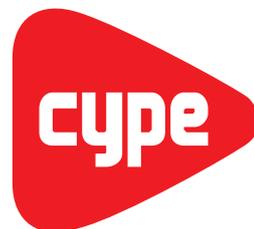


# CYPE 3D

## Memória de cálculo

Manual do utilizador



**Software para  
Arquitetura,  
Engenharia  
e Construção**

**IMPORTANTE: ESTE TEXTO REQUER A SUA ATENÇÃO E A SUA LEITURA**

A informação contida neste documento é propriedade da CYPE Ingenieros, S.A. e nenhuma parte dela pode ser reproduzida ou transferida sob nenhum conceito, de nenhuma forma e por nenhum meio, quer seja electrónico ou mecânico, sem a prévia autorização escrita da CYPE Ingenieros, S.A.

Este documento e a informação nele contida são parte integrante da documentação que acompanha a Licença de Utilização dos programas informáticos da CYPE Ingenieros, S.A. e da qual são inseparáveis. Por conseguinte, está protegida pelas mesmas condições e deveres. Não esqueça que deverá ler, compreender e aceitar o Contrato de Licença de Utilização do software, do qual esta documentação é parte, antes de utilizar qualquer componente do produto. Se NÃO aceitar os termos do Contrato de Licença de Utilização, devolva imediatamente o software e todos os elementos que o acompanham ao local onde o adquiriu, para obter um reembolso total.

Este manual corresponde à versão do software denominada pela CYPE Ingenieros, S.A. como CYPE 3D. A informação contida neste documento descreve substancialmente as características e métodos de manuseamento do programa ou programas que acompanha. O software que este documento acompanha pode ser submetido a modificações sem prévio aviso.

Para seu interesse, a CYPE Ingenieros, S.A. dispõe de outros serviços, entre os quais se encontra o de Actualizações, que lhe permitirá adquirir as últimas versões do software e a documentação que o acompanha. Se tiver dúvidas relativamente a este texto ou ao Contrato de Licença de Utilização do software, pode dirigir-se ao seu Distribuidor Autorizado Top-Informática, Lda., na direcção:

Rua Comendador Santos da Cunha, 304, Ap. 2330  
4701-904 Braga  
Tel: 00 351 253 20 94 30  
Fax: 00 351 253 20 94 39  
<http://www.topinformatica.pt>

Traduzido e adaptado pela Top-Informática, Lda para a  
© CYPE Ingenieros, S.A.  
Setembro de 2015

Windows® é marca registada de Microsoft Corporation®

## Índice

<b>1. Memória de cálculo</b> .....	<b>6</b>
1.1. Introdução .....	6
1.2. Análise efectuada pelo programa .....	6
1.3. Sistemas de unidades .....	7
1.4. Materiais a utilizar .....	7
1.5. Acções.....	8
1.5.1. Acções adicionais .....	9
1.5.2. Estados limites (combinações).....	9
1.5.3. Cargas .....	9
1.5.4. Consideração dos efeitos de 2º ordem (PΔ).....	11
1.6. Descrição de barras .....	13
1.6.1. Encurvadura .....	19
1.6.2. Encurvadura lateral .....	20
1.6.3. Peças e agrupamentos .....	20
1.6.4. Flechas.....	20
1.6.4.1. Grupo de flechas .....	21
1.7. Verificações realizadas pelo programa .....	21
1.8. Dimensionamento de tirantes.....	22
1.8.1. Aplicação do método.....	22
1.9. Dimensionamento de ligações em duplo T .....	24
1.9.1. Tipologias de ligações em duplo T .....	25
1.9.2. Dimensionamento de ligações em duplo T .....	26
1.9.3. Consulta de ligações em duplo T .....	28
1.9.4. Rigidezes rotacionais.....	28
1.9.4.1. Diagrama momento rotação.....	29
1.9.4.2. Análise da rigidez rotacional das ligações .....	30
1.9.5. Causas pela qual não foi dimensionada uma ligação .....	34
1.10. Dimensionamento de ligações tubulares .....	35
1.10.1. Tipologias de ligações tubulares .....	35
1.11. Vigas mistas .....	36
1.12. Resistência ao fogo no CYPE 3D .....	36
1.12.1. Características gerais.....	36
1.12.2. Verificações.....	37
1.13. Fundações isoladas.....	37
1.13.1. Sapatas isoladas .....	37
1.13.1.1. Tensões sobre o terreno.....	38
1.13.1.2. Estados de equilíbrio .....	39
1.13.1.3. Estados de betão .....	39
1.13.2. Maciços de encabeçamento (sobre estacas).....	40
1.13.2.1. Critérios de cálculo .....	41
1.13.2.2. Critério de sinais .....	41

1.13.2.3. Considerações de cálculo e geometria .....	41
1.13.3. Placas de amarração .....	43
1.13.4. Sapatas de betão em massa .....	44
1.13.4.1. Cálculo de sapatas como sólido rígido .....	44
1.13.4.2. Cálculo da sapata como estrutura de betão em massa .....	44
1.13.4.3. Listagem de verificações .....	46
1.13.5. Vigas de equilíbrio e lintéis .....	47
1.13.5.1. Vigas de equilíbrio .....	47
1.13.5.2. Vigas lintéis .....	48
<b>2. Implementações de normas .....</b>	<b>49</b>
2.1. Implementações da norma espanhola .....	49
2.1.1. Norma EA-95 (MV-103) .....	49
2.1.2. Norma EA-95 (MV-110) .....	51
2.2. Implementações da norma portuguesa .....	52
2.2.1. Norma MV-110 para Portugal .....	52
2.2.2. Norma R.E.A.E. ....	53
2.3. Eurocódigos 3 e 4 .....	53
2.4. Aplicação do Eurocódigo 3 aos programas de cálculo de estruturas Cype. ....	53
2.4.1. Resumo .....	53
2.4.2. Introdução .....	54
2.4.3. Campo de aplicação .....	54
2.4.4. Introdução de dados .....	54
2.4.5. Bases de cálculo .....	54
2.4.5.1. Classificação de secções .....	55
2.4.5.2. Características das secções esbeltas .....	55
2.4.5.3. Verificação da resistência das secções transversais .....	55
2.4.5.4. Resistência à encurvadura .....	56
2.4.5.5. Resistência à encurvadura lateral .....	57
2.4.5.6. Resistência ao enfunamento .....	57
2.4.6. Saída de resultados .....	58

## Apresentação

*O CYPE 3D foi concebido para realizar o cálculo de estruturas, em 3D ou 2D, de aço, de betão, misto betão e aço, de madeira, de alumínio ou de qualquer outro material. Se a estrutura for de aço, betão, misto, madeira ou alumínio, obtém-se o seu dimensionamento e optimização.*

*A introdução de dados consiste basicamente na definição de barras, placas e cotas. O utilizador pode modificar qualquer tipo de dados sempre que o desejar. Quando se utiliza o módulo do Gerador de Pórticos, este funciona como um assistente, para estruturas metálicas, gerando asnas e pórticos rígidos tipificados de uma forma muito automatizada. Terminada a introdução de dados é efectuado o cálculo.*

*O processo de análise de resultados no CYPE 3D é facilitado pelas ferramentas do programa que permitem optimizar o controlo de resultados para que nenhum dos elementos estruturais fique por analisar. São apresentados resultados numéricos e gráficos (diagramas) de todos os elementos estruturais, proporcionando a realização de uma análise adequada dos resultados.*

*Após o cálculo e dimensionamento o programa gera as peças escritas e desenhadas.*

*Este manual contém uma **Memória de Cálculo**, onde se explica a metodologia seguida pelo programa bem como a **implementação de normas** com as quais se pode calcular.*

# 1. Memória de cálculo

## 1.1. Introdução

CYPE 3D calcula estruturas tridimensionais (3D) definidas com elementos tipo barras e placas no espaço e nós na intersecção das barras.

Podem-se utilizar secções de aço, betão, misto (betão e aço), madeira, alumínio, e secções genéricas para as barras e definem-se a partir das características mecânicas e geométricas.

Se o material que se utiliza é aço, betão, misto (betão e aço) madeira ou alumínio, obtém-se o seu dimensionamento de forma automática.

As sapatas ou maciços de encabeçamento de estacas, vigas lintel e de equilíbrio, dimensionam-se para os apoios definidos mediante barras verticais e inclinadas que confluem no mesmo.

A introdução de dados realiza-se de forma gráfica, assim como a consulta de resultados.

Tanto os dados introduzidos como os resultados, podem-se listar através de impressora ou ficheiro de texto.

Os desenhos e os diagramas de esforços podem-se obter através de impressora, plotter, ficheiros DXF/DWG e metaficheiro.

## 1.2. Análise efectuada pelo programa

O programa considera um comportamento elástico e linear dos materiais. As barras definidas são elementos lineares.

As cargas aplicadas nas barras podem-se estabelecer em qualquer direcção. O programa admite qualquer tipologia: uniformes, triangulares, trapezoidais, pontuais, momentos e incrementos de temperatura diferentes em faces opostas.

Nos nós podem-se colocar cargas pontuais em qualquer direcção. O tipo de nó que se utiliza é totalmente genérico e admite-se que a vinculação interior seja encastrada ou articulada. Relativamente aos extremos das barras é possível definir coeficientes de encastramento (entre 0 e 1) ou através da sua rigidez rotacional (momento/rotação).

Pode-se utilizar qualquer tipo de apoio, encastrado ou articulado, ou vinculando algum dos seus graus de liberdade. Os apoios (vinculação exterior) podem ser elásticos, definindo as constantes correspondentes a cada grau de liberdade condicionado.

As acções de carga que se podem estabelecer não têm limite quanto ao seu número. Conforme a sua origem, poder-se-ão atribuir a **Peso próprio, Revestimentos e paredes, Sobrecarga, Temperatura, Retracção, Vento, Sismo (estático), Neve, Impulsos do terreno e Acidental**. Pode-se considerar o **sismo dinâmico**.

A partir das acções básicas pode-se definir e calcular qualquer tipo de combinação com diferentes coeficientes de combinação, seja de acordo com a norma seleccionada ou definidos pelo utilizador.

Para cada estado limite geram-se todas as combinações, indicando o seu nome e coeficientes, segundo o material, utilização e norma de aplicação.

A partir da geometria e cargas que se introduzam, obtém-se a matriz de rigidez da estrutura, assim como as matrizes de cargas por acções simples. Invertendo a matriz de rigidez por métodos frontais, obter-se-á a matriz de deslocamentos dos nós da estrutura.

Depois de achar os deslocamentos por acção, calculam-se todas as combinações para todos os estados e os esforços em qualquer secção a partir dos esforços nos extremos das barras e as cargas aplicadas nas mesmas.

### 1.3. Sistemas de unidades

O programa **CYPE 3D** permite utilizar tanto o sistema M.K.S., como o internacional, S.I., para a definição de cargas aplicadas e para a obtenção de esforços.

### 1.4. Materiais a utilizar

Os materiais que se utilizam com este programa classificam-se em:

1. Aço laminado e composto
2. Aço enformado
3. Madeira
4. Alumínio
5. Betão armado
6. Misto (betão + perfil metálico)
7. Perfil genérico

**1 e 2.** Se o material seleccionado for **aço**, existem uns ficheiros de tipos de aço com as características do mesmo, definidas por:

- Tipo de aço: Laminado ou composto
- Módulo de elasticidade longitudinal: E
- Limite elástico:  $\sigma_e$ , segundo tipo em kg/cm<sup>2</sup>
- Coeficiente de minoração do aço  $\gamma_s$
- Coeficiente de Poisson:  $\nu$ . Calcula-se internamente o módulo de elasticidade transversal
$$G = \frac{E}{(1+\nu) \cdot 2}$$
- Coeficiente de dilatação térmica ( $\alpha$ )
- Peso específico:  $\gamma = 77.0085 \text{ KN/m}^3$
- Esbelteza limite

Por último, incluem-se os parâmetros de material para pernos e parafusos, no caso de se calcularem as placas de amarração.

Para definir as características do aço deve consultar o ponto referente às normas.

Os perfis a utilizar podem ser da Biblioteca ou editáveis.

Se utilizar a biblioteca de perfis de aço que o **CYPE 3D** oferece por defeito, poderá utilizar a tipologia de perfis existentes seleccionando em cada obra os que vai utilizar.

No entanto, se desejar criar novas séries e tipos de perfis, terá de indicar em cada caso a geometria através dos valores X, Y de cada perfil, assim como as espessuras 'e' das chapas e os dados seguintes para a sua definição conforme a tipologia do perfil.

**3. Madeira.** O programa permite definir qualquer tipo de estrutura de madeira formada por barras de secção maciça rectangular, tanto de altura constante como variável, ou barras de secção circular. A verificação realiza-se de acordo com os critérios do Eurocódigo 5. É possível incluir a verificação da estrutura em situação de incêndio, segundo a parte 1-2 do Eurocódigo 5.

As características mecânicas e resistentes de cada barra, necessárias tanto para o cálculo dos esforços como para a posterior verificação ou dimensionamento, obtêm-se de forma automática a partir da geometria da mesma e do tipo de madeira e classe resistente atribuída.

A direcção da fibra da madeira supõe-se sempre que é paralela à directriz da barra, excepto no caso de perfis de altura variável rasado numa das faces; neste caso, a fibra supõe-se que é paralela a face rasada.

Para cada uma das barras da estrutura realizam-se as verificações de resistência das secções transversais, considerando os efeitos de encurvadura e bambeamento. As hipóteses de combinação das acções e os coeficientes de majoração utilizados para a obtenção dos esforços de cálculo são os especificados no Eurocódigo 0.

É importante ter em conta que o programa não considera os efeitos locais produzidos por cargas concentradas, nas zonas de apoio ou união com outros elementos.

Consideram-se os seguintes tipos de madeira e classes resistentes, de acordo com as normas NP EN 338 e NP EN 1194 para madeira maciça e lamelada colada, respectivamente.

- **Madeira serrada. Espécies de coníferas e chopo.**

Classes resistentes: C14, C16, C18, C20, C22, C24, C27, C30, C35, C40, C45 e C50.

- **Madeira serrada. Espécies frondosas.**

Classes resistentes: D30, D35, D40, D50, D60 e D70.

- **Madeira lamelada colada homogénea.**

Classes resistentes: GL24h, GL28h, GL32h e GL36h.

- **Madeira lamelada colada combinada.**

Classes resistentes: GL24c, GL28c, GL32c e GL36c.

Os valores característicos da resistência (flexão, tracção, compressão e transversal), rigidez (módulos de elasticidade longitudinal e transversal) e densidade obtêm-se de acordo com estas normas. Os valores de cálculo destas resistências, usadas para a verificação, calculam-se a partir dos seus valores característicos, aplicando os correspondentes coeficientes parciais de segurança do material ( $\gamma_M$ ), assim como o factor de correcção por classe de serviço e duração da carga ( $k_{mod}$ ) e o factor de correcção por geometria ( $k_h$ ).

**4. Alumínio.** Utiliza-se o alumínio extrudido, seleccionando a liga e têmpera, de acordo com o indicado no Eurocódigo 9.

**5. Betão armado.** Se a barra em questão, for seleccionada como tipo de elemento estrutural Genérico, o programa não dimensionará a armadura, somente calculando os esforços e deslocamentos. Caso se seleccione como tipo de elemento estrutural Pilar ou Viga, o programa dimensionará a armadura respectivamente.

**6. Misto (betão + perfil metálico).** A barra deverá ser seleccionada como tipo de elemento estrutural Pilar, isto no caso de um pilar misto. No caso de uma viga mista, a barra deverá ser seleccionada como Genérico e na disposição com a opção Com laje de betão.

**7. Perfil genérico.** Define-se a sua geometria, as suas características mecânicas e as propriedades do material.

## 1.5. Acções

As acções podem ser estáticas e dinâmicas (no caso do sismo) e definem-se segundo a sua natureza por acção simples.

### 1.5.1. Acções adicionais

CYPE 3D considera as acções características para cada uma das acções simples definíveis como adicionais:

- Revestimentos e paredes
- Sobrecarga
- Temperatura
- Retracção
- Vento
- Sismo
- Neve
- Impulsos do terreno
- Acidental

Consideram-se automáticas as que gera o próprio programa tais como:

- O peso próprio das barras, activa por defeito
- O sismo dinâmico, quando se activa

O resto das acções consideram-se adicionais, podendo-se criar disposições de carga distintas em cada acção.

Quando se criam distintas disposições de carga, deve-se definir se são simultâneas, compatíveis ou incompatíveis. Quando se definem várias acções adicionais do mesmo tipo, há que definir se são combináveis ou não combináveis entre si. Tudo isto é definido pelo utilizador.

### 1.5.2. Estados limites (combinações)

Para cada material, utilização e norma, geram-se de forma automática todas as combinações para todos os estados:

- Betão
- Betão em fundações
- Aço (Laminado e composto)
- Aço (Enformado)
- Madeira
- Alumínio
- Tensões sobre o terreno
- Deslocamentos

Para cada um deles é possível definir diferentes situações de projecto, sejam as gerais da norma ou definidas pelo utilizador.

### 1.5.3. Cargas

Para cada acção, podem-se definir cargas:

- **Cargas sobre barras**
  - Pontual

- Uniforme
- Em faixa
- Triangular
- Trapezoidal
- Momento pontual
- Incremento de temperatura uniforme
- Incremento de temperatura variável
- **Cargas sobre nós**  
Pontual, em qualquer direcção e sentido segundo os eixos gerais, ou definindo o vector director segundo esses eixos (X, Y, Z).
- **Cargas sobre panos**  
Um pano é um contorno fechado definido por nós coplanares. Sobre a superfície de um pano podem-se definir cargas superficiais uniformes ou variáveis, de maneira que se permita simular uma laje ou travamento unidireccional. Essa direcção de distribuição de cargas aplicadas pode-se definir paralela a alguma das rectas que unem os nós do perímetro do pano, aplicando sobre as barras as cargas resultantes relativas à distribuição isostática.

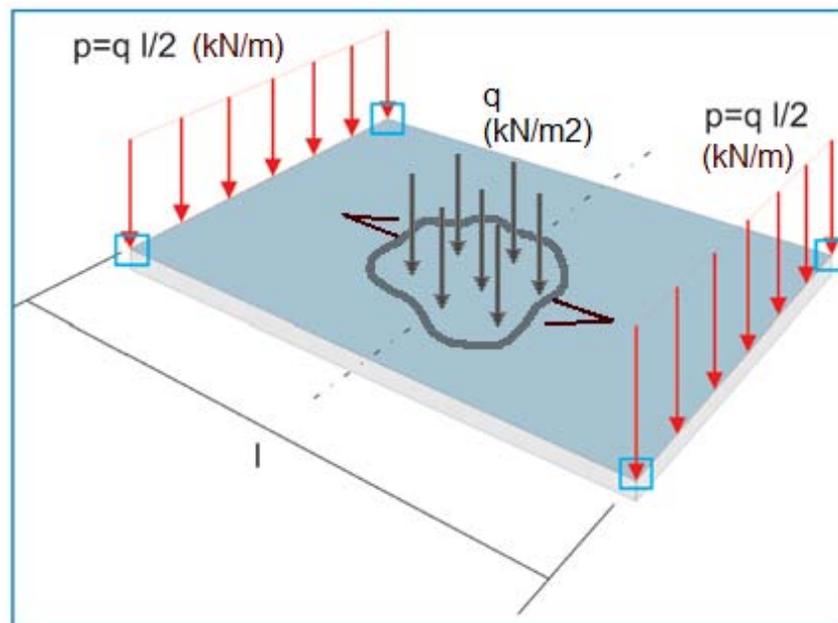


Fig. 1.1

- **Cargas superficiais**  
Este tipo de carga actua da mesma maneira que as aplicadas sobre panos, com a particularidade de que os vértices da sua superfície podem ser nós ou qualquer ponto intermédio das barras de um pano.

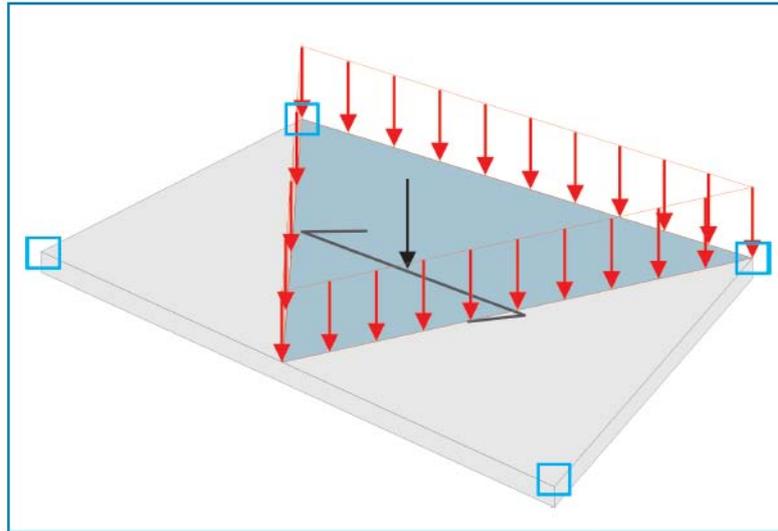


Fig. 1.2

Esta carga distribui-se segundo a direcção indicada sobre o pano.

Uma carga superficial só pode definir-se sobre um único pano.

- **Deslocamentos prescritos**

É possível definir nos nós que são apoios, deslocamentos segundo os eixos gerais (deslocamento e rotação), para cada acção. Um exemplo habitual seria o assentamento de uma fundação,  $\delta_z$ , que daria lugar à variação dos esforços na estrutura.

#### 1.5.4. Consideração dos efeitos de 2º ordem (P $\Delta$ )

De forma facultativa pode-se considerar, quando se define acção de Vento ou Sismo, o cálculo da amplificação de esforços produzidos pela actuação de tais cargas horizontais. É aconselhável activar esta opção no cálculo.

O método está baseado no efeito P-delta devido aos deslocamentos produzidos pelas acções horizontais, abordando de forma simples os efeitos de segunda ordem a partir de um cálculo de primeira ordem, e um comportamento linear dos materiais, com umas características mecânicas calculadas com as secções brutas dos materiais e o seu módulo de elasticidade secante.

Sob a acção horizontal, em cada nó  $i$ , actua uma força  $H_i$ , a estrutura deforma-se e produzem-se uns deslocamentos  $\Delta_i$  ao nível de cada nó. Em cada nó, actua uma carga de valor  $P_i$  para cada acção gravítica, transmitida pelo nó à estrutura.

Define-se um momento derrubador  $M_H$  devido à acção horizontal  $H_i$ , à cota  $z_i$  em relação à cota 0.00 ou nível sem deslocamentos horizontais, em cada direcção de actuação do mesmo:

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

Da mesma forma, define-se um momento por efeito P-delta,  $M_{P\Delta}$ , devido às cargas transmitidas pelas barras aos nós  $P_i$ , para cada uma das acções gravíticas ( $k$ ) definidas, para os deslocamentos  $\Delta_i$  devidos à acção horizontal.

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

sendo:

$k$ : Para cada acção gravítica (permanente, sobrecarga, ...)

Se calcular o coeficiente  $C_K = \frac{M_{P\Delta k}}{M_{HK}}$ , que é o índice de estabilidade, para cada acção gravítica e para cada direcção da acção horizontal, pode-se obter um coeficiente amplificador do coeficiente de

majoração das acções devidas às acções horizontais para todas as combinações nas quais actuam essas acções horizontais. Este valor denomina-se  $\gamma_z$  e calcula-se como:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \left( \sum \gamma_{f_{gi}} \cdot C_i + \sum \gamma_{f_{gj}} \cdot C_j \right)}$$

sendo:

$\gamma_{f_{gi}}$  : coeficiente de majoração de cargas permanentes da hipótese i

$\gamma_{f_{gj}}$  : coeficiente de majoração de cargas variáveis da hipótese j

$\gamma_z$  : coeficiente de estabilidade global.

Para o cálculo dos deslocamentos devidos a cada acção de acções horizontais, deve-se recordar que se realizou um cálculo de primeira ordem, com as secções brutas dos elementos. Se estiver a calcular os esforços para o dimensionamento em estados limites últimos, pareceria lógico que o cálculo dos deslocamentos em rigor se fizesse com as secções fendilhadas e homogeneizadas, o que é bastante complexo, dado que supõe a não-linearidade dos materiais, geometria e estados de carga. Isto torna-o inabordável do ponto de vista prático com os meios normais disponíveis para o cálculo. Por conseguinte, deve-se estabelecer uma simplificação, que consiste em supor uma redução das rigidezes das secções, o que implica um aumento dos deslocamentos, visto que são inversamente proporcionais. O programa solicita como dado o aumento ou “factor multiplicador dos deslocamentos” para ter em conta essa redução da rigidez.

Neste ponto não existe só um critério, pelo que se deixa ao juízo do utilizador a consideração de um valor ou de outro em função do tipo de estrutura, grau de fendilhação estimado, outros elementos rigidizantes, núcleos, escadas, etc., que na realidade podem inclusivamente reduzir os deslocamentos calculados.

No Brasil é habitual considerar um coeficiente redutor do módulo de elasticidade longitudinal de 0.90 e supor um coeficiente redutor da inércia fissurada em relação à bruta de 0.70. Assim, a rigidez reduz-se no seu produto:

$$\text{Rigidez-reduzida} = 0.90 \times 0.70 \times \text{Rigidez-bruta} = 0.63 \times \text{Rigidez-bruta}$$

Como os deslocamentos são inversos à rigidez, o factor multiplicador dos deslocamentos será igual a  $1/0.63 = 1.59$ , valor que se introduzirá como dado no programa. Como norma de boa prática deve-se considerar que se  $\gamma_z > 1.2$ , deve-se tornar a estrutura mais rígida nessa direcção, já que a estrutura é muito deformável e pouco estável nessa direcção. Se  $\gamma_z < 1.1$ , o seu efeito será pequeno e praticamente desprezável.

Na nova norma NB-1/2000, de forma simplificada recomenda-se amplificar para  $1/0.7 = 1.43$  os deslocamentos e limitar o valor de  $\gamma_z$  a 1.3.

No Código Modelo CEB-FIP 1990 aplica-se um método de amplificação de momentos que recomenda, na falta de um cálculo mais preciso, reduzir as rigidezes em 50% ou, que é o mesmo, um coeficiente amplificador dos deslocamentos igual a  $1/0.50 = 2.00$ . Para esse pressuposto pode-se considerar que se  $\gamma_z > 1.50$ , deve-se rigidificar mais a estrutura nessa direcção, uma vez que a estrutura é muito deformável e pouco estável nessa direcção. Ao contrário, se  $\gamma_z < 1.35$ , o seu efeito será pequeno e praticamente desprezável.

Na norma ACI-318-95 existe o índice de estabilidade Q por piso, não para a totalidade do edifício, embora se pudesse estabelecer uma relação com o coeficiente de estabilidade global se os pisos fossem muito similares, relacionando-os através:

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

Quanto ao limite que estabelece para a consideração do piso como intranslacional, o que neste caso seria o limite para a sua consideração ou não, diz-se que  $Q = 0.05$ , isto é:  $1 / 0.95 = 1.05$

Para este caso, supõe calculá-lo e tê-lo em conta sempre que se supere tal valor, o que em definitivo conduz a considerar o cálculo praticamente sempre e amplificar os esforços por este método.

Quanto ao coeficiente multiplicador dos deslocamentos indica-se que, dado que as acções horizontais são temporárias e de curta duração, pode-se considerar uma redução da ordem dos 70% da inércia, e como o módulo de elasticidade é menor ( $15100 / 19000 = 0.8$ ), isto é, um coeficiente amplificador dos deslocamentos de  $1 / (0.7 \times 0.8) = 1.78$  e, de acordo com o coeficiente de estabilidade global, não superar o valor 1.35 seria o razoável.

Pode-se considerar que o critério do código modelo seria recomendável e fácil de recordar, assim como aconselhável em todos os casos a sua aplicação:

Coefficiente multiplicador dos deslocamentos = 2

Limite para o coeficiente de estabilidade global = 1.5

É verdade que, por outro lado, existem sempre nos edifícios elementos rigidizantes, fachadas, escadas, muros, etc., que asseguram uma menor deslocabilidade perante as acções horizontais que as calculadas. Por isso o programa deixa em 1.00 o coeficiente multiplicador dos deslocamentos. Fica ao critério do projectista a sua modificação, dado que nem todos os elementos se podem discretizar no cálculo da estrutura.

Uma vez terminado o cálculo, podem-se imprimir os resultados em **Listagens, Análise de estabilidade global**, vendo o máximo valor do coeficiente de estabilidade global em cada direcção.

Pode mesmo dar-se o caso da estrutura não ser estável, em cujo caso se emite uma mensagem antes de terminar o cálculo, na qual se adverte que existe um fenómeno de instabilidade global. Isto produzir-se-á quando o valor  $\gamma_z$  tender para  $\infty$ , ou, o que é o mesmo na fórmula, que se converte em zero ou negativo porque:

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

Pode-se estudar para vento e/ou sismo e é sempre aconselhável o seu cálculo, como método alternativo de cálculo dos efeitos de segunda ordem, sobretudo para estruturas de nós móveis.

## 1.6. Descrição de barras

O CYPE 3D necessita conhecer a função estrutural que desempenha a barra. É possível atribuir quatro tipologias estruturais diferentes: Genérico; Tirante; Pilar e Viga.

### 1.6.1. Genérico

No caso de uma barra seleccionada como tipo de elemento estrutural genérica, significa que a barra não possui um rótulo estrutural conhecido pelo programa.

É necessário posteriormente definir o seu material, secção (editável ou de biblioteca) e sua disposição (ajuste da secção da barra ao eixo do desenho).

- **Aço.** É possível ver os diferentes tipos de secções simples ou compostas que permite o programa: laminados, compostos, e enformados;
- **Madeira.** Secção redonda, rectangular e de altura variável;
- **Alumínio.** Duplo T, C simples, cantoneira, T simples, chapa, tubo rectangular e circular, oco, maciço e definida pelo utilizador;
- **Betão.** Circular, rectangular e rectangular variável;
- **Perfil genérico.** É necessário definir a geometria, características mecânicas e material.

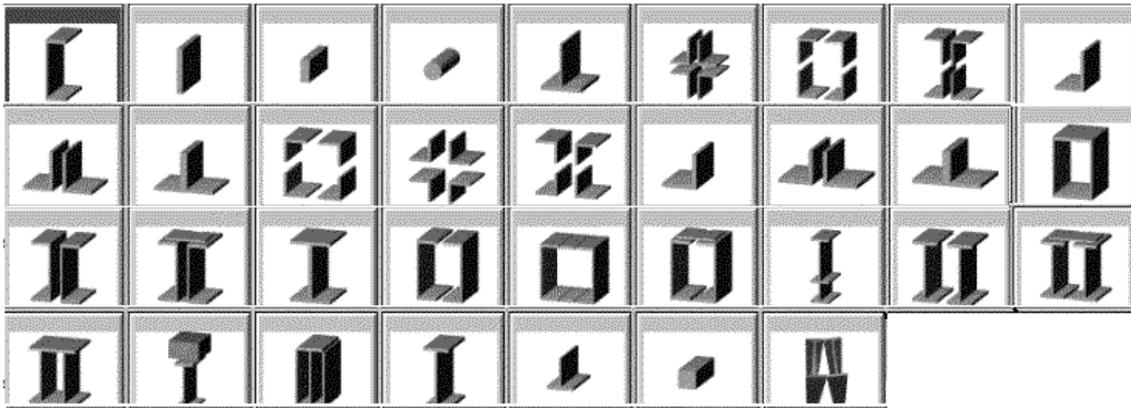


Fig. 1.3 - Perfis aço laminado

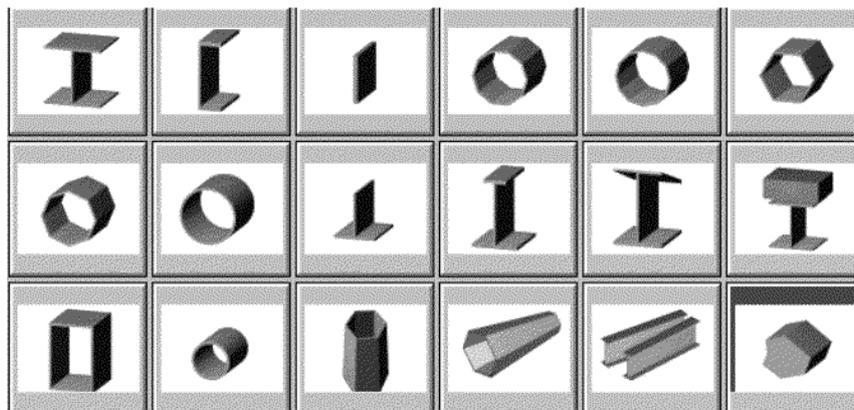


Fig. 1.4 - Perfis aço composto

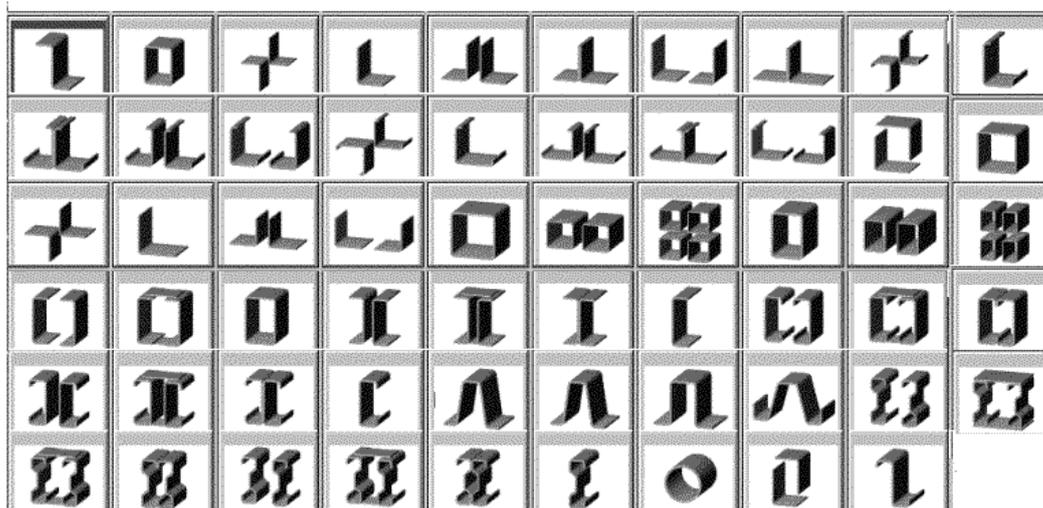


Fig. 1.5 - Perfis aço enformado

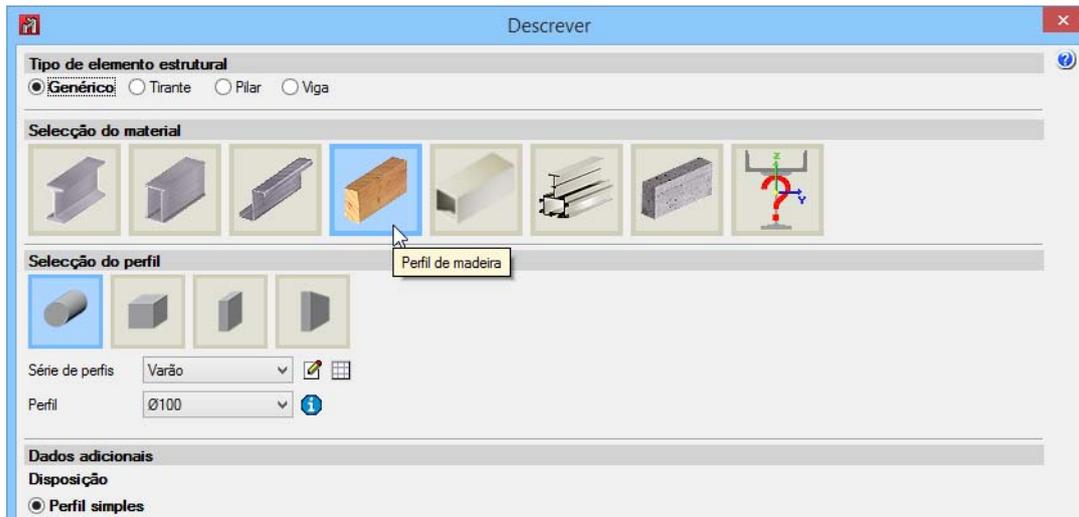


Fig. 1.6 - Barras de madeira

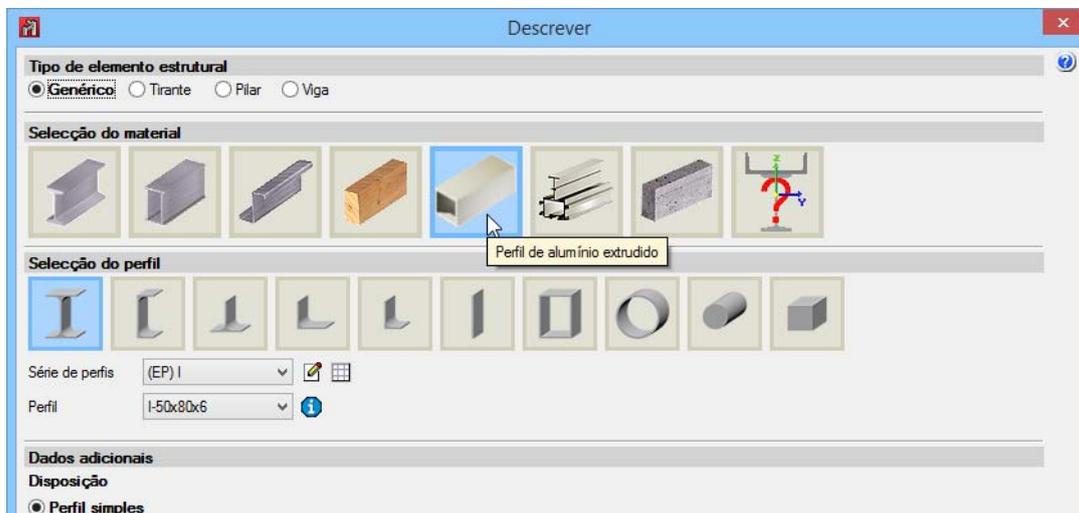


Fig. 1.7 - Perfis de alumínio extrudido

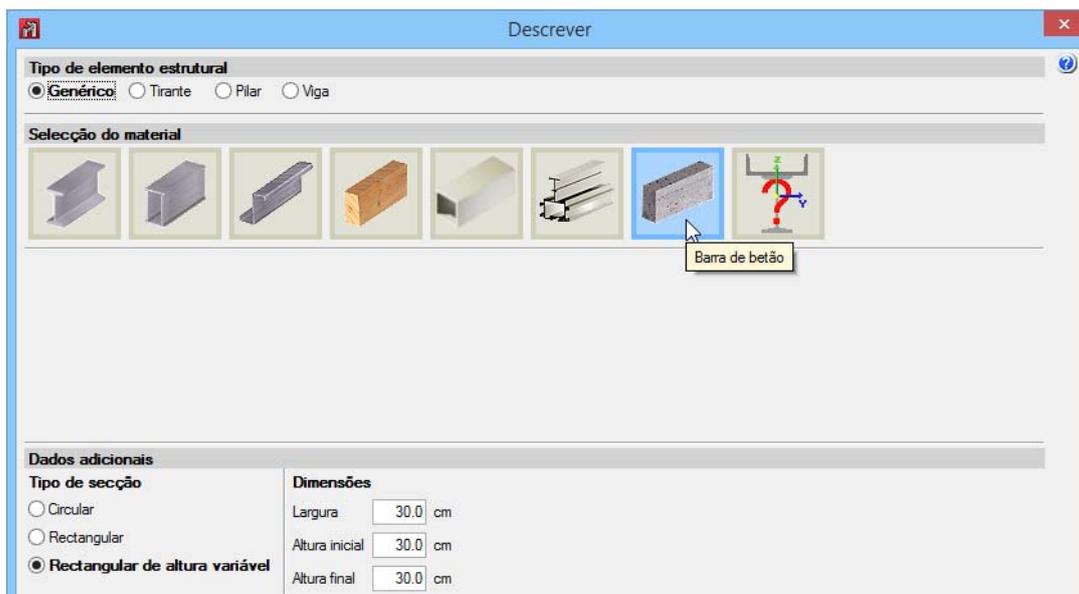


Fig. 1.8 - Barras de betão

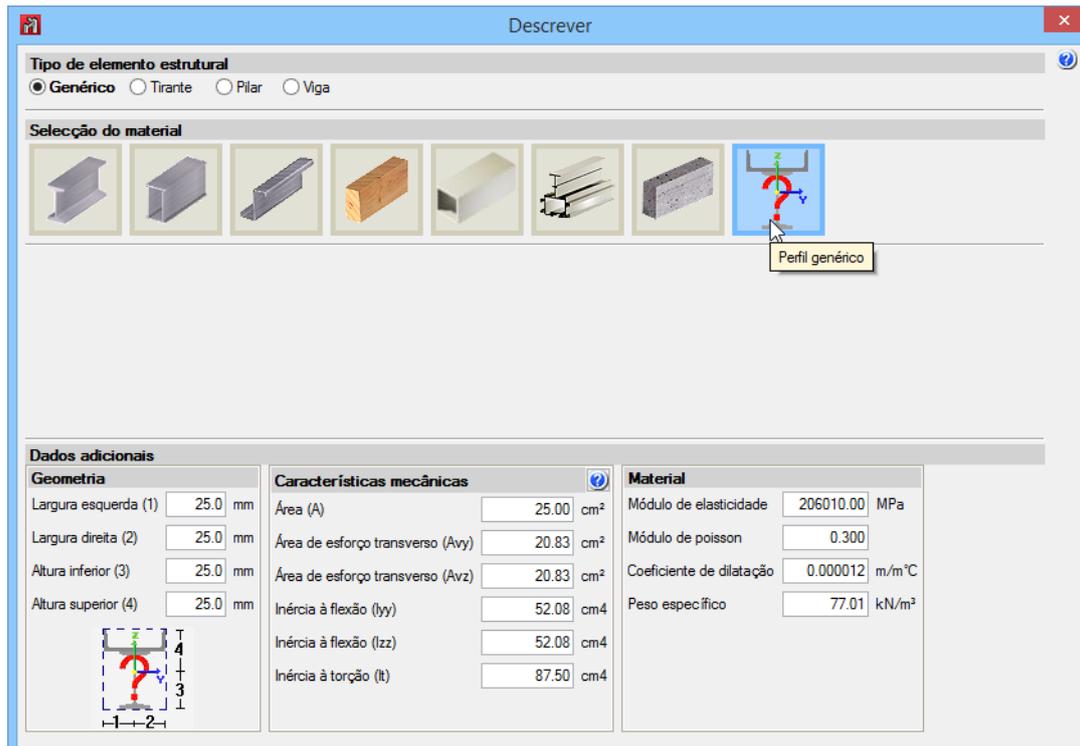


Fig. 1.9 - Perfil genérico

## 1.6.2. Tirante

A barra faz parte de uma estrutura de contraventamento e trabalha só à tracção.

O CYPE 3D permite calcular e dimensionar tirantes cuja secção transversal está formada por perfis do tipo cantoneira laminada, cantoneira simétrica laminada, varão ou vergalhão.

Quando se selecciona aparece no diálogo uma explicação do método utilizado e das condicionantes necessárias para o seu dimensionamento.

Pelo facto das diagonais serem barras de eixo recto que apenas admitem esforços de tracção na direcção do seu eixo (biarticuladas), implica que a sua modelação só seja estritamente exacta se se fizer uma análise não linear da estrutura para cada combinação de acções, na qual deveriam suprimir-se em cada cálculo todas aquelas diagonais cujos esforços axiais sejam de compressão.

Para avaliar o comportamento sísmico da estrutura, sem permitir compressões nas diagonais, seria necessário realizar uma análise no domínio do tempo, introduzindo a carga de sismo mediante acelerogramas.

Como aproximação ao método exacto, propomos um método alternativo cujos resultados, nos casos que se cumpram as condições que se detalham seguidamente, são suficientemente aceitáveis para a prática habitual do dimensionamento de diagonais, e permitem uma análise integrada da estrutura completa.

O método tem as seguintes limitações, cujo cumprimento verifica o programa:

- A diagonal faz parte de um contraventamento em forma de cruz ligado nos seus quatro bordos, ou em três, se a rigidificação chega a duas ligações exteriores. Cada plano deve formar um rectângulo (os quatro ângulos interiores rectos);
- A área transversal das diagonais é menor que 20 % da área do resto de elementos (vigas e pilares) que completam o plano contraventado;
- As duas diagonais de um mesmo contraventamento devem ter a mesma secção transversal, ou seja, o mesmo tipo de perfil e o mesmo tipo de aço.

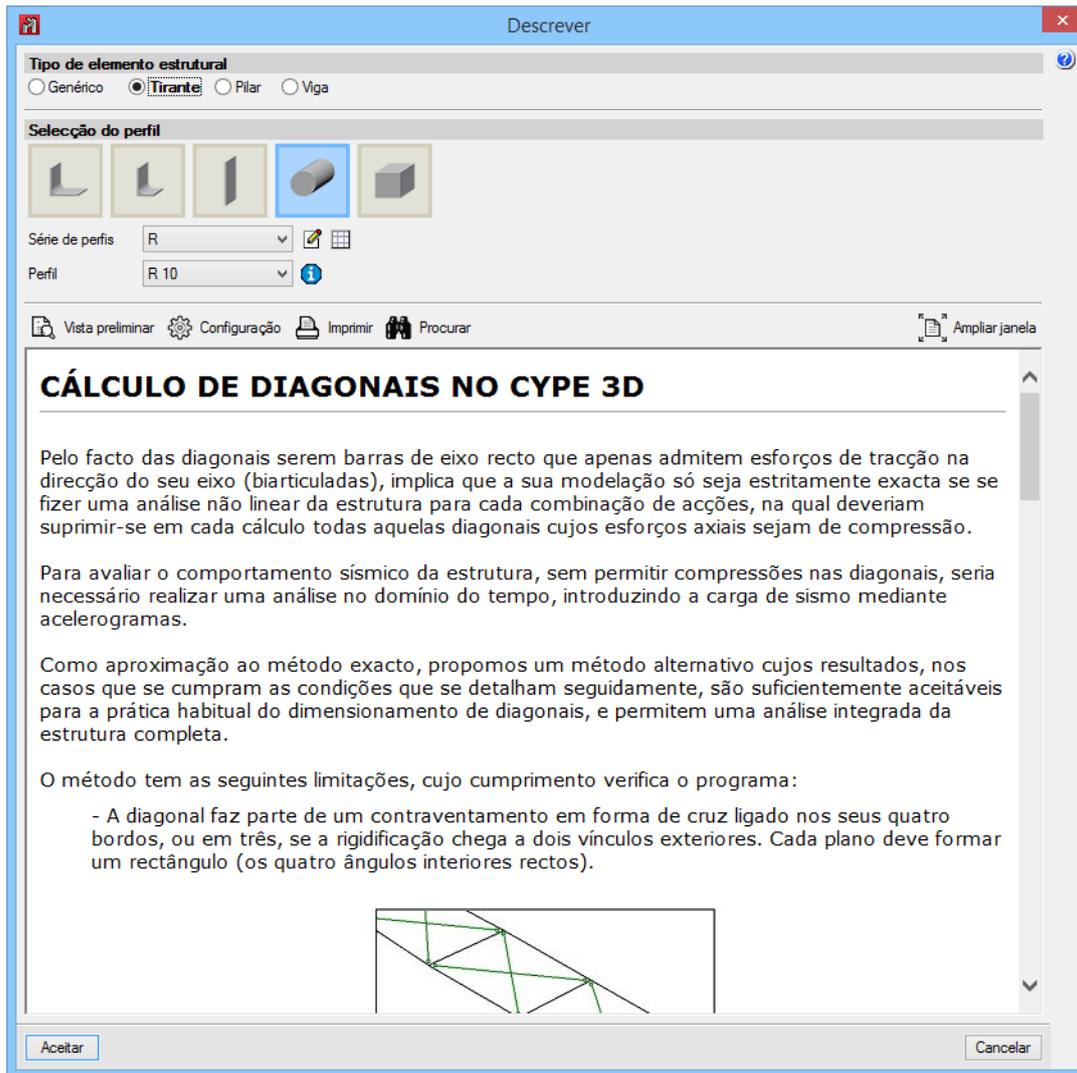


Fig. 1.10

### 1.6.3. Pilar

A barra é um pilar. O seu dimensionamento, edição e verificação realiza-se através do Editor de pilares avançado do CYPECAD e comum ao CYPE 3D, pelo que só é possível o seu dimensionamento para as normas implementadas neste editor. Normalmente, as normas de betão derrogadas ou fora de utilização são as que não estão disponíveis neste editor.

As secções que admite são:

- Betão armado de secções retangulares e circulares;
- Secções de aço;
- Secções mistas de betão e aço.

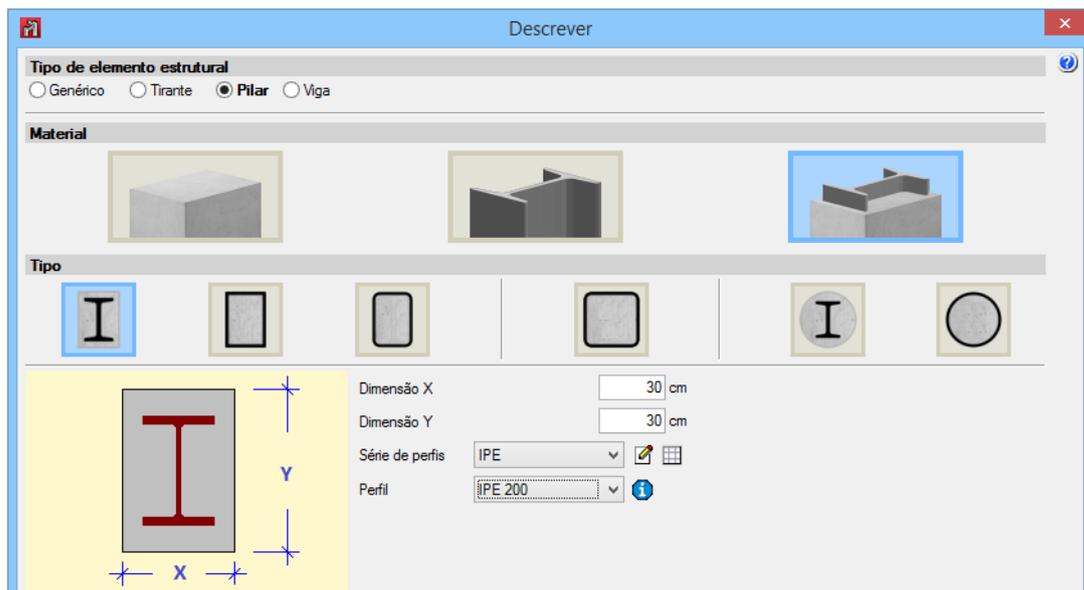


Fig. 1.11

#### 1.6.4. Viga

A barra é uma viga. O seu dimensionamento, edição e verificação realiza-se através do Editor de vigas avançado do CYPECAD e comum ao CYPE 3D, pelo que só é possível o seu dimensionamento para as normas implementadas neste editor. Normalmente, as normas de betão derogadas ou fora de utilização são as que não estão disponíveis neste editor.

As secções que admite são:

- Betão armado de secções rectangulares, em L, em T..., com treliça ou pré-esforçadas;
- Secções de aço.

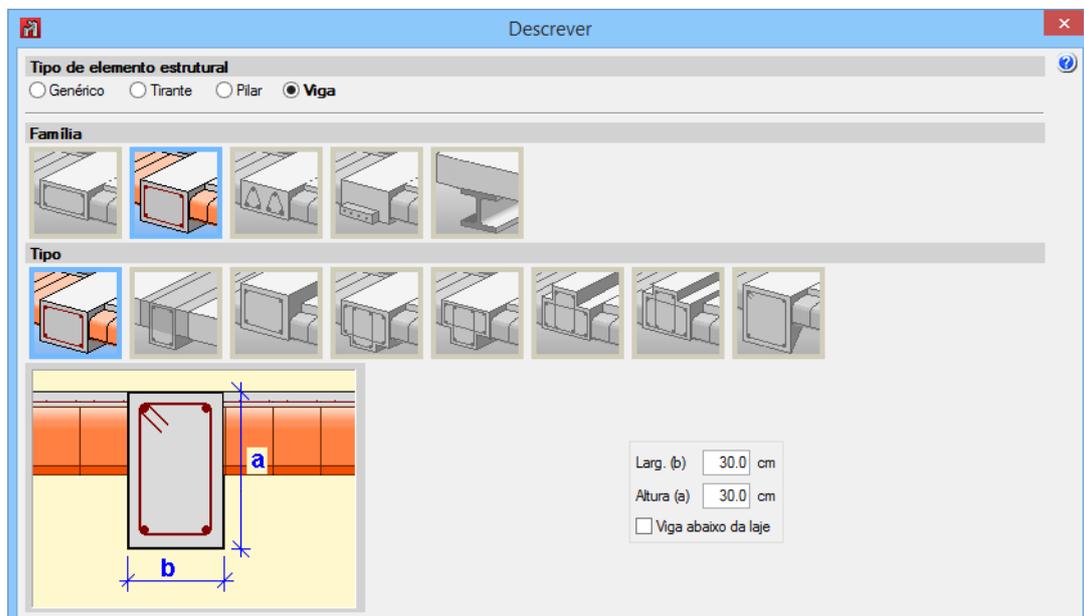


Fig. 1.12

### 1.6.5. Encurvadura

Para estudar os efeitos por encurvadura devido aos axiais segundo o eixo, pode-se definir o comprimento de encurvadura  $l_k$ , ou o coeficiente  $\beta$ , tal que  $l_k = \beta \cdot l$ , sendo  $l$  a distância entre os nós da barra. Quando uma barra possui nós intermédios, deve-se indicar o comprimento ou o coeficiente correspondente à barra real entre os seus apoios, tendo em conta que se está definindo para uma barra que é um tramo da totalidade da mesma.

Também é possível utilizar o “cálculo aproximado de comprimentos de encurvadura”, definindo a estrutura como nós móveis ou nós fixos, de acordo com o método simplificado e sua formação válida para estruturas sensivelmente ortogonais, podendo consultar na ajuda do diálogo as hipóteses válidas.

Além disso, aceitam-se as seguintes hipóteses:

Os pilares encurvam simultaneamente;

Despreza-se o encurtamento elástico dos pilares;

As vigas comportam-se elasticamente e unem-se de forma rígida aos pilares;

Não se modifica a rigidez das vigas devido aos esforços normais.

As fórmulas aplicáveis são:

- **Estruturas de nós móveis**

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

sendo:

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

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

$I_v$ : Inércia das vigas que concorrem ao nó

$L_v$ : Comprimento das vigas que concorrem ao nó

$I_C$ : Inércia dos pilares que concorrem ao nó

$L_C$ : Comprimento dos pilares que concorrem ao nó

- **Estruturas de nós fixos**

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

sendo:

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

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

**Limitações do cálculo aproximado**

É importante fazer algumas advertências que se devem ter em conta.

A existência de nós intermédios em barras em continuidade, às quais não chegam outras barras, invalida o método, pelo que nestes casos devem-se fazer as correcções manuais que se considerarem oportunas.

O método aproximado exige a classificação da estrutura em nós móveis ou fixos, pelo que deve-se ter cuidado nessa definição.

Tudo o que foi dito, só é aplicável a barras metálicas.

Se a estrutura introduzida for um pórtico plano, os valores obtidos são válidos no seu plano, podendo não o ser no plano perpendicular, uma vez que não existem elementos transversais definidos, sobretudo quando existirem simetrias, como por exemplo, um pórtico de duas águas calculado de forma isolada.

### 1.6.6. Encurvadura lateral

Em elementos flectidos, quer para o banzo superior como para o banzo inferior, pode-se definir a distância ou separação entre travamentos, ou o coeficiente que multiplica o comprimento da barra entre nós, assim como o coeficiente de momentos aplicável, distinto nas diferentes normas em função do diagrama de momentos entre pontos de travamento.

### 1.6.7. Peças e agrupamentos

Quando se introduz inicialmente uma barra entre dois pontos, as suas propriedades conservam-se, mesmo que posteriormente se intersectem com cruzamentos de barras. Também é possível, posteriormente, criar uma peça de barras alinhadas de vários tramos marcando os extremos.

Agrupar permite dar características comuns a um conjunto de barras agrupadas, e que se dimensionam para a mais desfavorável do grupo. Posteriormente podem-se desagrupar.

### 1.6.8. Flechas

Entende-se por 'flecha' a distância máxima entre a recta de união dos nós extremos de uma barra e a deformada da barra, sem ter em conta que os nós extremos da barra podem ter-se deslocado. Esta distância mede-se perpendicularmente à barra.

A 'flecha absoluta' é o valor em mm da flecha, na direcção considerada.

A 'flecha relativa' estabelece-se como um quociente do vão entre pontos de intersecção da deformada com a barra, dividido por um valor a definir pelo utilizador, podendo haver, além dos nós extremos da barra com flecha nula, algum ponto ou pontos intermédios, em função da deformada.

A 'flecha activa' é a diferença máxima em valor absoluto entre a flecha máxima e a flecha mínima de todas as combinações definidas no estado de deslocamentos.

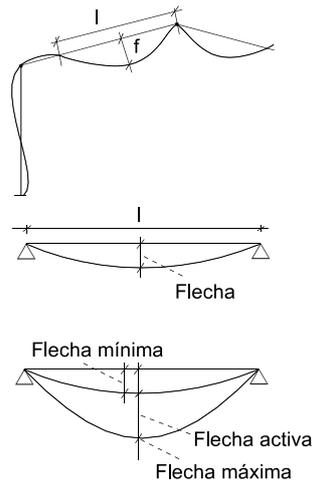


Fig. 1.13

Flecha activa = Flecha máxima - Flecha mínima

É possível estabelecer um limite, quer por um valor da flecha máxima, da flecha activa ou da flecha relativa, referente a cada um dos planos xy ou xz locais da barra, ou da flecha resultante.

#### 1.6.8.1. Grupo de flechas

Podem-se agrupar barras quando estiverem alinhadas e calcular a flecha entre os extremos desse conjunto de barras agrupadas, calculando a flecha entre os nós extremos 'i' e 'f', em vez da flecha local entre cada 2 nós consecutivos.

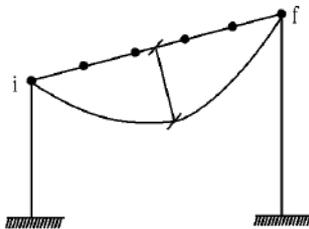


Fig. 1.14

Superado o limite, ao verificar a barra depois do cálculo, esta aparecerá em cor vermelha, assim como todas as secções que não cumpram.

### 1.7. Verificações realizadas pelo programa

De acordo com o exposto anteriormente, o programa verifica e dimensiona as barras da estrutura segundo critérios estabelecidos em cada norma e para cada material (aço, madeira e alumínio).

Para betão e perfil genérico só se obtêm esforços.

Superados estes limites, o CYPE 3D permitirá que se realize um dimensionamento, procurando na tabela de perfis a secção que cumpra todas as condições, caso exista.

Após a verificação, são desenhados a vermelho ou amarelo os elementos que não cumprem alguma verificação ou que têm algum aviso.

Recorde que sempre que modifique um perfil ou barra, terá modificado a matriz de rigidez e teoricamente deve voltar a calcular e verificar as barras.

- **Verificar os elementos**

Se selecciona uma barra de tipo pilar ou viga, aparecerá em ecrã o editor correspondente. Em qualquer outro caso, aparecerá um quadro de diálogo onde se mostra uma lista com todos os perfis da série correspondente à barra seleccionada, na que se indica os que cumprem todas as

verificações e os que não. Se aceita o referido quadro de diálogo, o perfil seleccionado na referida lista será atribuído à barra seleccionada.

- **Verificar E.L.U.**

É uma listagem detalhada das verificações normativas, com indicação do artigo, fórmula e valores aplicados para as solicitações desfavoráveis da secção que se consulta.

Além das verificações de resistência, realiza-se:

- **Verificação da resistência ao fogo**
- **Verificação de deformações (flechas)**

Estas duas últimas são opcionais e devem ser activadas pelo utilizador se desejar que se realizem.

## 1.8. Dimensionamento de tirantes

O facto de os tirantes ou diagonais serem barras de eixo recto que só admitem esforços de tracção na direcção do seu eixo, implica que a sua modelização só seria estritamente exacta se se fizesse uma análise não linear da estrutura para cada combinação de acções, na qual deveriam suprimir-se, em cada cálculo, todos os tirantes cujos esforços axiais fossem de compressão.

Além disso, para realizar uma análise dinâmica sem considerar as diagonais comprimidas, seria necessário realizar uma análise no domínio do tempo com acelerogramas.

Como aproximação ao método exacto, propomos um método alternativo cujos resultados, nos casos que cumprem as condições que se pormenorizam a seguir, são suficientemente aceitáveis para a prática habitual do dimensionamento de estruturas com elementos tirantes.

O método tem as seguintes limitações, cujo cumprimento o programa verifica:

1. O elemento diagonal faz parte de uma rigidificação em forma de cruz de Santo André marcada nos seus quatro bordos, ou em três se a rigidificação chegar a dois vínculos exteriores. Além disso, cada plano rigidificado deve formar um rectângulo (os quatro ângulos interiores rectos).

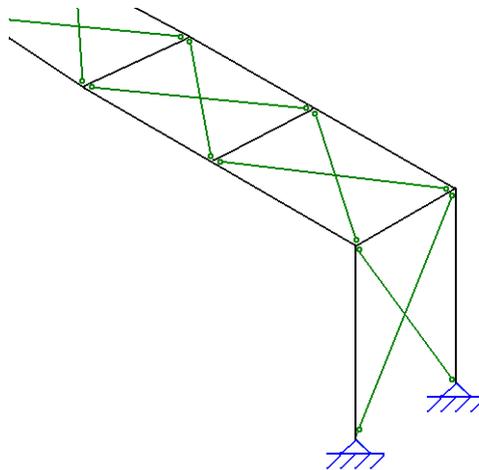


Fig. 1.15

2. A rigidez axial das diagonais ( $AE/L$ ) é menor que 20% da rigidez axial dos elementos que marcam essa cruz de Santo André.
3. Cada diagonal de um mesmo plano rigidificado deve ter a mesma secção transversal, isto é, o mesmo perfil.

### 1.8.1. Aplicação do método

O método de cálculo é linear e elástico com formulação matricial. Cada diagonal introduz-se na matriz de rigidez com apenas o termo de rigidez axial ( $AE/L$ ), onde a mesma é igual a metade da rigidez axial real da diagonal. Desta forma, conseguem-se deslocamentos no plano da rigidificação, similares aos que

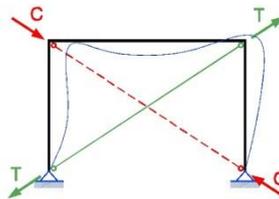
se obteriam se a diagonal comprimida se tivesse suprimido da análise matricial, considerando a área real da secção da diagonal traccionada.

Para cada combinação de acções, obtêm-se os esforços finais em cada diagonal, e naqueles nos quais o esforço axial resulte de compressão, procede-se da seguinte forma:

- A. Anula-se o esforço axial da diagonal comprimida.
- B. Esse esforço axial soma-se ao esforço axial da outra diagonal que faz parte do plano rigidificado.
- C. Com a nova configuração de esforços axiais nos tensores, procede-se a restituir o equilíbrio de nós.

Dado que o método compatibiliza esforços e não deslocamentos, é importante considerar a restrição de rigidezes axiais das secções que formam o plano rigidificado indicado no ponto 2 anterior, uma vez que o método ganha mais exactidão quanto menores forem os encurtamentos e os alongamentos relativos das barras que marcam a cruz de Santo André. Em todos os casos analisados pela CYPE Ingenieros, S.A., as discrepâncias, entre os resultados obtidos por este método e os obtidos por análise não linear, foram insignificantes.

Na seguinte figura esquematiza-se o processo antes descrito.



Esforços provenientes de cada uma das combinações em estudo:

T: esforço axial na diagonal traccionada

C: esforço axial na diagonal comprimida

**A. Anulação do esforço na diagonal comprimida. Atribuição do valor da compressão à diagonal traccionada.**

Elimina-se o esforço axial na diagonal comprimida ( $C=0$ ) e soma-se à diagonal seleccionada ( $T^*=T+|C|$ ).

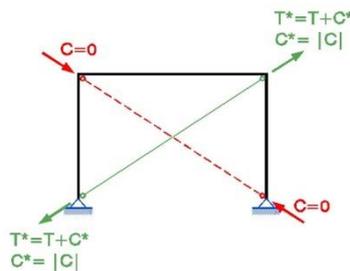


Fig. 1.16

**B. Distribuição (por decomposição de forças) do incremento de esforço axial na diagonal seleccionada (C\*).**

O incremento de esforço axial ( $C^*$ ) na diagonal decompõe-se na direcção das barras (ou reacções de vínculo) que chegam aos nós.

$N_1, N_2, N_3, R_{1h}, R_{2h}, R_{2v}$ : esforços e reacções nos elementos que marcam a rigidificação sem considerar o incremento de tracção na diagonal traccionada.

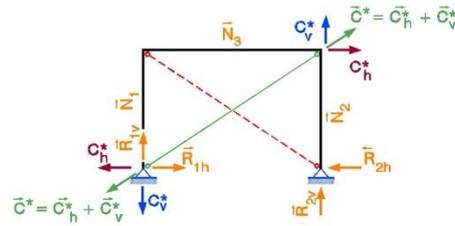


Fig. 1.17

**C. Restituição do equilíbrio nos nós extremos das diagonais. Equilíbrio de forças.**

Em cada barra e vínculo externo do quadro faz-se a soma vectorial das componentes do incremento de tracção (de igual valor absoluto que a compressão da diagonal comprimida).

O estado final de esforços e reacções resulta como se indica na seguinte figura:

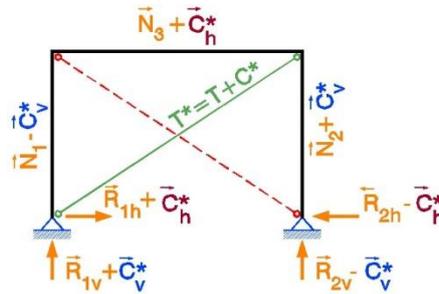


Fig. 1.18

Esses valores podem-se consultar em cada barra ou nó por acções e por combinações. Cada acção é tratada como uma combinação unitária.

**1.9. Dimensionamento de ligações em duplo T**

O CYPE 3D incorpora o cálculo e dimensionamento de ligações de perfis “duplo T”, mediante ligações soldadas e aparafusadas.

Além disso, considera-se ao calcular as ligações, que as barras nos seus extremos são tramos rígidos no comprimento que abrange o nó.

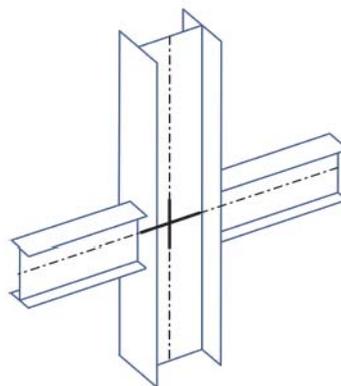


Fig. 1.19

### 1.9.1. Tipologias de ligações em duplo T

Seguidamente, mostram-se algumas das tipologias implementadas no CYPE 3D.

Na página <http://novometal3d.cype.pt/#ligacoes> encontram todas as tipologias de ligações em duplo T.

#### Ligações I. Soldadas para naves com perfis laminados e compostos em duplo T

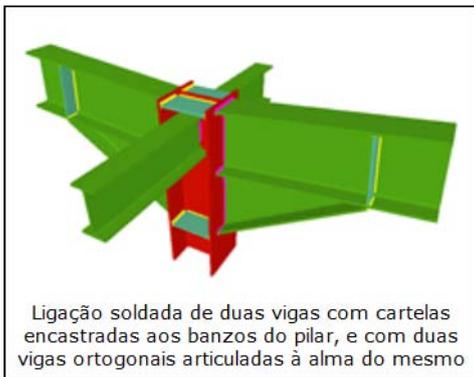


Fig. 1.20

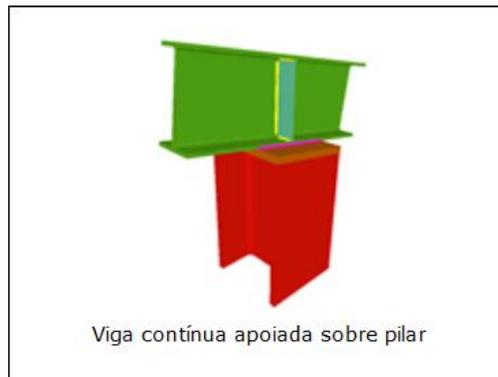


Fig. 1.21

#### Ligações II. Aparafusadas para naves com perfis laminados e compostos em duplo T

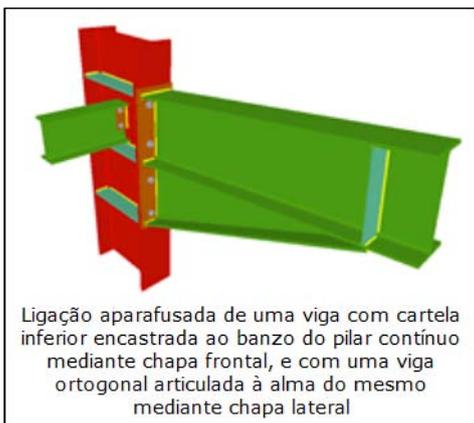


Fig. 1.22

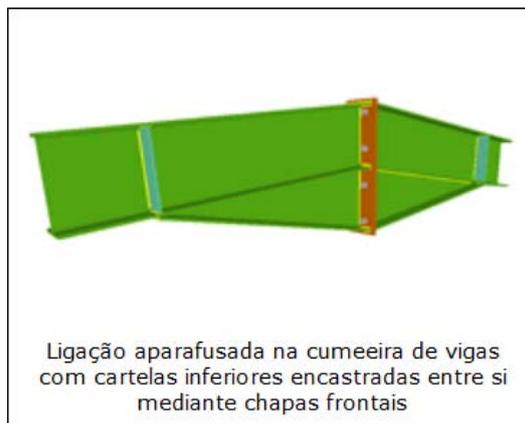


Fig. 1.23

#### Ligações III. Soldadas para edificação com perfis laminados e compostos em duplo T

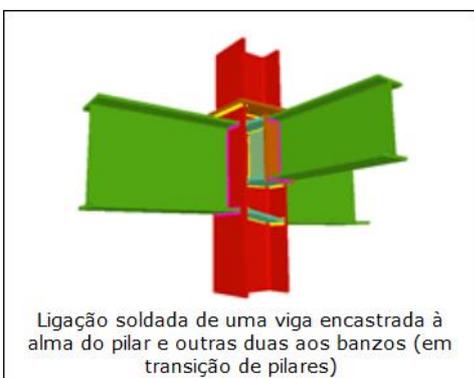


Fig. 1.24

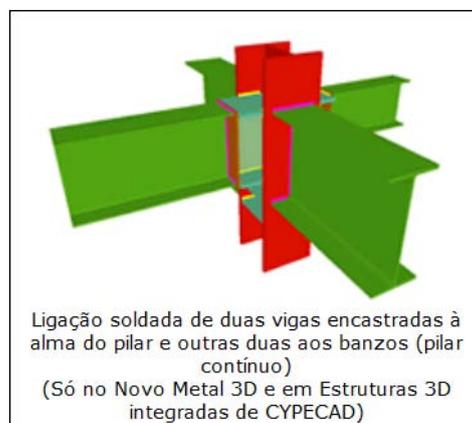


Fig. 1.25

#### Ligações IV. Aparafusadas para edificação com perfis laminados e compostos em duplo T

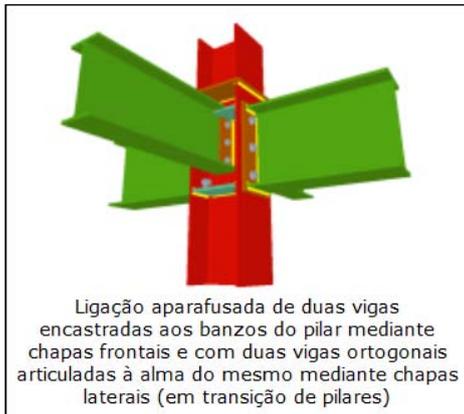


Fig. 1.26

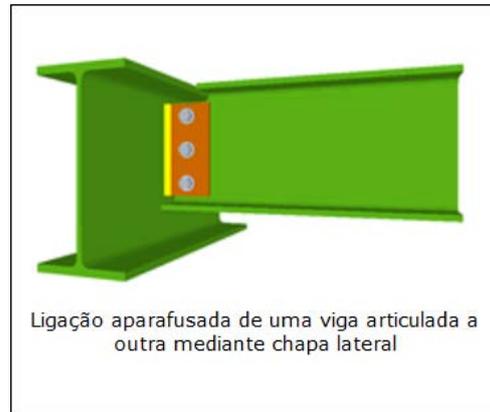


Fig. 1.27

#### 1.9.2. Dimensionamento de ligações em duplo T

Ao calcular uma estrutura, o programa questiona se deseja activar o cálculo de ligações soldadas ou aparafusadas. Não obstante, se não se activa, é possível realizar posteriormente o cálculo através do menu **Ligações > Dimensionar**.

Se durante o processo de cálculo da estrutura se detectam nós cuja ligação está bem introduzida no programa, este dimensionará as ligações e dará como resultado um desenho de pormenor da mesma.

##### Cálculo das ligações nos nós da obra. EN 1993-1-8:2005

Dimensionam-se as ligações soldadas e aparafusadas (com parafusos pré-esforçados e não pré-esforçados).

Verifica-se que os perfis das peças e os componentes das ligações (rigidificadores, parafusos, chapas, etc.) não interferem entre si: que as ligações sejam exequíveis na realidade e que os cordões de soldadura tenham espaço suficiente para serem realizados, assim como os parafusos para sua colocação e aperto.

Dimensiona-se todo o nó considerando os 6 esforços em cada extremo da barra que chega ao nó, otimizando os componentes ao conhecer a forma, o comportamento e a geometria do nó.

Obtêm-se os desenhos pormenorizados, uma listagem justificativa das verificações realizadas e uma medição pormenorizada da ligação e seus componentes.

Dispõe-se de opções para cada tipo de parafuso, para os rigidificadores e para as placas de amarração na fundação.

Aqueles nós com uma geometria equivalente, perfis e materiais iguais, com os mesmos coeficientes de encastramento ou rigidez rotacional que difere menos de 10%, e um comportamento estrutural semelhante, agrupam-se de forma automática, simplificando a execução ao tipificar as ligações semelhantes.

No caso de ligações aparafusadas, determina-se a rigidez rotacional das ligações dimensionadas, avisando quando a diferença é superior a 20%. É importante recalcular com as novas rigidezes, no caso que se observem diferenças que não permitam assegurar a validade dos resultados de cálculo.

##### Verificações de ligações em duplo T soldadas

As verificações dos componentes que se realizam são:

- Esforço transversal e esbelteza do painel formado pela alma do pilar. Reforça-se com uma chapa soldada à alma.
- Tensões combinadas na alma do perfil articulado.
- Tensões combinadas em rigidificadores e chapas coplanares com vigas encastadas à alma do pilar.
- Interação flexão-corte em chapas divisórias com perfis de alturas diferentes (emendas, transições de pilares, vigas encastadas à alma).

- Área restante suficiente para tirantes redondos roscados.
- Flexão e punçoamento por forças perpendiculares da alma ou banzo das peças de apoio de perfis articulados.
- Resistência à encurvadura nos rigidificadores.

As verificações nos cordões de soldadura são:

- Espessura mínima das peças a soldar.
- Comprimento real e efectivo mínimo absoluto e relativo da garganta do cordão.
- Espessura mínima e máxima ( $0.7 t_{\min}$ ) de garganta de soldadura.
- O material de soldadura deve ter, ao menos, a mesma resistência que as peças a unir.
- Ângulo mínimo e máximo entre as superfícies a soldar.
- Resistência dos cordões: Calculam-se as 3 componentes de tensão no plano da garganta e verificam-se as equações para todas as combinações de acções da norma. Nas soldaduras em ângulo duplo, a verificação realiza-se em ângulo agudo e ângulo obtuso.

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

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

$$K = 0.9 \quad (\text{EC3})$$

#### Verificações de ligações em duplo T aparafusadas

Verificação		L.E.F.	L.A.F.	L.A.L.
1	Distâncias (mínimas e máximas) dos parafusos aos bordos das peças, entre parafusos e as peças.	x	x	x
2	Tracção dos parafusos (inclui forças de alavanca).	x	x	x
3	Esforço transverso nos parafusos não pré-esforçados e deslizamento nos E.L.U. para parafusos pré-esforçados.	x	x	x
4	Interacção tracção-esforço transverso dos parafusos não pré-esforçados.	x	x	x
5	Esmagamento dos parafusos e da chapa.	x	x	x
6	Esmagamento dos parafusos e da alma perfil articulado.			x
7	Esmagamento dos parafusos e do banzo do perfil de apoio.	x	x	
8	Punçoamento da chapa.	x	x	x
9	Punçoamento da alma do perfil articulado.			x
10	Punçoamento do banzo do perfil de apoio.	x	x	
11	Flexão da chapa frontal.	x	x	
12	Flexão do banzo do perfil de apoio.	x	x	x
13	Flexão da alma do perfil de apoio.			x
14	Flexão da alma do perfil articulado.		x	x
15	Encurvadura da alma do perfil articulado.		x	
16	Encurvadura da chapa.			x
17	Esforço transverso e esbelteza do painel formado pela alma do pilar.	x		
18	Desgarro da chapa.		x	x
19	Desgarro da alma do perfil articulado.			x
20	Tracção do banzo do perfil soldado à chapa.	x		
21	Tracção da alma do perfil soldado à chapa.	x	x	

22	Tracção da alma do pilar ou da viga contínua.	x	x	
23	Tracção ou compressão dos rigidificadores.	x	x	
24	Compressão com iteração de esforço transversal e torção do banzo do perfil soldado à chapa.	x		
25	Compressão com iteração de esforço transversal e torção da alma do perfil soldado à chapa.	x		
26	Tensões combinadas na alma do perfil articulado.		x	
27	Tensões combinadas na chapa.			x
28	Punçoamento da alma do perfil de apoio devido à chapa.			x
29	Punçoamento do banzo do perfil de apoio devido à chapa.			x
30	Tensões nas gargantas efectivas das soldaduras. Tem-se em conta a influência das tracções dos parafusos.	x	x	x
31	Capacidade de rotação, Momento resistente $M_j$ , Rd. Mecanismo crítico 1 ou 2 (dupla ou simples)	x		

L.E.F. - Ligação Encastrada com chapa Frontal

L.A.F. - Ligação Articulada com chapa Frontal

L.A.L. - Ligação Articulada com chapa Lateral

### Exportação da estrutura: ligação entre projecto e fabrico

Com a estrutura calculada incluindo as ligações, permite-se a exportação da estrutura para Tekla® Structures, para TecnoMetal® 4D e formato CIS/2, lucrando uma comunicação directa entre a fase de projecto e a fase de fabrico da estrutura.

### Placas de amarração

Dimensionam-se as placas de amarração, dimensões, rigidificadores, soldaduras e pernos de acordo com a norma de aço seleccionada.

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

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

### 1.9.3. Consulta de ligações em duplo T

Após o cálculo podem ver-se as ligações que foram resolvidas, para isso utiliza-se a opção **Editar ligações** do menu **Ligações**. Ao activar esta opção, prima sobre um nó dimensionado (cor verde) aparecerá desenhada a ligação, sendo possível a sua edição.

### 1.9.4. Rigidezes rotacionais

No cálculo global da estrutura é importante ter em conta o comportamento das ligações para a correcta obtenção da distribuição de esforços internos, tensões e deformações.

Para estabelecer de que forma se deve ter em conta o efeito de comportamento das ligações na análise da estrutura, é necessário fazer uma distinção entre três modelos simplificados:

- Apoios simples: nos quais se considera que não existe transmissão de momentos flectores.
- Contínuos: nos quais se pode assumir que o comportamento das ligações não intervém significativamente na análise da estrutura.
- Semi-contínuos: nos quais é necessário ter em conta o comportamento da ligação na análise global da estrutura.

Visto que o programa realiza um cálculo elástico da estrutura, dos três modelos anteriores surgem as seguintes relações:

Classificação das ligações			
Tipo de modelo	Apoio simples	Contínuo	Semi-contínuo
Análise elástica	Articulação	Rígida	Semi-rígida

Seguidamente analisam-se as considerações correspondentes aos tipos de ligação semi-rígida.

#### 1.9.4.1. Diagrama momento rotação

Mediante a análise do diagrama característico momento-rotação estuda-se o comportamento da ligações, o que permite definir as três principais propriedades estruturais de uma ligação:

- Momento resistente  $M_{j,Rd}$ : Máxima ordenada do diagrama.
- Rigidez rotacional  $S_j$ : é a rigidez secante para um valor de momento  $M_{j,Ed}$  flector actuante, definida até à rotação  $\phi_{Xd}$  que corresponde ao ponto no qual  $M_{j,Ed}$  iguala  $M_{j,Rd}$ .
- Capacidade de rotação  $\phi_{Cd}$ : representa a máxima rotação do diagrama momento-rotação.

Na figura seguinte mostra-se um diagrama momento-rotação típico de uma ligação:

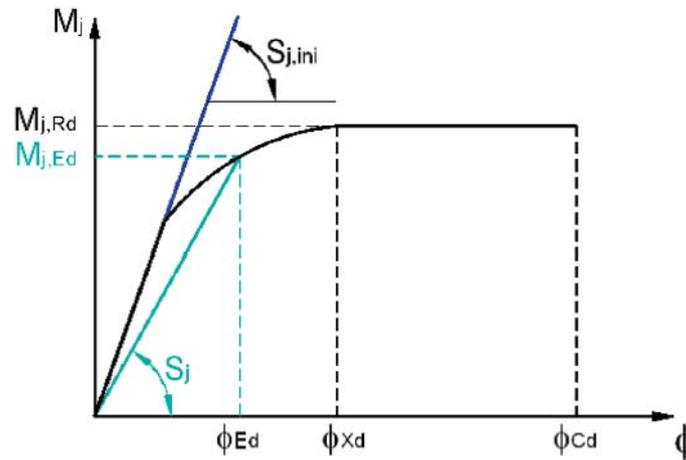


Fig. 1.28

De acordo com a sua rigidez rotacional  $S_j$  as ligações classificam-se em: articulações, ligações rígidas ou ligações semi-rígidas. Os limites entre um tipo e outro mostram-se na seguinte figura.

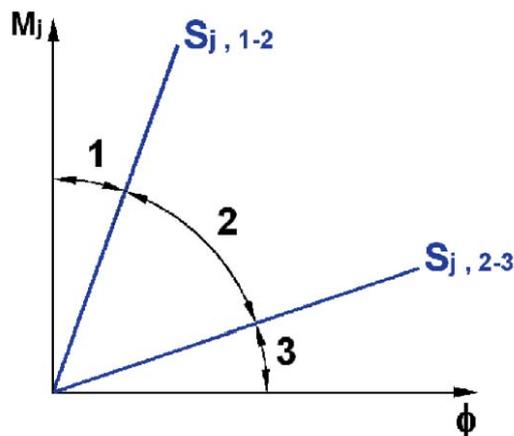


Fig. 1.29

Onde:

Zona 1. Ligações rígidas

Zona 2. Ligações semi-rígidas

### Zona 3. Ligações articuladas

#### 1.9.4.2. Análise da rigidez rotacional das ligações

O programa elabora o diagrama característico momento  $M_{yy}$  - rotação no plano xz para cada ligação no extremo da peça para a qual foi possível o cálculo de rigidezes rotacionais dada a presença de componentes deformáveis no nó.

##### 1.9.4.2.1. Cálculo da rigidez inicial $S_{j,ini}$

Para esforços axiais que não superem 5% da capacidade da secção transversal, a rigidez  $S_j$  da ligação para um momento actuante  $M_{j,Ed}$  pode obter-se mediante a seguinte expressão:

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

Onde:

E: Módulo de elasticidade do aço.

z: Braço mecânico da ligação.

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

$\mu$ : Relação de rigidezes:

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

O coeficiente  $\mu$  pode-se determinar da seguinte maneira:

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

Para  $\frac{2}{3} \cdot M_{j,Rd} < M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd} : \mu = \left( 1.5 \cdot \frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \right)^{2.7} \quad (1.00 \leq \mu < 3.00)$

Para o cálculo da rigidez inicial da ligação  $S_{j,ini}$  utiliza-se o método dos componentes, segundo o qual:

Para ligações pilar-viga:

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

Para emendas e encontros na cumeeira:

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

Onde:

$z_{eq}$ : Braço mecânico equivalente da ligação:

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

$h_r$ : Distância entre a fila r e o centro de compressão (que se considera coincidente com o banzo comprimido).

n: Número de filas traccionadas.

$k_1$ : Em Ligações encastradas de viga ao banzo do pilar: Coeficiente de rigidez da alma do pilar sujeito ao esforço transversal. Em Ligações encastradas de viga à alma do pilar: Coeficiente de rigidez dos banzos do pilar sujeito ao esforço transversal.

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

$A_{vc}$ : Área sujeita ao esforço transversal do painel do pilar.

$\beta$ : Coeficiente de distribuição de esforços, adopta-se  $\beta=1.0$ .

$k_{eq}$ : Coeficiente de rigidez equivalente das filas traccionadas da ligação.

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

$k_{eff,r}$ : Coeficiente de rigidez efectiva da fila  $r$ :

Para ligações pilar-viga:

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

Para emendas e encontros na cumeeira:

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

$k_3$ : Em Ligações encastradas de viga ao banzo do pilar sujeita a tracção. Em Ligações encastradas e viga à alma do pilar: Coeficiente de rigidez da chapa vertical sujeita à tracção.

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

$k_4$ : Em Ligações encastradas de viga ao banzo do pilar: Coeficiente de rigidez do banzo do pilar sujeito à flexão. Em Ligações encastradas de viga à alma do pilar: Coeficiente de rigidez da chapa de apoio sujeita à flexão.

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

$k_5$ : Coeficiente de rigidez da chapa frontal sujeita à flexão:

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

$k_{10}$ : Coeficiente de rigidez dos parafusos sujeitos à tracção:

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

$I_{eff,1}$ : Menor valor do comprimento efectivo da fila de parafusos, considerada individualmente ou em grupo de filas.

$m$ : Distância do parafuso do comprimento efectivo da fila de parafusos, considerada individualmente ou em grupo de filas.

$d_c$ : Em Ligações encastradas de viga ao banzo do pilar: Altura da alma do pilar. Em Ligações encastradas de viga à alma do pilar: Largura da chapa vertical.

$t_{wc}$ : Em Ligações encastradas de viga ao banzo do pilar: Espessura da alma do pilar. Em Ligações encastradas de viga à alma do pilar: Espessura da chapa de apoio.

$t_p$ : Espessura da chapa frontal.

$A_s$ : Área resistente à tracção dos parafusos.

$L_b$ : Comprimento do parafuso sujeito a alongamento.

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

O momento resistente plástico da ligação  $M_{j,Rd}$  obtém-se da seguinte forma:

- Calcula-se a resistência mínima da zona traccionada, para o qual se obtém a resistência à tracção de cada fila de parafusos começando pela fila mais afastada do centro de compressão, que se supõe que coincida com o centro do banzo comprimido do perfil a unir. Para a resistência de cada fila de parafusos adopta-se o menor dos seguintes valores:

- a resistência da alma do pilar à tracção (ligações encastradas de viga ao banzo do pilar);

- a resistência da chapa vertical à tracção (ligações encastradas de viga ao banzo do pilar);
  - a resistência da alma da viga à tracção;
  - a resistência do banzo do pilar à flexão (ligações encastradas de viga ao banzo do pilar);
  - a resistência da chapa de apoio à flexão (ligações encastradas de viga à alma do pilar);
  - a resistência da chapa frontal à flexão;
  - a resistência dos parafusos à tracção.
- b) Calcula-se a resistência mínima da zona comprimida, para o que se adopta o menor dos seguintes valores:
- a resistência à compressão dos rigidificadores ( ligações pilar-viga com rigidificadores);
  - a resistência à compressão da alma do pilar (ligações pilar-viga sem rigidificadores);
  - a resistência à compressão do banzo do perfil.
- c) Calcula-se a resistência do painel do pilar ao esforço transversal (ligações pilar-viga)
- d) Calcula-se a força máxima admissível do conjunto como o valor mínimo de:
- a resistência mínima da zona traccionada;
  - a resistência mínima da zona comprimida;
  - a resistência do painel do pilar ao esforço transversal.
- e) Esta força máxima distribui-se entre as filas traccionadas, começando pela fila mais afastada do centro de compressão, de tal maneira que a força atribuída a cada fila  $F_{T,Ed,i}$  não supere a capacidade previamente calculada.
- f) Determina-se o momento resistente da ligação  $M_{j,Rd}$  com a seguinte expressão:

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

Onde:

$h_i$ : Distância entre a fila de parafusos com índice  $i$  e o centro de compressão.

$F_{T,Ed,i}$ : Esforço de tracção na fila  $i$ -ésima.

$n$ : Número de filas de parafusos situadas na zona traccionada da ligação.

#### 1.9.4.2.3. Representação do diagrama momento-rotação

Com a rigidez inicial  $S_{j,ini}$  e o momento resistente  $M_{j,Rd}$ , calculados, tanto no campo dos valores positivos como negativos, e os esforços actuantes nos extremos da peça, desenha-se o diagrama momento-rotação da ligação, cuja representação (curva A) se mostra na seguinte figura:

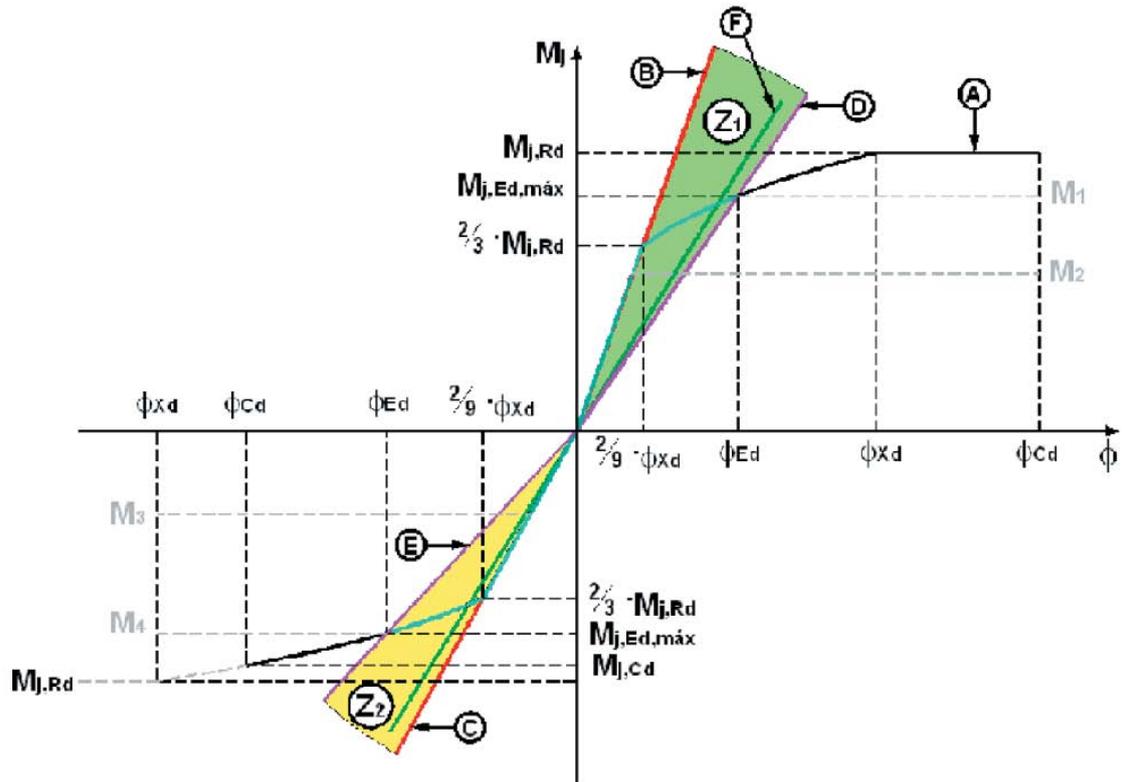


Fig. 1.30

No gráfico distinguem-se os seguintes dados:

- a) Pontos característicos do diagrama A:

$M_{j,Rd}$ : Momento resistente plástico da ligação.

$\frac{2}{3} \cdot M_{j,Rd}$ : Momento resistente elástico da ligação.

$M_{j,Cd}$ : Momento resistente que corresponde à capacidade de rotação da ligação  $\phi_{Cd}$ .

$M_{j,Ed,max}$ : Momento solicitante máximo de todas as combinações (com ou sem sismo).

$\phi_{Xd}$ : Rotação correspondente ao momento resistente plástico.

$\frac{2}{9} \cdot \phi_{Xd}$ : Rotação correspondente ao momento resistente elástico.

$\phi_{Cd}$ : Capacidade de rotação da ligação. Quando a rotação  $\phi_{Cd}$  é menor que  $\phi_{Xd}$ , o diagrama A interrompe-se no ponto correspondente ( $M_{j,Cd}$ ;  $\phi_{Cd}$ ), já que a ligação não poderá alcançar a rotação  $\phi_{Xd}$  para o momento resistente  $M_{j,Rd}$ .

- b) Rectas:

B: Recta cuja pendente é a rigidez rotacional correspondente ao menor momento positivo actuante.

C: Recta cuja pendente é a rigidez rotacional correspondente ao menor momento negativo actuante.

D: Recta cuja pendente é a rigidez rotacional correspondente ao maior momento positivo actuante.

E: Recta cuja pendente é a rigidez rotacional correspondente ao maior momento negativo actuante.

F: Recta cuja pendente é a rigidez rotacional utilizada no cálculo da estrutura. Para além disso, indicam-se as rectas cujas pendentes são a rigidez rotacional inicial tanto para momentos positivos como para os negativos.

c) Zonas:

Z1: Zona que inclui os valores de rigidez rotacional para a classe de momentos positivos solicitantes.

Z2: Zona que inclui os valores de rigidez rotacional para a classe de momentos negativos solicitantes. Para além disso, indicam-se as rectas cujas pendentes são a rigidez rotacional inicial, tanto para momentos positivos como para os negativos.

#### 1.9.4.2.4. Aplicação do diagrama momento-rotação

##### Rigidez rotacional no plano xz da ligação

O programa propõe adoptar um valor de rigidez rotacional igual ao menor das correspondentes das rectas D e E da figura anterior.



Quando num extremo de peça existe uma iteração significativa do momento  $M_{yy}$  com os esforços axiais e/ou os momentos flectores  $M_{zz}$  (plano xy da ligação), este tipo de análise da rigidez perde rigor, pelo que o programa avisa de tal situação caso não se cumpre a condição:

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

Onde:

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

$M_{z,pl,Rd}$ : Momento resistente plástico do perfil.

$N_{Ed}$ : Esforço axial solicitante.

$N_{pl,Rd}$ : Esforço axial resistente plástico do perfil.

##### Rigidez rotacional no plano xy da ligação

Tendo em conta que habitualmente os momentos  $M_{zz}$  actuantes sobre uma ligação costumam ser desprezáveis relativamente aos  $M_{yy}$ , o programa propõe como rigidez rotacional o valor correspondente à rigidez rotacional  $S_{j,ini}$  do plano xy, calculada de maneira similar à calculada para o plano xz.

### 1.9.5. Causas pela qual não foi dimensionada uma ligação

Se o programa não dimensiona uma ligação das que em princípio parece que está implementada, pode dever-se a algumas circunstâncias que se realizaram e que são explicadas seguidamente.

#### a. Encastramento de um perfil na alma de outro

No caso de que tente encastrar um perfil na alma de outro, não se poderá resolver a ligação. Deve-se sempre articular os extremos das barras que estejam ligadas à alma da outra.

#### b. Interferência entre perfis

Se os banzos do perfil articulado que vão ligar à alma de outro interferirem com as deste último, o programa não poderá dimensionar a ligação.

#### c. Espessura da peça

No caso de que a espessura da garganta do cordão de soldadura necessário seja maior que 0.7 vezes a menor espessura da peça que une.

#### d. Ortogonalidade

No caso em que os planos que contenham a alma das barras não sejam os mesmos, ou não sejam perpendiculares entre si, o programa não dimensionará a ligação.

#### e. Ângulo

Se cumpre o ponto anterior, o ângulo que formam as faces das barras a soldar deve ser maior ou igual a 60°, caso contrário, não se dimensiona a ligação.

## f. Treliças

Se o nó possui uma configuração geométrica de barras para a qual não é possível aplicar as fórmulas de resistência da norma.

## 1.10. Dimensionamento de ligações tubulares

### 1.10.1. Tipologias de ligações tubulares

Seguidamente mostram-se algumas das tipologias implementadas no CYPE 3D. Na página [http://ligacoes.cype.pt/ligacoes\\_trelicas\\_planas\\_perfis\\_tubulares.htm](http://ligacoes.cype.pt/ligacoes_trelicas_planas_perfis_tubulares.htm) pode encontrar mais tipologias de ligações tubulares e mais actualizadas.

#### Ligações V: Treliças planas com perfis tubulares



Fig. 1.31

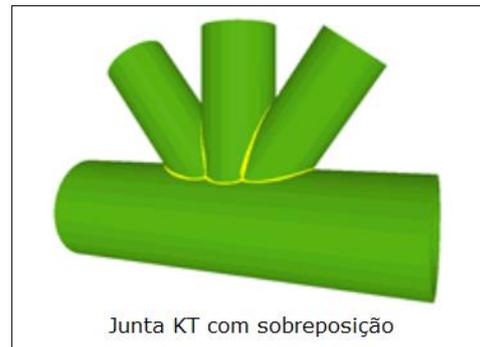


Fig. 1.32

Seguidamente indicam-se as verificações geométricas e de resistência que se realizam:

#### Em tubos circulares ocios

- **Verificações geométricas que se realizam em nós com cordões circulares**

Para os cordões:

- Limite elástico máximo;
- Relação entre o diâmetro do cordão e a sua espessura;
- Classe de secção (para cordões comprimidos);
- Espessura mínima e máxima do cordão.

Para as barras:

- Limite elástico máximo;
- Relação entre o diâmetro da barra e a sua espessura;
- Classe de secção (para peças comprimidas);
- Espessura mínima e máxima da barra;
- Ângulo mínimo entre as barras e com o cordão;
- Relação entre o diâmetro da barra e o diâmetro do cordão;
- Afastamento mínimo entre as barras;
- Sobreposição mínima entre barras.

- **Verificações de resistência que se realizam em nós com cordões circulares**

- Plastificação da face do cordão;
- Punçoamento por corte da face do cordão;
- Interação entre esforço axial e momentos flectores;
- Interação entre esforço axial e corte no cordão;
- Corte na face do cordão no caso de barras sobrepostas;
- Verifica-se a barra sobreposta como cordão da barra que sobrepõe (para sobreposição superior à sobreposição limite indicada na norma);
- Plastificação local da barra que sobrepõe.

Em tubos quadrangulares e rectangulares ocios e tubos formados por duplo canal laminado em caixão soldados com cordão contínuo

- **Verificações geométricas que se realizam em nós com cordões rectangulares**

Para os cordões:

- Limite elástico máximo;
- Classe de secção;
- Espessura mínima e máxima do cordão;
- Relação entre a largura e a altura da barra;
- Relação entre a largura e a espessura da barra.

Para as barras:

- Limite elástico máximo;
- Classe de secção (para peças comprimidas);
- Espessura mínima e máxima da barra;
- Ângulo mínimo entre as barras e com o cordão;
- Relação entre a largura e a altura da barra;
- Relação entre a largura e a espessura da barra;
- Afastamento mínimo entre as barras;
- Sobreposição mínima entre barras;
- Relação entre a largura da barra que sobrepõe e a largura da barra sobreposta.

- **Verificações de resistência que se realizam em nós com cordões rectangulares**

- Plastificação da face do cordão;
- Rotura da parede lateral do cordão;
- Falha local da barra considerando a sua largura efectiva;
- Punçoamento por corte da face do cordão;
- Interação entre esforço axial e momentos flectores;
- Interação entre esforço axial e corte no cordão;
- Corte na face do cordão no caso de barras sobrepostas;
- Verifica-se a barra sobreposta como cordão da barra que sobrepõe (para sobreposição superior à sobreposição limite indicada na norma);
- Falha por distorção do cordão em nós T-Y para momento flector fora do plano da treliça.

Os **cordões de soldadura** dimensionam-se para que pelo menos tenham a menor resistência das barras a unir.

## 1.11. Vigas mistas

O cálculo e dimensionamento das vigas mistas realiza-se segundo o Eurocódigo 4: Projecto para estruturas mistas aço-betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.

Podem-se introduzir perfis de aço (do tipo duplo T) sob laje de piso com parte superior de betão colaborante através da utilização de conectores.

Relativamente ao cálculo, há que introduzir a largura da laje de betão, no qual influencia na determinação do peso; no dimensionamento à flexão é necessário indicar a largura efectiva da laje colaborante, para também considerar-se na determinação da rigidez.

Supõe-se a existência de conectores, e pode considerar-se que se não se colocam os realmente necessários, pode estabelecer-se uma conexão parcial mediante um coeficiente entre 0 e 1 (1 é colaboração total).

Solicita-se mesmo assim o coeficiente de fluência para determinar o coeficiente de equivalência aço/betão da secção mista, para ter em conta a duração das cargas.

Para o dimensionamento do perfil de aço seleccionado e a laje de betão, utilizam-se as normas correspondentes, tanto de aço como de betão, de acordo com os critérios indicados no Eurocódigo 4.

## 1.12. Resistência ao fogo no CYPE 3D

### 1.12.1. Características gerais

Com o módulo Verificação de resistência ao fogo (comum ao CYPECAD) no CYPE 3D realiza-se a verificação da resistência ao fogo e dimensiona-se os revestimentos de protecção dos elementos

estruturais de aço que compõem a obra para as normas Eurocódigo (EN 1992-1-2:2004 e EN 1993-1-2:2005).

A verificação da resistência ao fogo para os elementos estruturais de madeira já era possível em versões anteriores e é realizado através de um módulo diferente: o módulo Perfis de madeira (comum ao CYPE 3D e Estruturas 3D integradas de CYPECAD). Este módulo dimensiona as secções de madeira sujeitas à acção do fogo para que cumpram com a norma Eurocódigo 5.

### 1.12.2. Verificações

O módulo Verificações de resistência ao fogo realiza as seguintes verificações:

- Para as barras que tenham definidos revestimentos de protecção, o programa dimensionará a espessura mínima necessária desse revestimento de modo que cumpram com as exigências da norma.
- Para as barras que não se definiram revestimento de protecção, o programa verifica esse elemento com os dados de resistência ao fogo atribuídos.
- Se a um elemento estrutural se atribui um revestimento e o programa verifica que este não é suficiente para cumprir as exigências da norma, o programa avverte e considera uma espessura de revestimento mínimo por razões construtivas.

## 1.13. Fundações isoladas

No presente capítulo indicam-se as considerações gerais para a verificação e dimensionamento dos elementos de fundação definíveis no **CYPE 3D**, sob elementos de suporte vertical da estrutura definido como apoio.

Pode calcular simultaneamente com o resto da estrutura ou de forma independente. Como são elementos com apoio fixo, não têm assentamentos e não influenciam o cálculo da estrutura.

Visto que se podem calcular de forma independente, não esqueça que pode fazer modificações na estrutura sem que isso implique afectar a fundação. Se o fizer, deverá rever a fundação.

Também é possível utilizar a opção como um editor, pelo que poderá introduzir elementos de fundação sem calcular e obter desenhos e medições.

### 1.13.1. Sapatas isoladas

**CYPE 3D** efectua o cálculo de sapatas de betão armado e betão simples. As sapatas a dimensionar são dos seguintes tipos:

- Sapatas de altura constante
- Sapatas de altura variável ou piramidais

Em planta classificam-se em:

- Quadradas
- Rectangulares centradas
- Rectangulares excêntricas (caso particular: excêntricas e de canto)

As cargas transmitidas pelos apoios, transportam-se ao centro da sapata obtendo a sua resultante. Os esforços transmitidos podem ser:

N: axial

$M_x$ : momento x

$M_y$ : momento y

$Q_x$ : transverso x

$Q_y$ : transverso y

T: torsor

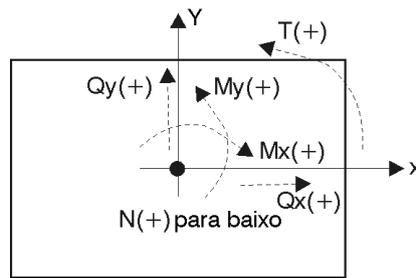


Fig. 1.33

As acções consideradas podem ser: Permanente, Sobrecarga, Vento, Neve e Sismo.

Os estados a verificar são:

- Tensões sobre o terreno
- Equilíbrio
- Betão (flexão e esforço transversal)

Pode-se realizar um dimensionamento a partir das dimensões por defeito definidas nas opções do programa, ou de dimensões dadas.

Também se pode simplesmente obter a armadura a partir de uma determinada geometria.

A verificação consiste em verificar os aspectos normativos da geometria e armadura de uma sapata.

#### 1.13.1.1. Tensões sobre o terreno

Supõe-se um diagrama de deformação plana para a sapata, pelo que se obterão, em função dos esforços, uns diagramas de tensões sobre o terreno de forma trapezoidal. Não se admitem tracções, pelo que, quando a resultante sair do núcleo central, aparecerão zonas sem tensão.

A resultante deve ficar dentro da sapata, pois de outra forma não haveria equilíbrio. Considera-se o peso próprio da sapata.

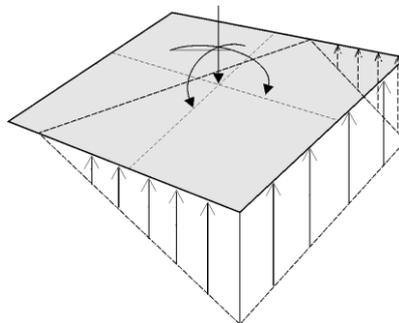


Fig. 1.34

Verifica-se que:

- A tensão média não supere a do terreno.
- A tensão máxima no bordo não supere numa % a média segundo o tipo de combinação:
  - gravítica: 25%
  - com vento: 25%
  - com sismo: 25%

Estes valores são opcionais e modificáveis.

### 1.13.1.2. Estados de equilíbrio

Aplicando as combinações de estado limite correspondentes, verifica-se que a resultante fica dentro da sapata.

O excesso referente ao coeficiente de segurança expressa-se através do conceito % de reserva de segurança:

$$\left( \frac{0.5 \cdot \text{largura sapata}}{\text{excentricidade resultante}} - 1 \right) \cdot 100$$

Se for zero, o equilíbrio é o estrito, e se for grande, indica que se encontra muito do lado da segurança em relação ao equilíbrio.

### 1.13.1.3. Estados de betão

Deve-se verificar a flexão da sapata e as tensões tangenciais.

#### Momentos flectores

No caso de pilar único, verifica-se com a secção de referência situada a 0.15 da dimensão do pilar para o seu interior.

Se houver vários elementos de suporte, faz-se uma análise, calculando momentos em muitas secções ao longo de toda a sapata. Efectua-se em ambas direcções x e y, com pilares metálicos e placa de amarração, no ponto médio entre bordo da placa e o perfil.

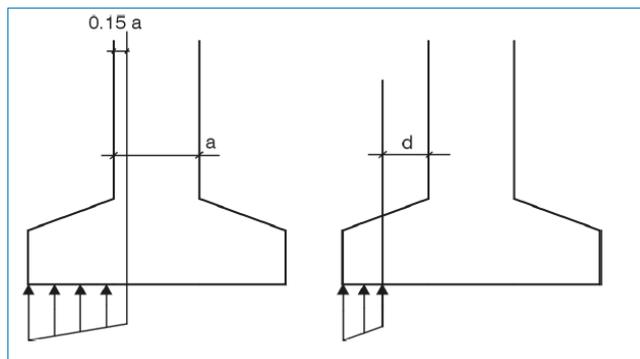


Fig. 1.35

#### Esforços transversos

A secção de referência situa-se a uma altura útil dos bordos do elemento de suporte.

#### Amarração das armaduras

Verifica-se a amarração nos extremos das armaduras, colocando as patilhas correspondentes se for o caso e segundo a sua posição.

#### Alturas mínimas

Verifica-se a altura mínima que a norma especificar.

#### Separação de armaduras

Verifica-se as separações mínimas entre armaduras da norma, que no caso de dimensionamento, considera-se um mínimo prático de 10 cm.

#### Quantidades mínimas e máximas

Verifica-se o cumprimento das quantidades mínimas, mecânicas e geométricas que a norma especificar.

#### Diâmetros mínimos

Verifica-se que o diâmetro seja pelo menos o mínimo indicado na norma.

### Dimensionamento

O dimensionamento à flexão obriga a dispor alturas para que não seja necessária armadura de compressão.

O dimensionamento ao esforço transversal, igualmente, para não ter de colocar reforço transversal.

### Verificação à compressão oblíqua

Realiza-se no bordo de apoio, não permitindo superar a tensão no betão por rotura à compressão oblíqua. Dependendo do tipo de elemento de suporte, pondera-se o axial do elemento de suporte por:

- Elementos de suporte interiores: 1.15
- Elementos de suporte de fachada: 1.4
- Elementos de suporte de canto: 1.5

Para ter em conta o efeito da excentricidade das cargas.

Dimensionam-se sempre sapatas rígidas, embora na verificação apenas se avisa do seu não cumprimento, se for o caso (consola/altura  $\leq 2$ ).

Dispõe-se de umas opções de dimensionamento de maneira que o utilizador possa escolher a forma de crescimento da sapata, ou fixando alguma dimensão, em função do tipo de sapata. Obviamente, os resultados podem ser diferentes, conforme a opção seleccionada.

Quando o diagrama de tensões não ocupar toda a sapata, podem aparecer tracções na face superior pelo peso da sapata em consola, colocando-se uma armadura superior se for necessário.

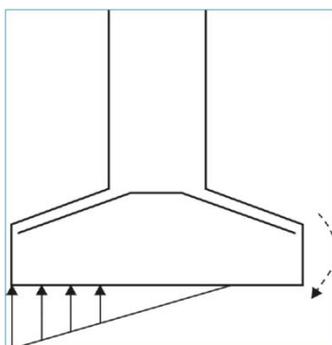


Fig. 1.36

### 1.13.2. Maciços de encabeçamento (sobre estacas)

O programa calcula maciços de encabeçamento de betão armado sobre estacas de secção quadrada ou circular de acordo com as seguintes tipologias:

- Maciço de 1 estaca. (A)
- Maciço de 2 estacas. (B)
- Maciço de 3 estacas. (C)
- Maciço de 4 estacas. (D)
- Maciço linear. Pode escolher o número de estacas. Por defeito são 3. (B)
- Maciço rectangular. Pode escolher o número de estacas. Por defeito são 9. (D)
- Maciço rectangular sobre 5 estacas (uma central). (D)
- Maciço pentagonal sobre 5 estacas. (C)
- Maciço pentagonal sobre 6 estacas. (C)
- Maciço hexagonal sobre 6 estacas. (C)

- Maciço hexagonal sobre 7 estacas (uma central). (C)

### 1.13.2.1. Critérios de cálculo

Os maciços tipo A baseiam-se no modelo de cargas concentradas sobre maciços. Armam-se com estribos verticais e horizontais (opcionalmente com diagonais).

Os maciços tipo B baseiam-se em modelos de bielas e tirantes. Armam-se como vigas, com armadura longitudinal inferior, superior e alma, além de estribos verticais.

Os maciços tipo C baseiam-se em modelos de bielas e tirantes. Podem-se armar com vigas laterais, diagonais, malhas inferiores e superiores e armadura perimetral de vigas de bordo.

Os maciços tipo D baseiam-se em modelos de bielas e tirantes. Podem-se armar com vigas laterais, diagonais (salvo o rectangular), malhas inferiores e superiores.

Pode-se verificar e dimensionar qualquer maciço. A verificação consiste em verificar os aspectos geométricos e mecânicos com umas dimensões e armadura dadas. Podem-se definir ou não cargas. O dimensionamento necessita de cargas e a partir de umas dimensões mínimas que o programa considera (dimensionamento completo), ou de umas dimensões iniciais que o utilizador fornece (dimensões mínimas), obtém-se (se for possível) uma geometria e armaduras de acordo com a norma e opções definidas.

Sendo a norma EHE-98 a que maior informação e análise fornece para o cálculo de maciços, adoptou-se como norma básica para os maciços, sempre rígidos, e nos casos em que tenha sido possível, para outras normas tais como a ACI-318/95, CIRSOC, NB-1, EH-91, bibliografia técnica como o livro de 'Estructuras de cimentación' de Marcelo da Cunha Moraes, e os critérios da CYPE Ingenieros; aplicaram-se esses princípios. Nas listagens de verificação faz-se referência à norma aplicada e artigos.

### 1.13.2.2. Critério de sinais

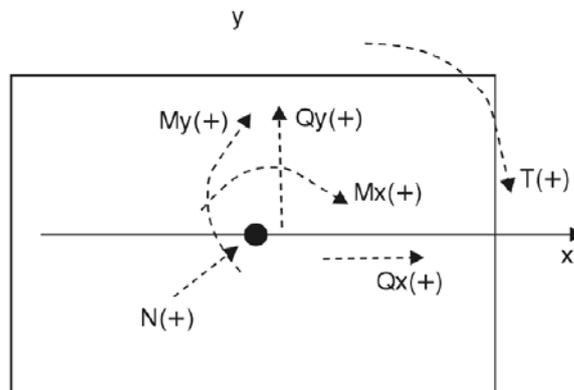


Fig. 1.37

### 1.13.2.3. Considerações de cálculo e geometria

Ao definir um maciço, necessita também de indicar as estacas, tipo, número e posição. É um dado da estaca a sua capacidade de carga, isto é, a carga de serviço que é capaz de suportar (sem majorar).

Previamente, será necessário calcular a carga que as estacas recebem, que será o resultado de considerar o peso próprio do maciço, as ações exteriores e a aplicação da fórmula clássica de Navier:

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

com as combinações de tensões sobre o terreno.

Compara-se a estaca mais carregada com a sua capacidade de carga e se a superar, emite-se um aviso.

Quando se define uma estaca, pede-se a distância mínima entre estacas. Este dado deve ser fornecido pelo utilizador (valor por defeito 1.00 m) em função do tipo de estaca, diâmetro, terreno, etc.

Ao definir um maciço de mais de uma estaca, deve definir as distâncias entre eixos de estacas (1.00 m por defeito). Verifica-se que essa distância seja superior à distância mínima.

A verificação e dimensionamento de estacas baseia-se na carga máxima da estaca mais carregada, aplicando as combinações de betão seleccionadas às cargas por acções definidas.

Se quiser que todos os maciços de uma mesma tipologia tenham uma geometria e armadura tipificadas para um mesmo tipo de estaca, dispõe de uma opção em maciços, que se chama **Cargas por estaca**, que ao ser activada, permite unificar os maciços, de maneira que possa dimensionar o maciço para a capacidade de carga da estaca. Neste caso defina um coeficiente de majoração da capacidade de carga (coeficiente de segurança para o considerar como uma combinação mais), denominado **Coefficiente de Aproveitamento da Estaca** (1.5 por defeito).

Se não quiser considerar toda a capacidade de carga da estaca, pode definir uma percentagem da mesma, que se chamou **Fracção de cargas de estacas**, variável entre 0 e 1 (1 por defeito).

Neste caso, o programa determinará o máximo entre o valor anterior que é função da capacidade de carga, e o máximo das estacas pelas cargas exteriores aplicadas.

Em algumas zonas e países é prática habitual, pois obtém-se um único maciço por diâmetro e número de estacas, simplificando a execução. Esta opção está desactivada por defeito.

Em relação aos esforços, realizam-se as seguintes verificações:

- aviso de tracções nas estacas: tracção máxima  $\geq 10\%$  compressão máxima;
- aviso de momentos flectores: será necessário dispor vigas de equilíbrio (maciço A e B);
- aviso de esforços transversos excessivos: se o esforço transversal em alguma combinação superar 3% do esforço axial com vento, ou noutras combinações, é conveniente colocar estacas inclinadas;
- aviso de torções, no caso de existirem.

Introduzindo vigas de equilíbrio, estas absorverão os momentos na direcção em que actuarem. Em maciços de 1 estaca são sempre necessárias em ambas as direcções. Em maciços de 2 estacas e lineares são necessárias na direcção perpendicular à linha de estacas. Nestes casos dimensiona-se a viga de equilíbrio para um momento adicional de 10% do esforço axial.

O programa não considera nenhuma excentricidade mínima ou construtiva para maciços de 3 ou mais estacas, embora seja habitual considerar para evitar implantações incorrectas das estacas ou do próprio maciço em 10% do esforço axial.

Incremente os momentos nesta quantidade  $0.10 \times N$  nas acções de cargas correspondentes, se considerar necessário e se for possível - só no caso de arranques; ou reveja as cargas em estacas e a sua reserva de carga.

Se actuar mais do que uma viga de equilíbrio na mesma direcção, o momento distribuir-se-á proporcionalmente pelas suas rigidezes. Verificações que realiza:

- **Verificações gerais:**
  - aviso de ecrã;
  - aviso que não existem elementos de suporte definidos;
  - consola mínima desde o perímetro da estaca;
  - consola mínima desde o eixo da estaca;
  - consola mínima desde o pilar;
  - largura mínima da estaca;
  - capacidade de carga da estaca.
- **Verificações particulares:**

Para cada tipo de maciço realizam-se as verificações geométricas e mecânicas que a norma indica. Recomendamos que realize um exemplo de cada tipo e obtenha a listagem de verificação, onde pode verificar todas e cada uma das verificações realizadas, avisos emitidos e referências aos artigos da norma ou critério utilizado pelo programa.

Dos maciços pode obter listagens dos dados introduzidos, medição dos maciços, tabela de estacas, e listagem de verificação.

Quanto aos desenhos, poderá obter graficamente a geometria e armaduras calculadas, assim como um quadro de medição e resumo.

### 1.13.3. Placas de amarração

Na verificação de uma placa de amarração, a hipótese básica assumida pelo programa é a de placa rígida ou hipótese de Bernoulli. Isto implica supor que a placa permanece plana perante os esforços aos quais se vê submetida, de forma que se podem desprezar as suas deformações para efeitos da distribuição de cargas. Para que isto se cumpra, a placa de amarração deve ser simétrica (o que o programa garante sempre) e suficientemente rígida (espessura mínima em função do lado).

As verificações que se devem efectuar para validar uma placa de amarração dividem-se em três grupos, segundo o elemento verificado: betão da fundação, pernos de amarração e placa propriamente dita, com os seus rigidificadores, se existirem.

1. **Verificação sobre o betão.** Consiste em verificar que no ponto mais comprimido sob a placa não se supera a tensão admissível do betão. O método utilizado é o das tensões admissíveis, supondo uma distribuição triangular de tensões sobre o betão que apenas podem ser de compressão. A verificação do betão só se efectua quando a placa está apoiada sobre o mesmo, e não se tem um estado de tracção simples ou composta. Além disso, despreza-se o atrito entre o betão e a placa de amarração, isto é, a resistência perante esforço transversal e torção confia-se exclusivamente aos pernos.
2. **Verificações sobre os pernos.** Cada perno vê-se submetido, no caso mais geral, a um esforço axial e a um esforço transversal, avaliando-se cada um deles de forma independente. O programa considera que em placas de amarração apoiadas directamente na fundação, os pernos só trabalham à tracção. No caso da placa estar a certa altura sobre a fundação, os pernos poderão trabalhar à compressão, fazendo-se a correspondente verificação de encurvadura sobre os mesmos (considera-se o modelo de viga biencastada, com possibilidade de corrimento relativo dos apoios normal à directriz:  $b = 1$ ) e a translação de esforços à fundação (aparece flexão devida aos esforços transversos sobre o perfil). O programa faz três grupos de verificações em cada perno:

**Tensão sobre o perno.** Consiste em verificar que a tensão não supere a resistência de cálculo do perno.

**Verificação do betão circundante.** À parte da rotura do perno, outra causa da sua falha é a rotura do betão que o rodeia por um ou vários dos seguintes motivos:

- Deslizamento por perda de aderência
- Arranque pelo cone de rotura
- Rotura por esforço transversal (concentração de tensões por efeito cunha).

Para calcular o cone de rotura de cada perno, o programa supõe que a geratriz do mesmo forma 45 graus com o seu eixo. Tem-se em conta a redução de área efectiva pela presença de outros pernos próximos, dentro do cone de rotura em questão.

Não se têm em conta os seguintes efeitos, cujo aparecimento deve ser verificado pelo utilizador:

- Pernos muito próximos do bordo da fundação. Nenhum perno deve estar a menos distância do bordo da fundação, que o seu comprimento de amarração, uma vez que se reduziria a área efectiva do cone de rotura e além disso apareceria outro mecanismo de rotura lateral por esforço transversal não contemplado no programa.
- Espessura reduzida da fundação. Não se contempla o efeito de cone de rotura global que aparece quando há vários pernos agrupados e a espessura do betão é pequena.
- O programa não contempla a possibilidade de utilizar pernos contínuos, uma vez que não faz as verificações necessárias neste caso (tensões na outra face do betão).

**Esmagamento da placa.** O programa também verifica se, em cada perno, não se supera o esforço transversal que o esmagamento da placa contra o perno produziria.

### 3. Verificações sobre a placa

**Cálculo de tensões globais.** O programa constrói quatro secções no perímetro do perfil, verificando todas perante tensões. Esta verificação só se faz em placas com consola (não se têm em conta as encurvaduras locais dos rigidificadores e o utilizador deve verificar que as suas respectivas espessuras não lhes dão uma esbelteza excessiva).

**Cálculo de tensões locais.** Trata-se de verificar todas as placas locais nas quais perfil e rigidificadores dividem a placa de amarração propriamente dita. Para cada uma destas placas locais, partindo da distribuição de tensões no betão e de esforços axiais nos pernos, calcula-se o seu momento flector ponderado desfavorável, comparando-se com o momento flector de rotura plástica. Isto parece razoável, uma vez que para verificar cada placa local supomos o ponto mais desfavorável da mesma, onde obtemos um pico local de tensões que se pode baixar pelo aparecimento de plastificação, sem diminuir a segurança da placa.

#### 1.13.4. Sapatas de betão simples

As sapatas de betão simples são aquelas em que os esforços no estado limite último são resistidos exclusivamente pelo betão.

No entanto, podem-se colocar no programa malhas nas sapatas, mas o cálculo realizar-se-á como estrutura debilmente armada, isto é, como estruturas nas quais as armaduras têm a missão de controlar a fendilhação devida à retracção e à contracção térmica, mas que não se considerarão para efeitos resistentes, isto é, para resistir aos esforços.

Convém salientar que, contra a opinião alargada que existe, as estruturas de betão simples requerem mais cuidados no seu projecto e execução que as de betão armado ou pré-esforçado.

Na memória de cálculo tratar-se-ão os aspectos destas sapatas que apresentam diferenças significativas com as sapatas de betão armado, e far-se-á referência à memória de cálculo das sapatas de betão armado nos aspectos comuns a ambas.

Note-se que em Portugal não são habitualmente utilizadas.

##### 1.13.4.1. Cálculo de sapatas como sólido rígido

O cálculo da sapata como sólido rígido compreende, nas sapatas isoladas, duas verificações:

- Verificação da consola.
- Verificação das tensões sobre o terreno.

Estas duas verificações são idênticas às que se realizam nas sapatas de betão armado e encontram-se explicadas na memória de cálculo dessas sapatas.

##### 1.13.4.2. Cálculo da sapata como estrutura de betão simples

Neste capítulo é onde se apresentam as diferenças fundamentais com as sapatas de betão armado. A seguir expõem-se as três verificações que se realizam para o cálculo estrutural das sapatas de betão simples.

##### Verificação de flexão

As secções de referência que se utilizam para o cálculo à flexão nas sapatas de betão simples são as mesmas que nas sapatas de betão armado e encontram-se especificadas no capítulo correspondente da memória de cálculo.

Em todas as secções deve-se verificar que as tensões de flexão, na acção de deformação plana, produzidas sob a acção do momento flector de cálculo, devem ser inferiores à resistência à flexotracção dada pela seguinte fórmula:

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

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

Nas fórmulas anteriores  $f_{ck}$  está em N/mm<sup>2</sup> e h (altura) em mm.

### Verificação de esforço transverso

As secções de referência que se utilizam para o cálculo ao esforço transverso são as mesmas que nas sapatas de betão armado e encontram-se no capítulo correspondente da memória de cálculo.

Em todas as secções deve-se verificar que a tensão tangencial máxima produzida pelo esforço transverso não deve ultrapassar o valor de  $f_{ct,d}$ , o qual é dado por:

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

### Verificação de compressão oblíqua

A verificação de rotura do betão por compressão oblíqua realiza-se no bordo do apoio e verifica-se que a tensão tangencial de cálculo, no perímetro do apoio, seja menor ou igual a um determinado valor máximo.

Esta verificação far-se-á igual para todas as normas, aplicando o artigo 46.4 da norma espanhola EHE-98. Esse artigo estabelece o seguinte:

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

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

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

$$\tau_{rd} = f_{t,cd} = 0.30 \cdot f_{cd}$$

Onde:

- $f_{cd}$  é a resistência de cálculo do betão à compressão simples.
- $F_{sd}$  é o esforço axial que o apoio transmite à sapata.
- $\beta$  é um coeficiente que tem em conta a excentricidade da carga. Quando não há transmissão de momentos entre o apoio e a sapata, esse coeficiente vale a unidade. No caso em que se transmitam momentos, segundo a posição do pilar, o coeficiente toma os valores indicados na tabela seguinte.

	$\beta$
Apoios interiores	1.15
Apoios excêntricos	1.4
Apoios de canto	1.5

Valores do coeficiente de excentricidade da carga

- $u_0$  é o perímetro de verificação, que toma os seguintes valores:
  - Em apoios interiores vale o perímetro do apoio.
  - Em apoios excêntricos vale:  $u_0 = c_1 + 3 \cdot d \leq c_1 + 2 \cdot c_2$
  - Em apoios de canto vale:  $u_0 = 3 \cdot d \leq c_1 + c_2$

Onde  $c_1$  é a largura do apoio paralelo ao lado da sapata no qual o apoio é excêntrico e  $c_2$  é a largura da sapata na direcção perpendicular ao excêntrico.

- $d$  é a altura útil da sapata.

Esta verificação realiza-se em todos os apoios que chegam à sapata e para todas as combinações do grupo de combinações de betão.

Na listagem de verificações aparece a tensão tangencial máxima obtida percorrendo todos os pilares e todas as combinações.

Como se pode observar, esta verificação é análoga à que se realiza nas sapatas de betão armado.

#### 1.13.4.3. Listagem de verificações

Neste ponto comentam-se as verificações que se realizam no caso de sapatas de betão simples, tanto de altura constante como de altura variável ou piramidais.

##### **Verificação de altura mínima**

Trata-se de verificar que a altura das sapatas é maior ou igual ao valor mínimo que as normas indicam para as sapatas de betão simples.

No caso das sapatas piramidais ou de altura variável, esta verificação realiza-se no bordo.

##### **Verificação de altura mínima para amarrar arranques**

Verifica-se que a altura da sapata é igual ou superior ao valor mínimo que faz falta para amarrar a armadura dos pilares ou dos Pernos das placas de amarração que apoiam sobre a sapata.

No caso das sapatas piramidais, a altura que se verifica é a altura no pedestal.

##### **Verificação do ângulo máximo de talude**

Esta verificação é análoga à que se realiza nas sapatas de betão armado e encontra-se explicada no capítulo correspondente da memória de cálculo.

##### **Verificação da consola**

A verificação da consola é análoga à que se realiza nas sapatas de betão armado e encontra-se explicada no capítulo correspondente da memória de cálculo.

##### **Verificação de tensões sobre o terreno**

As verificações de tensões sobre o terreno são análogas às que se realizam nas sapatas de betão armado e encontram-se explicadas no capítulo correspondente da memória de cálculo.

##### **Verificação de flexão**

A verificação realiza-se de acordo com o indicado no ponto 1.13.4.2 e os dados que se mostram na listagem de verificações para cada direcção indicam-se a seguir.

No caso em que todas as secções cumpram a verificação de flexão para uma direcção:

- O momento de cálculo desfavorável que actua sobre a secção.
- No capítulo de informação adicional aparece o coeficiente de aproveitamento máximo, que é a maior relação entre o esforço solicitante e o esforço resistente.

Se alguma secção não cumprir, os dados que se mostram na listagem de verificações para essa direcção são os seguintes:

- O primeiro momento flector que se encontrou para o qual a secção não resiste.
- A coordenada da secção na qual actua esse momento flector.

##### **Verificação de esforço transversal**

A verificação de esforço transversal realiza-se de acordo com o que se explicou no ponto 1.13.4.2. desta **Memória de Cálculo** e os dados que se mostram na listagem de verificações são os que se indicam a seguir.

No caso em que todas as secções cumpram a verificação de esforço transversal para uma direcção, na listagem indica-se:

- A tensão tangencial de cálculo que produz uma maior relação entre a tensão tangencial solicitante e a resistente.

- A tensão tangencial resistente da mesma secção da qual se mostra a tensão tangencial de cálculo máxima.

No caso em que haja alguma secção (para uma direcção) na qual não se cumpre a verificação de esforço transverso, os dados que se mostram na listagem de verificações são os seguintes:

- A tensão tangencial de cálculo da primeira secção encontrada para a qual não se cumpre a verificação de esforço transverso.
- A coordenada dessa secção encontrada que não cumpre.

#### Verificação de compressão oblíqua

Esta verificação é análoga à que se realiza nas sapatas de betão armado e encontra-se explicada no capítulo correspondente da memória de cálculo.

#### Verificação de separação mínima de armaduras

É a única verificação que se realiza às armaduras que o utilizador possa colocar na sapata, dado que estas não se têm em conta no cálculo.

Nesta verificação, verifica-se que a separação entre os eixos das armaduras seja igual ou superior a 10 cm, que é o valor que se adoptou para todas as normas como critério da **CYPE Ingenieros**.

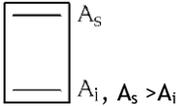
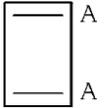
Esta verificação realiza-se unicamente no caso em que o utilizador decida colocar uma grelha, e o que se pretende evitar é que os varões se coloquem demasiado juntos, de forma que dificultem muito a betonagem da sapata.

### 1.13.5. Vigas de equilíbrio e lintéis

#### 1.13.5.1. Vigas de equilíbrio

O programa calcula vigas de equilíbrio de betão armado entre fundações.

As vigas de equilíbrio utilizam-se para o equilíbrio de sapatas e maciços de encabeçamento de estacas. Existem dois tipos:

- momentos negativos   $A_s$   
 $A_i, A_s > A_i$
- momentos positivos   $A$   
 $A$  armadura simétrica

Existem umas tabelas de armadura para cada tipo, definíveis e modificáveis.

Os esforços sobre as vigas de equilíbrio são:

- Momentos e esforços transversos necessários para o efeito de equilíbrio.
- Não admite cargas sobre ela, nem se considera o seu peso próprio. Supõe-se que as transmitem ao terreno sem sofrer esforços.
- Quando a uma sapata ou maciço chegam várias vigas, o espaço que recebe cada uma delas é proporcional à sua rigidez.
- Podem receber esforços só por um extremo ou por ambos.

Se o seu comprimento for menor que 25 cm, emite-se um aviso de viga curta.

Existe uma tabela de armadura para cada tipo, verificando-se o seu cumprimento para os esforços aos quais se encontra submetida.

Realizam-se as seguintes verificações:

- largura mínima de vigas ( $\geq 1/20$  vão)

- altura mínima de vigas ( $\geq 1/12$  vão)
- diâmetro mínimo da armadura longitudinal
- diâmetro mínimo da armadura transversal
- separação mínima entre armaduras longitudinais
- separação mínima entre estribos
- separação máxima da armadura longitudinal
- separação máxima de estribos
- quantidade geométrica mínima de tracção
- quantidade mecânica mínima (aceita-se redução)
- quantidade máxima de armadura longitudinal
- verificação à fendilhação (0.3 mm)
- comprimento de amarração armadura superior
- comprimento de amarração armadura de alma
- comprimento de amarração armadura inferior
- verificação à flexão (não ter armadura de compressão)
- verificação ao esforço transversal (betão + estribos resistem ao esforço transversal)

Admite-se uma certa tolerância no ângulo de desvio da viga de equilíbrio em relação ao bordo da sapata ( $15^\circ$ ).

Existe uma opção que permite fixar uma quantidade geométrica mínima de tracção.

Existem uns critérios para dispor a viga relativamente à sapata, em função da altura relativa entre ambos os elementos, nivelando-a pela face superior ou inferior.

Para todas as verificações e dimensionamento, utilizam-se as combinações de Betão em fundações como elemento de betão armado, excepto para fendilhação, onde se utilizam as de tensões sobre o terreno.

#### 1.13.5.2. Vigas lintéis

O programa calcula lintéis entre fundações de betão armado.

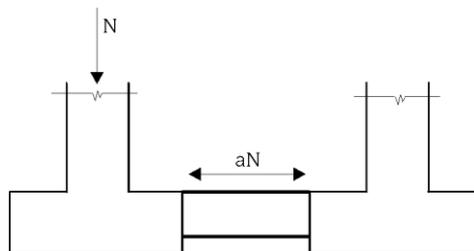


Fig. 1.38

Os lintéis servem para travar as sapatas, absorvendo os esforços horizontais da acção do sismo.

A partir do esforço axial máximo, multiplica-se pela aceleração sísmica de cálculo 'a' (nunca menor que 0.05) e estes esforços consideram-se de tracção e compressão (a·N).

Opcionalmente, dimensionam-se à flexão para uma carga uniforme p (1 T/ml ou 10 kN/ml), produzida pela compactação das terras e soleira superior. Dimensionam-se para um momento  $pl^2/12$  positivo e negativo e um esforço transversal  $pl/2$ , sendo l o vão da viga.

Para o dimensionamento utilizam-se as combinações chamadas de Betão em fundações como elemento de betão armado.

Utilizam-se umas tabelas de armadura com armadura simétrica nas faces.

Fazem-se as seguintes verificações:

- largura mínima de vigas (1/20 de vão)
- altura mínima de vigas (1/12 de vão)
- diâmetro mínimo da armadura longitudinal
- diâmetro mínimo da armadura transversal
- separação mínima entre armaduras longitudinais
- separação máxima entre armaduras longitudinais
- separação mínima entre estribos
- separação máxima entre estribos
- quantidade geométrica mínima da armadura de tracção (se tiver activado a carga de compactação)
- quantidade geométrica mínima da armadura de compressão (se tiver activado a carga de compactação)
- armadura mecânica mínima
- quantidade mínima de estribos
- fendilhação (0.3 mm, não considerando o sismo)
- comprimento de amarração armadura superior
- comprimento de amarração armadura de alma
- comprimento de amarração armadura inferior
- verificação ao esforço transversal (só com carga de compactação)
- verificação à flexão (só com carga de compactação)
- verificação ao esforço axial.

Existem opções para alongar os estribos até à face da sapata ou até ao elemento de suporte.

É também opcional a posição da viga com nivelção superior ou inferior com a sapata em função das suas alturas relativas.

## 2. Implementações de normas

### 2.1. Implementações da norma espanhola

Aplica-se a norma espanhola **EA-95** nos seus pontos **MV-103** e **MV-110**.

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

A norma **MV-103** é aplicável a perfis laminados e compostos. A formulação implementada no programa realiza as seguintes verificações:

**Verificações dimensionais dos elementos da secção transversal:** Aplicam-se para os banzos dos perfis, as limitações dimensionais indicadas no *art. 3.6. Espessuras dos elementos planos de peças comprimidas* e no ponto 5.1.3. *Banzos comprimidos*. Para as almas, a esbelteza limite vem dada no *art. 5.6.1.2*.

**Cálculo de tensões:** O cálculo de tensões faz-se através do critério de plastificação de Von Mises. Incluiu-se, para as tensões normais, a formulação completa da resistência dos materiais, isto é, incluindo o produto de inércia em perfis descritos em eixos não principais (cantoneiras).

A verificação de encurvadura faz-se através dos correspondentes coeficientes  $w$  mais desfavoráveis, calculando-se estes a partir das esbeltezas, conforme se indica na norma.

**Cálculo de esbeltezas:** À parte do cálculo das duas esbeltezas em cada eixo do perfil, tem-se em conta a esbelteza complementar em perfis com presilhas (em perfis para os quais o programa não calcula as presilhas toma-se por defeito 50, que é o valor máximo permitido pela norma) e a esbelteza máxima em perfis não descritos em eixos principais (cantoneiras).

Para estes últimos, o programa calcula internamente o produto de inércia, pelo que não é necessário indicá-lo na descrição do perfil. O comprimento de encurvadura considerado é o maior entre os dois eixos.

**Encurvadura lateral:** A formulação da encurvadura lateral é distinta, consoante se trate de perfis abertos ou fechados.

Para perfis abertos utiliza-se a especificação exposta no anexo 4 da norma para vigas de secção constante e simetria simples, estendendo esta formulação para vigas em consola. Particulariza-se para cargas aplicadas no baricentro da secção. É importante ter isto em conta, visto que resulta:  $e^* = 0$ .

O raio de torção calcula-se para o caso mais desfavorável, isto é, apoios forquilhados (grau de encastramento nulo em pontos de travamento) e enfunamento livre das secções extremas. Obtém-se desta forma uma segurança suplementar na verificação, que também se deve ter em conta.

O programa calcula internamente a coordenada do centro de esforços transversos e o integral ' $rx$ ', quando forem necessários.

Os comprimentos de encurvadura lateral indicam-se ao programa através das distâncias entre travamentos no banzo superior e inferior (por defeito o comprimento da barra). O programa selecciona uma delas dependendo do sinal do momento flector.

Para a encurvadura lateral, trabalha-se sempre no eixo principal do perfil.

Outro parâmetro muito importante é o coeficiente de momentos **entre pontos de travamento (!)**. O programa também trabalha com dois, um para cada banzo. A sua inclusão deve-se a que a formulação da encurvadura lateral está desenvolvida para barras submetidas a uma distribuição de momento flector constante, o que resulta, na maioria dos casos, excessivamente seguro.

Por conseguinte, o programa multiplicará o momento crítico de encurvadura lateral obtido para a distribuição uniforme, pelo coeficiente de momentos correspondente (no anexo da norma denomina-se ' $z$ ').

Alguns valores do coeficiente de momentos dão-se na tabela seguinte, para distintas distribuições de flector entre pontos de travamento.

Os coeficientes de momentos devem ser maiores que zero. As distâncias entre travamentos podem ser nulas. Neste caso não se verifica encurvadura lateral.

Para perfis fechados utilizar-se-á a formulação dada no *art. 5.5.2*, sem se ter em conta o coeficiente de momentos, uma vez que a rigidez torcional dos perfis fechados é muito grande.

Os perfis em tubo cilíndrico não encurvam lateralmente devido à inércia em ambos os eixos ser a mesma (isto é aplicável a tubos quadrados).

Por último, deve recordar que o programa tem em conta o caso de encurvadura lateral no domínio não elástico, cuja formulação está descrita no *art. 5.5.3* da norma.

**Enfunamento da alma:** Verifica-se o enfunamento em almas que superem a esbelteza dada no ponto 5.6.1.2. Isto apenas é permitido em perfis compostos (os laminados não se verificam ao enfunamento). Não são permitidas almas com esbelteza superior à dada no capítulo 5.6.1.3.

Se a alma precisar de ser verificada ao enfunamento, deve ter forçosamente rigidificadores transversais, os quais se supõe que são ultra rígidos. Isto indica-se no programa aplicando uma distância entre rigidificadores maior que zero.

A formulação implementada para enfunamento é a descrita na norma *art. 5.6 Enfunamento da alma nas vigas de alma cheia*, incluindo a formulação no campo não elástico.

**Outros pontos de interesse:** Aumentou-se a biblioteca de perfis laminados para a norma **MV-103**, acrescentando-se as séries '**L**', '**T**' e '**LD**', descritas na norma **MV-102**. Para perfis compostos incluíram-se todas as séries dadas no *Prontuário de Ensidesa*, incluindo-se perfis em '**I**', '**I** assimétrica' e '**T**'.

A norma portuguesa *R.E.A.E.* permite a utilização da norma espanhola *MV-103*, excepto no caso da encurvadura de barras comprimidas, para o que inclui uma formulação própria. Também há diferenças no caso do bambeamento, mas a norma não fornece informação pormenorizada.

Por isso, implementou-se a norma portuguesa para perfis laminados e compostos com a mesma formulação que a *MV-103*, excepto para a verificação de barras submetidas à compressão simples e composta, nas quais se utilizam as fórmulas dadas no *art. 42º* da norma *R.E.A.E.*

Quadro de Coeficientes de Momentos de Bambeamento		
Tipos de Carga	Forma do 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

Fig. 2.1- Coeficientes de Momentos de Encurvadura lateral

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

A norma *MV-110* é aplicável a perfis enformados.

O cálculo de perfis enformados é, na maioria dos casos, mais complexo que para os laminados e compostos, devido à grande instabilidade deste tipo de perfis. Realizam-se, por isso, mais verificações e em mais pontos da secção transversal.

Por isso, o cálculo segundo uma norma de perfis enformados pode ser significativamente mais lento que para o caso de perfis laminados e compostos.

A seguir resumem-se, brevemente, os aspectos principais da implementação da norma *MV-110* no **CYPE 3D**:

1. As esbeltezas limites para os elementos da secção transversal são as seguintes:
  - Elementos não rigidificados ou rigidificador de bordo: 60
  - Almas entre elementos: 150
  - Rigidificadores: A do elemento rigidificado
2. Em relação ao ponto anterior, deve-se ter em conta que para a verificação de barras submetidas a compressão, utiliza-se a formulação dada no *capítulo V* da norma, no qual também se diz que o limite de validade de tal formulação é para elementos de esbelteza inferior a 80.
3. O programa verifica as dimensões mínimas dos rigidificadores, conforme se indica no *art. 1.7*.
4. Verifica-se o enfunamento por tensões normais e tangenciais, conforme o exposto no *capítulo II*. Para isso, calculam-se os coeficientes de enfunamento por tensões normais (sempre para elementos compridos) e tangenciais, assim como a secção eficaz do perfil para cada combinação de esforços (utiliza-se um método iterativo). Também se tem em conta a interacção entre enfunamento por tensões tangenciais e normais (*art. 2.6*).

5. O empenamento (equivalente ao bambeamento) verifica-se para as secções nas quais há um banzo comprimido. Tem-se em conta o prescrito no *art. 3.5* para peças com duas cabeças comprimidas com ligação elástica entre elas.

Os tipos de secção para os quais se faz a verificação de empenamento são os seguintes:

**Perfis em 'C'** rigidificado ou não. Quando o eixo vertical for o de maior inércia, calcula-se como um perfil 'omega' se tiver rigidificadores. Caso contrário, não se faz esta verificação.

**Perfis em 'Z'** sempre rigidificado e não rigidificado quando o eixo forte for o horizontal.

**Perfis 'omega'**. Calcula-se sempre o coeficiente de empenamento independentemente de qual for o eixo forte.

**Perfis em 'C' unidos pelas suas almas** para formar um perfil em 'Y', ou pelos seus rigidificadores para formar um perfil em secção fechada (ou com separação). No caso dos 'C' não estarem rigidificados, calcula-se o coeficiente de empenamento apenas quando o eixo forte for o horizontal e a separação entre perfis for nula.

**Perfis em caixotão.** Com a formulação da norma *MV-103*.

**Cantoneiras rigidificadas,** sempre que exista um eixo forte.

**Doas cantoneiras rigidificadas** unidas pelos seus banzos verticais.

Para **perfis em tubo** não se verifica o empenamento e tomou-se como máxima esbelteza das suas paredes, na falta de mais informação, o valor dado pela norma *AISI*.

6. Deve-se ter em conta que, ao contrário da norma *MV-103*, os efeitos do empenamento e enfunamento incluem-se na tensão final de comparação fornecida pelo programa, através dos correspondentes coeficientes para tais instabilidades e não constituem verificações separadas, como no caso de perfis laminados e compostos.
7. No cálculo de tensões normais inclui-se o produto da inércia, calculando-se o mesmo para a secção eficaz.
8. O programa inclui a torção no cálculo de tensões tangenciais, supondo que se trata de torção uniforme, o que é muito aproximado para perfis fechados. No capítulo 4.3 indica-se o intervalo de validade desta suposição para perfis abertos, embora recordamos que os perfis enformados e os de secção aberta, não são adequados para resistir a esforços de torção.
9. As esbeltezas eficazes calculam-se para cada estado de carga, tendo em conta o seguinte:
  - Para perfis compostos com separação e comprimento de encurvadura no plano da separação não nula, acrescenta-se uma esbelteza complementar de 50.
  - Para perfis não descritos nos seus eixos principais (cantoneiras, Z, etc.), calcula-se a inércia mínima num deles, tomando-se a mesma para a verificação de compressão simples.
10. A formulação para elementos submetidos a compressão simples ou composta é a exposta no *art. 5.2* da norma. O programa calcula as excentricidades de imperfeição e os factores de amplificação dos momentos flectores, quando for necessário.
11. Por último, a biblioteca de perfis enformados incluída no programa para a norma *MV-110*, corresponde às séries dadas no *Prontuario de Ensidesa*, que inclui por sua vez os perfis das normas *MV-108* e *MV-109*. Também se descreveram as distintas combinações possíveis entre os perfis anteriores para formar perfis compostos.

## 2.2. Implementações da norma portuguesa

### 2.2.1. Norma MV-110 para Portugal

Portugal não dispõe de especificações oficiais para o cálculo de perfis enformados, pelo que se incluiu uma versão da norma espanhola *MV-110*, com a única diferença dos materiais utilizados, que correspondem aos aços utilizados em Portugal.

Para combinações de cargas que incluam acções eventuais (vento e/ou sismo), o programa incrementa automaticamente o valor das tensões admissíveis em 33%, assim como lhe aplica a mesma redução aos esforços para o cálculo da secção eficaz do perfil (verificação de enfunamento).

### 2.2.2. Norma R.E.A.E.

A norma *R.E.A.E.* (Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios) é a norma oficial para estruturas de aço em Portugal. A versão tratada no programa corresponde à edição de 1986.

O método de cálculo propugnado por esta norma corresponde-se com o dos estados limites, incorporando o programa as combinações e os coeficientes redutores correspondentes nos grupos de combinações associados.

Quanto à especificação geral das verificações, a norma faz uma simples enumeração dos aspectos estruturais que se devem efectuar, propondo também um método de cálculo (baseado quase sempre em especificações de outros países), que, em certas ocasiões, é incompleto, visto que não se tratam todos os tipos de secções que normalmente se utilizam em edificações de aço.

Por conseguinte, implementou-se para esta norma o método de cálculo da *MV-103/1972*, visto que é suficientemente conhecido em Portugal e tem em comum grande parte das limitações dimensionais, esbeltezas, etc., que se especificam no texto da norma.

No entanto, a norma *R.E.A.E.* propõe uma formulação própria para a verificação de barras submetidas a compressão simples e composta (*artigo 42*), baseada por sua vez na norma Belga *NBN-B51001* de 1977. Essa formulação implementou-se no programa, substituindo, neste caso, o especificado de coeficientes omega da *MV-103*.

O programa incorpora os aços habitualmente mais utilizados em Portugal e, como bibliotecas de perfis laminados e compostos, as mesmas da norma espanhola.

## 2.3. Eurocódigos 3 e 4

Implementou-se o conteúdo indicado nos **Eurocódigos 3 e 4** correspondentes a **Estruturas de aço e Estruturas mistas de aço e betão**.

Recorde que com perfis enformados abertos, o Eurocódigo não tem formulação implementada, pelo que para este tipo de perfis deverá utilizar outra norma.

## 2.4. Aplicação do Eurocódigo 3 aos programas de cálculo de estruturas Cype.

Neste ponto, mostra-se um artigo de uma comunicação apresentada no terceiro Encontro de **Construção Metálica e Mista**. O tema aborda a aplicação do Eurocódigo 3 nos programas de cálculo de estruturas Cype, desenvolvido pela autora Amaya Gómez Yábar, Ingeniera de Caminos, Departamento de Desarrollo de CYPE, Alicante (Espanha).

### 2.4.1. Resumo

O computador e os programas de cálculo de estruturas foram convertidos em ferramentas praticamente imprescindíveis nos nossos dias. Apesar disso, existe uma certa desconfiança devido a que muitas vezes se desconhece o seu funcionamento interno, os aspectos considerados no cálculo, ou as simplificações que foram possíveis realizar.

No desenvolvimento deste tema, pretende-se dar uma visão global de como se realiza a análise de uma estrutura metálica segundo o Eurocódigo 3, no caso particular dos programas CYPE. Com este objectivo, descreve-se pormenorizadamente o processo de cálculo, partindo dos dados introduzidos no programa pelo projectista, até chegar ao resultado final.

Enumeram-se todas as verificações que se realizam e expõem-se a formulação e os critérios empregados na análise dos distintos elementos da estrutura, tendo especial atenção na verificação do estado limite último de rotura, de acordo com os correspondentes artigos do Eurocódigo.

## 2.4.2. Introdução

Em geral, a análise de uma estrutura mediante um programa de cálculo, supõe três fases: a introdução de dados, a verificação propriamente dita e a saída de resultados. A introdução de dados e a forma em que se mostram os resultados finais, pode variar segundo o programa utilizado (METAL 3D, CYPECAD, Gerador de Pórticos, ...), embora as verificações realizadas sejam comuns a todos eles.

A partir dos dados de geometria, das cargas que solicitam a estrutura e da descrição das características de nós e barras, determinam-se os esforços e deformações mediante uma análise global elástica de primeira ordem, na configuração não deformada. Calculam-se os resultados para cada tipo de acção introduzida (permanente, sobrecarga, ...), procedendo por sobreposição os cálculos dos esforços e deformações para cada hipótese de combinação de acções definida na norma, com os quais se efectua a verificação ou dimensionamento seguindo os critérios do EC-3.

## 2.4.3. Campo de aplicação

O Eurocódigo 3, e portanto o programa, é aplicável para a concepção do ponto de vista estrutural, de edificações e obras de engenharia realizadas em aço. Neste momento, a formulação implementada é a do Eurocódigo 3, parte 1-1, que contempla unicamente o emprego de perfis laminados e enformados ocós. No caso de seleccionar um perfil enformado de secção aberta surge uma mensagem de erro.

## 2.4.4. Introdução de dados

Como já foi referido anteriormente, tanto os dados que se pedem como a forma como se introduzem podem variar sensivelmente em função do programa. Tomando como referência CYPE 3D, visto que é o programa específico para a análise de estruturas metálicas, a estrutura fica definida mediante os seguintes dados:

- Geometria da estrutura: através de uma janela gráfica introduz-se a disposição de nós e barras.
- Descrição dos nós: ligações externas e internas, assim como deslocamentos ou rotações impostos no caso de existir.
- Descrição das barras: limitações de flecha, dados para as verificações de encurvadura e encurvadura lateral (comprimentos de encurvadura e encurvadura lateral, coeficientes de momento  $\beta_M$  e  $\beta_{MLT}$ ), selecção do tipo de aço (Tabela 1) e de perfil.
- Cargas que actuam sobre cada barra e sua natureza (permanente, sobrecargas, ...).
- Combinações de acções para estados limites últimos e de utilização.

Valores nominais do limite elástico  
 $f_y$  para aço estrutural

Tipo de aço	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )
Fe 360, S235	235
Fe 430, S275	275
Fe 510, S355	355

## 2.4.5. Bases de cálculo

As verificações realizadas estão direccionadas fundamentalmente a verificar os estados limites últimos. Nos programas CYPE 3D e CYPECAD, é possível considerar também o estado limite de deformação, para o qual o utilizador deve introduzir a limitação da flecha em função do especificado no EC-3: 4.2 Flechas. As hipóteses de combinação de acções realizam-se segundo o especificado em EC-3: 2.3.2.2 Combinação de acções.

Dentro dos estados limites últimos realizam-se as verificações de resistência das secções transversais, encurvadura, encurvadura lateral e enfunamento segundo a formulação que se irá expor brevemente. A notação que foi empregue é a própria do Eurocódigo 3, e visto que não se trata de reproduzir este, em

cada capítulo expõe-se a formulação básica e faz-se referência ao artigo de onde foi extraída e que se pode consultar para uma maior clarificação.

Os coeficientes de segurança parciais  $\gamma_M$  que se empregam nos cálculos são os indicados no capítulo 5.5.1 (2) do EC-3. Previamente realiza-se a classificação da secção e em caso de resultar uma secção esbelta, calculam-se as suas características efectivas.

#### 2.4.5.1. Classificação de secções

A classificação de cada um dos elementos que compõem a secção realiza-se segundo a tabela 5.3.1 do EC-3, onde se estabelecem os limites para que um elemento comprimido pertença às classes 1, 2 ou 3. No caso destes elementos pertencerem a classes diferentes, a classe da secção será a mais desfavorável.

O valor dos parâmetros **b**, **c** e **d** da tabela, foram calculados sem terem em conta os raios de concordância nos perfis laminados, nem a espessura das soldaduras nas armaduras. Isto não supõe diferenças significativas, e em qualquer caso, fica sempre do lado da segurança. O valor de  $k_\sigma$  é função da relação de tensões  $\psi$  nos bordos do elemento e calcula-se segundo as expressões do quadro 5.3.3 do EC-3. Para valores de  $\psi$  menores que -1 em elementos extremos e menores que -2 nos intermédios, considera-se que o elemento não enfuna, encontrando-se portanto na classe 3.

#### 2.4.5.2. Características das secções esbeltas

As características das secções efectivas das secções de classe 4 determinam-se considerando as larguras efectivas dos seus elementos comprimidos, de acordo com as tabelas 5.3.2 e 5.3.3 do EC-3, segundo se trate de peças intermédias ou extremas respectivamente.

Para a determinação da área efectiva ( $A_{eff}$ ) supõe-se que toda a secção trabalha à compressão e obtém-se, para além desta, os deslocamentos do centro de gravidade da secção efectiva respeitante à secção bruta  $e_{Ny}$  e  $e_{Nz}$ .

O módulo resistente elástico ( $W_{eff}$ ) obtém-se supondo a secção em flexão, calculando em primeiro lugar as larguras efectivas dos banzos utilizando a relação de tensões obtida com as propriedades da secção bruta. Posteriormente, determinam-se as larguras efectivas das almas utilizando a relação de tensões obtida ao considerar a área efectiva dos banzos e a área bruta da alma e calcula-se o módulo elástico efectivo correspondente à secção resultante.

No caso particular dos tubos circulares esbeltos, não se dispõe de critério para calcular as características efectivas da secção, pelo que não se admite este tipo de peças.

#### 2.4.5.3. Verificação da resistência das secções transversais

Em primeiro lugar verifica-se se os esforços de cálculo solicitantes superam a resistência da secção face a estes esforços segundo os critérios do EC-3, tendo em conta se necessário as interações entre os distintos esforços.

- **Esforço axial de tracção:** A resistência de cálculo à tracção vem dada pela fórmula 5.4.3 do EC-3.

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = Af_y / \gamma_{M0}$$

- **Esforço axial de compressão:** A resistência de cálculo à compressão  $N_{c,Rd}$  define-se no EC-3: 5.4.4 em função da classe da secção em compressão.

$$\text{Classes 1, 2 e 3: } N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = Af_y / \gamma_{M0}$$

$$\text{Classe 4: } N_{c,Rd} = A_{eff} f_y / \gamma_{M1}$$

- **Momento flector:** A resistência à flexão  $M_{c,Rd}$  calcula-se segundo EC-3: 5.4.5.

$$\text{Classes 1 e 2: } M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{M0}$$

$$\text{Classe 3: } M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el} f_y / \gamma_{M0}$$

$$\text{Classe 4: } M_{c,Rd} = W_{eff} f_y / \gamma_{M1}$$

- **Esforço transverso:** A resistência de cálculo ao esforço transverso  $V_{sd}$  calcula-se segundo EC-3: 5.4.6. Para a determinação das áreas de corte não foi tido em conta os raios de concordância.

$$V_{pl,Rd} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

- **Momento flector e esforço transverso:** Se  $V_{sd} \leq 0.5V_{pl,Rd}$  não se considera nenhuma redução da resistência de cálculo da secção à flexão. Caso contrário, considera-se uma redução da mesma ( $M_{v,Rd}$ ) segundo EC-3: 5.4.7, aplicando para isso a fórmula (8) para secções em I simétricas flectidas segundo o eixo de simetria e (9) para o resto dos casos.

$$M_{v,Rd} = \left( W_{pl} - \frac{\rho A_v^2}{4t_w} \right) f_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{v,Rd} = W_{pl}(1-\rho)f_y / \gamma_{M0}$$

- **Momento flector e esforço axial:** O cálculo realiza-se de acordo com EC-3: 5.4.8, em função da classe da secção.

Para secções das classes 1 e 2 calcula-se a resistência à flexão reduzida para ter em conta o efeito do axial ( $M_{N,Rd}$ ) para cada tipo de secção, segundo EC-3 5.4.8.1 (4) a (10) e verifica-se que satisfaz a equação (10). Para os tipos de secção que o EC-3 não define o valor de  $M_{N,Rd}$ , aplica-se a equação (11), de carácter conservador.

$$\left[ \frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{z,sd}}{M_{Nz,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,Rd}} \leq 1$$

Para as secções classe 3 e 4, aplicam-se respectivamente os critérios das equações (12) e (13)

$$\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,sd} + \Delta M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,sd} + \Delta M_{z,sd}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

O termo  $\Delta M$  tem em conta o incremento do momento devido à excentricidade do esforço axial relativamente ao eixo neutro da secção efectiva ( $e_N$ ). Este efeito só se terá em conta no caso de resultar desfavorável.

- **Momento flector, esforço transverso e esforço axial:** Quando o valor de cálculo do esforço transverso  $V_{sd}$  não supera metade da resistência plástica de cálculo ao esforço transverso  $V_{pl,Rd}$ , não é necessária nenhuma redução da resistência da secção, realizando-se os cálculos como no caso da flexão desviada. Caso contrário, obtém-se a resistência de cálculo da secção reduzida por corte  $M_{v,Rd}$  e verifica-se se cumprem os critérios para secções solicitadas por um momento flector e um esforço axial, mas aplicando  $M_{v,Rd}$  em vez de  $M_{c,Rd}$ .

#### 2.4.5.4. Resistência à encurvadura

A verificação de resistência à encurvadura realiza-se em perfis comprimidos cuja esbelteza adimensional  $\lambda$  seja superior a 0.2, segundo se define no EC-3: 5.5.1.2. Embora o EC-3 não estabelece nenhuma limitação para a esbelteza  $\lambda$ , considerou-se necessário limitar o valor desta variável, considerando para isso o valor  $\lambda < 180$ , recomendado por diversos autores.

- **Esforço axial de compressão:** A resistência de cálculo à encurvadura de um perfil comprimido  $N_{b,Rd}$  será, segundo EC-3: 5.5.1.1

$$N_{b,Rd} = \chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1}$$

- **Momento flector e esforço axial de compressão:** Segundo EC-3: 5.5.4, em elementos comprimidos e flectidos deve-se cumprir a seguinte condição, dependendo da classe do perfil:

$$\text{Classes 1 e 2: } \frac{N_{Sd}}{\chi_{min} N_{pl,Rd}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

$$\text{Classe 3: } \frac{N_{Sd}}{\chi_{min} N_{pl,Rd}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

$$\text{Classe 4: } \frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A_{eff} f_{yd}} + \frac{k_y (M_{y,Sd} + \Delta M_{y,Sd})}{M_{y,Rd}} + \frac{k_z (M_{z,Sd} + \Delta M_{z,Sd})}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

$M_{y,Rd}$  e  $M_{z,Rd}$  são as resistências de cálculo à flexão correspondentes à classe do perfil segundo cada um dos eixos. O valor dos coeficientes  $\chi_{min}$ ,  $k_y$ ,  $k_z$  calcula-se aplicando as fórmulas definidas no EC-3: 5.5.4. O valor dos coeficientes relativos ao momento equivalente necessários para o cálculo,  $\beta_{My}$  e  $\beta_{Mz}$  deve ser introduzido pelo utilizador, que os calculará de acordo com a figura 5.5.3 do EC-3.

#### 2.4.5.5. Resistência à encurvadura lateral

O efeito de encurvadura lateral ocorre em perfis submetidos à flexão segundo o eixo de maior inércia, quando o valor da esbelteza reduzida de encurvadura lateral  $\lambda_{LT}$  é maior que 0.4. O valor de  $\lambda_{LT}$  determina-se mediante a expressão  $\lambda_{LT} = \sqrt{\beta_W W_{pl,y} f_y / M_{cr}}$ . O valor do momento crítico elástico de encurvadura lateral  $M_{cr}$ , calcula-se mediante a fórmula F.1.2 que se encontra no anexo F do EC-3. Para os programas METAL 3D e CYPECAD realizam-se as seguintes hipóteses:

- A carga supõe-se aplicada no centro de esforços de corte da secção.
- Os coeficientes C1, C2 e C3 tomam-se iguais à unidade.
- Os coeficientes  $k$  e  $k_w$  tomam-se iguais à unidade.

- **Momento flector:** A resistência de cálculo à encurvadura lateral  $M_{b,Rd}$  calcula-se de acordo com EC-3: 5.5.2 da seguinte forma:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \beta_W W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}$$

O valor do coeficiente de imperfeição para encurvadura lateral  $\alpha_{LT}$  utilizado no cálculo do coeficiente de redução por encurvadura lateral  $\chi_{LT}$ , adoptou-se igual a 0.21 para perfis laminados e 0.49 para soldados e enformados.

- **Momento flector e esforço axial:** Segundo EC-3: 5.5.4, em elementos comprimidos e flectidos deve-se cumprir a seguinte condição, dependendo da classe do perfil:

$$\text{Classes 1 e 2: } \frac{N_{Sd}}{\chi_z N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{\chi_{LT} M_{ply,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

$$\text{Classe 3: } \frac{N_{Sd}}{\chi_z N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{\chi_{LT} M_{y,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

$$\text{Classe 4: } \frac{N_{Sd}}{\chi_z A_{eff} f_{yd}} + \frac{k_{LT} (M_{y,Sd} + \Delta M_{y,Sd})}{\chi_{LT} M_{y,Rd}} + \frac{k_z (M_{z,Sd} + \Delta M_{z,Sd})}{M_{z,Rd}} \leq 1$$

#### 2.4.5.6. Resistência ao enfunamento

A verificação ao enfunamento da alma devido ao esforço transversal realiza-se sempre que se supera a limitação de esbelteza da alma dada pelo artigo 5.6.3 do EC-3, tendo em conta para isso se a alma está rigidificada e o valor da separação entre os rigidificadores.

Para efectuar a verificação de resistência ao enfunamento, no EC-3 expõem-se dois métodos: o método simples de resistência pós-encurvadura e o método do campo diagonal de tracções. Para realizar a

verificação ao enfunamento no programa, decidiu-se utilizar o método do campo diagonal de tracções sempre que se cumpram as condições necessárias para a sua aplicação, pois considera-se que este modelo descreve melhor o comportamento real do aço. No caso de não ser possível a aplicação do método do campo diagonal de tracções, o cálculo realiza-se pelo método simples de resistência pós-encurvadura, sempre e quando existirem as condições necessárias para a sua aplicação. Se a verificação ao enfunamento for necessária, e não for possível aplicar nenhum dos métodos, surge então uma mensagem de erro.

- **Esforço transverso (método simples de resistência pós-encurvadura):** Aplica-se em perfis de secção I, tanto simétricas como assimétricas. Permite obter a resistência ao enfunamento mediante a seguinte fórmula, de acordo com EC-3: 5.6.3

$$V_{ba,Rd} = dt_w \tau_{ba} / \gamma_{M1}$$

- **Esforço transverso (método do campo diagonal de tracções):** Este método aplica-se a perfis secção fechada e em I (simétricas ou não), com rigidificadores intermédios e em secção de apoio tal que a distância entre rigidificadores transversais  $a$  cumpra a condição  $1 < a/d < 3$ , sendo  $d$  a altura da alma. A resistência ao enfunamento  $V_{bb,Rd}$ , vem dada por:

$$V_{bb,Rd} = \left[ (dt_w \tau_{bb}) + 0.9(gt_w \sigma_{bb} \sin \phi) \right] / \gamma_{M1}$$

Para a verificação dos rectângulos de chapa extremos supôs-se que se dispõe de um montante extremo de chapa, adequado para amarrar o campo de tracções, segundo indica o 5.6.4.3 (4)

- **Esforço transverso, momento flector e esforço axial (método simples de resistência pós-encurvadura):** Se for necessária a verificação da resistência da alma ao enfunamento, e actua um momento flector e/ou um esforço axial para além do esforço transversal, é necessário ter em conta a interacção entre os mesmos. Sempre que o valor do esforço transversal  $V_{sd}$  não supere os 50% da resistência ao enfunamento da alma  $V_{ba,Rd}$ , não se reduz a resistência de cálculo da secção face ao momento flector. No caso contrário, verifica-se se cumpre a seguinte condição:

$$M_{Sd} \leq M_{f,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{f,Rd}) \left[ 1 - (2V_{sd} / V_{ba,Rd} - 1)^2 \right]$$

Quando também está aplicado um axial  $N_{sd}$ , substitui-se  $M_{pl,Rd}$  pela resistência à flexão reduzida  $M_{N,Rd}$ .

- **Esforço transversal, momento flector e esforço axial (método do campo diagonal de tracções):** Sempre que o valor de cálculo do esforço transversal  $V_{sd}$  não supere 50% da resistência ao enfunamento considerada isoladamente  $V_{bw,Rd}$ , não se reduz a resistência última da secção ao momento flector e ao esforço axial por efeito do esforço transversal. O valor de  $V_{bw,Rd}$  obtém-se a partir das fórmulas do EC-3: 5.6.4, supondo que os comprimentos de amarração do campo diagonal  $s_c$  e  $s_t$  são nulos.

Quando  $V_{sd}$  supere 50% de  $V_{bw,Rd}$ , mas não supere  $V_{bw,Rd}$ , impõe-se a seguinte condição:

$$M_{Sd} \leq M_{f,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{f,Rd}) \left[ 1 - (2V_{sd} / V_{bw,Rd} - 1)^2 \right]$$

Se para além do momento flector está aplicado um esforço axial  $N_{sd}$ , substitui-se  $M_{pl,Rd}$  pela resistência à flexão reduzida por axial  $M_{N,Rd}$ .

Quando o esforço transversal  $V_{sd}$  for maior que  $V_{bw,Rd}$ , verifica-se se não supera a resistência ao enfunamento  $V_{bb,Rd}$ , calculado a partir das fórmulas do EC-3: 5.6.4, tendo em conta para isso o momento flector e o esforço axial actuante sobre a peça,  $M_{sd}$  e  $N_{sd}$ .

## 2.4.6. Saída de resultados

Após realizar a verificação, no ecrã surgem a vermelho as barras da estrutura que não cumprem. Pode-se obter mais informação mediante uma listagem, ou no ecrã seleccionando uma barra em particular. Em ambos os casos se mostrará um valor numérico denominado coeficiente de aproveitamento, que indica a relação entre os esforços solicitantes e os resistentes. O valor deste coeficiente é menor que a unidade se a barra ou secção que se consulta cumpre e maior em caso contrário. Em algumas ocasiões, mostra-se uma mensagem de erro que indica que não foi realizado nenhuma verificação de resistência

por diversos motivos (tubos de paredes esbeltas, barras que não cumprem a esbelteza máxima aconselhada para elementos comprimidos, etc).

Neste momento, trabalha-se para se proporcionar uma listagem detalhada de todas as verificações que foram realizadas, com a correspondente referência ao artigo da norma, assim como informação adicional que pode ser útil para o utilizador como a classe do perfil, parâmetros efectivos calculados no caso de secções da classe 4, etc.