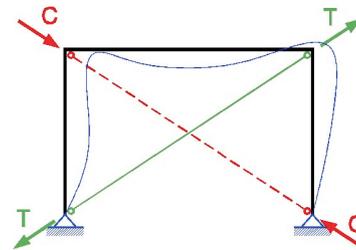
primida se hubiese suprimido del análisis matricial considerando el área real de la sección del tirante traccionado.

Para cada combinación de hipótesis, se obtienen los esfuerzos finales en cada tirante, y en aquellos en los que el axil resulte de compresión se procede de la siguiente manera:

- A. Se anula el axil del tirante comprimido.
- B. Dicho axil se suma al axil del otro tirante que forma parte del recuadro rigidizado.
- C. Con la nueva configuración de axiles en los tensores, se procede a restituir el equilibrio de nudos.

Dado que el método compatibiliza esfuerzos y no desplazamientos, es importante considerar la restricción de rigideces axiles de las secciones que forman el recuadro rigidizado indicado en el apartado 2 anterior, ya que el método gana mayor exactitud cuanto menores sean los acortamientos y los alargamientos relativos de las barras que enmarcan la cruz de San Andrés. En todos los casos analizados por CYPE Ingenieros, S.A., las discrepancias, entre los resultados obtenidos por este método y los obtenidos por análisis no lineal, han sido despreciables.

En la siguiente figura se esquematiza el proceso antes descrito.

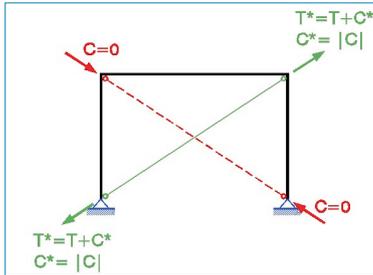


Esfuerzos provenientes de cada una de las combinaciones en estudio:

- T: esfuerzo axil en el tirante traccionado
- C: esfuerzo axil en el tirante comprimido

A. Anulación del esfuerzo en el tirante comprimido. Asignación del valor de la compresión al tirante traccionado.

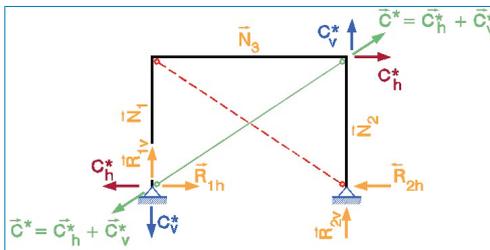
Se elimina el axil en el tirante comprimido ($C=0$) y se le suma al tirante traccionado ($T^*=T+|C|$).



B. Distribución (por descomposición de fuerzas) del incremento de axil en el tirante traccionado (C^*)

El incremento de axil (C^*) en el tirante se descompone en la dirección de las barras (o reacciones de vínculo) que acometen a los nudos.

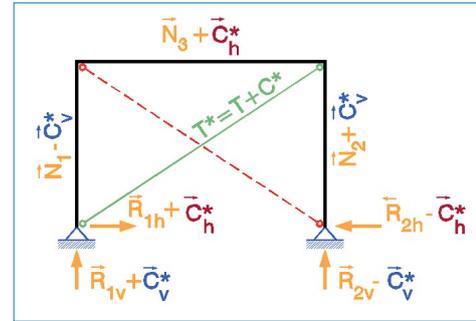
$N_1, N_2, N_3, R_{1h}, R_{1v}, R_{2h}, R_{2v}$: esfuerzos y reacciones en los elementos que enmarcan la rigidización sin considerar el incremento de tracción en el tirante traccionado.



C. Restitución del equilibrio en los nudos extremos de los tirantes. Equilibrio de fuerzas

En cada barra y vínculo externo del recuadro se hace la suma vectorial de las componentes del incremento de tracción (de igual valor absoluto que la compresión del tirante comprimido).

El estado final de esfuerzos y reacciones resulta como se indica en la siguiente figura:



Dichos valores se pueden consultar en cada barra o nudo por hipótesis y por combinaciones. Cada hipótesis es tratada como una combinación unitaria.

1.9. Dimensionamiento de uniones en doble T

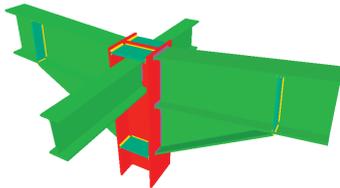
El **CYPE 3D**, desde la versión 2008, incorpora el cálculo y dimensionamiento de uniones de perfiles “doble T”, mediante uniones soldadas y atornilladas.

Además, desde la versión 2009.1.g se considera al calcular las uniones que las barras en sus extremos son tramos rígidos en la longitud que abarca el nudo.

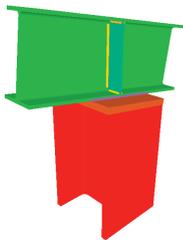
1.9.1. Tipologías de uniones en doble T

A continuación se muestran algunas de las tipologías implementadas en CYPE 3D. En nuestra página www.cype.com puede encontrar más tipologías de uniones en doble T y más actualizadas.

Uniones I. Soldadas. Naves con perfiles laminados y armados en doble T

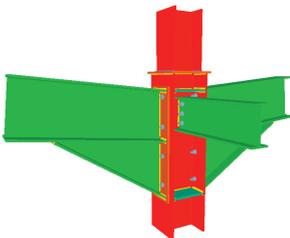


Unión soldada de pilar con dos dinteles empotrados con cartelas, y con dos vigas ortogonales articuladas (en extremo de pilar)



Dintel pasante apoyado sobre pilar

Uniones II. Atornilladas. Naves con perfiles laminados y armados en doble T

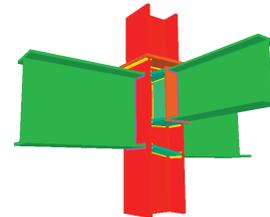


Unión atornillada de pilar con dos dinteles empotrados con cartelas mediante chapas frontales, y con una viga ortogonal articulada mediante chapa lateral (en transición de pilares)

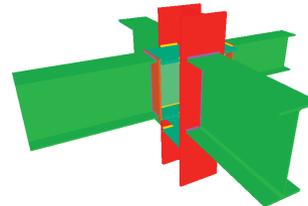


Unión atornillada en cumbrera de dinteles con cartelas inferiores empotrados entre sí mediante chapas frontales tipo brida

Uniones III. Soldadas. Pórticos de edificación con perfiles laminados y armados en doble T

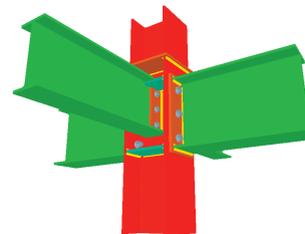


Unión soldada de una viga empotrada al alma del pilar y dos a las alas (en transición de pilares)

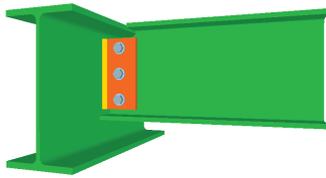


Unión soldada de dos vigas empotradas al alma del pilar y dos a las alas (pilar pasante)

Uniones IV. Atornilladas. Pórticos de edificación con perfiles laminados y armados en doble T



Unión atornillada de dos vigas empotradas a las alas del pilar mediante chapas frontales y dos ortogonales articuladas mediante chapas laterales (en transición de pilares)



Unión atornillada de una viga articulada a otra mediante chapa lateral

1.9.2. Dimensionamiento de uniones en doble T

Al calcular una estructura, el programa pregunta si se desea activar el cálculo de uniones soldadas o atornilladas. No obstante, si no se activa, es posible realizarlo, con posterioridad al cálculo y mediante la opción Uniones>Calcular, teniendo en cuenta lo ya indicado respecto a la consideración del tamaño de los nudos y la consideración de un tramo extremo de la barra como rígido en la dimensión finita del nudo.

Si durante el proceso de cálculo de la estructura se detectan nudos cuya unión está resuelta en el programa, éste dimensionará las uniones y dará como resultado un informe y un plano de detalle de la misma.

Cálculo de las uniones en los nudos de la obra. EN 1993-1-8:2005 (E), CTE DB-SE-A y ABNT NBR 8800:2006

Se dimensionan las uniones soldadas y atornilladas (con tornillos pretensados y no pretensados).

Se comprueba que los perfiles de las piezas y los componentes de las uniones (rigidizadores, tornillos, chapas, etc.) no interfieran entre sí: que las uniones sean ejecutables en la realidad y que los cordones de soldadura tengan espacio suficiente para ser realizados y los tornillos para su colocación y apriete.

Se dimensiona todo el nudo considerando los 6 esfuerzos en cada extremo de barra que acomete al nudo, optimi-

zando los componentes al conocer la forma, el comportamiento y la geometría del nudo.

Se obtienen unos planos de detalle, un listado justificativo de las comprobaciones realizadas y una medición detallada de la unión y sus componentes.

Se dispone de unas opciones para cada tipo de tornillo, así como de los rigidizadores y de las placas de anclaje en cimentación.

Aquellos nudos con una geometría equivalente, perfiles iguales y sus materiales, mismos coeficientes de empotramiento o rigidez rotacional que difiera menos de un 10%, y un comportamiento estructural semejante, se agrupan de forma automática, simplificando la ejecución al tipificar las uniones semejantes.

En el caso de uniones atornilladas, se determina la rigidez rotacional de las uniones dimensionadas, avisando cuando la diferencia respecto de la asignada es superior al 20%. Es importante recalcular con las nuevas rigideces, en el caso de que se observen diferencias que no permitan asegurar la validez de los resultados del cálculo.

Comprobación en uniones en doble T soldadas

Las comprobaciones de los componentes que se realizan son:

- Cortante y esbeltez del panel formado por el alma del pilar. Se refuerza con una chapa soldada al alma.
- Tensiones combinadas en el alma del perfil articulado.
- Tensiones combinadas en rigidizadores y chapas coplanarias con vigas empotradas al alma del pilar.
- Interacción flexión-cortante en chapas divisorias con perfiles de distinto canto (empalmes, transiciones de pilares, vigas empotradas al alma).
- Área neta suficiente para tirantes redondos roscados.
- Flexión y punzonamiento por fuerzas perpendiculares del alma o ala de las piezas de apoyo de perfiles articulados.
- Resistencia a pandeo de rigidizadores

Las comprobaciones en los cordones de soldadura son:

- Espesor mínimo de las piezas a soldar.
- Longitud real y efectiva mínima absoluta y relativa a la garganta del cordón.
- Espesor mínimo y máximo ($0.7 t_{\min}$) de garganta de soldadura.
- El material de aporte debe tener, al menos, la misma resistencia que las piezas a unir.
- Ángulo mínimo y máximo entre las superficies a soldar.
- Resistencia de los cordones: Se calculan las 3 componentes de tensión en el plano de la garganta y se comprueban las ecuaciones para todas las combinaciones de acciones de la norma. En soldaduras en ángulo dobles, la comprobación se realiza en el ángulo agudo y en ángulo obtuso.

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{//}^2 + \tau_{\perp}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{\perp} \leq K \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$K = 0.90 \text{ (EC3)}$$

$$K = 1.00 \text{ (CTE)}$$

Comprobación en uniones en doble T atornilladas

Comprobación		U.E.F.	U.A.F.	U.A.L.
1	Distancias (mínimas y máximas) de los tornillos a los bordes, entre tornillos y a las piezas.	x	x	x
2	Tracción de los tornillos (incluyendo fuerzas de palanca).	x	x	x
3	Cortante de los tornillos no pretensados y deslizamiento en E.L.U. para tornillos pretensados.	x	x	x
4	Interacción tracción-cortante de los tornillos no pretensados.	x	x	x
5	Aplastamiento de los tornillos y de la chapa.	x	x	x
6	Aplastamiento de los tornillos y del alma perfil articulado.			x
7	Aplastamiento de los tornillos y del ala perfil de apoyo.	x	x	
8	Punzonamiento de la chapa.	x	x	x
9	Punzonamiento del alma del perfil articulado.			x
10	Punzonamiento del ala del perfil de apoyo.	x	x	
11	Flexión de la chapa frontal.	x	x	
12	Flexión del ala del perfil de apoyo.	x	x	x
13	Flexión del alma del perfil de apoyo.			x
14	Flexión del alma del perfil articulado.		x	x
15	Pandeo del alma del perfil articulado.		x	
16	Pandeo de la chapa.			x
17	Cortante y esbeltez del panel formado por el alma del pilar.	x		
18	Desgarro de la chapa.		x	x
19	Desgarro del alma del perfil articulado.			x
20	Tracción del ala del perfil soldado a la chapa.	x		
21	Tracción del alma del perfil soldado a la chapa.	x	x	
22	Tracción del alma del pilar o de la viga pasante.	x	x	
23	Tracción o compresión de los rigidizadores.	x	x	
24	Compresión con interacción de cortante y torsión del ala del perfil soldado a la chapa.	x		
25	Compresión con interacción de cortante y torsión del alma del perfil soldado a la chapa.	x		
26	Tensiones combinadas en el alma del perfil articulado.		x	
27	Tensiones combinadas en la chapa.			x
28	Punzonamiento del alma del perfil de apoyo debido a la chapa.			x
29	Punzonamiento del ala del perfil de apoyo debido a la chapa.			x
30	Tensiones en las gargantas efectivas de las soldaduras. Se tiene en cuenta la influencia de las tracciones de los tornillos.	x	x	x
31	Capacidad de rotación, Momento resistente $M_{j,Rd}$. Mecanismo crítico 1 ó 2 (doble o simple charnela).	x		

U.E.F. = Uniones empotradas con chapa frontal

U.A.F. = Uniones articuladas con chapa frontal

U.A.L. = Uniones articuladas con chapa lateral

Exportación del despiece: enlace entre proyecto y fabricación

Con la estructura calculada incluyendo las uniones, se permite la exportación del despiece a Tekla® Structures, a TecnoMetal® 4D y al formato CIS/2, logrando una comunicación directa entre la fase de proyecto y la fase de fabricación de la estructura.

Placas de anclaje

Con el módulo de uniones soldadas se dimensionan las placas de anclaje, dimensiones, rigidizadores, soldaduras y pernos de acuerdo a la norma de acero seleccionada.

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{\perp} \leq K \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

1.9.3. Consulta de uniones en doble T

Tras el cálculo pueden verse las uniones que han sido resueltas, para ello emplee la opción **Consultar uniones** del menú **Uniones**. Al activar esta opción, si pulsa sobre un nudo dimensionado (en verde) aparecerán dibujadas las uniones.

Si pulsa sobre un nudo en el que no se ha dimensionado ninguna unión (en rojo), el programa mostrará una vista 3D con las barras que llegan a la unión para poder ver si hay alguna interferencia entre ellas de tal forma que nos se pueda resolver la unión.

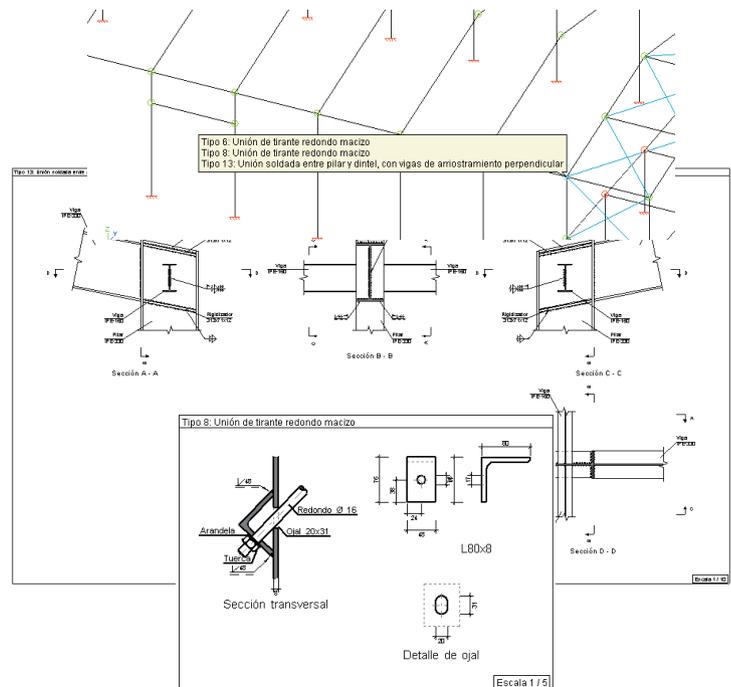
Si pulsa sobre un nudo que se ha resuelto parcialmente (en naranja) aparecen sólo las uniones resueltas.

Puede consultar las solapas correspondientes:

- **Detalle.** Son los dibujos detallados de las uniones dimensionadas.

- **Listado.** Es el informe resumen de los cálculos realizados y su medición.
- **Vistas 3D.** Es una visualización en tres dimensiones del nudo y sus uniones.

Aunque la licencia de uso no disponga de los módulos de uniones, el programa permite al usuario activar el cálculo de uniones. Tras este proceso, es posible visualizar las vistas 3D de las uniones que se podrían resolver con los módulos no adquiridos, aunque no muestra los detalles, ni los listados de comprobación y medición de estas uniones. Cuando el cursor se posiciona sobre uno de estos nudos, aparece un aviso que indica los módulos no adquiridos que podrían dimensionar la unión.



1.9.4. Rigideces rotacionales

En el cálculo global de la estructura es importante tener en cuenta el comportamiento de las uniones para la correcta obtención de la distribución de esfuerzos internos, tensiones y deformaciones.

Para establecer de qué manera se debe tener en cuenta el efecto del comportamiento de las uniones en el análisis de la estructura, es necesario hacer una distinción entre tres modelos simplificados:

- Apoyos simples: en los cuales se considera que no existe transmisión de momentos flectores.
- Continuos: en los cuales se puede asumir que el comportamiento de las uniones no interviene significativamente en el análisis de la estructura.
- Semicontinuos: en los que es necesario tener en cuenta el comportamiento de la unión en el análisis global de la estructura.

Puesto que el programa realiza un cálculo elástico de la estructura, de los tres modelos anteriores surgen las siguientes relaciones:

Clasificación de las uniones			
Tipo de modelo	Apoyo simple	Continuo	Semicontinuo
Análisis elástico	Articulación	Rígida	Semirrígida

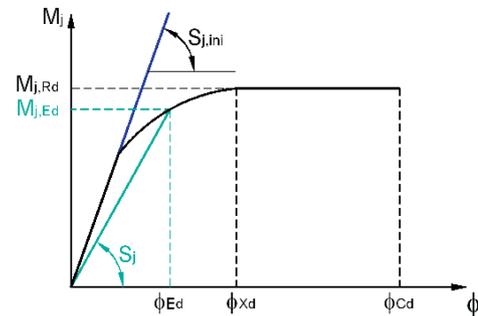
A continuación se analizan las consideraciones correspondientes a los tipos de unión semirrígida.

1.9.4.1. Diagrama momento rotación

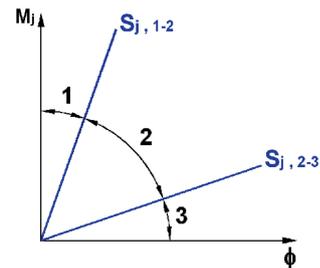
Mediante el análisis del diagrama característico momento-rotación se estudia el comportamiento de las uniones, lo que permite definir las tres principales propiedades estructurales de una unión:

- Momento resistente $M_{j,Rd}$: Máxima ordenada del diagrama.
- Rigidez rotacional S_j : es la rigidez secante para un valor del momento flector $M_{j,Ed}$ actuante, definida hasta la rotación ϕ_{Xd} que corresponde al punto en el cual $M_{j,Ed}$ iguala a $M_{j,Rd}$.
- Capacidad de rotación ϕ_{Cd} : representa la máxima rotación del diagrama momento-rotación.

En la figura siguiente se muestra un diagrama momento-rotación típico de una unión:



De acuerdo a su rigidez rotacional S_j las uniones se clasifican en: articulaciones, uniones rígidas o uniones semirrígidas. Los límites entre un tipo y otro se muestran en la siguiente figura.



Donde:
 Zona 1. Uniones rígidas.
 Zona 2. Uniones semirrígidas
 Zona 3. Uniones articuladas

1.9.4.2. Análisis de la rigidez rotacional de las uniones

El programa construye el diagrama característico momento Myy - rotación en el plano xz para cada unión en extremo de pieza para la cual ha sido posible el cálculo de rigideces rotacionales dada la presencia de componentes deformables en el nudo.

1.9.4.2.1. Cálculo de la rigidez inicial $S_{j,ini}$

Para axiles que no superen el 5% de la capacidad de la sección transversal, la rigidez S_j de la unión para un momento actuante $M_{j,Ed}$ puede obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$S_j = \frac{E \cdot z^2}{\mu \sum_{i=1}^{i=n} \frac{1}{k_i}}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

z: Brazo mecánico de la unión

k_i : Coeficiente de rigidez para la componente básica i -ésima.

μ : Relación de rigideces:

$$\mu = \frac{S_{j,ini}}{S_j}$$

El coeficiente μ se puede determinar de la siguiente manera:

Para $M_{j,Ed} \leq 2/3 \cdot M_{j,Rd} \rightarrow \mu = 1.00$ (Comportamiento elástico)

Para $2/3 \cdot M_{j,Rd} < M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd}$:

$$\mu = \left(1.5 \cdot \frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \right)^{2,7} \quad (1.00 \leq \mu < 3.00)$$

Para el cálculo de la rigidez inicial de la unión $S_{j,ini}$ se utiliza el método de los componentes, según el cual:

Para uniones pilar-viga:

$$S_{j,ini} = \frac{E \cdot z_{eq}^2}{\frac{1}{k_{eq}} + \frac{1}{k_1}}$$

Para empalmes y encuentros en cumbrera:

$$S_{j,ini} = \frac{E \cdot z_{eq}^2}{\frac{1}{k_{eq}}}$$

Donde:

z_{eq} : Brazo mecánico equivalente de la unión:

$$z_{eq} = \frac{\sum_{r=1}^{r=n} k_{eff,r} \cdot h_r^2}{\sum_{r=1}^{r=n} k_{eff,r} \cdot h_r}$$

h_r : Distancia entre la fila r y el centro de compresión (que se considera coincidente con el ala comprimida)

n : Número de filas traccionadas

k_1 : Uniones empotradas de viga al ala del pilar: Coeficiente de rigidez del alma del pilar frente a cortante.

Uniones empotradas de viga al alma del pilar: Coeficiente de rigidez de las alas del pilar frente a cortante.

$$k_1 = \frac{0.38 \cdot A_{vc}}{\beta \cdot z_{eq}}$$

A_{vc} : Área a cortante del panel del pilar.

β : Coeficiente de distribución de esfuerzos, se adopta $\beta = 1.0$.

k_{eq} : Coeficiente de rigidez equivalente de las filas traccionadas de la unión:

$$k_{eq} = \frac{\sum_{r=1}^{r=n} k_{eff,r} \cdot h_r}{z_{eq}}$$

$k_{eff,r}$: Coeficiente de rigidez efectiva de la fila r :
Para uniones pilar-viga:

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_4} + \frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_{10}}}$$

Para empalmes y encuentros en cumbrera:

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\frac{1}{k_5} + \frac{1}{2 \cdot k_{10}}}$$

k_3 : Uniones empotradas de viga al ala del pilar frente a tracción

Uniones empotradas de viga al alma del pilar: Coeficiente de rigidez de la chapa vertical frente a tracción.

$$k_3 = \frac{0.7 \cdot l_{eff,1} \cdot t_{wc}}{d_c}$$

k_4 : Uniones empotradas de viga al ala del pilar: Coeficiente de rigidez del ala del pilar frente a flexión. Uniones empotradas de viga al alma del pilar: Coeficiente de rigidez de la chapa de apoyo frente a flexión.

$$k_4 = \frac{0.9 \cdot l_{eff,1} \cdot t_{fc}^3}{m^3}$$

k_5 : Coeficiente de rigidez de la chapa frontal frente a flexión:

$$k_5 = \frac{0.9 \cdot l_{eff,1} \cdot t_p^3}{m^3}$$

k_{10} : Coeficiente de rigidez de los tornillos frente a tracción:

$$k_{10} = \frac{1.6 \cdot A_s}{L_b}$$

$l_{eff,1}$: Menor valor de la longitud eficaz de la fila de tornillos, considerada individualmente o en grupo de filas.

m : Distancia del tornillo a la rótula plástica formada junto al perfil o junto al rigidizador.

d_c : Uniones empotradas de viga al ala del pilar: Canto del alma del pilar. Uniones empotradas de viga al alma del pilar: Ancho de la chapa vertical.

t_{wc} : Uniones empotradas de viga al ala del pilar: Espesor del alma del pilar.

Uniones empotradas de viga al alma del pilar: Espesor de la chapa vertical.

t_{fc} : Uniones empotradas de viga al ala del pilar: Espesor del ala del pilar.

Uniones empotradas de viga al alma del pilar: Espesor de la chapa de apoyo.

t_p : Espesor de la chapa frontal

A_s : Área resistente a tracción de los tornillos.

L_b : Longitud elongable del tornillo.

1.9.4.2.2. Cálculo del momento resistente plástico $M_{j,Rd}$

El momento resistente plástico de la unión $M_{j,Rd}$ se obtiene como sigue:

- Se calcula la resistencia mínima de la zona traccionada, para lo cual se obtiene la resistencia a tracción de cada fila de tornillos empezando por la fila más alejada del centro de compresión, que se supone coincide con el centro del ala comprimida del perfil a unir. Para la resistencia de cada fila de tornillos se adopta el menor de los siguientes valores:
 - la resistencia del alma del pilar a tracción (uniones empotradas de viga al ala del pilar)
 - la resistencia de la chapa vertical a tracción (uniones empotradas de viga al ala del pilar)
 - la resistencia del alma de la viga a tracción.
 - la resistencia del ala del pilar a flexión (uniones empotradas de viga al ala del pilar)
 - la resistencia de la chapa de apoyo a flexión (uniones empotradas de viga al alma del pilar)
 - la resistencia de la chapa frontal a flexión.
 - la resistencia de los tornillos a tracción.
- Se calcula la resistencia mínima de la zona comprimida, para lo que se adopta el menor de los siguientes valores:
 - la resistencia a compresión de los rigidizadores (uniones pilar-viga con rigidizadores)
 - la resistencia a compresión del alma del pilar (uniones pilar-viga sin rigidizadores)

- la resistencia a compresión del ala del perfil.
- c) Se calcula la resistencia del panel del pilar a cortante (uniones pilar-viga)
- d) Se calcula la fuerza máxima admisible del conjunto como el valor mínimo de:
 - la resistencia mínima de la zona traccionada.
 - la resistencia mínima de la zona comprimida.
 - la resistencia del panel del pilar a cortante.
- e) Dicha fuerza máxima se reparte entre las filas traccionadas, comenzando por la fila más alejada del centro del compresión, de tal manera que la fuerza asignada a cada fila $F_{T,Ed,i}$ no supere la capacidad previamente calculada.
- f) Se determina el momento resistente de la unión $M_{j,Rd}$ con la siguiente expresión:

$$M_{j,Rd} = \sum_{i=1}^n h_i \cdot F_{T,Ed,i}$$

Donde:

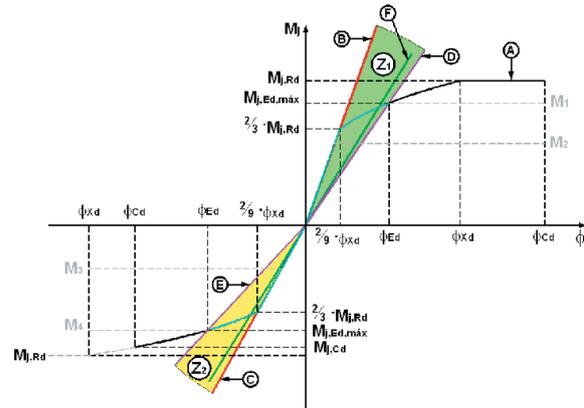
h_i : Distancia entre la fila de tornillos con índice i y el centro de compresión.

$F_{T,Ed,i}$: Esfuerzo de tracción en la fila i -ésima.

n : Número de filas de tornillos situadas en la zona traccionada de la unión.

1.9.4.2.3. Representación del diagrama momento-rotación

Con la rigidez inicial $S_{j,ini}$ y el momento resistente $M_{j,Rd}$, calculados tanto en el campo de los valores positivos como negativos y los esfuerzos actuantes en los extremos de la pieza, se dibuja el diagrama momento-rotación de la unión, cuya representación (curva A) se muestra en la siguiente figura:



En la gráfica se distinguen los siguientes datos:

- a) Puntos característicos del diagrama A:
 - $M_{j,Rd}$: Momento resistente plástico de la unión.
 - $2/3 \cdot M_{j,Rd}$: Momento resistente elástico de la unión.
 - $M_{j,Cd}$: Momento resistente que corresponde a la capacidad de rotación de la unión ϕ_{Cd} .
 - $M_{j,Edmax}$: Momento solicitante máximo de todas las combinaciones (con o sin sismo)
 - ϕ_{Xd} : Rotación correspondiente al momento resistente plástico.
 - $2/9 \cdot \phi_{Xd}$: Rotación correspondiente al momento resistente elástico.
 - ϕ_{Cd} : Capacidad de rotación de la unión.

Cuando la rotación ϕ_{Cd} es menor que ϕ_{Xd} , el diagrama A se interrumpe en el punto correspondiente ($M_{j,Cd}$; ϕ_{Cd}), ya que la unión no podrá alcanzar la rotación ϕ_{Xd} para el momento resistente $M_{j,Rd}$.
- b) Rectas:
 - B: Recta cuya pendiente es la rigidez rotacional correspondiente al menor momento positivo actuante.

- C: Recta cuya pendiente es la rigidez rotacional correspondiente al menor momento negativo actuante.
- D: Recta cuya pendiente es la rigidez rotacional correspondiente al mayor momento positivo actuante.
- E: Recta cuya pendiente es la rigidez rotacional correspondiente al mayor momento negativo actuante.
- F: Recta cuya pendiente es la rigidez rotacional utilizada en el cálculo de la estructura.

Además, se indican las rectas cuyas pendientes son la rigidez rotacional inicial tanto para momentos positivos como para los negativos.

c) Zonas:

Z_1 : Zona que incluye los valores de rigidez rotacional para el rango de momentos positivos solicitantes.

Z_2 : Zona que incluye los valores de rigidez rotacional para el rango de momentos negativos solicitantes.

Además, se indican las rectas cuyas pendientes son la rigidez rotacional inicial tanto para momentos positivos como para los negativos.

1.9.4.2.4. Aplicación del diagrama momento-rotación

Rigidez rotacional en el plano xz de la unión

El programa propone adoptar una valor de rigidez rotacional igual a la menor de las correspondientes a las rectas D y E de la figura anterior.

Cuando en un extremo de pieza exista una interacción significativa del momento M_{yy} con los esfuerzos axiales y/o los momentos flectores M_{zz} (plano xy de la unión) este tipo de análisis de la rigidez pierde exactitud, por lo que el programa avisa de tal situación si no se cumple la condición:

$$\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,pl,Rd}} + \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0.05$$

Donde:

$M_{z,Ed}$: Momento M_{zz} solicitante.

$M_{z,pl,Ed}$: Momento resistente plástico del perfil.

N_{Ed} : Axil solicitante.

$N_{pl,Rd}$: Axil resistente plástico del perfil.

Rigidez rotacional en el plano xy de la unión

Teniendo en cuenta que habitualmente los momentos M_{zz} actuantes sobre una unión suelen ser despreciables frente a los M_{yy} , el programa propone como rigidez rotacional el valor correspondiente a la rigidez rotacional inicial $S_{j,ini}$ del plano xy, calculada de manera similar a la calculada para el plano xz.

1.9.5. Causas por las que no se ha dimensionado una unión

Si el programa no dimensiona una unión de las que en un principio parece que esta implementada en el programa, puede deberse a que se producen algunas de las circunstancias explicadas a continuación.

a. Empotramiento de un perfil en el alma de otro

En el caso de que se intente empotrar un perfil en el alma de otro tipo brochal, no se podrá resolver la unión. Siempre se debe articular los extremos de las barras que estén unidos al alma de otra.

b. Interferencia entre perfiles

Si las alas del perfil articulado que se van a unir al alma de otro interfieren con las de este último, el programa no podrá resolver la unión.

c. Espesor de la pieza

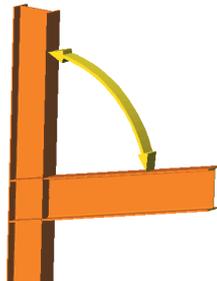
En el caso de que el espesor de garganta del cordón de soldadura necesario sea mayor que 0.7 veces el menor espesor de la pieza que une.

c. Ortogonalidad

En el caso en el que los planos que contienen el alma de las barras no sean los mismos, o no sean perpendiculares entre sí, el programa no resolverá la unión.

e. Ángulo

Si se cumple el punto anterior, el ángulo que forman las caras de las barras a soldar debe ser mayor o igual de 60° , en caso contrario, no se dimensiona la unión.



f. Celosías

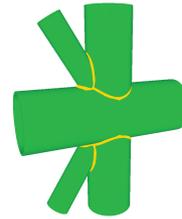
Si el nudo tiene una configuración geométrica de barras para la cual no es posible aplicar las fórmulas de resistencia de la norma.

1.10. Dimensionamiento de uniones tubulares

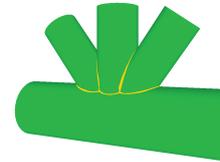
1.10.1. Tipologías de uniones tubulares

A continuación se muestran algunas de las tipologías implementadas en CYPE 3D. En nuestra página www.cype.com puede encontrar más tipologías de uniones tubulares y más actualizadas.

Uniones V: Celosías planas con perfiles tubulares



Nudo doble K sin espaciamiento



Unión KT sin espaciamiento

1.10.2. Comprobaciones

Se realizan dos grupos de comprobaciones, uno que son las comprobaciones geométricas que exigen las normas para que sean de aplicación los procedimientos de cálculo y otro, que son las comprobaciones de resistencia.

Las comprobaciones geométricas que se realizan en uniones con perfiles tubulares de sección circular son:

- Para los cordones:
 1. Límite elástico máximo.
 2. Relación entre el diámetro del cordón y su espesor.
 3. Clase de sección (para cordones comprimidos).
 4. Espesor mínimo y máximo del cordón.

- Para las barras de relleno
 1. Límite elástico máximo.
 2. Relación entre el diámetro de la barra y su espesor.
 3. Clase de sección (para piezas comprimidas).

4. Espesor mínimo y máximo de la barra.
5. Ángulo mínimo entre las barras de relleno y con el cordón.
6. Relación entre el diámetro de la barra de relleno y el diámetro del cordón.
7. Espaciamiento mínimo entre barras de relleno.
8. Solapamiento mínimo entre barras de relleno.

Las comprobaciones de resistencia que se realizan en uniones con perfiles tubulares de sección circular son:

1. Plastificación de la cara del cordón.
2. Punzonamiento por cortante de la cara del cordón.
3. Interacción entre axil y momentos flectores.
4. Interacción entre axil y cortante en el cordón.
5. Cortante en la cara del cordón en el caso de barras solapadas.
6. Se comprueba la barra solapada como cordón de la barra solapante (para solape superior al solape límite indicado en la norma).
7. Plastificación local de la barra solapante.

Soldaduras:

Los cordones de soldadura se dimensionan para que tengan al menos, la menor resistencia de las barras a unir.

1.11. Vigas mixtas

El cálculo y dimensionamiento de las vigas mixtas se realiza según la UNE ENV1994-1-1: Junio 1995 - Eurocódigo 4: Proyecto para estructuras mixtas de hormigón y acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación que es la versión oficial, en español, de la Norma Europea Experimental UNE ENV 1994-1-1 de fecha octubre de 1992.

Se pueden introducir perfiles de acero del tipo doble T bajo losa de forjado con cabeza superior de hormigón colaborante mediante la utilización de conectores.

En cuanto al cálculo, hay que definir el ancho de la cabeza de hormigón, lo cual influye en la determinación del peso; en el dimensionamiento a flexión es necesario indicar el ancho efectivo de la cabeza colaborante, además de ser el considerado para determinar su rigidez.

Se supone la existencia de conectores, y puede considerarse que si no se colocan los realmente necesarios, puede establecerse una conexión parcial mediante un coeficiente entre 0 y 1 (1 es colaboración total).

Se solicita asimismo el coeficiente de fluencia para determinar el coeficiente de equivalencia acero/hormigón de la sección mixta, para tener en cuenta la duración de las cargas.

Para el dimensionamiento del perfil de acero seleccionado y la losa de hormigón, se utilizan las normas correspondientes, tanto de acero como de hormigón, de acuerdo a los criterios indicados del Eurocódigo 4.

1.12. Resistencia a fuego en CYPE 3D

1.12.1. Características generales

Con el módulo Comprobación de resistencia al fuego (común a CYPECAD), CYPE 3D realiza la comprobación de la resistencia al fuego y dimensiona el revestimiento de protección de los elementos estructurales de acero que componen la obra para las normas CTE DB-SI 6 y Eurocódigo (EN 1992-1-2:2004 y EN 1993-1-2:2005).

La comprobación de la resistencia al fuego para los elementos estructurales de madera ya era posible en versiones anteriores y la realiza un módulo diferente: el módulo Perfiles de madera (común a CYPE 3D y Estructuras 3D integradas de CYPECAD). Este módulo dimensiona las secciones de madera frente a la acción del fuego para que cumplan con la normativa seleccionada (CTE DB-SE M - España-, NBR 7190 o Eurocódigo 5).

1.12.2. Selección de normativa

En cuanto a los aceros laminados y conformados, si la norma de dimensionamiento seleccionada es CTE DB-SE A (España), se aplica la norma CTE DB-SI 6 para la comprobación de la resistencia al fuego de los elementos estructurales de acero laminado y conformado. Para la norma Eurocódigo 3 y 4, y sus correspondientes Documentos Nacionales de Aplicación para Francia y Portugal - Eurocódigo 3 y 4 (Francia) y Eurocódigo 3 y 4 (Portugal)- se aplican las prescripciones del Eurocódigo. Para el resto de normas de aceros laminados y conformados no se realiza, por el momento, la comprobación de la resistencia al fuego de estos elementos en la versión actual.

Consulte la normativa nacional e internacional que se va implementando en la página www.cype.com.

Los datos para comprobar la resistencia al fuego en CYPE 3D (menú Obra > Perfiles de acero y Obra > Perfiles de madera).

El módulo Comprobación de resistencia al fuego realiza las siguientes comprobaciones:

- Para las barras que tengan definidos revestimientos de protección, el programa dimensionará el espesor mínimo necesario de dicho revestimiento de modo que cumplan con las exigencias de la normativa empleada.
- Para las barras en las que no se ha definido revestimiento de protección, el programa comprueba dicho elemento con los datos de resistencia al fuego asignados.
- Si a un elemento estructural se le asigna un revestimiento y el programa comprueba que éste no es necesario para cumplir con las exigencias de la norma empleada, el programa lo advierte y considera un espesor de revestimiento mínimo por razones constructivas.

1.13. Cimentaciones aisladas

En el presente apartado se indican las consideraciones generales tenidas en cuenta para la comprobación y dimensionamiento de los elementos de cimentación definibles en **CYPE 3D** bajo soportes de la estructura definida como apoyo.

Puede calcular la cimentación o la estructura de forma independiente. Como son elementos con apoyo fijo que no tienen asientos, no influyen en el cálculo de la estructura.

Puesto que pueden calcularse de forma independiente, no olvide que puede realizar modificaciones en la estructura sin que ello implique afectar a la cimentación. Si lo hace, debería revisar la cimentación.

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

1.13.1. Zapatas aisladas

CYPE 3D efectúa el cálculo de zapatas de hormigón armado y en masa. Siendo el tipo de zapatas a resolver los siguientes:

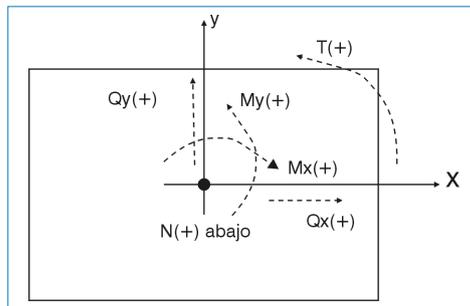
- Zapatas de canto constante
- Zapatas de canto variable o piramidales

En planta se clasifican en:

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

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

N: axil
 M_x : momento x
 M_y : momento y
 Q_x : cortante x
 Q_y : cortante y
 T: torsor



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

Los estados a comprobar son:

- Tensiones sobre el terreno
- Equilibrio
- Hormigón (flexión y cortante)

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

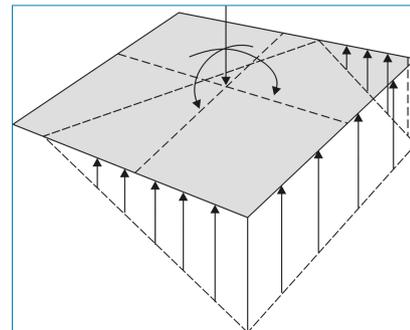
También se puede simplemente obtener el armado a partir de una geometría determinada.

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

Tensiones sobre el terreno

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

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



Se comprueba que:

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

Estos valores son opcionales y se pueden modificar.

Estados de equilibrio

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

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

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

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

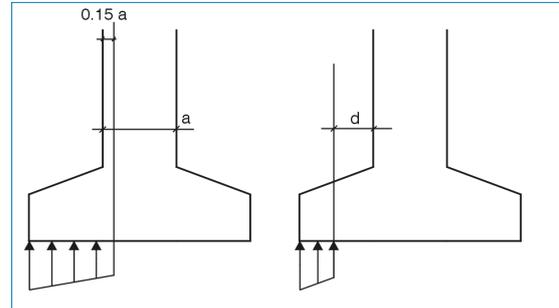
Estados de hormigón

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

Momentos flectores

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

Se efectúa en ambas direcciones x e y, con pilares metálicos y placa de anclaje, en el punto medio entre borde de placa y perfil.



Cortantes

La sección de referencia se sitúa a un canto útil de los bordes del soporte.

Anclaje de las armaduras

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

Cantos mínimos

Se comprueba el canto mínimo que especifica la norma.

Separación de armaduras

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

Cuantías mínimas y máximas

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

Diámetros mínimos

Se comprueba que el diámetro sea el correspondiente al mínimo establecido en la norma.

Dimensionamiento

El dimensionamiento a flexión obliga a disponer cantos para que no sea necesaria armadura de compresión.

El dimensionamiento a cortante, lo mismo, para no tener que colocar refuerzo transversal.

Comprobación a compresión oblicua

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

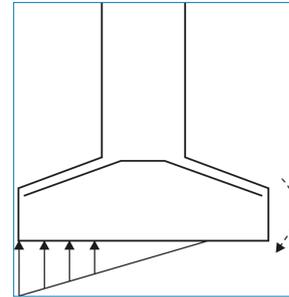
- Soportes interiores: 1.15
- Soportes medianeros: 1.4
- Soporte esquina: 1.5

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

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

Se dispone de unas opciones de dimensionamiento de manera que el usuario pueda escoger la forma de crecimiento de la zapata, o fijando alguna dimensión, en función del tipo de zapata. Los resultados lógicamente pueden ser diferentes según la opción seleccionada.

Cuando la ley de tensiones no ocupe toda la zapata, pueden aparecer tracciones en la cara superior por el peso de la zapata en voladizo, colocándose una armadura superior si fuese necesario. Existe de forma opcional la posibilidad de resistir como hormigón en masa.



1.13.2. Encepados sobre pilotes

El programa calcula encepados de hormigón armado sobre pilotes de sección cuadrada o circular de acuerdo a las siguientes tipologías:

- (A) Encepado de 1 pilote.
- (B) Encepado de 2 pilotes.
- (C) Encepado de 3 pilotes.
- (D) Encepado de 4 pilotes.
- (B) Encepado lineal. Puede elegir el número de pilotes. Por defecto son 3.
- (D) Encepado rectangular. Puede elegir el número de pilotes. Por defecto son 9.
- (D) Encepado rectangular sobre 5 pilotes (uno central).
- (C) Encepado pentagonal sobre 5 pilotes.
- (C) Encepado pentagonal sobre 6 pilotes.
- (C) Encepado hexagonal sobre 6 pilotes.
- (C) Encepado hexagonal sobre 7 pilotes (uno central).

Criterios de cálculo

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

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

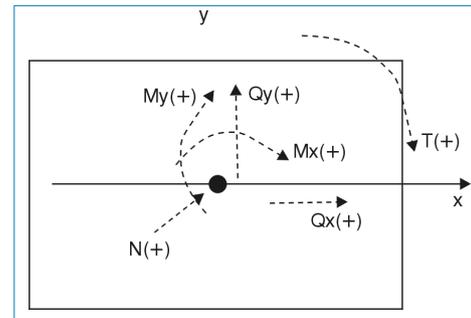
Los encepados tipo C se basan en modelos de bielas y tirantes. Se pueden armar con vigas laterales, diagonales, parrillas inferiores y superiores, y armadura perimetral de zunchado.

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

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

Siendo la norma EHE y CTE DB-SE-C la que mayor información y análisis suministra para el cálculo de encepados, se ha adoptado como norma básica para los encepados, siempre rígidos. En aquellos casos en los que ha sido posible para otras normas tales como la ACI-318/95, CIR-SOC, NB-1, EH-91, se ha aplicado bibliografía técnica como el libro de 'Estructuras de cimentación' de Marcelo da Cunha Moraes, y criterios de **CYPE Ingenieros**. En los listados de comprobación se hace referencia a la norma aplicada y artículos.

Criterio de signos



Consideraciones de cálculo y geometría

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

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

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

con las combinaciones de tensiones sobre el terreno.

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

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

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

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

Si quiere que todos los encepados de una misma tipología tengan una geometría y armado tipificado para un mismo tipo de pilote, dispone de una opción en encepados, que se llama **Cargas por pilote**, que al activarla permite unificar los encepados, de manera que pueda dimensionar el encepado para la capacidad portante del pilote. En este caso, defina un coeficiente de mayoración de la capacidad portante (coeficiente de seguridad para considerarlo como una combinación más) denominado **Coefficiente de Aprovechamiento del Pilote** (1.5 por defecto).

Si no quiere considerar toda la capacidad portante del pilote, puede definir un porcentaje de la misma, que se ha llamado 'Fracción de cargas de pilotes', variable entre 0 y 1 (1 por defecto).

En este caso, el programa determinará el máximo entre el valor anterior que es función de la capacidad portante, y el máximo de los pilotes por las cargas exteriores aplicadas.

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

Respecto a los esfuerzos, se realizan las siguientes comprobaciones:

- aviso de tracciones en los pilotes: tracción máxima \geq 10% compresión máxima
- aviso de momentos flectores: será necesario disponer vigas centradoras (encepado A y B)

- aviso de cortantes excesivos: si el cortante en alguna combinación supera el 3% del axil con viento, o en otras combinaciones de la conveniencia de colocar pilotes inclinados.
- aviso de torsiones, si existen tales definidos en las cargas

Si se introducen vigas centradoras, dichas vigas absorberán los momentos en la dirección en la que actúen. En encepados de 1 pilote son siempre necesarias en ambas direcciones. En encepados de 2 pilotes y lineales lo son en la dirección perpendicular a la línea de pilotes. En estos casos, la viga centradora se dimensiona para un momento adicional del 10% del axil.

El programa no considera ninguna excentricidad mínima o constructiva -para encepados de 3 o más pilotes-, aunque suele ser habitual considerar para evitar replanteos incorrectos de los pilotes o del propio encepado un 10% del axil.

Incrementa los momentos en esta cantidad $0.10 \times N$ en las hipótesis de cargas correspondientes si lo considera necesario y es posible -sólo en el caso de arranques-; o revise las cargas en pilotes y su reserva de carga.

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

- **Comprobaciones generales:**
 - aviso de pantalla
 - aviso que no hay soportes definidos
 - vuelo mínimo desde el perímetro del pilote
 - vuelo mínimo desde el eje del pilote
 - vuelo mínimo desde el pilar
 - ancho mínimo pilote
 - capacidad portante del pilote

- **Comprobaciones particulares:**

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

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

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

1.13.3. Placas de anclaje

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

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

1. Comprobación sobre el hormigón. Consiste en verificar que en el punto más comprimido bajo la placa no supera la tensión admisible del hormigón. El método usado es el de las tensiones admisibles, suponiendo

una distribución triangular de tensiones sobre el hormigón que sólo pueden ser de compresión. La comprobación del hormigón sólo se efectúa cuando la placa está apoyada sobre el mismo, y no se tiene un estado de tracción simple o compuesta. Además, se desprecia el rozamiento entre el hormigón y la placa de anclaje, es decir, la resistencia frente a cortante y torsión se confía exclusivamente a los pernos.

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

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

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

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

Para calcular el cono de rotura de cada perno, el programa supone que la generatriz del mismo forma 45°

con su eje. Se tiene en cuenta la reducción de área efectiva por la presencia de otros pernos cercanos, dentro del cono de rotura en cuestión.

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

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

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

1.13.4. Zapatas de hormigón en masa

Las zapatas de hormigón en masa son aquellas en las que los esfuerzos en estado límite último son resistidos exclusivamente por el hormigón.

Sin embargo, en el programa se pueden colocar parrillas en las zapatas, pero el cálculo se realizará como estructura débilmente armada, es decir, como estructuras en las que las armaduras tienen la misión de controlar la fisuración debida a la retracción y a la contracción térmica, pero que no se considerarán a efectos resistentes, es decir, para resistir los esfuerzos.

Conviene señalar que, en contra de la opinión bastante extendida que existe, las estructuras de hormigón en masa requieren cuidados en su proyecto y ejecución más intensos que las de hormigón armado o pretensado.

En la memoria de cálculo se tratarán los aspectos de estas zapatas que presentan diferencias significativas con las zapatas de hormigón armado, y se hará referencia a la memoria de cálculo de las zapatas de hormigón armado en los aspectos comunes a ambas.

1.13.4.1. Cálculo de zapatas como sólido rígido

El cálculo de la zapata como sólido rígido comprende, en las zapatas aisladas, dos comprobaciones:

- Comprobación de vuelco.
- Comprobación de las tensiones sobre el terreno.

Estas dos comprobaciones son idénticas a las que se realizan en las zapatas de hormigón armado, y se encuentran explicadas en la memoria de cálculo de dichas zapatas.

1.13.4.2. Cálculo de la zapata como estructura de hormigón en masa

En este apartado es en el que se presentan las diferencias fundamentales con las zapatas de hormigón armado. A continuación se exponen las tres comprobaciones que se realizan para el cálculo estructural de las zapatas de hormigón en masa.

Comprobación de flexión

Las secciones de referencia que se emplean para el cálculo a flexión en las zapatas de hormigón en masa son las mismas que en las zapatas de hormigón armado, y se encuentran especificadas en el apartado correspondiente de la memoria de cálculo.

En todas las secciones se debe verificar que las tensiones de flexión, en la hipótesis de deformación plana, producidas bajo la acción del momento flector de cálculo, han de ser inferiores a la resistencia a la flexotracción dada por la siguiente fórmula:

$$f_{ck,min} = 1.43 \cdot \left(\frac{16.75 + h^{0.7}}{h^{0.7}} \right) \cdot f_{ctd,min}$$

$$f_{ctd,min} = \frac{0.21}{1.5} \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

En las fórmulas anteriores f_{ck} está en N/mm² y h (canto) en milímetros.

Comprobación de cortante

Las secciones de referencia que se emplean para el cálculo a cortante son las mismas que en las zapatas de hormigón armado, y se encuentran recogidas en el apartado correspondiente de la memoria de cálculo.

En todas las secciones se debe verificar que la tensión tangencial máxima producida por el cortante no debe sobrepasar el valor de $f_{ct,d}$, el cual viene dado por:

$$f_{ct,d} = \frac{0.21}{1.5} \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Comprobación de compresión oblicua

La comprobación de agotamiento del hormigón por compresión oblicua se realiza en el borde del apoyo, y se comprueba que la tensión tangencial de cálculo en el perímetro del apoyo sea menor o igual a un determinado valor máximo.

Esta comprobación se hará igual para todas las normas, aplicando el artículo 46.4 de la norma española EHE-98. Dicho artículo establece lo siguiente:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_0 \cdot d}$$

$$F_{sd,ef} = \beta \cdot F_{sd}$$

$$\tau_{rd} = f_{tcd} = 0.30 \cdot f_{cd}$$

Donde:

- f_{cd} es la resistencia de cálculo del hormigón a compresión simple.
- F_{sd} es el esfuerzo axial que transmite el soporte a la zapata.
- β es un coeficiente que tiene en cuenta la excentricidad de la carga. Cuando no hay transmisión de momentos entre el soporte y la zapata, dicho coeficiente vale la unidad. En el caso en que se transmitan momentos, según la posición del pilar, el coeficiente toma los valores indicados en la tabla siguiente.

	β
Soportes Interiores	1.15
Soportes medianeros	1.4
Soportes de esquina	1.5

Valores del coeficiente de excentricidad de la carga

- u_0 es el perímetro de comprobación, que toma los siguientes valores:
 - En soportes interiores vale el perímetro del soporte.
 - En soportes medianeros vale:

$$u_0 = c_1 + 3 \cdot d \leq c_1 + 2 \cdot c_2$$
 - En soportes de esquina vale: $u_0 = 3 \cdot d \leq c_1 + c_2$

Donde c_1 es el ancho del soporte paralelo al lado de la zapata en el que el soporte es medianero y c_2 es el an-

cho de la zapata en la dirección perpendicular a la mediana.

- d es el canto útil de la zapata.

Esta comprobación se realiza en todos los soportes que llegan a la zapata y para todas las combinaciones del grupo de combinaciones de hormigón.

En el listado de comprobaciones aparece la tensión tangencial máxima obtenida recorriendo todos los pilares y todas las combinaciones.

Como se puede observar, esta comprobación es análoga a la que se realiza en las zapatas de hormigón armado.

1.13.4.3. Listado de comprobaciones

En este apartado se comentarán las comprobaciones que se realizan en el caso de zapatas de hormigón en masa, tanto de canto constante como de canto variable o piramidales.

Comprobación de canto mínimo

Se trata de comprobar que el canto de las zapatas es mayor o igual al valor mínimo que indican las normas para las zapatas de hormigón en masa.

En el caso de las zapatas piramidales o de canto variable, esta comprobación se realiza en el borde.

Comprobación de canto mínimo para anclar arranques

Se comprueba que el canto de la zapata es igual o superior al valor mínimo que hace falta para anclar la armadura de los pilares o los pernos de las placas de anclaje que apoyan sobre la zapata.

En el caso de las zapatas piramidales, el canto que se comprueba es el canto en el pedestal.

Comprobación de ángulo máximo del talud

Esta comprobación es análoga a la que se realiza en el caso de zapatas de hormigón armado, y se encuentra explicada en el apartado correspondiente de la memoria de cálculo.

Comprobación del vuelco

La comprobación de vuelco es análoga a la que se realiza en las zapatas de hormigón armado, y está explicada en el apartado correspondiente de la memoria de cálculo.

Comprobación de tensiones sobre el terreno

Las comprobaciones de tensiones sobre el terreno son análogas a las que se realizan en las zapatas de hormigón armado, y están explicadas en el apartado correspondiente de la memoria de cálculo.

Comprobación de flexión

La comprobación se realiza de acuerdo a lo indicado en el apartado 2.1, y los datos que se muestran en el listado de comprobaciones para cada dirección se indican a continuación.

En el caso en que todas las secciones cumplan la comprobación de flexión para una dirección:

- El momento de cálculo pésimo que actúa sobre la sección.
- En el apartado de información adicional aparece el coeficiente de aprovechamiento máximo, que es la mayor relación entre el esfuerzo solicitante y el esfuerzo resistente.

Si alguna sección no cumple, los datos que se muestran en el listado de comprobaciones para dicha dirección son los siguientes:

- El primer momento flector que se ha encontrado para el cual la sección no resiste.
- La coordenada de la sección en la que actúa dicho momento flector.

Comprobación de cortante

La comprobación de cortante se realiza de acuerdo a lo que se ha explicado en el apartado 1.8.4.2. de esta **Memoria de cálculo**, y los datos que se muestran en el listado de comprobaciones son los que se indican a continuación.

En el caso en que cumplan la comprobación de cortante todas las secciones para una dirección en el listado se indica:

- La tensión tangencial de cálculo que produce una mayor relación entre la tensión tangencial solicitante y la resistente.
- La tensión tangencial resistente de la misma sección de la que se muestra la tensión tangencial de cálculo máxima.

En el caso en que haya alguna sección (para una dirección) en la que no se verifique la comprobación de cortante, los datos que se muestran en el listado de comprobaciones son los siguientes:

- La tensión tangencial de cálculo de la primera sección encontrada para la que no se cumple la comprobación de cortante.
- La coordenada de dicha sección encontrada que no cumple.

Comprobación de compresión oblicua

Esta comprobación es análoga a la que se realiza en las zapatas de hormigón armado y se encuentra explicada en el apartado correspondiente de la memoria de cálculo.

Comprobación de separación mínima de armaduras

Es la única comprobación realizada a las armaduras que le puede colocar el usuario a la zapata, ya que éstas no se tienen en cuenta en el cálculo.

En esta comprobación se verifica que la separación entre los ejes de las armaduras sea igual o superior a 10 cm, que es el valor que se ha adoptado para todas las normas como criterio de **CYPE Ingenieros**.

Esta comprobación se realiza únicamente en el caso en que el usuario decida colocar una parrilla, y lo que se pretende evitar es que las barras se coloquen demasiado juntas, de forma que dificulten mucho el hormigonado de la zapata.

1.13.5. Vigas centradoras y de atado

1.13.5.1. Vigas centradoras

El programa calcula vigas centradoras de hormigón armado entre cimentaciones.

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

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

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

Los esfuerzos sobre las vigas centradoras son:

- Momentos y cortantes necesarios para su efecto de centrado.

- No admite cargas sobre ella, ni se considera su peso propio. Se supone que las transmiten al terreno sin sufrir esfuerzos.
- Cuando a una zapata o encepado llegan varias vigas centradoras, el esfuerzo que recibe cada una de ellas es proporcional a su rigidez.
- Pueden recibir esfuerzos sólo por un extremo o por ambos.
- Soportan los esfuerzos axiales de la misma manera que la viga de atado, al igual que la sobrecarga de compactación.

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

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

Se realizan las siguientes comprobaciones:

- ancho mínimo de vigas ($\geq 1/20$ luz)
- canto mínimo de vigas ($\geq 1/12$ luz)
- diámetro mínimo de la armadura longitudinal
- diámetro mínimo de la armadura transversal
- separación mínima entre armaduras longitudinales
- separación mínima entre cercos
- separación máxima de la armadura longitudinal
- separación máxima de cercos

- cuantía geométrica mínima de tracción
- cuantía mecánica mínima (se acepta reducción)
- cuantía máxima de armadura longitudinal
- comprobación a fisuración (0.3 mm)
- longitud anclaje armadura superior
- longitud anclaje armadura de piel
- longitud anclaje armadura inferior
- comprobación a flexión compuesta (no tener armadura de compresión)
- comprobación a cortante (hormigón + estribos resisten el cortante)

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

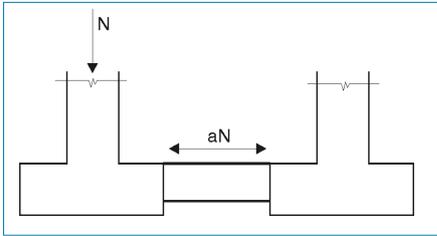
Existe una opción que permite fijar una cuantía geométrica mínima de tracción.

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

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

1.13.5.2. Vigas de atado

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



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

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

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

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

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

Se hacen las siguientes comprobaciones:

- ancho mínimo de vigas (1/20 luz)
- canto mínimo de vigas (1/12 luz)

- diámetro mínimo de la armadura longitudinal
- diámetro mínimo de la armadura transversal
- separación mínima entre armaduras longitudinales
- separación máxima entre armaduras longitudinales
- separación mínima entre cercos
- separación máxima entre cercos
- cuantía geométrica mínima de la armadura de tracción (si se ha activado la carga de compactación)
- cuantía geométrica mínima de la armadura de compresión (si se ha activado la carga de compactación)
- cuantía mínima de estribos
- armadura mecánica mínima
- fisuración (0.3 mm, no considerando el sismo)
- longitud de anclaje armadura superior
- longitud de anclaje armadura piel
- longitud de anclaje armadura inferior
- comprobación a cortante (sólo con carga de compactación)
- comprobación a flexión compuesta (sólo con carga de compactación)
- comprobación a axil

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

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

2. Implementaciones de normativa

2.1. Implementaciones de la norma española

Se aplica la norma española **EA-95** en sus apartados **MV-103** y **MV-110** equivalente a la anterior normativa.

2.1.1. Norma EA-95 (MV-103) (Derogada)

La norma **MV-103** es aplicable a perfiles laminados y armados. La formulación implementada en el programa realiza las siguientes comprobaciones:

Comprobaciones dimensionales de los elementos de la sección transversal. Se aplican para las alas de los perfiles, las limitaciones dimensionales indicadas en el *art. 3.6. Espesores de los elementos planos de piezas comprimidas* y en el apartado 5.1.3. *Alas comprimidas*. Para las almas la esbeltez límite viene dada en el *art. 5.6.1.2*.

Cálculo de tensiones. El cálculo de tensiones se hace mediante el criterio de plastificación de Von Mises. Se ha incluido, para las tensiones normales, la formulación completa de la resistencia de materiales, es decir, incluyendo el producto de inercia en perfiles descritos en ejes no principales (angulares).

La comprobación de pandeo se hace mediante los correspondientes coeficientes w más desfavorables, calculándose éstos a partir de las esbelteces, según se indica en la norma.

Cálculo de esbelteces. A parte del cálculo de las dos esbelteces en cada eje del perfil, se tiene en cuenta la esbeltez complementaria en perfiles empresillados (en perfiles para los que el programa no calcula las presillas se toma

por defecto 50, que es el valor máximo permitido por la norma) y la esbeltez máxima en perfiles no descritos en ejes principales (angulares).

Para estos últimos, el programa calcula internamente el producto de inercia, por lo que no es necesario indicarlo en la descripción del perfil. La longitud de pandeo tomada es la mayor entre los dos ejes.

Pandeo lateral. La formulación del pandeo lateral es distinta según se trate de perfiles abiertos o cerrados.

Para perfiles abiertos se usa el planteamiento expuesto en el anejo 4 de la norma para vigas de sección constante y simetría sencilla, extendiendo esta formulación para vigas en ménsula. Se particulariza para cargas aplicadas en el baricentro de la sección. Es importante tener esto en cuenta, ya que: $e^* = 0$.

El radio de torsión se calcula para el caso más desfavorable, es decir, apoyos ahorquillados (grado de empotramiento nulo en puntos de arriostramiento), y alabeo libre de las secciones extremas. Se obtiene de esta forma una seguridad suplementaria en la comprobación, que también ha de tenerse en cuenta.

El programa calcula internamente la coordenada del centro de esfuerzos cortantes y la integral ' rx' ', cuando sean necesarios.

Las longitudes de pandeo lateral se indican al programa mediante las distancias entre arriostramientos en ala superior e inferior (por defecto la longitud de la barra). El programa selecciona una de ellas dependiendo del signo del flector.

Para el pandeo lateral siempre se trabaja en el eje fuerte del perfil.

Otro parámetro muy importante es el coeficiente de momentos **entre puntos de arriostamiento (!)**. El programa también trabaja con dos, uno para cada ala. Su inclusión se debe a que la formulación del pandeo lateral está desarrollada para barras sometidas a una distribución de momento flector constante, lo que queda, en la mayoría de los casos, excesivamente del lado de la seguridad.

Por tanto, el programa multiplicará el momento crítico de pandeo lateral obtenido para la distribución uniforme, por el coeficiente de momentos correspondiente (en el anejo de la norma se le denomina 'z').

Algunos valores del coeficiente de momentos se dan en la tabla de la página siguiente, para distintas distribuciones de flector entre puntos de arriostamiento.

Los coeficientes de momentos deben ser mayores que cero. Las distancias entre arriostamiento sí pueden ser nulas. En este caso no se comprueba pandeo lateral.

Para perfiles cerrados se usará la formulación dada en el *art. 5.5.2*, sin tenerse en cuenta el coeficiente de momentos, ya que la rigidez torsional de los perfiles cerrados es muy grande.

Los perfiles en tubo cilíndrico no pandean lateralmente debido a que la inercia en ambos ejes es la misma (esto es aplicable a tubos cuadrados).

Por último, recordar que el programa tiene en cuenta el caso de pandeo lateral en el dominio anelástico, cuya formulación está descrita en el *art. 5.5.3* de la norma.

Abolladura del alma. Se comprueba la abolladura en almas que superen la esbeltez dada en el apartado 5.6.1.2. Esto sólo se permite en perfiles armados (los laminados no se comprueban a abolladura). No se permiten almas con esbeltez superior a la dada en el apartado 5.6.1.3.

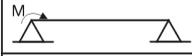
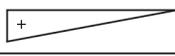
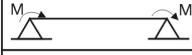
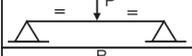
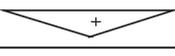
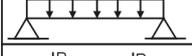
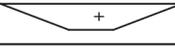
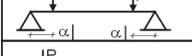
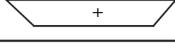
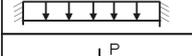
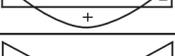
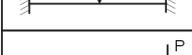
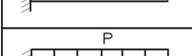
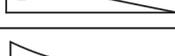
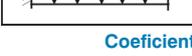
Si el alma precisa ser comprobada a abolladura, debe tener forzosamente rigidizadores transversales, los cuales se supone que son ultrarrígidos. Esto se indica en el programa aplicando una distancia entre rigidizadores mayor que cero.

La formulación implementada para abolladura es la descrita en la norma, *art. 5.6. Abolladura del alma en las vigas de alma llena*, incluyendo la formulación en el campo anelástico.

Otros puntos de interés. Se ha aumentado la biblioteca de perfiles laminados para la norma **MV-103**, añadiéndose las series '**L**', '**T**' y '**LD**', descritas en la norma **MV-102**. Para perfiles armados se han incluido todas las series dadas en el *Prontuario de Ensidesa*, incluyéndose perfiles en '**I**', '**I' asimétrica** y '**T**'.

La norma portuguesa *R.E.A.E.* permite el uso de la norma española *MV-103*, salvo en el caso del pandeo de barras comprimidas, para el que incorpora una formulación propia. Hay diferencias también en el caso del pandeo lateral, pero no se facilita información detallada al respecto.

Por tanto, la norma portuguesa se ha implementado para perfiles laminados y armados con la misma formulación que la *MV-103*, salvo para la comprobación de barras sometidas a compresión simple y compuesta, en las que se usan las fórmulas dadas en el *art. 42º* de la norma *R.E.A.E.*

Tipos de carga	Forma del diagrama de momentos	Coef. momentos
		1.00
		1.75
		2.56
		1.35
		1.13
		$1 + \alpha^2$
		$1.35 + 1.95 (0.5 - \alpha)^2$
		1.30
		1.70
		1.28
		2.04

Coeficiente de momento de pandeo lateral.

2.1.2. Norma EA-95 (MV-110) (Derogada)

La norma MV-110 es aplicable a perfiles conformados.

El cálculo de perfiles conformados es, en la mayoría de los casos, más complejo que para los laminados y armados, debido a la gran inestabilidad de este tipo de perfiles. Se realizan, por tanto, más comprobaciones y en más puntos de la sección transversal.

Por tanto, el cálculo bajo una norma de perfiles conformados puede ser significativamente más lento que para el caso de perfiles laminado y armados.

A continuación se resumen brevemente los aspectos principales de la implementación de la norma MV-110 en **CYPE 3D**:

- Las esbelteces límites para los elementos de la sección transversal son las siguientes:
 - Elementos no rigidizados o con rigidizador de borde: 60
 - Almas entre elementos: 150
 - Rigidizadores: La del elemento rigidizado
- En relación con el punto anterior, hay que tener en cuenta que para la comprobación de barras sometidas a compresión se usa la formulación dada en el capítulo V de la norma, en el que también se dice que el límite de validez de dicha formulación es para elementos de esbeltez inferior a 80.
- El programa comprueba las dimensiones mínimas de los rigidizadores, según se indica en el art. 1.7.
- Se comprueba la abolladura por tensiones normales y tangenciales, según lo expuesto en el capítulo II. Para ello, se calculan los coeficientes de abolladura por tensiones normales (siempre para elementos largos) y tangenciales, así como la sección eficaz del perfil para cada combinación de esfuerzos (se usa un método iterativo). También se tiene en cuenta la interacción entre abolladura por tensiones tangenciales y normales (art. 2.6).
- La combadura (equivalente al pandeo lateral) se comprueba para las secciones en las que hay un ala comprimida. Se tiene en cuenta lo prescrito en el art. 3.5 para piezas con dos cabezas comprimidas con coacción elástica entre ellas.

Los tipos de sección para los que se hace la comprobación de combadura son los siguientes:

Perfiles en 'C' rigidizada o no. Cuando el eje vertical es el fuerte, se calcula como un perfil 'omega' si tiene rigidizadores. En caso contrario, no se hace esta comprobación.

Perfiles en 'Z' rigidizada siempre y no rigidizada cuando el eje fuerte es el horizontal.

Perfiles 'omega'. Siempre se calcula el coeficiente de combadura independientemente de cuál sea el eje fuerte.

Perfiles en 'C' unidos por sus almas para formar un perfil en 'Y', o por sus rigidizadores para formar un perfil en cajón (o con separación). En el caso de que las 'C' no estén rigidizadas, se calcula el coeficiente de combadura sólo cuando el eje fuerte es el horizontal y la separación entre perfiles es nula.

Perfiles en cajón. Con la formulación de la norma *MV-103*.

Angulares rigidizados, siempre que exista un eje fuerte.

Dos angulares rigidizados unidos por sus alas verticales.

Para **perfiles en tubo** no se comprueba combadura, y se ha tomado como máxima esbeltez de sus paredes, a falta de más información, el valor dado por la norma AISI.

6. Hay que tener en cuenta que, a diferencia de la norma *MV-103*, los efectos de combadura y abolladura se incluyen en la tensión final de comparación facilitada por el programa, a través de los correspondientes coeficientes para dichas inestabilidades, y no constituyen comprobaciones separadas, como en el caso de perfiles laminados y armados.
7. En el cálculo de tensiones normales se incluye el producto de inercia, calculándose el mismo para la sección eficaz.
8. El programa incluye la torsión en el cálculo de tensiones tangenciales, suponiendo que se trata de torsión uniforme, lo cual es muy aproximado para perfiles cerrados. En el apartado 4.3. se indica el rango de validez de esta suposición para perfiles abiertos, aunque

recordamos que los perfiles conformados, y más los de sección abierta, no son adecuados para resistir esfuerzos de torsión.

9. Las esbelteces eficaces se calculan para cada estado de carga, teniendo en cuenta lo siguiente:
 - Para perfiles compuestos con separación y longitud de pandeo en el plano de la separación no nula, se añade una esbeltez complementaria de 50.
 - Para perfiles no descritos en sus ejes principales (angulares, zetas, etc.), se calcula la inercia mínima en uno de ellos, tomándose la misma para la comprobación de compresión simple.
10. La formulación para elementos sometidos a compresión simple o compuesta es la expuesta en el *art. 5.2.* de la norma. El programa calcula las excentricidades de imperfección y los factores de amplificación de los momentos flectores, cuando sea necesario.
11. Por último, aclarar que la biblioteca de perfiles conformados incluida con el programa para la norma *MV-110*, corresponde a las series dadas en el *Prontuario de Ensidesa*, que incluye a su vez los perfiles de las normas *MV-108* y *MV-109*. También se han descrito las distintas combinaciones posibles entre los perfiles anteriores para formar perfiles compuestos.

2.2. Implementaciones de la norma portuguesa

2.2.1. Norma MV-110 para Portugal

Portugal no dispone de especificaciones oficiales para el cálculo de perfiles conformados, por lo que se ha incluido una versión de la norma española *MV-110*, con la única diferencia de los materiales empleados, que corresponden con los aceros usados en dicho país.

Para combinaciones de cargas que incluyan acciones eventuales (viento y/o sismo), el programa incrementa au-

tomáticamente el valor de las tensiones admisibles en un **33 %**, y aplica la misma reducción a los esfuerzos para el cálculo de la sección eficaz del perfil (comprobación de abolladura).

2.2.2. Norma R.E.A.E.

La norma *R.E.A.E.* (Reglamento de Estruturas de Aço para Edifícios) es la normativa oficial para estructuras de acero en Portugal. La versión tratada en el programa corresponde a la edición de 1986.

El método de cálculo propugnado por esta norma se corresponde con el de los estados límite, incorporando el programa los coeficientes de ponderación correspondientes en los grupos de combinaciones asociados.

En cuanto al planteamiento general de las comprobaciones, la norma hace una simple enumeración de los aspectos estructurales que deben efectuarse, proponiendo además un método de cálculo (basado casi siempre en especificaciones de otros países), que, en ocasiones, resulta incompleto, ya que no se tratan todos los tipos de secciones que normalmente se usan en edificaciones de acero.

Por tanto, se ha implementado para esta norma el método de cálculo de la *MV-103/1972*, ya que resulta suficientemente conocido en Portugal y tiene en común gran parte de las limitaciones dimensionales, esbelteces, etc., que sí se especifican en el texto de la norma.

Sin embargo, la norma *R.E.A.E.* sí propone una formulación propia para la comprobación de barras sometidas a compresión simple y compuesta (*artículo 42*), basada a su vez en la norma Belga *NBN-B51001* de 1977. Dicha formulación se ha implementado en el programa, sustituyendo, en este caso, al planteamiento de coeficientes omega de la *MV-103*.

El programa incorpora los aceros más comunes en Portugal y las mismas bibliotecas de perfiles laminados y armados que para la norma española.

2.3. Implementaciones de la norma brasileña

2.3.1. Norma AISI-Brasil (Derogada)

Las especificaciones del *A.I.S.I.* (*American Iron and Steel Institute*) para diseño de perfiles de acero conformado (perfiles ligeros), son reconocidas como el estándar para el cálculo de este tipo de perfiles. Su manual, *Cold-Formed Steel Design Manual*, es ampliamente usado en todo el continente americano, siendo recomendado por la mayoría de normas oficiales.

Éste es el caso de Brasil, país que no tiene una normativa oficial para perfiles de acero conformado, y en el que el uso de las especificaciones *A.I.S.I.* está ampliamente asimilado. El programa, por tanto, incorpora para Brasil el método de cálculo establecido en las recomendaciones del *A.I.S.I.*, acompañado de los aceros y perfiles conformados más utilizados en dicho país.

La versión implementada de las especificaciones, se corresponde con la edición de 1968, compatible con la revisión de 1977. Desde la versión 2007 se encuentra implementada la norma *NBR8800:2006*, mencionada en el punto 2.9 de esta memoria.

Las especificaciones *A.I.S.I.* están basadas en el método de las tensiones admisibles, por lo que opera con los valores característicos de las acciones y, al igual que las normas americanas de perfiles laminados, proporciona los factores de tensiones adimensionales, equivalentes a los inversos de los coeficientes de seguridad. El programa calcula dichos factores de tensiones y muestra los más desfavorables obtenidos al consultar tensiones.

La implementación de esta norma es común a todas las basadas en las especificaciones *A.I.S.I.* y sus aspectos fundamentales son los siguientes:

- Cálculo automático de los parámetros de sección (netos y eficaces).
- Comprobación de la esbeltez de cada elemento del perfil teniendo en cuenta su topología (rigidizador de borde, alma, elemento no rigidizado, etc).
- Para elementos esbeltos no rigidizados se calcula el factor de pandeo local correspondiente que incrementará la tensión media en el mismo.
- Para elementos esbeltos rigidizados se calculará su ancho eficaz en cada estado de cargas con la tensión media del mismo.
- Para rigidizadores de borde e intermedios se calcula el área eficaz en cada combinación, teniendo en cuenta la esbeltez del elemento que rigidizan, así como su ancho efectivo.
- Para cada combinación o estado de cargas se calcula la sección eficaz iterativamente, comprobando el perfil con los parámetros eficaces obtenidos (posición del centro de gravedad, inercias, etc). Para el cálculo de las tensiones normales se tiene en cuenta que el perfil puede no estar en ejes principales, calculándose el producto de inercia eficaz.
- Se comprueba que la tensión normal de compresión media en elementos no rigidizados no sobrepase la tensión básica multiplicada por el coeficiente de pandeo local.
- Se comprueban las almas de los perfiles teniendo en cuenta sus esbelteces, así como la interacción entre tensiones tangenciales y normales en la misma (pandeo por tensiones tangenciales).
- Comprobación de tensión en los puntos críticos de la sección (extremos) con interacción entre axil y flecto-

res. En elementos comprimidos se tiene en cuenta el efecto desfavorable del axil sobre los flectores, calculándose los axiles críticos, y teniendo en cuenta las longitudes eficaces de pandeo, así como el coeficiente de momentos en cada plano de flexión indicados por el usuario.

- Cálculo de tensiones tangenciales con interacción entre cortantes y torsor (se supone torsión uniforme).
- Comprobación de esbeltez límite del perfil, con cálculo de esbeltez complementaria en perfiles compuestos y esbeltez en ejes principales para aquellas secciones no descritas en los mismos (angulares, zetas, etc).
- Comprobación de pandeo lateral sobre el eje fuerte de perfiles contemplados por la norma, pudiendo indicarse una distancia entre arriostramientos distinta para el ala superior e inferior, así como el coeficiente de momentos entre puntos de arriostramiento. Para secciones con dos alas comprimidas, el cálculo de pandeo lateral tiene en cuenta la coacción elástica entre las mismas (omegas).

2.3.2. Norma NBR8800 (Derogada)

Se trata de la norma oficial de cálculo para perfiles laminados y armados vigente actualmente en Brasil, correspondiente a la versión de abril de 1986. Está basada directamente en las especificaciones *AISC.LRFD/86*, presentando las únicas diferencias apreciables en las comprobaciones de pandeo global y en la combinatoria (coeficientes de ponderación de acciones utilizados).

Por tanto, las comprobaciones efectuadas por el programa bajo esta norma son exactamente iguales a las enumeradas para la especificación *AISC.LRFD/86*.

La comprobación de pandeo global se hace con la formulación indicada en el texto de la *NBR8800*, en el cual se es-

tablecen diferentes curvas de pandeo para cada tipo de perfil y proceso de fabricación (soldado o laminado), escogiéndose de forma automática la más adecuada para la sección en estudio.

Se incluyen además las bibliotecas de perfiles soldados y laminados más comúnmente usados en Brasil, así como los correspondientes aceros acompañados por sus factores de resistencia.

2.4. Implementaciones de la norma chilena

2.4.1. Norma NCH427

La *NCH427* es la norma oficial chilena para el cálculo de estructuras de acero en general. El organismo encargado de su elaboración y mantenimiento es el *Instituto Nacional de Normalización* (INN) de Chile.

El texto de la norma es una recopilación de métodos de cálculo aplicable a todos los tipos de elementos estructurales metálicos, incluyendo los perfiles laminados, armados (soldados) y conformados. En este apartado nos referiremos únicamente a los dos primeros, ya que los perfiles conformados y sus normativas correspondientes se tratarán más adelante.

El método de cálculo propuesto por esta norma está basado en las especificaciones *AISC.ASD*, por tanto, utiliza el método de las tensiones admisibles.

El programa incorpora los aceros y perfiles laminados y armados más usados en Chile, así como los grupos de combinaciones (acciones características) correspondientes.

- Actualmente se encuentra disponible la versión de 1993 de las especificaciones *AISC.LRFD*, la cual incorporaremos próximamente a nuestros programas de cálculo de estructuras metálicas.

- Las especificaciones *AISC.ASD*, en su última revisión, también se incluyen en la versión actual de los programas.
- El coeficiente de momentos de pandeo global (C_m) refleja el carácter traslacional o intraslacional de la estructura en cada dirección, así como el tipo de cargas aplicadas en los elementos comprimidos. Este coeficiente, usado en las fórmulas de interacción compresión-flexión, aparece en la práctica totalidad de las especificaciones americanas.
- Realmente se generan varios coeficientes de tensiones para los distintos aspectos tensionales y de estabilidad que se comprueban, pero el programa sólo presenta el más desfavorable.
- Cuando en el conjunto de hipótesis de carga que se combinan aparecen cargas eventuales (viento y/o sismo), la norma contempla, en casi todos los casos, un aumento de las tensiones admisibles del 33 %. Esto lo tiene en cuenta el programa automáticamente, por lo que no es necesario modificar los coeficientes de las hipótesis correspondientes.
- El coeficiente de momentos de pandeo lateral, sirve para tener en cuenta la forma del diagrama de momentos flectores entre puntos de arriostramiento de las alas (tiene el mismo significado que para las especificaciones *LRFD*).

Su formulación se encuentra en el texto de la norma, siendo su rango de validez entre 1 y 2.3. El primer valor es el asignado por **CYPE 3D** por defecto, ya que es el más desfavorable (corresponde a un diagrama de flector constante).

- Una diferencia entre las especificaciones *LRFD* y *NBR8800* son los diferentes valores asumidos para los factores de resistencia en compresión. Dichos valores se acompañan en la definición de los aceros de cada norma (0.85 para *LRFD* y 0.9 para *NBR8800*).

2.5. Normas AISC

2.5.1. Norma AISC.LRFD/86

Las especificaciones *AISC.LRFD* han sido propuestas y desarrolladas por el *American Institute of Steel Construction (AISC)*, publicándose su primera versión en el año 1986, a la cual nos referimos. Esta especificación representa una alternativa a las *AISC.ASD2*, propuestas por el mismo instituto y está basada, a diferencia de la anterior, en los llamados 'factores de carga y resistencia' que, creemos, es un método intermedio entre los estados límite, usados ampliamente en la normativa española, y las tensiones admisibles, metodología usada habitualmente por el *AISC* hasta la publicación del método *LRFD (Load and Resistance Factor Design)*.

La especificación *LRFD* ha sido rápidamente aceptada en todo el continente americano, siendo la base de las normas oficiales de diversos países o, al menos, reconocida como método alternativo de cálculo. A ello han contribuido su facilidad de aplicación, el reconocimiento y aceptación de las especificaciones desarrolladas por el *AISC*, y el hecho de que, en condiciones normales, suele proporcionar diseños más económicos que el método de las tensiones admisibles, sin pérdida de seguridad por parte de la estructura.

El campo de aplicación de esta normativa son las estructuras de edificación a base de perfiles de acero laminado o armado (soldados). En **CYPE 3D**, aparte de la implementación del método de cálculo, se incluyen las combinaciones o coeficientes de ponderación de acciones, los aceros (con sus correspondientes factores de resistencia), así como la biblioteca de perfiles (laminados) propuesta en la norma.

Resumimos a continuación las comprobaciones efectuadas por el programa sobre las secciones calculadas con esta norma:

- Se comprueba que las dimensiones principales de las secciones estén dentro del rango permitido por la norma (esbelteces límites, etc.).
- Se comprueban las esbelteces de todos los elementos que componen el perfil, clasificándose internamente la sección como compacta, no compacta o esbelta (esta clasificación es común a la mayoría de especificaciones norteamericanas).
- Para secciones compactas convenientemente arriostadas se utilizan los fletores plásticos como esfuerzos límite (obtenidos a partir de los módulos resistentes plásticos).
- Para secciones no compactas o compactas no arriostadas lateralmente se interpola entre los momentos plásticos y elásticos como se indica en la norma.
- Se realiza la comprobación de abolladura completa sobre todos los tipos de perfiles, tanto laminados como armados, teniendo en cuenta los puntos siguientes:
 - Para secciones esbeltas con elementos rigidizados se calcula la sección efectiva para cada estado de cargas (combinación), comprobándose la misma con los parámetros efectivos obtenidos y recalculándose los esfuerzos admisibles en cada combinación.
 - Para secciones esbeltas con elementos no rigidizados se calcula el coeficiente de pandeo local de minoración de resistencia.
 - A las secciones en tubo se aplica el límite de delgadez de sus paredes propuesto en las especificaciones.
 - Para vigas armadas se hace uso del campo de tracción para el rango de esbeltez del alma descrito en las especificaciones, incrementándose en este caso la resistencia a esfuerzo cortante y disminuyéndose el correspondiente momento resistente (el campo de tracción se aplica siempre en el eje fuerte). Además, se tiene en cuenta la interacción entre

cortante y flector en almas comprobadas con el campo de tracción.

- Se comprueba el pandeo lateral (siempre sobre el eje fuerte) de las secciones incluidas en la norma, teniendo en cuenta la posibilidad de diferentes arriostramientos en el ala superior e inferior del perfil, y con el coeficiente de momentos entre puntos de arriostramiento fijado por el usuario.
- Se hace la comprobación de esbeltez máxima, evaluándose la esbeltez complementaria en perfiles compuestos y las esbelteces sobre los ejes principales de inercia para secciones no definidas sobre los mismos (angulares).
- Se admiten rigidizadores de alma, comprobándose su separación y evaluándose la resistencia a esfuerzo cortante teniéndolos en cuenta.
- Interacción entre esfuerzos normales (flectores y axil) calculando los axiles críticos y mayorando el efecto de los flectores con axiles a compresión. Para el cálculo de la resistencia a esfuerzo axil se tiene en cuenta el área eficaz y la existencia de elementos no rigidizados esbeltos.
- La mayoración de momentos flectores en combinación con axil en compresión es controlada por el usuario a través del coeficiente de momentos de pandeo global y factor de longitud efectiva de pandeo en cada plano de la barra.
- Cálculo de tensiones tangenciales con interacción entre torsor y cortantes en cada dirección.
- Los factores de resistencia se definen independientemente para cada tipo de acero y sollicitación (cortante, axil, etc.).

Por último, queremos señalar que, a diferencia de las normas españolas que trabajan con tensiones, el método de cálculo usado por todas las normas americanas (incluyen-

do las de acero conformado) tiene por resultado un coeficiente adimensional que es el inverso del coeficiente de seguridad (o coeficiente de aprovechamiento en base a uno).

Por tanto, en **CYPE 3D**, cuando se consultan tensiones en el **menú Envoltentes** o en **Listados**, los valores mostrados, corresponden a este coeficiente adimensional de tensiones, que será menor o igual que 1 si el elemento está bien dimensionado y mayor en caso contrario.

2.5.2. Norma AISC.ASD/89

Las especificaciones *AISC.ASD* están basadas en el método de las tensiones admisibles '*Allowable Stress Design*', y han sido desarrolladas, al igual que las *AISC.LRFD*, por el '*American Institute of Steel Construction*', aunque son muy anteriores a éstas, ya que su primera edición data de 1923.

El método de cálculo implementado se corresponde con la última revisión de las especificaciones, editadas en el año 1989. Precisamente, uno de los principales cambios efectuados en el texto, respecto a la edición anterior (de 1978) es la reordenación de las recomendaciones para ser consistente con el método *LRFD*.

Por tanto, la comprobación de secciones metálicas según ambos métodos son muy similares en cuanto al procedimiento general, apareciendo las principales diferencias en las formulaciones concretas de cada aspecto estructural comprobado.

Las especificaciones *AISC.ASD* son ampliamente utilizadas en todo el mundo, representando la base de normas oficiales de varios países, y, aunque la tendencia actual parece ser la adaptación al método *LRFD*, siguen teniendo una gran difusión, debido a la gran experiencia acumulada en su uso y a lo contrastado de los diseños que proporciona.

El método de las tensiones admisibles, en el que se basan estas especificaciones, opera con las cargas sin mayorar, y obtiene el margen de seguridad disminuyendo la resistencia proporcionada por los distintos elementos estructurales.

El programa incluye grupos de combinaciones de acciones sin mayorar que están asignados ya para la norma *AISC.ASD/89*. Además se proporcionan los aceros y perfiles laminados que figuran en los manuales del *AISC*.

Como ya se ha comentado, el proceso de cálculo es similar para las especificaciones *ASD* y *LRFD*, aunque difieren en su formulación concreta. Por tanto, las comprobaciones efectuadas sobre las secciones para la norma que nos ocupa son prácticamente iguales a la anterior. A continuación las resumimos:

- Se comprueba que las dimensiones principales de las secciones estén dentro del rango permitido por la norma (esbelteces límites, etc.).
- Se comprueban las esbelteces de todos los elementos que componen el perfil, clasificándose internamente la sección como compacta, no compacta o esbelta. Según la clasificación de la sección, se escogen internamente las tensiones admisibles formuladas por la norma para cada caso.
- Para secciones esbeltas con elementos rigidizados se calcula la sección efectiva para cada estado de cargas (combinación), comprobándose la misma con los parámetros de sección efectivos obtenidos (cálculo del coeficiente de área efectiva Q_a).
- Para secciones esbeltas con elementos no rigidizados se calcula el coeficiente de pandeo local de minoración de resistencia (coeficiente Q_s).
- Se comprueba el pandeo lateral (siempre sobre el eje fuerte) de las secciones incluidas en la norma, teniendo en cuenta la posibilidad de diferentes arriostramientos en el ala superior e inferior del perfil (longitudes entre puntos arriostrados de las alas), y con el coeficiente de momentos entre puntos de arriostramiento fijado por el usuario (coeficiente C_b en la formulación de las especificaciones).
- Se hace la comprobación de esbeltez máxima, evaluándose la esbeltez complementaria en perfiles compuestos y las esbelteces sobre los ejes principales de inercia para secciones no definidas sobre los mismos (angulares).
- Para vigas armadas se hace uso del campo de tracción para el rango de esbeltez del alma descrito en la norma, modificándose automáticamente las tensiones admisibles para cortante y flector utilizadas (el campo de tracción se aplica siempre en el eje fuerte). Además, se tiene en cuenta la interacción entre cortante y flector en almas comprobadas con el campo de tracción.
- Se admiten rigidizadores de alma, comprobándose su separación y evaluándose la resistencia a esfuerzo cortante teniéndolos en cuenta.
- Interacción entre esfuerzos normales (flectores y axil) calculando los axiles críticos y mayorando el efecto de los flectores con axiles a compresión. Para el cálculo de la resistencia a esfuerzo axil se tiene en cuenta el área eficaz y la existencia de elementos no rigidizados esbeltos.
- La mayoración de momentos flectores en combinación con axil en compresión es controlada por el usuario a través del coeficiente de momentos y factor de longitud efectiva de pandeo en cada plano de la barra.
- Cálculo de tensiones tangenciales con interacción entre torsor y cortantes en cada dirección.

2.6. Otras normas

Desde la versión 2007 en la que apareció CYPE 3D, se han ido incorporando diferentes normas para los materiales utilizados.

En la página web de CYPE se pueden encontrar recopiladas y siempre actualizadas; no obstante, se detalla a continuación la normativa contemplada hasta la edición del presente documento:

Estructuras de hormigón

Argentina

- CIRSOC 201-2005
- CIRSOC 201-1982

Bolivia

- CBH 87

Brasil

- ABNT NBR 6118:2007
- ABNT NBR 6118:2003
- ABNT NB-1

Bulgaria

- Eurocódigo 2 (Bulgaria)

Chile

- NCh430.Of2008
- ACI 318-99 (Chile)

España

- EHE-08
- EHE-98
- EH-91

EU Internacional

- Eurocódigo 2

Francia

- BAEL-91 (R-99)
- Eurocódigo 2 (Francia)

India

- IS 456:2000

Italia

- NTC:14-01-2008

México D.F.

- NTCRC:2004
- NTCRC

Perú

- NTE E.060:2009

Portugal

- Eurocódigo 2 (Portugal)
- REBAP

Rumanía

- Eurocódigo 2 (Rumanía)

USA Internacional

- ACI 318M-11
- ACI 318M-08
- ACI 318M-99

Estructuras de acero laminado y armado

Alemania

- DIN 18800:2008-11

Brasil

- ABNT NBR 8800:2008
- ABNT NBR 8 800:1986

Bulgaria

- Eurocódigo 3 (Bulgaria)

Canadá

- CAN/CSA S16-01

Chile

- NCh427

España

- EAE
- CTE DB-SE A
- EA-95 (MV103)

EU Internacional

- Eurocódigo 3

Francia

- Eurocódigo 3 (Francia)

India

- IS 800:2007

Italia

- Eurocódigo 3 (Italia)
- NTC: 14-01-2008

México D.F.

- NTCRC Estruct.Metal.

Portugal

- REAE
- Eurocódigo 3 (Portugal)

USA

- AISC ASD 89
- AISC LRFD 86

USA-Internacional

- ANSI/AISC 360-10 (LRFD)
- ANSI/AISC 360-05 (LRFD)

Estructuras de acero conformado**Alemania**

- DIN 18800:2008-11

Brasil

- ABNT NBR 14762: 2010
- ABNT NBR 14762: 2001
- AISI (Brasil)

Bulgaria

- Eurocódigo 3 (Bulgaria)

Canadá

- CAN/CSA S136-07

Chile

- NCh427

España

- EAE
- CTE DB-SE A
- EA-95 (MV110)

EU Internacional

- Eurocódigo 3

Francia

- Eurocódigo 3 (Francia)

Italia

- Eurocódigo 3 (Italia)
- NTC: 14-01-2008

México

- AISI/NASPEC-2007 (LRFD) (México)

Portugal

- Eurocódigo 3 (Portugal)
- MV110 (Portugal)

USA

- AISI/NASPEC-2007 (LRFD) (USA)

USA Internacional

- AISI/NASPEC-1977

Estructuras mixtas de hormigón y acero**EU Internacional**

- Eurocódigo 4

Estructuras de aluminio

EU Internacional

- Eurocódigo 9

Estructuras de madera**Bélgica**

- Eurocódigo 5 (Bélgica)

Brasil

- ABNT NBR 7190

España

- CTE DB-SE M

EU Internacional

- Eurocódigo 5

Francia

- Eurocódigo 5 (Francia)

Acciones en las estructuras. Sismo**Alemania**

- DIN 4149:2005-04

Argelia

- RPA 99 / v 2003

Argentina

- CIRSOC 103-1991

Bélgica

- Eurocódigo 8 (Bélgica)

Brasil

- ABNT NBR 15421:2006

Bulgaria

- Decreto N°2, 23.07.2007

Canadá

- NBC 05

Chile

- NCh433.Of1996 Mod.2009 (D.n° 61. de 2011)
- NCh-433.Of96

Colombia

- NSR-10
- NSR-98

Costa Rica

- CSCR-2002

Cuba

- NC 46:1999

Ecuador

- CPE INEN 5:2001

España

- NCSE-02
- NCSE-94

EU Internacional

- Eurocódigo 8

Francia

- PS 92 (version révisée 2010)
- PS 92
- Eurocódigo 8 (Francia)

Guatemala

- NSE-10

Honduras

- CHOC-04

India

- IS 1893 (Part 1): 2002
- IS 1893 (Part 1): 2002 (Section 7.5)

Internacional

- Coeficientes por planta (estático)
- Análisis modal espectral (dinámico)

Italia

- N.T.C. (Italia)

Marruecos

- RPS 2011
- RPS 2000

México

- CFE 2008
- CFE93

México D.F.

- NTC - 2004
- NTC - 95

Panamá

- REP-04

Perú

- Norma Técnica E.030

Portugal

- Eurocódigo 8 (Portugal)
- RSA - Modal espectral

Puerto Rico

- 2011 PRBC

República Dominicana

- M-001 1979

Rumanía

- P100-1/2006

USA Internacional

- 2009 IBC
- ASCE 7-05
- UBC:1997

Venezuela

- COVENIN 1756-1:2001

Combinaciones de acciones en las estructuras

Alemania

- Estructuras de acero laminado, armado y conformado
Norma de combinaciones de acciones empleadas con DIN 18800:2008-11
 - DIN 1055-100

Argelia

- Estructuras de hormigón
Norma de combinaciones de acciones empleada con BAEL-91(R-99)
 - BAEL-91 (R-99) (acciones no sísmicas)
 - RPA 99 (acciones sísmicas)

Argentina

- Estructuras de hormigón
Norma de combinaciones de acciones empleada con CIRSOC 201-2005
 - CIRSOC 201-2005
 Norma de combinaciones de acciones empleada con CIRSOC 201-1982
 - CIRSOC 105 (acciones no sísmicas)
 - CIRSOC 103 (acciones sísmicas)

Bélgica

- Estructuras de madera
Norma de combinaciones de acciones empleada con Eurocódigo 5 (Bélgica)
 - Eurocódigo 0

Brasil

- Estructuras de hormigón
Norma de combinaciones de acciones empleada con ABNT NBR 6118:2003
 - ABNT NBR 6118:2003
 Normas de combinaciones de acciones que se pueden emplear con ABNT NB-1
 - ABNT NB-1
 - ABNT NBR-8681/84
- Estructuras de acero laminado y armado
Norma de combinaciones de acciones empleada con ABNT NBR 8800: 2008
 - ABNT NBR 8800: 2008
 Norma de combinaciones de acciones empleada con ABNT NBR 8800: 1986
 - ABNT NBR 8800: 1986
- Estructuras de acero conformado
Norma de combinaciones de acciones empleada con ABNT NBR 14762: 2001
 - ABNT NBR 14762: 2001
 Norma de combinaciones de acciones empleada con AISI (Brasil)
 - AISI (Brasil)
- Estructuras de madera
Norma de combinaciones de acciones empleada con ABNT NBR 7190
 - ABNT NBR 7190

Bulgaria

- Estructuras de hormigón
Norma de combinaciones de acciones empleada con Eurocódigo 2 (Bulgaria)
 - Eurocódigo 0
- Estructuras de acero laminado, armado y conformado
Norma de combinaciones de acciones empleada con Eurocódigo 3 (Bulgaria)
 - Eurocódigo 0

Canadá

- Estructuras de acero laminado y armado
Norma de combinaciones de acciones empleada con CAN/CSA S16-01
 - CAN/CSA S16-01
- Estructuras de acero conformado
Norma de combinaciones de acciones empleada con CAN/CSA S136-07
 - CAN/CSA S136-07

Chile

- Estructuras de hormigón
Norma de combinaciones de acciones empleada con ACI 318-99 (Chile)
 - ACI 318-99 (Chile)
- Estructuras de acero laminado, armado y conformado
Norma de combinaciones de acciones empleada con NCh427
 - ASD

España

- Estructuras de hormigón
Norma de combinaciones de acciones empleada con EHE-08
 - CTE DB-SE
- Normas de combinaciones de acciones que se pueden emplear con EHE-98
 - CTE DB-SE
 - EHE-98
- Norma de combinaciones de acciones empleada con EH-91
 - EH-91
- Estructuras de acero laminado y armado
Norma de combinaciones de acciones empleada con CTE DB-SE A
 - CTE DB-SE
- Norma de combinaciones de acciones empleada con EA-95 (MV103)
 - EA-95 (MV103)
- Estructuras de acero conformado
Norma de combinaciones de acciones empleada con CTE DB-SE A
 - CTE DB-SE
- Norma de combinaciones de acciones empleada con EA-95 (MV110)
 - EA-95 (MV110)

- Estructuras de bloques de hormigón
Norma de combinaciones de acciones empleada con CTE DB-SE F
 - CTE DB-SE
- Estructuras de madera
Norma de combinaciones de acciones empleada con CTE DB-SE M
 - CTE DB-SE

EU Internacional

- Estructuras de hormigón; de acero laminado, armado y conformado; mixtas de hormigón y acero; de bloques de hormigón; de aluminio; y de madera.
Norma de combinaciones de acciones empleada con todos los Eurocódigos implementados
 - Eurocódigo 0

Francia

- Estructuras de hormigón
Norma de combinaciones de acciones empleada con BAEL-91(R-99)
 - BAEL-91 (R-99)
- Estructuras de acero laminado, armado y conformado
Norma de combinaciones de acciones empleada con Eurocódigo 3 (Francia)
 - Eurocódigo 0
- Estructuras de madera
Norma de combinaciones de acciones empleada con Eurocódigo 5 (Francia)
 - Eurocódigo 0

India

- Estructuras de hormigón
Norma de combinaciones de acciones empleadas con IS 456: 2000
 - IS 875 (Part 5): 1987

Italia

- Estructuras de acero laminado, armado y conformado
Norma de combinaciones de acciones empleada con Eurocódigo 3 (Italia)
 - Eurocódigo 0

Marruecos

- Estructuras de hormigón
Norma de combinaciones de acciones empleada con BAEL-91(R-99)
 - BAEL-91 (R-99) (acciones no sísmicas)
 - RPS 2000 (acciones sísmicas)

México D.F.

- Estructuras de acero laminado y armado
Norma de combinaciones de acciones empleada con NTCRC Estruct.Metal.
 - NTCRC Estruct.Metal.
- Estructuras de hormigón y bloques de hormigón
Norma de combinaciones de acciones empleada con NTCRC
 - Reglamento DF

México

- Estructuras de acero conformado
Norma de combinaciones de acciones empleada con AISI/NASPEC-2007 (LRFD) (México)
 - AISI/NASPEC-2007 (LRFD) (México)

Perú

- Estructuras de hormigón
Norma de combinaciones de acciones empleada con ACI 318M-99
 - NT E.060

Portugal

- Estructuras de hormigón
Norma de combinaciones de acciones empleada con Eurocódigo 2 (Portugal)
 - Eurocódigo 0
 Norma de combinaciones de acciones empleada con REBAP
 - RSA
- Estructuras de acero laminado y armado
Norma de combinaciones de acciones empleada con Eurocódigo 3 (Portugal)
 - Eurocódigo 0
 Norma de combinaciones de acciones empleada con REAE
 - RSA
- Estructuras de acero conformado
Norma de combinaciones de acciones empleada con Eurocódigo 3 (Portugal)
 - Eurocódigo 0

Norma de combinaciones de acciones empleada con MV110 (Portugal)

- RSA

Rumanía

- Estructuras de hormigón
Norma de combinaciones de acciones empleada con Eurocódigo 2 (Rumanía)
 - Eurocódigo 0

USA

- Estructuras de acero laminado y armado
Norma de combinaciones de acciones empleada con ANSI/AISC 360-05 (LRFD)
 - ASCE/SEI 7-05
 Norma de combinaciones de acciones empleada con AISC ASD 89
 - ASD
 Norma de combinaciones de acciones empleada con AISC LRFD 86
 - AISC LRFD 86
- Estructuras de acero conformado
Norma de combinaciones de acciones empleada con AISI/NASPEC-2007 (LRFD) (USA)
 - ASCE/SEI 7-05

USA Internacional

- Estructuras de hormigón
Norma de combinaciones de acciones empleada con ACI 318M-08
 - ACI 318M-08

Norma de combinaciones de acciones empleada con ACI 318M-99

- ACI 318M-99
- Estructuras de acero conformado

Norma de combinaciones de acciones empleada con AISI/NASPEC-1977

- ASD

A cada país le corresponde un paquete de normas para la correcta aplicación del programa, que se incluyen durante su instalación.

El usuario puede comprobar en su licencia las normas que posee y adicionalmente puede adquirir otras (mencionadas en el listado anterior o el apartado Normativa implementada de la web de CYPE) dirigiéndose a su distribuidor o directamente a CYPE Ingenieros.