

Software para
Arquitetura,
Engenharia
e Construção

Manual do utilizador

Elementos Estruturais

Memória de cálculo

Manual do utilizador

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 Elementos Estruturais. 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
4700-026 Braga
Tel: 00 351 253 20 94 30
<http://www.topinformatica.pt>

Traduzido e adaptado pela Top-Informática, Lda para a
© CYPE Ingenieros, S.A.
Agosto de 2014

Windows® é marca registada de Microsoft Corporation®

Índice

1. Ajudas	7
1.1. Ajudas no ecrã	7
1.2. Documentação	7
1.3. Perguntas e respostas	7
2. Escadas.....	8
2.1. Tipologias resolvidas	8
2.2. Análise efectuada pelo programa.....	8
2.3. Menu Configuração	8
3. Lajes Maciças	14
3.1. Obtenção de esforços	14
3.2. Cargas.....	14
3.3. Dados gerais e materiais	15
3.4. Cálculo da armadura necessária.....	15
3.5. Visualização das acções	16
3.6. Listagem de verificações.....	16
4. Muros de Cave.....	17
4.1. Secção do muro	17
4.2. Alçado do muro	18
4.3. Materiais.....	21
4.4. Estabilidade ao deslizamento.....	21
4.5. Combinações activas	22
4.6. O cálculo de tensões na sapata.....	24
4.7. Verificação de estabilidade ao deslizamento	25
4.8. Verificação ao esforço transverso na sapata	26
4.9. Cálculo à flexão da armadura transversal da sapata	27
4.10. Armadura longitudinal da sapata.....	29
4.11. Cálculo da armadura vertical do muro	30
4.12. Armadura horizontal do alçado do muro.....	30
4.13. Selecção da armadura vertical do muro e transversal da sapata.....	31
4.14. Comprimentos mínimos em patilha e emendas.....	31
4.15. Verificação de aderência	32
4.16. Muro de cave com lintel.....	33
4.16.1. Verificação ao deslizamento	34
4.16.2. Cálculo do lintel	34
4.17. Muro de cave com viga de fundação.....	34
4.18. Verificações segundo o R.E.B.A.P.....	36
4.18.1. Verificação ao esforço transverso na sapata.....	36
4.19. Verificações segundo o Eurocódigo-2	36
4.19.1. Verificação ao esforço transverso na sapata.....	36

4.19.2. Cálculo à flexão da armadura transversal da sapata	37
4.19.3. Cálculo da armadura vertical e horizontal do alçado do muro.....	37
5. Vigas Parede.....	37
5.1. Descrição de problemas a resolver.....	37
5.2. Tipologias resolvidas	37
5.3. Análise efectuada pelo programa.....	37
5.4. Definição geométrica.....	37
5.5. Tipos de apoio	38
5.6. Acções consideradas	38
5.7. Obtenção de esforços longitudinais.....	39
5.8. Verificação de largura mínima	39
5.9. Verificação das reacções de apoio	39
5.10. Cálculo da armadura de alma horizontal e vertical	41
5.11. Armaduras longitudinais	41
5.11.1. Armadura longitudinal inferior	42
5.11.2. Armadura longitudinal superior	42
5.12. Reforço inclinado em apoios	44
5.13. Armadura de suspensão	44
5.14. Reforço das cargas indirectas.....	45
5.15. Reforços na vertical de apoios	45
5.16. Critérios de cálculo	46

Nota prévia

Devido à implementação de novas funcionalidades e melhorias no Elementos Estruturais, é possível que pontualmente surjam imagens ou textos que não correspondam à versão atual. Em caso de dúvida consulte a Assistência Técnica em <https://www.topinformatica.pt/>.

Apresentação

Elementos Estruturais é um conjunto de programas desenhados para o cálculo e dimensionamento dos diversos elementos de betão que constituem as estruturas. São seis aplicações com as quais poderá realizar o seu trabalho de forma cómoda e eficaz.

Escadas, cálculo e dimensionamento de escadas.

Lajes Maciças, cálculo e dimensionamento de lajes apoiadas no seu contorno. A tipologia de lajes consideradas inclui apoios, encastramentos e bordo livre em qualquer disposição.

Consolas Curtas, desenhado para o cálculo e dimensionamento de consolas curtas.

Muros de Cave, cálculo e dimensionamento de muros de cave. Admite muros com elementos estabilizadores. É possível definir as tabelas de armadura e os critérios e opções de cálculo sobre o tipo de terreno, materiais para a sapata e para o muro, etc., para os adaptar às suas necessidades de cálculo.

Vigas Parede, cálculo, dimensionamento e armadura de vigas de betão armado, de secção constante e cuja geometria as defina como vigas parede. Resolve vigas apoiadas e contínuas, tanto no tramo exterior como nos seus tramos interiores.

1. Ajudas

1.1. Ajudas no ecrã

Os programas da CYPE dispõem de ajudas no ecrã, através das quais o utilizador pode obter diretamente informação sobre os comandos e funções.

1.2. Documentação

Pode-se consultar e imprimir a documentação do programa, na barra de ferramentas através da opção Ajuda .

Na página <http://www.topinformatica.pt>, em FORMAÇÃO WEBINAR > MANUAIS DO UTILIZADOR, encontra-se o manual do utilizador do programa.

1.3. Perguntas e respostas

Na página <http://www.topinformatica.pt>, em SUPORTE ÁREA TÉCNICA > FAQ, encontram-se esclarecimentos adicionais resultantes de consultas prestadas pela Assistência Técnica.

2. Escadas

Este programa resolve escadas de betão armado para edifícios, de dois tramos iguais com patamar intermédio, espessura constante, apoiaadas nos extremos dos tramos e no bordo exterior do patamar.

2.1. Tipologias resolvidas

O tipo de apoio a nível de piso superior e inferior supõe-se articulado, quer seja em laje maciça ou viga, cuja altura pode ser embebida na laje maciça (viga rasa) ou em vigas altas.

Ao nível do patamar supõe-se apoio simples, apoiando em murete de alvenaria, murete de betão, viga intermédia ou tirantes suspensos no piso superior.

O esquema de cálculo é o seguinte:

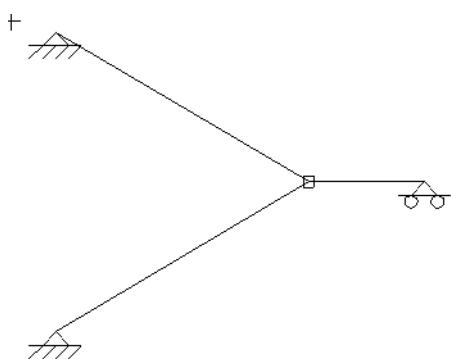


Fig. 2.1

2.2. Análise efectuada pelo programa

Para a obtenção dos esforços de cálculo realizaram-se umas simplificações que, geralmente, ficam do lado da segurança, e que são baseadas na prática habitual de cálculo manual de esforços, visto que as escadas se devem calcular por métodos simplificados, pois o seu cálculo rigoroso deve-se abordar como lajes maciças inclinadas espaciais, o que o torna em algo inabordável para o técnico que de forma rápida deve resolver e quantificar a armadura de uma laje de escada.

2.3. Menu Configuração

Exemplo: Análise de uma escada com diferentes métodos

A largura dos tramos é de 1.00 m, com uma abertura central (espaço vazio entre dois tramos) de 0.20 m, pelo que o patamar tem uma largura de 2.20 m. O corte da escada é a seguinte:

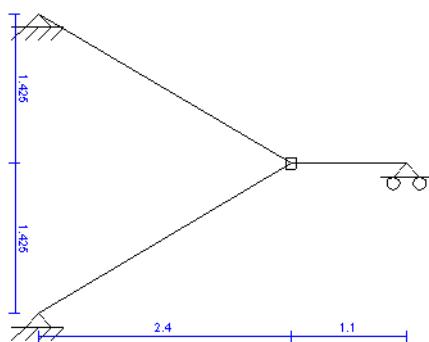


Fig. 2.2

As cargas consideradas são:

Peso próprio da laje =	3.75 KN/m ²
Formação de degraus =	3.25 KN/m ²
Sobrecarga =	3 KN/m ²
Total =	10 KN/m ²

Calculando com **CYPE 3D** como estrutura plana, obtém-se os seguintes momentos majorados

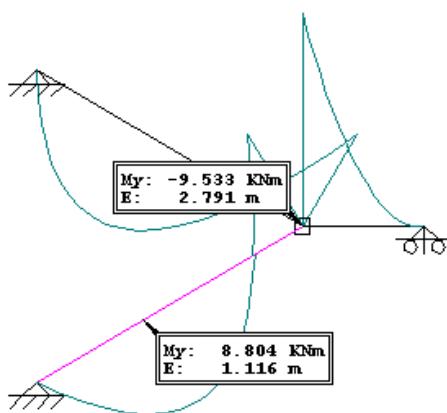


Fig. 2.3

Analogamente, o diagrama de esforços axiais:

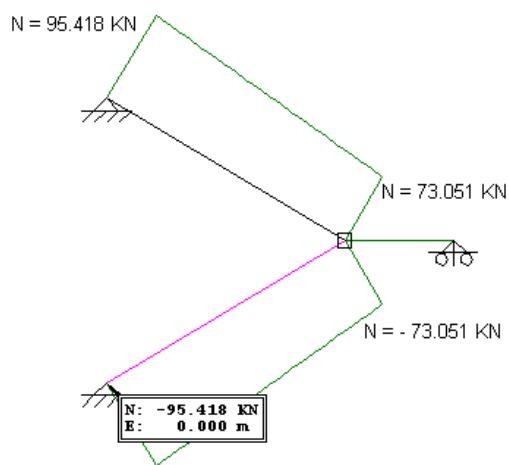


Fig. 2.4

Se calcular com **Metal 3D** como estrutura espacial, gerando as lajes maciças como grelhas planas, obterá o seguinte gráfico de momentos:

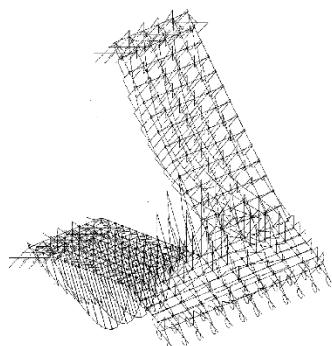


DIAGRAMA DE MOMENTOS

Fig. 2.5

O máximo momento positivo majorado médio por metro de largura é igual a 9.63 KN·m. O máximo momento negativo no encontro com o patamar é igual a -7.90 KN·m. O diagrama de axiais é:

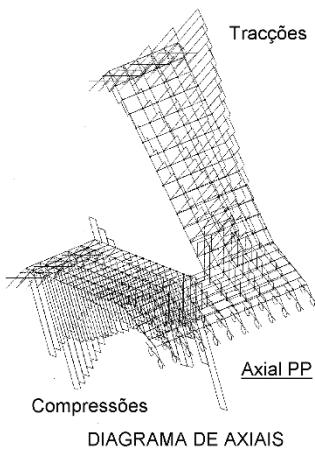


DIAGRAMA DE AXIAIS

Fig. 2.6

O fenómeno que se deduz da observação dos diagramas de esforços é conhecido, visto que o tramo inferior está em compressão e o superior em tracção.

Além disso, a aresta de quebra do plano da escada vai funcionar como um apoio fictício, pelo que nesse ponto se produz o máximo momento negativo.

Estimam-se momentos a partir da fórmula pl^2/x , sendo l o vão total em verdadeira magnitude (tramo inclinado + patamar), e o valor de x em função da sua posição, positivo ou negativo, que fica sempre do lado da segurança.

Além disso, dimensionando a escada à flexão simples deve permitir cobrir os esforços de tracção e compressão que se originam nos tramos inclinados.

Adota-se como momento positivo para a armadura inferior $x=10$, ($pl^2/10$), e como momento negativo para a armadura superior $x=16$, ($pl^2/16$), que no exemplo seria:

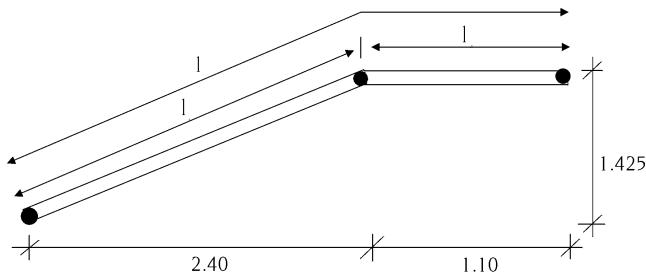


Fig. 2.7

$$l_i = \sqrt{2.4^2 + 1.425^2} = 2.80\text{m}$$

$$l_p = 1.10\text{m}$$

$$l = l_i + l_p = 2.80 + 1.10 = 3.90\text{m}$$

Carga majorada:

$$P_{sd} = \gamma_f \cdot p = 1.5 \cdot 10 = 15\text{KN/m}$$

Considerando o comprimento inclinado:

$$M_{sd}^+ = p_{sd} \frac{l_i^2}{10} = 15 \cdot \frac{2.80^2}{10} = 11.76 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{sd}^- = p_{sd} \frac{l_i^2}{16} = 15 \cdot \frac{2.80^2}{16} = 7.35 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

e considerando o comprimento total l :

$$M_{sd}^+ = p_{sd} \frac{l^2}{10} = 15 \cdot \frac{3.90^2}{10} = 22.82 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{sd}^- = p_{sd} \frac{l^2}{16} = 15 \cdot \frac{3.90^2}{16} = 14.26 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Com estes valores garante-se a cobertura dos valores que se obteriam de um cálculo mais exacto pelo lado da segurança.

Se se dimensionar de forma simplificada, o mais desfavorável é a armadura inferior do tramo inclinado superior, que se encontra submetido à flexão e tracção:

$$\begin{cases} N_{sd} = 95.42 \text{ KN} \\ M_{sd} = 9.63 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{cases} \quad (M_{sd}^+ = 22.82 \text{ KN}\cdot\text{m})$$

Utilizando como fórmula simplificada à flexão simples (sempre que seja necessária armadura de compressão):

$$U_s = \frac{M_{sd}}{Z} = \frac{M_{sd}}{0.8h} = \frac{9.63}{0.8 \cdot 0.15} = 80.25 \text{ KN}$$

Se não houvesse armadura superior, as tracções teriam de se absorver com a armadura inferior, logo,

$$U_{sTOTAL} = U_s + N_{sd} = 80.25 + 95.42 = 175.67 \text{ KN}$$

Se se dimensionar com o momento $pI^2/10$, obtém-se:

$$U_s = \frac{M_{sd}}{0.8h} = \frac{22.82}{0.8 \cdot 0.15} = 190.17 > U_{stotal} (= 175.67 \text{ KN})$$

sendo

U_s , U_{stotal} : Capacidades mecânicas

Por conseguinte, pode-se observar que, com o momento utilizado pelo programa e dispondo apenas armadura inferior, cobre-se pelo lado da segurança a armadura necessária em flexão-tracção:

Analogamente, para a armadura superior (patamar):

$$\begin{cases} N_{sd} = 73.05 \text{ KN} \\ M_{sd} = 7.90 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases} \quad (M_{sd}^+ = 14.26 \text{ KN} \cdot \text{m})$$

$$U_{sTOTAL} = 65.83 + 73.05 = 133.88 \text{ KN}_{\text{necessária}}$$

$$U_s = \frac{14.26}{0.8 \cdot 0.15} = 118.83 \text{ KN}_{\text{superior}} \quad (\text{quase cobre})$$

Como também se tem armadura inferior, que não é necessária, obtém-se armadura excessiva.

Quanto ao esforço transverso nos apoios, se se supuser que toda a carga se distribui pelos apoios nas lajes, obter-se-ia de forma aproximada:

$$V_{sd} = 1.5 \cdot \frac{l}{2} \cdot p = 1.5 \cdot \frac{3.9}{2} \cdot 10 = 29.25 \text{ KN}$$

sendo:

V_{sd} : Esforço transverso majorado

Adoptando um B20

$$V_{cd} = 0.6(1.6 - d) \tau_1 \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{cd} = 0.6(1.6 - 0.12) 600 \times 1.00 \times 0.12 = 63.94 \text{ KN} > V_{sd}$$

sendo:

V_{cd} : Resistência do betão ao esforço transverso

τ_1 : tensão definida no quadro VI do REBAP

b_w : largura da secção

d : altura útil da secção

e na zona de tracção por efeito de corte é necessário dispor:

$$A_s = \frac{V_{sd}}{\frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}} = \frac{29.25}{\frac{348000}{\sqrt{3}}} = 1.5 \text{ cm}^2$$

sendo:

A_s : Área necessária de armadura

f_{yd} : Resistência de cálculo do aço

que com a armadura de momentos positivos ou negativos é mais que suficiente.

Quanto aos esforços de dimensionamento do patamar, se se observarem os diagramas de momentos da Fig. 2.5, aparecem transversalmente uns momentos com forma de sino; o máximo está no centro e diminui para os bordos.

Esta forma é lógica se se pensar que a aresta de quebra provocada pelos tramos superior e inferior determina um ponto de apoio justamente no centro do patamar, junto à abertura central da escada.

Para estimar o momento negativo transversal a considerar de forma simplificada no programa adopta-se o valor:

$$Q_d \cdot \frac{B^2}{12}$$

sendo:

Q_d : Carga total majorada no patamar, formada pela transmitida pelos tramos inclinados mais a própria do patamar.

B: Largura do patamar na direcção transversal = soma de larguras dos tramos mais a abertura central da escada

No exemplo, seria:

$$Q_{sd} = 1.5 \cdot \left(\frac{10.00 \cdot 2.80}{2} \cdot \frac{2}{2.20} + 10.00 \cdot 1.10 \right) = 35.59 \text{ KN/m}$$

$B = 2.20 \text{ m}$

$$M_{sd}^- = 35.59 \cdot \frac{2.20^2}{12} = 14.36 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$U_s = \frac{14.36}{0.8 \cdot 0.15} = 119.67 \text{ KN}$$

Coloca-se como armadura superior transversal do patamar a obtida para o momento mencionado.

Se verificar o valor obtido da análise espacial com **CYPE 3D**, observa-se que o momento fletor é da ordem de 6.48 KN·m, valor inferior ao que o programa calcula, mas que resulta seguro.

Com estes esforços simplificados de cálculo dimensionam-se as armaduras da laje de escada.

São valores suficientemente seguros, para os casos normais de escadas de edifícios, com os limites que o programa estabelece.

Para outras utilizações não se recomenda utilizar estes métodos simplificados, deve-se recorrer a discretizações mais precisas que reflectam a realidade do problema a resolver.

Quanto à verificação ao esforço transverso, é evidente que a secção mais desfavorável é o apoio superior, dado que ao estar submetida à tracção não se pode contar com a colaboração do betão ao esforço transverso.

A armadura inferior colocada, assim como a superior, que é aconselhável colocar sempre e que o programa calcula por defeito, são em geral suficientes para resistir ao esforço transverso por efeito de corte.

Deixa-se para o utilizador a verificação do mesmo, se o considerar necessário, visto que o programa não o efectua.

O dimensionamento à flexão das armaduras realiza-se para cada uma das normas definidas no programa, de acordo com o diagrama rectangular.

Os limites de quantidades encontram-se definidos nas opções do programa, que se recomenda verificar antes do cálculo para a sua validação.

3. Lajes Maciças

3.1. Obtenção de esforços

Para a obtenção dos esforços utilizou-se o método das diferenças finitas para a resolução da equação da lajes (laje de espessura constante e de forma rectangular).

Para a aplicação do método das diferenças finitas, utilizou-se uma malha cujo número de pontos depende da relação de comprimento entre os lados da laje. A malha resultante variará de uma malha de 10 x 10 pontos até uma malha de 10 x 40 pontos.

A modificação desta malha realiza-se da seguinte forma: atribui-se ao lado menor da laje 10 pontos e conforme seja a relação do lado de maior comprimento com este lado de menor comprimento, irá aumentando o número de pontos na outra direcção.

Para uma laje com a relação lado menor/lado maior igual a 1, a malha será de 10 x 10, enquanto que para uma relação 1/10, a malha será de 10 x 40.

A malha que se obtém é suficiente para representar esforços aos quais a laje está submetida.

Em cada ponto da malha existem os seguintes esforços:

- Momento flector na direcção X.
- Momento flector na direcção Y.
- Momento torsor XY.
- Esforço transverso na direcção X.
- Esforço transverso na direcção Y.

O que o esforço torsor em lajes reflecte realmente é uma mudança de direcção dos esforços principais de flexão em relação às direcções adoptadas para a discretização da estrutura, não um esforço secundário que possa ser desprezado.

O dimensionamento correcto da armadura de flexão em lajes consiste na obtenção de umas armaduras dispostas em duas direcções ortogonais predefinidas que cubram uns momentos nestas mesmas direcções, cujas projecções sobre as direcções dos momentos principais sejam iguais ou superiores aos momentos principais da laje.

Com estes momentos flectores e com o momento torsor, através do método proposto por Wood e Armer, obtém-se os momentos flectores que se utilizam para o dimensionamento da armadura nas duas direcções; com este método passou-se de um problema onde havia flexão e torção, para um onde só há flexão.

Em relação ao esforço transverso combinam-se ambos

$$Q = \sqrt{(qx)^2 + (qy)^2}$$

com o que se obtém o esforço transverso de cálculo para verificar se a laje resiste.

3.2. Cargas

O programa permite introduzir cargas superficiais, cargas triangulares e cargas pontuais.

- **Superficiais**: basta indicar o valor da carga em KN/m².
- **Triangulares**: tem de indicar o valor máximo da carga em KN/m².
- **Pontuais**: indicam-se as coordenadas do seu ponto de aplicação, em relação ao canto inferior da esquerda (onde começa o vão livre na direcção X), e o valor da carga.

3.3. Dados gerais e materiais

Deve ter em conta o seguinte.

- Recobrimento geométrico. É o utilizador que o introduz.
- O Utilizador não pode escolher o módulo de Poisson nem o módulo de elasticidade de Young, uma vez que o programa utiliza o que indica cada norma.
- Acontece o mesmo com as quantidades geométricas mínimas e as mecânicas que se utilizam, sendo estas as que a norma correspondente indica.

3.4. Cálculo da armadura necessária

Para o cálculo da armadura de flexão, necessária em ambas as direcções, utilizam-se os momentos obtidos como combinação das distintas hipóteses de cálculo, segundo a norma utilizada e através do método de Wood e Armer.

Com este momento aplica-se a formulação própria da norma escolhida:

- EHE
- EH-91
- ACI 318-95
- ACI 318-95 versão Chilena
- Norma Brasileira NB-1
- Norma Brasileira Nb1/2000
- Regulamento REBAP
- Norma Argentina CIRSOC
- Eurocódigo-2 Genérico
- Eurocódigo-2 para Portugal
- Normas Técnicas Complementares (Para O Distrito Federal, México).

Estas lajes não se armam com armadura de esforço transverso, pelo que verifica-se se com a espessura definida e com a armadura necessária por flexão, a laje é capaz de resistir aos esforços transversos actuantes.

A armadura que se obtém ao longo da laje é a seguinte:

- Uma armadura base inferior em todo o comprimento da laje na direcção X e na direcção Y.
- Um reforço intermédio em ambas as direcções.
- Uma armadura base superior em todo o comprimento da laje em ambas as direcções.
- Um reforço no início e no fim da laje em ambas as direcções.

No dimensionamento, a amarração das distintas armaduras base e dos reforços superiores nos bordos considera-se a terminação em patilha, cujo comprimento depende da norma aplicada e dos esforços.

Na verificação o utilizador pode escolher entre amarrar em prolongamento recto, amarrar com patilha de comprimento dado ou amarrar com patilha de comprimento de toda a altura da laje menos duas vezes o recobrimento.

O reforço central inferior e o extremo interior dos reforços superiores amarram-se e dimensionam-se em prolongamento recto.

No caso de verificação de uma laje que possua três lados apoiados ou encastrados e o quarto lado seja um bordo livre, é permitido que o utilizador introduza uma armadura de bordo (que ajuda a evitar a fendilhação). Neste caso verifica-se que essa armadura (que se coloca exclusivamente para evitar a fendilhação) esteja bem amarrada.

3.5. Visualização das acções

O programa permite através da opção de isovalores, ver os esforços que se obtêm da resolução da laje para cada acção assim como o deslocamento que se obtém através da acção linear e elástica de todos os pontos da malha.

Também se podem ver os momentos de armadura, obtidos ao aplicar o método de Wood e Armer, momento X positivo, momento X negativo, momento Y positivo, momento Y negativo, assim como os esforços transversos que se utilizam para o dimensionamento e para a verificação.

3.6. Listagem de verificações

As verificações que se realizam em todas as normas (embora haja normas que também incluem outras verificações adicionais), são as seguintes:

- Verificação das dimensões da laje.
- Verificação do recobrimento geométrico.
- Verificação da separação máxima de armaduras.
- Verificação da separação mínima de armaduras.
- Verificação da quantidade por mínimos geométricos, por mínimos mecânicos e se houver, por máximos geométricos.
- Verificação da percentagem da armadura de positivos que se prolonga até aos apoios.
- Verificação das quantidades por flexão para acções estáticas.
- Verificação do esforço transverso com acções estáticas.
- Verificação da amarração da armadura base superior e inferior com acções estáticas.
- Verificação da amarração do reforço superior inicial e final com acções estáticas.
- Verificação da amarração do reforço central inferior com acções estáticas.
- Verificação das quantidades por flexão para acções dinâmicas.
- Verificação do esforço transverso com acções dinâmicas.
- Verificação da amarração da armadura base superior e inferior com acções dinâmicas.
- Verificação da amarração do reforço superior inicial e final com acções dinâmicas.
- Verificação da amarração do reforço central inferior com acções dinâmicas.

No caso de ter introduzido a armadura de bordo (caso de bordo livre), verificar-se-á a amarração dessa armadura.

4. Muros de Cave

Observe a seguir como trabalha o programa de **Muros de Cave** com um exemplo de um edifício de 6 pisos e cave. Considere-se uma carga por piso de aproximadamente 7 KN/m² e para as paredes exteriores, aproximadamente 8 KN/m (Figs. 4.1 e 4.2).

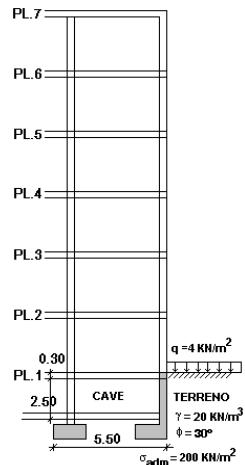


Fig. 4.1

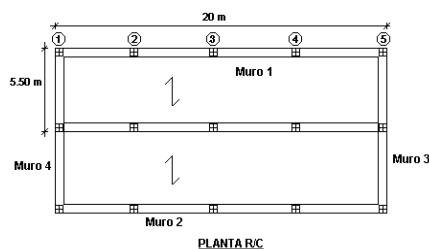


Fig. 4.2

4.1. Secção do muro

Os esforços dos pilares no arranque do coroamento do muro de cave, são conhecidos através do cálculo do edifício. Da listagem de esforços por acções obtém-se os dados seguintes:

Pilar	Permanente			Sobrecarga			Total		
	N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q
1	330	10	2	80	2	1	410	12	3
2	700	12	1	180	1	1	880	13	2
3	600	11	1	150	1	1	750	12	2
4	680	11	1	170	1	1	850	12	2
5	350	10	2	90	1	1	440	11	3

A seguir analisa-se o tramo de Muro 1 (Fig. 4.3).

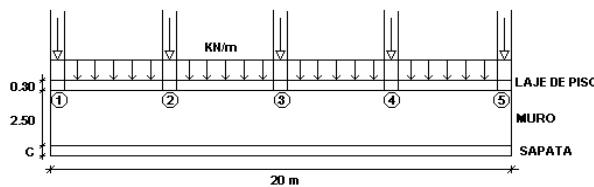


Fig. 4.3

4.2. Alçado do muro

A carga dos pilares 1 e 5, que são de canto, repartir-se-á entre os dois tramos de muro que interceptam os pilares. Por isso, considerar-se-á metade da sua carga para o cálculo de cada tramo. De forma simplificada, será correcta a sua consideração. Se não houvesse muros no canto não se faria esta distribuição.

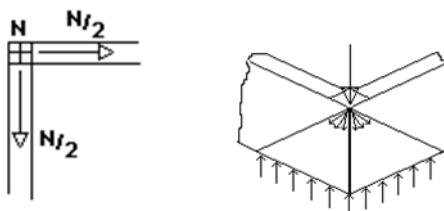


Fig. 4.4

Além disso, existe a carga transmitida pela laje do piso, que apoia no coroamento do muro e que, de forma simples, se pode calcular como se mostra a seguir:

$$\text{carga total} = \text{faixa da carga} + \text{paredes exteriores}$$

$$p = 7 \text{ KN/m}^2 \cdot \frac{5.5}{2} + 8 \text{ KN/m} = 27.25 \text{ KN/m}$$

A carga transmitida pelos pilares será a seguinte:

$$\begin{aligned} N &= \frac{1}{2}(N_1 + N_5) + N_2 + N_3 + N_4 = \\ &= \frac{1}{2}(410 + 440) + 880 + 750 + 850 = 2905 \text{ KN} \end{aligned}$$

Dado que actua num comprimento de 20 m de muro, obtém-se:

$$\begin{aligned} N &= \frac{2905}{20} = 145.25 \text{ KN/m} \\ \text{logo,} \\ N &= N + p = 145.25 + 27.25 = 172.5 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

A mesma operação realiza-se para os momentos e para os esforços transversos:

$$\begin{aligned} Q &= \frac{\left[\frac{1}{2}(3+3)+2+2+2 \right]}{20} = 0.45 \text{ KN} (\approx 1) \\ M &= \frac{\left[\frac{1}{2}(12+11)+13+12+12 \right]}{20} = 2.425 \text{ KN·m} (\approx 3) \end{aligned}$$

Estes são valores muito pequenos e, geralmente, são desprezáveis. Se se tiver considerado vento ou sismo, estes valores serão maiores para essa acção.

Neste exemplo calcular-se-á unicamente as cargas gravíticas (permanente + sobrecarga), sem redução de sobrecargas.

Para simplificar os cálculos, tomar-se-ão os seguintes valores como arredondamento:

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 170 \text{ KN/m} \\ M = 3 \text{ KN}\cdot\text{m/m} \\ Q = 1 \text{ KN/m} \end{array} \right\}$$

Analisa-se-á uma secção de muro de 1 m de comprimento, generalizando os seus resultados em todo o comprimento do tramo. O cálculo efectuar-se-á para a combinação que se considerar mais desfavorável de antemão.

Portanto, para verificar outras combinações, terá de se repetir o cálculo para cada combinação. Ao longo do cálculo, ir-se-ão comentando as opções possíveis do programa.

Para começar, gera-se um ficheiro e escolhe-se o tipo de sapata:

Muro de cave

Neste tipo, a estabilidade ao deslizamento está confiada ao atrito da base da sapata. A laje colabora à tracção/compressão como tirante/escora.

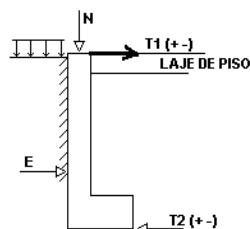


Fig. 4.5

Muro de cave com lintel

A estabilidade ao deslizamento é proporcionada pelo lintel e pela laje, que actuam à compressão/tracção (Fig. 4.6).

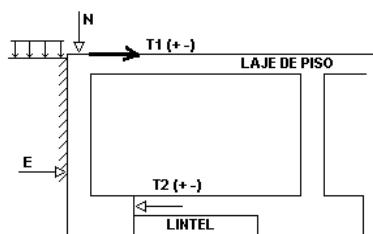


Fig. 4.6

Muro de cave com viga de fundação

Actua como no caso de lintel, mas não se admite que a laje trabalhe à tracção. Neste caso, equilibra-se o esforço transverso e o momento da viga de fundação.

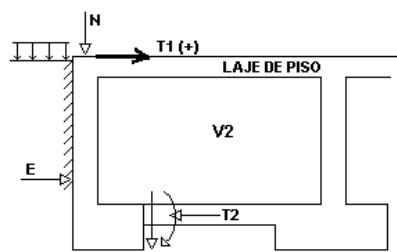


Fig. 4.7

Uma vez escolhido o tipo de muro, o passo seguinte consiste em introduzir as cargas actuantes (Fig. 4.8). O sinal positivo das cargas é o indicado nos esquemas:

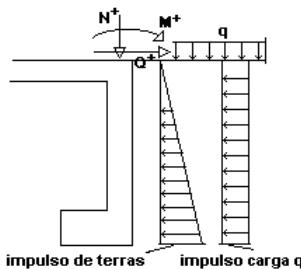


Fig. 4.8

Axial: $N = 170$ em KN/m

Momento: $M = 3$ KNm/m

Transverso: $Q = 1$ KN/m

Considerar-se-á uma sobrecarga repartida no coroamento de terras de valor:

$$q = 4 \text{ KN/m}^2$$

Neste exemplo, como as cargas introduzidas são de serviço ‘sem majorar’, deve-se especificar o coeficiente de majoração de acções γ_f .

O valor que se atribui a γ_f , é 1.5.

O programa propõe umas dimensões por defeito, que são as mais habituais em construção, mas que o utilizador pode modificar, segundo o seu critério.

Para conhecer estes valores por defeito pode consultar, dentro de **Opções de cálculo > Quantidades mínimas > Geometria Mínima**.

As dimensões consideradas para este exemplo indicam-se no esquema seguinte. Os valores da altura e da largura da sapata calculam-se em função das cargas, das tensões do terreno e das características das terras de enchimento do tardozi.

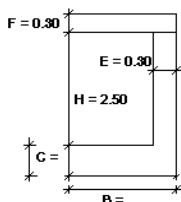


Fig. 4.9

Na opção **Dados gerais** indicam-se as características do terreno, em **Definição do terreno**.

Os valores que se consideraram neste caso são:

- Tensão admissível do terreno na base da sapata:

$$\sigma = 200 \text{ KN/m}^2$$

- Densidade aparente das terras de enchimento do tardozi:

$$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$$

- Ângulo de atrito interno do enchimento no tardozi:

$$\phi = 30^\circ$$

Considera-se que as terras empurram com o coeficiente de impulso em repouso. Nesse caso:

$$\lambda_h = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30^\circ = 0.5$$

Estima-se que apenas existe impulso horizontal e considera-se nula a componente vertical, pelo que o ângulo de atrito de terras - muro $\delta = 0^\circ$.

4.3. Materiais

O betão e o aço utilizados são os seguintes:

- **Sapata:**

$$\text{B20 } f_{ck} = 16 \text{ MPa } \gamma_c = 1.5$$

$$\text{A400 } f_{yk} = 400 \text{ MPa } \gamma_s = 1.15$$

Recobrimento = 5 cm

- **Muro:**

$$\text{B20 } f_{ck} = 16 \text{ MPa } \gamma_c = 1.5$$

$$\text{A400 } f_{yk} = 400 \text{ MPa } \gamma_s = 1.15$$

Recobrimento = 3 cm

O muro calcula-se automaticamente, uma vez introduzidas as cargas. Imediatamente depois do cálculo ou depois de modificar alguma dimensão, em **Dados gerais** ou em **Opções de cálculo**, o que se deve fazer primeiro é verificar a estabilidade ao deslizamento.

4.4. Estabilidade ao deslizamento

Na janela **Critérios de Cálculo** pode-se indicar o coeficiente de **atrito sapata-terreno** na sua base μ ($= 0.7$ neste exemplo), além do valor do coeficiente de segurança ao deslizamento C_d ($= 1.5$ neste exemplo).

Verifica-se que:

$$C_d = \frac{\mu \cdot R}{T_2} > 1.50$$

sendo,

R: soma de cargas verticais

T2: reacção na base da sapata

Se escolher o primeiro tipo de muro, onde se confia a estabilidade ao deslizamento ao atrito na base da sapata, e não se considerar a actuação do impulso passivo, será muito difícil que se cumpra a estabilidade quando a laje estiver construída, mas sem o resto do edifício.

Isto é lógico, dado que nesta fase construtiva, ao não existir o peso do edifício transmitido pelos pilares, o valor de R é o peso do muro.

Em princípio, isto não deve preocupar já que, ao ser esta uma fase construtiva de curta duração, existe muito pouca probabilidade de que se desenvolva o impulso em repouso em todo o tramo do muro. Por isso, é aconselhável evitar esta verificação e continuar com o cálculo, premindo o botão **Continuar**.

Por outro lado, também é aconselhável manter o escoramento do muro até que se betone a primeira laje que segura o coroamento do muro, principalmente se se previr que as terras desenvolvam todo o seu impulso.

É possível aumentar as dimensões do muro, mas não tem sentido para cumprir uma fase construtiva breve.

4.5. Combinações activas

Com esta utilidade deve verificar as combinações de cálculo (Figs. 4.10 a 4.12).

A consideração das três combinações é opcional. Se desactivar uma delas, por exemplo, a 'C-1', já não haverá problemas, nem se emitirá nenhuma mensagem de aviso por incumprimento da estabilidade ao deslizamento na fase construtiva.

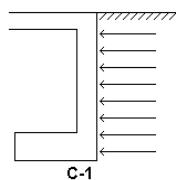


Fig. 4.10

Não actuam as cargas exteriores, mas actuam os impulsos das terras (em repouso).

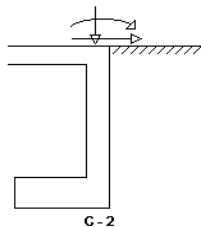


Fig. 4.11

Actuam as cargas exteriores, mas não actuam os impulsos das terras.

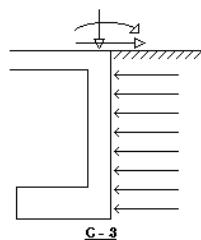


Fig. 4.12

Actuam as cargas exteriores e também os impulsos das terras.

Estas combinações estão activas em todas as fases do cálculo do muro, que são:

- Estabilidade ao deslizamento
- Verificação de tensões
- Transverso e flexão na sapata
- Aderência na sapata (opcional)

- Comprimentos de amarração e patilhas de armaduras na sapata
- Flexão composta no muro
- Comprimento de patilha
- Outras verificações

Para assegurar a estabilidade da sapata do muro pode-se optar por travar horizontalmente com uma soleira ou utilizar os tipos 2 e 3 de muros de cave, isto é, com lintel ou com viga de fundação, que é o habitual em construção.

A escolha da segunda ou terceira opção de cálculo no momento de **Redefinir** o tipo de muro apresenta as suas vantagens e inconvenientes:

1. Se escolher a solução de **muro com lintel**, obterá uma viga de fundação menor e umas dimensões da sapata ligeiramente menores. Como contrapartida, obtém-se uma armadura vertical do muro maior, devido a momentos produzidos pela tracção da laje.
2. Se seleccionar o **muro com viga de fundação**, obterá uma sapata algo maior e também uma viga de fundação maior, mas com armadura vertical do muro menor.

A escolha de um ou de outro tipo de solução depende do critério do utilizador.

Com a utilidade **Opções** também pode definir o **Tipo de Sapata**: (tipo A e B), como se pormenoriza (Figs. 4.13 e 4.14):

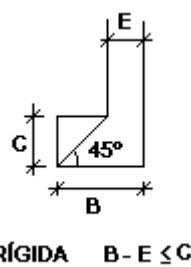


Fig. 4.13 - Sapata Tipo rígida ($V \approx C$)

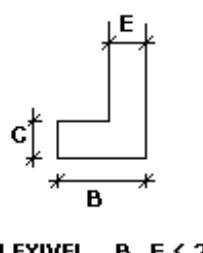


Fig. 4.14 - Sapata Tipo flexível ($V \approx 2 \cdot C$).

Por regra geral, tende-se a utilizar sapatas de consola aproximadamente igual à altura, sapata rígida, já que asseguram uma distribuição mais uniforme das tensões.

Contudo, quando a largura da sapata for grande, dá lugar a alturas enormes da sapata, pelo que nesse caso é aconselhável adoptar o tipo seguinte, sapata flexível, de sapatas.

Quando se trabalha com **lintéis** ou **vigas de fundação**, existe a opção **Altura Sapata / Altura Viga**, que possibilita que a altura da sapata seja, pelo menos, igual à da viga de fundação ou lintel, ou que seja independente.

4.6. O cálculo de tensões na sapata

A partir das dimensões iniciais do muro, calcula-se a resultante das cargas verticais ΣN , e verificam-se as combinações activas:

$$\sum N = N^+ + N_m + N_c$$

sendo

N^+ : Carga vertical transmitida no coroamento

N_m : $E \cdot (H+F) \cdot 25$ (peso do muro)

N_c : $B \cdot C \cdot 25$ (peso da sapata)

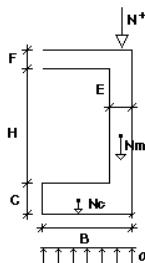


Fig. 4.15

Em **Opções** existe um critério de cálculo, **Tensões**, que permite a não consideração do peso da sapata e do alçado do muro. No nosso exemplo, no entanto, considerar-se-ão ambos os pesos.

Supondo uma resposta uniforme de tensões σ , obtém-se:

$$\sigma = \frac{\Sigma N}{B} \leq \sigma_{\text{admissível do terreno}}$$

Se não cumprir, deve-se aumentar a largura da sapata (B) de 5 em 5 cm. Terá de se verificar a altura da sapata (C) conforme o **Tipo de Sapata** indicado em **Opções** (rígida ou flexível).

No exemplo considera-se uma sapata rígida com os valores seguintes:

$$B = 1.10 \text{ m} \quad C = 0.80 \text{ m} \quad E = 0.30 \text{ m}$$

Pode verificar que se cumpre a condição para sapata rígida:

$$C \geq B - E \quad (0.80 \geq 1.10 - 0.30)$$

$$N^+ = 170 \text{ KN/m}$$

$$N_m = 0.30 \cdot (2.5 + 0.30) \cdot 25 = 21 \text{ KN/m}$$

$$N_c = 1.10 \cdot 0.80 \cdot 25 = 22 \text{ KN/m}$$

$$\Sigma N = 170 + 21 + 22 = 213 \text{ KN/m}$$

$$\sigma = \frac{213}{1.10} = 193 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

logo, cumpre tensões.

Se se tivesse escolhido sapata flexível, os valores seriam:

$$B = 1.0 \quad C = 0.35 \text{ m} \quad E = 0.30 \text{ m}$$

$$2C \geq B - E \quad (2 \cdot 0.35 = 0.70 \geq 1.0 - 0.3)$$

$$N^+ = 170 \text{ KN/m}$$

$$N_m = 21 \text{ KN/m}$$

$$N_c = 1 \cdot 0.35 \cdot 25 = 8.75 \text{ KN/m}$$

$$\Sigma N = 170 + 21 + 8.75 = 199.75 \text{ KN/m}$$

$$\sigma = \frac{\Sigma N}{B} = \frac{199.75}{1} = 199.75 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{adm} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Neste caso cumpre tensões com uma menor dimensão de sapata.

4.7. Verificação de estabilidade ao deslizamento

O equilíbrio de forças existentes no muro é determinado pelas forças verticais, pelas forças horizontais e pelos momentos em relação ao centro da base da sapata.

- Forças verticais:

$$\sigma \cdot B = N^+ + N_m + N_c \quad (1)$$

- Forças horizontais:

$$\begin{aligned} T_1 + T_2 + Q^+ &= \\ &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \lambda \cdot (H+F+C)^2 + q \cdot \lambda \cdot (H+F+C) \end{aligned} \quad (2)$$

sendo,

T1: reacção ao nível superior da laje

T2: reacção ao nível base da sapata

Q+: esforço transverso das cargas aplicadas

γ : densidade do solo

λ : coeficiente de impulso em repouso

q: carga uniforme aplicada sobre terreno.

- Momentos em relação ao centro da base da sapata O:

$$\begin{aligned} M^+ + (Q^+ + T_1) \cdot (H+F+C) + (N^+ + N_m) \cdot \frac{(B-E)}{2} &= \\ &= \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot \lambda \cdot (H+F+C)^3 + \frac{1}{2} \cdot q \cdot \lambda \cdot (H+F+C)^2 \end{aligned} \quad (3)$$

Da equação (1) determinam-se as tensões da secção anterior. Com as equações (2) e (3) resolvem-se as incógnitas T₁ e T₂.

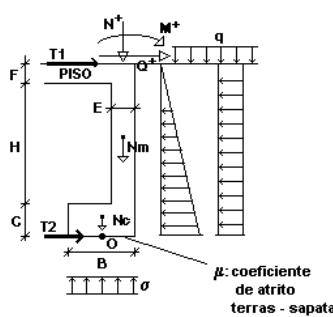


Fig. 4.16

Se efectuar o cálculo para as combinações activas, e tendo em conta que em **Opções - Estabilidade ao Deslizamento**, indica-se o coeficiente de atrito sapata - terreno μ (= 0.7 no exemplo), e o coeficiente de segurança ao deslizamento C_d (= 1.5 no exemplo), obtém-se os seguintes valores:

Combinação	Laje T1	Sapata T2	Cd
C-1	22.87	49.13	0.613
C-2	-23.06	22.06	6.76
C-3	2.14	68.86	2.165

$$\text{Sendo } C_d = \frac{\mu \cdot \Sigma N}{T_2}$$

Observe que na combinação 'C-1' (onde não actuam as cargas verticais, mas actua o impulso de terras) não se cumpre o coeficiente de segurança ao deslizamento visto que:

$$C_d = 0.613 < 1.5$$

Em condições normais isto corresponde a uma fase construtiva pois, uma vez terminado o edifício e considerando a actuação das cargas verticais e horizontais (C-3, $C_d = 2.165$), cumpre-se a estabilidade ao deslizamento.

Embora o programa emita uma mensagem no ecrã indicando o valor de C_d para cada combinação activa, recomenda-se, em caso de apenas não se cumprir em C-1, premir **Continuar** e ver os resultados do cálculo.

4.8. Verificação ao esforço transverso na sapata

A fiel aplicação da norma **EHE** para sapatas rígidas, classificadas assim pela norma para consolas menores ou iguais a duas vezes a altura da sapata, não estabelece a necessidade de verificação ao esforço transverso.

Contudo, na **EH-91** estabelece-se essa verificação, e considerando-a adequada, realiza-se a mesma também, mesmo aplicando a **EHE**, para a secção de referência S2 e segundo os critérios estabelecidos na **EH-91**.

Para verificar o esforço transverso na sapata calcula-se a secção de referência S2 situada a meia altura útil da face do alcado do muro.

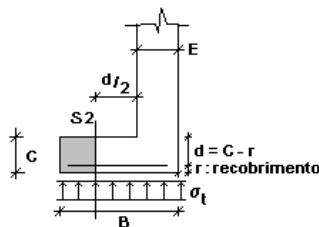


Fig. 4.17

Conhecidas as tensões transmitidas pelo muro ao terreno:

$$\sigma_t = \frac{\Sigma N}{B}$$

deduz-se o peso próprio da sapata.

O esforço transverso na secção S2 (majorado) será:

$$V_{sd2} = \gamma_f \cdot (\sigma_t - 25 \cdot C) \cdot \left[B - E - \frac{C - r}{2} \right]$$

com

$$B = 1.10 \text{ m}$$

$$C = 0.80 \text{ m}$$

$$r = 0.05 \text{ m}$$

Deve-se cumprir a seguinte condição:

$$V_{sd} < \tau_1 \cdot b \cdot d$$

sendo

$$\tau_1 = 600 \text{ kPa (B20)}$$

em que no nosso exemplo será:

$$V_{sd2} < 600 \cdot (c - r) = 450 \text{ KN/m}$$

O valor de σ_t será máximo quando actuarem as cargas verticais (na combinação 'C-2'):

$$\sigma_t = 193.64 \text{ KN/m}^2$$

Logo,

$$V_{sd2} = 1.5 \cdot (193.64 - 25 \cdot 0.8) \cdot \left[1.10 - 0.30 - \frac{0.80 - 0.05}{2} \right] = 110.70 \text{ KN/m}$$

Cumpre-se sempre a condição:

$$110.70 < 450$$

Isto também se cumpriria com sapata flexível. Se em algum caso não se cumprir, o programa aumenta de forma automática a altura, para que se cumpra.

4.9. Cálculo à flexão da armadura transversal da sapata

Com os mesmos critérios descritos para a verificação do esforço transverso, realiza-se o cálculo à flexão da mesma.

Calcula-se o momento fletor majorado na secção de referência 'S1', situada a 0.15-E (espessura do muro), descontando o peso da sapata no cálculo de tensões.

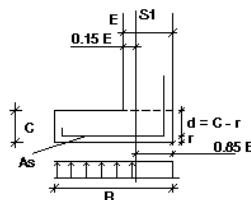


Fig. 4.18

A combinação mais desfavorável dar-se-á quando actuarem as cargas verticais:

$$M_{sdS1} = \gamma_f \cdot (\sigma_t - 25 \cdot C) \cdot \frac{(B - 0.85 \cdot E)^2}{2}$$

Neste exemplo, $M_{sd} = 92.99 \text{ KNm/m}$ na combinação C-2.

Verifica-se que com a altura da sapata não é necessária armadura de compressão:

$$X_{lim} = \frac{0.0035}{\frac{0.0035 + F_{yd}}{200000}} \cdot (C - r)$$

$$M_{lim} = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot 0.8 \cdot X_{lim} \cdot (C - r - 0.4 \cdot X_{lim})$$

Se $M_{sd} \geq M_{lim}$ aumenta-se a altura C da sapata. Se cumprir, calcula-se:

$$x = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_{sd}}{0.85 f_{cd}}}}{0.8}$$

$$A_s (\text{área arm.}) \frac{0.85 \cdot f_{cd} \cdot 0.8 \cdot x}{f_{yd}} = 3.6 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad U_s (\text{cap. mecânica}) = A_s \cdot f_{yd} = 125.28 \text{ KN/m}$$

Conhecida a armadura ou a capacidade mecânica, verifica-se as **Quantidades Mínimas** definidas em **Opções para Sapata**. Em concreto, para a armadura transversal das que se encontram activas:

- **Quantidade mecânica mínima:**

$$0.04 \cdot U_c = 0.04 \cdot f_{cd} \cdot (C - r)$$

- **Quantidade geométrica mínima** (em tanto por mil):

$$0.5\% \cdot C$$

- **Armadura mínima:**

$$4\phi 12 \text{ a } 25 \text{ cm}$$

Se verificar com estas opções no exemplo observa-se que:

$$0.04 \cdot U_c = 0.04 \cdot 10700 \cdot (0.80 - 0.05) = 321 \text{ KN}$$

Num metro de largura:

$$\frac{0.5}{1000} \cdot C = \frac{0.5}{1000} \cdot 0.80 \cdot 1.0 = 4 \text{ cm}^2$$

Isto, expresso em capacidade mecânica, será:

$$4 \cdot 10^{-4} \cdot f_{yd} = 4 \cdot 10^{-4} \cdot 348000 = 139.2 \text{ KN}$$

- **Armadura mínima:**

$$4\phi 12 \text{ a } 25 \text{ cm}$$

Se um $\phi 12$ tiver uma área de 1.13 cm^2 , em capacidade mecânica obter-se-á o seguinte:

$$4 \cdot 1.13 \cdot 10^{-4} \cdot f_{yd} = 157.30 \text{ KN}$$

Portanto, a armadura necessária no nosso exemplo, $U_s = 125.28 \text{ KN}$, será maior que:

$$\left\{ \begin{array}{l} 321 \text{ KN} \\ 139.2 \text{ KN} \\ 157.30 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Em **Opções** existe outra possibilidade: **Armadura Mínima Transversal na Sapata**. Se estiver activa e de acordo com a norma espanhola **EH-91**, permite-se uma redução da armadura necessária quando se superarem os mínimos geométricos. No entanto, está-se abaixo da quantidade mecânica mínima.

Este caso ocorre no nosso exemplo, onde

$U_s = 125.28 \text{ KN}$ por flexão.

Mas a armadura mecânica mínima:

$$U_{s\ min} = 0.04 \cdot U_c = 321 \text{ KN},$$

é maior.

Neste caso aplica-se a fórmula:

$$U_{s\ nec} = U_s \cdot \left(1.5 - \frac{12.5 \cdot U_s}{(C \cdot f_{cd})} \right)$$

No exemplo será:

$$U_{s\ nec} = 125.28 \cdot \left(1.5 - \frac{12.5 \cdot 125.28}{0.8 \cdot 10700} \right) = 165 \text{ KN}$$

Convertida a área por centímetro fica como:

$$\frac{U_s}{f_{yd}} = \frac{165}{348000} = 4.74 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$$

$$A_s = 4.74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A seguir procura-se em **Opções > Tabelas de Armaduras > Armadura Transversal na Sapata**, a armadura mais próxima por excesso, que será $\phi 12$ a 20 cm ($5.65 \text{ cm}^2/\text{m}$). Essa é a armadura que se deve colocar na sapata.

Depois de calcular a armadura vertical do muro, pode aceder em **Opções > Secção Arm. Vertical Muro e Transversal da Sapata**, que permite relacionar a armadura e a separação de ambas para que as esperas da sapata sejam compatíveis no arranque com a armadura vertical do muro.

4.10. Armadura longitudinal da sapata

Em **Opções > Quantidade Mínima > Quantidades Mínimas da Sapata > Armadura Longitudinal Sapata**, podem-se activar uns determinados valores mínimos de quantidades, que se podem editar e modificar.

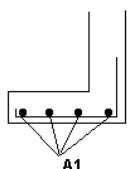


Fig. 4.19

De acordo com o nosso exemplo, os valores mínimos que se pré-definiram são:

- **Quantidade mecânica mínima:**

$0 \cdot U_c$ (não o considera)

- **Quantidade geométrica mínima:**

$0 \% \cdot C$ (não o considera)

- **Armadura mínima:**

$4 \phi 12$ a 25 cm

- **$\frac{1}{4}$ armadura transversal**

Observe que é necessário colocar como mínimo $\phi 12$ a 25 cm, visto que é quantidade maior que $1/4$ da armadura transversal.

Se todas as opções estivessem desactivadas, colocar-se-ia, como mínimo, um diâmetro $\phi 12$ a 30 cm em todos os casos.

Embora esta armadura não seja necessária por flexão, é recomendável colocar pelo menos $\phi 12$, por ser um elemento de fundação, que, além disso contribui para a distribuição e para a flexão longitudinal como viga-parede no seu plano.

4.11. Cálculo da armadura vertical do muro

O alçado do muro encontra-se submetido a um estado de flexão composta em qualquer secção situada a uma profundidade x em relação ao coroamento do muro.

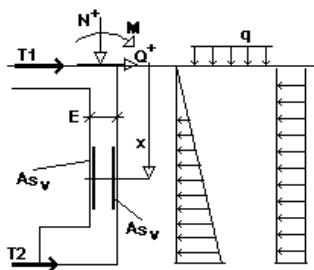


Fig. 4.20

Se calcularmos esforços actantes, obtém-se:

- Axial majorado:

$$N_{sd} = \gamma_f \cdot (N^+ + 25 \cdot E \cdot x)$$

- Momento fletor majorado:

$$M_{sd} = \gamma_f \cdot \left[M^+ + (T_1 + Q^+) \cdot x - \frac{1}{6} \cdot \gamma_f \cdot x^3 - \lambda q \cdot \frac{x^2}{2} \right]$$

Calcula-se variando x desde o coroamento até ao arranque ($x = F + H$) e para as combinações activas.

Para facilitar a construção e para evitar erros de execução, optou-se por uma armadura simétrica em ambas as faces. O cálculo da armadura faz-se de acordo com o R.E.B.A.P.

Deve verificar as quantidades mínimas definidas nas opções activas para cada face de armadura do muro de acordo com a norma.

- Quantidade mecânica mínima.
- Quantidade geométrica mínima.
- Armadura mínima.
- $0.05 \cdot N_d$ (axial de cálculo)

4.12. Armadura horizontal do alçado do muro

Visto que tal armadura não se calcula, determina-se em **Opções de cálculo > Quantidades Mínimas para Muros > Armadura Horizontal de Muro** (por cada face):

- Quantidade mecânica mínima.

- Quantidade geométrica mínima.
- Armadura mínima.
- $\frac{1}{4}$ Armadura vertical.

Deve definir os valores de acordo com a norma.

Tratando-se de um muro de cave e entendendo mínimos os esforços térmicos assim como a retracção no mesmo e considerando a primazia dos esforços verticais perante os horizontais, para a maior parte da vida útil do mesmo adoptar-se o valor 0.1% como quantidade geométrica mínima para a armadura horizontal. Para adoptar outro valor vá a **Opções de cálculo > Quantidades mínimas > Quantidades mínimas para muros e modifique-o.**

4.13. Selecção da armadura vertical do muro e transversal da sapata

Geralmente, as armaduras calculadas em muro (U_m) e em sapata (U_z) são diferentes. Dado que na secção de emenda a armadura da sapata deve cobrir a necessária para o muro, pode-se fazer que $U_z \geq U_m$.

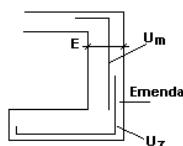


Fig. 4.21

No exemplo:

$$U_z = 165 \text{ (\phi 12 a 20 cm)}$$

$$U_m = 208 \text{ (\phi 12 a 15 cm)}$$

Se estiver activa a opção dever-se-ia aumentar a armadura da sapata.

Se além disso desejar que a separação seja a mesma $S_z = S_m$, para que se possa atar e amarrar os varões adequadamente, devem-se colocar na sapata armaduras $\phi 12$ a 15 cm.

Análoga consideração pode-se fazer com a armadura da face exterior do muro, igualando quantidade e separação:

$$U_{zi} \geq U_m \quad S_{zi} = S_{mi}$$

Se não o fizer, as esperas na sapata serão a armadura mínima.

4.14. Comprimentos mínimos em patilha e emendas

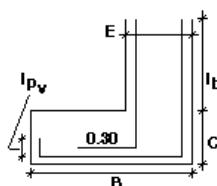


Fig. 4.22 - Armadura transversal da sapata

Em **Opções** indica-se como comprimento mínimo de patilha 0.15 m.

Verifica-se que:

$$l_{pv1} = \text{MAX} \left\{ \frac{1}{3} l_b, 10 \phi, 15 \text{ cm} \right\}$$

$$l_{pv2} = \text{MAX} \left\{ 10 \phi, 15 \text{ cm} \right\}$$

sendo l_b o comprimento de amarração

Se $B - E \geq C + l_b \rightarrow l_{pv} = l_{pv2}$

Em caso contrário, $l_{pv} = l_{pv1}$

Além disso deve ser maior que a patilha mínima, que no nosso exemplo será igual a 0.15 m.

Verifica-se também que:

$$l_{pv} \leq \text{Altura sapata} - 2 \cdot \text{recobrimento}$$

Para a emenda, determina-se l_b como comprimento de emenda em posição vertical de acordo com a norma, e uns mínimos indicados em **Opções**, que são: 0.5 m, 40 φ. No exemplo, o máximo com φ 12 será igual a 0.50 m.

No entanto, nas opções definem-se as amarrações mínimas no coroamento de muro.

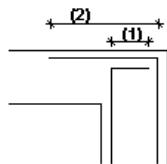


Fig. 4.23

4.15. Verificação de aderência

Pode-se verificar de forma opcional a aderência na sapata, em **Opções > Quantidades Mínimas da Sapata**.

Na norma EHE não se estabelece a necessidade desta verificação para aços certificados. Fica ao critério do utilizador a activação desta opção.

Calcula-se o valor do transverso na secção S1.

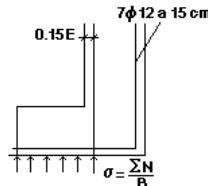


Fig. 4.24

$$V_{sd} = \gamma_f \cdot \left(\frac{\Sigma N}{B} - 25 \cdot C \right) \cdot (B - 0.85 \cdot E) = 220.08 \text{ KN}$$

Tem de cumprir:

$$\frac{V_{sd}}{0.9 d \cdot n \cdot u} \leq \tau_{bd}$$

sendo,

$$d: \text{altura útil} = C - r = 0.8 - 0.05 = 0.75 \text{ m}$$

n: número de varões = 7

$$u: \text{perímetro de um varão} = \pi \cdot D$$

Logo cumpre a verificação de aderência na sapata.

Com tudo isto terá finalizado o cálculo de muro de cave.

Se mudar para outro tipo de muro, muro de cave com lintel ou com viga de fundação, será preciso indicar o comprimento do tramo do muro (L), a distância do paramento do muro aos pilares interiores (D), e o número de lintéis que actuam no tramo (N), supondo uma distribuição proporcional entre todos.

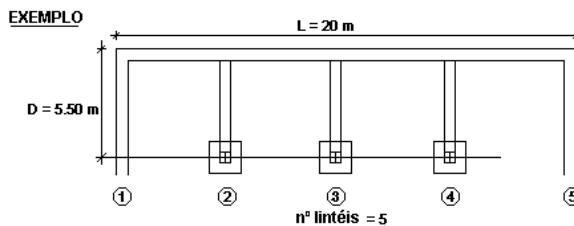


Fig. 4.25 - Considera-se que os tramos de muro que passam pelos pilares (1 e 5), são como um lintel mais.

Se existirem diferentes distâncias (D), convém fazer o cálculo por tramos independentes.

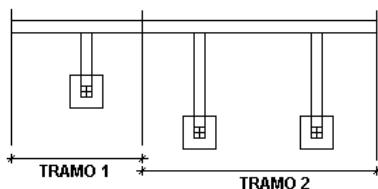


Fig. 4.26 - Neste caso calcular-se-iam dois tramos independentes e obter-se-iam vigas diferentes.

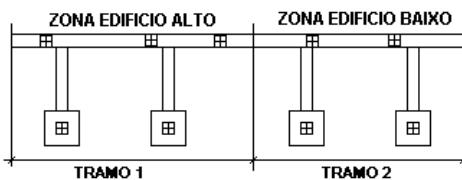


Fig. 4.27 - Se as cargas transmitidas pelos pilares forem muito diferentes também se obteriam dimensões e armaduras do muro diferentes.

4.16. Muro de cave com lintel

O cálculo para o muro de cave com lintel é idêntico a tudo o exposto anteriormente, com a única diferença de que a reacção horizontal T_2 se situa no eixo do lintel, que se supõe nivelado na face superior da sapata.

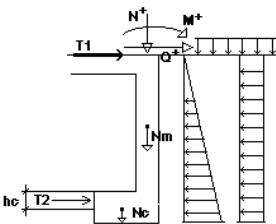


Fig. 4.28

4.16.1. Verificação ao deslizamento

Esta verificação não se leva a cabo, já que o lintel estabiliza perante o deslizamento. As equações de equilíbrio de forças horizontais e verticais são as mesmas:

$$\sigma \cdot B = N^+ + N_m + N_c$$

$$T_1 + T_2 + Q^+ = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \lambda \cdot (H + F + C)^2 + q \cdot \lambda \cdot (H + F + C)$$

Apenas varia a de equilíbrio de momentos:

$$M^+ + (Q^+ + T_1) \cdot (H + F + C) + (N^+ + N_m) \cdot \frac{(B - E)}{2} + T_2 \cdot \\ \cdot \left(C - \frac{hc}{2} \right) = \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot \lambda \cdot (H + F + C)^3 + \frac{1}{2} \cdot q \cdot \lambda \cdot (H + F + C)^2$$

Todos os cálculos e verificações são os mesmos.

4.16.2. Cálculo do lintel

Conhecido o valor de T_2 , o esforço axial de cálculo T_{sd} , será:

$$T_{sd} = T_2 \cdot \frac{L}{n} \cdot \gamma_f$$

Na lista de lintéis verifica-se de forma sequencial se resiste ao esforço axial T_{sd} . No caso de cumprir, dá-se como solução calculada.

4.17. Muro de cave com viga de fundação

Este caso resolve-se de forma idêntica ao muro de cave com lintel quando a reacção horizontal ao nível da laje T_1 é positiva ($T_1 > 0$), já que nesse caso a laje está comprimida e é suficiente para o equilíbrio.

Se existir alguma combinação em que $T_1 < 0$, isto é, na qual a laje esteja em tracção, supõe-se que $T_1 = 0$, e confia-se o equilíbrio à viga de fundação mediante o esforço transverso e o momento fletor necessário para o equilíbrio (Fig. 4.29).

Isto ocorrerá nas combinações 'C-2' e 'C-3', normalmente.

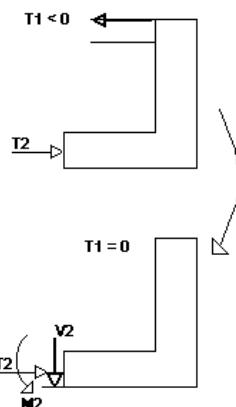


Fig. 4.29

As equações de equilíbrio ficam da seguinte maneira:

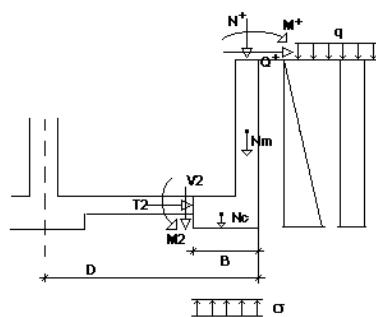


Fig. 4.30

- Equilíbrio de forças verticais:

$$\sigma \cdot B = N^+ + N_m + N_c + V_2$$

- Equilíbrio de forças horizontais:

$$T1 + T2 + Q^+ = \\ = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \lambda \cdot (H + F + C)^2 + q \cdot \lambda \cdot (H + F + C)$$

- Equilíbrio de momentos:

$$M^+ + Q^+ \cdot (H + F + C) + (N^+ + N_m) \cdot \frac{(B - E)}{2} + T2 \cdot \\ \cdot \left(C - \frac{hc}{2} \right) = \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot \lambda \cdot (H + F + C)^3 + \frac{1}{2} \cdot q \cdot \lambda \cdot \\ \cdot (H + F + C)^2 + V_2 \cdot \frac{B}{2} + M_2$$

e tem de se cumprir que:

$$\frac{M_2}{V_2} = D - B$$

Resolvendo o sistema de equações obtém-se σ , $T2$, $V2$, $M2$ e realizar-se-ão as mesmas verificações e cálculos do primeiro caso.

Para o cálculo da viga de fundação, na opção **Viga** obtém-se os esforços de cálculo da viga, que são:

$$M_{sd} = \gamma_f \cdot M_2 \cdot \frac{L}{N}$$

$$V_{sd} = \gamma_f \cdot V_2 \cdot \frac{L}{N}$$

Na lista de vigas verificar-se-á sequencialmente a flexão com M_{sd} e esforço transverso com V_{sd} , e verificar-se-á se cumpre com a armadura e os estribos dispostos.

Se não cumprir, o programa passará automaticamente à viga seguinte, e assim sucessivamente até encontrar alguma viga que cumpra.

Se terminar a tabela e não tiver encontrado alguma viga que cumpra, o programa emitirá a mensagem de aviso: 'Insuficiente'.

Neste caso pode-se modificar a tabela modificando os valores existentes ou acrescentando novas vigas de maiores dimensões e armaduras.

4.18. Verificações segundo o R.E.B.A.P.

4.18.1. Verificação ao esforço transverso na sapata

Se no exemplo se utilizar uma quantidade geométrica mínima igual a 1.5 %, o que é habitual em Portugal, obtém-se:

$$A_{s\ min} = \frac{1.5}{1000} \cdot 80 = 0.12 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Para encontrar a armadura que o programa colocará, deve procurar em **Tabelas de Armaduras** o valor mais próximo por excesso, que neste caso é $\phi 20$ a 25 cm ($0.126 \text{ cm}^2/\text{cm}$).

Estes valores são muito altos e, visto que o R.E.B.A.P. não fala de sapatas, fica ao critério do utilizador a utilização de quantidades menores, como as que recomenda a norma *EH-91*.

4.19. Verificações segundo o Eurocódigo-2

4.19.1. Verificação ao esforço transverso na sapata

Verifica-se que o esforço transverso não supere o valor $V_{dr1} = \tau_{vd} \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho) \cdot k \cdot b_w \cdot d$, considerando as simplificações $K = 1$ e $\rho = 0.02$, onde

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

considerando para τ_{vd} os valores descritos no EC-2.

Para este exemplo:

$$V_{dr1} = 0.30(1.2 + 40 \cdot 0.02) \cdot 1 \cdot 100 \cdot 750 = 450 \text{ kN/m}$$

Verifica-se que $V_d < V_{dr1}$

4.19.2. Cálculo à flexão da armadura transversal da sapata

Adopta-se também para esta norma como quantidade geométrica transversal mínima na sapata o valor 1.5‰.

4.19.3. Cálculo da armadura vertical e horizontal do alçado do muro

Realizam-se as seguintes verificações:

- Quantidade geométrica mínima para a armadura vertical:
2‰ em cada face.
- Quantidade geométrica mínima para a armadura horizontal:
1.9‰ em cada face.

5. Vigas Parede

5.1. Descrição de problemas a resolver

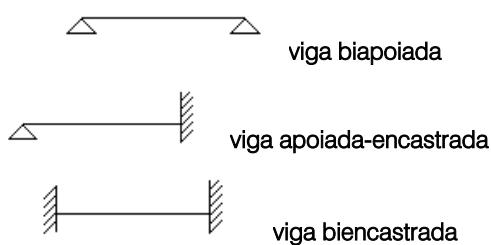
Com o programa **Vigas-Parede** resolve-se o dimensionamento de vigas rectas de betão armado, de secção constante e cuja geometria, ou relação entre o vão e a altura da viga, as define como Vigas-Parede.

5.2. Tipologias resolvidas

Este programa foi criado para a resolução de vigas simplesmente apoiadas e também de vigas contínuas, tanto no tramo exterior como nos seus tramos interiores.

5.3. Análise efectuada pelo programa

Vigas-Parede analisa as vigas como tramos independentes isolados, de tal forma que os casos resolvidos pelo programa são três:



5.4. Definição geométrica

Para que uma viga se possa considerar como viga-parede, têm de se cumprir as seguintes condições:

- viga simplesmente apoiada:

$$\frac{l_e}{h} \leq 2$$

- viga contínua:

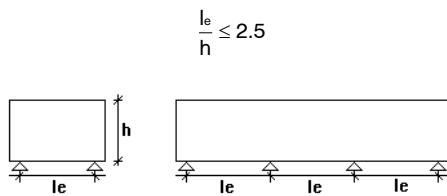


Fig. 5.1

Dado que os apoios podem ser elementos de um tamanho tal que:

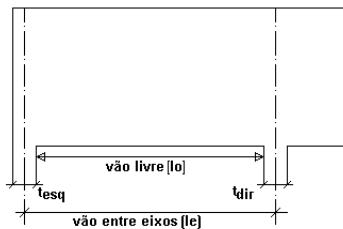


Fig. 5.2

o vão de cálculo que se considera será o menor dos dois seguintes valores:

$$l = \begin{cases} \text{- vão entre eixos} = l_e \\ \text{- } 1.15 (\text{vão livre}) = 1.15 l_o \end{cases}$$

$$\text{sendo } l_o = l_e - \frac{1}{2}(t_{\text{esq}} + t_{\text{dir}})$$

5.5. Tipos de apoio

Vigas-Parede considera três tipos de apoios diferentes:

- Não rigidificados
- Rigidificados em toda a sua altura
- Rigidificador ou diafragma de menor altura

5.6. Acções consideradas

Os tipos de cargas que o programa admite são:

- Cargas uniformes aplicadas na parte superior da viga
- Cargas uniformes aplicadas na parte inferior da viga
- Cargas pontuais aplicadas indirectamente
- Cargas pontuais aplicadas na vertical de apoio

Convém salientar que o peso próprio se deve incluir como carga uniforme, uma vez que o programa não o calcula.

Além disso, todas as acções se introduzirão ‘majoradas’.

5.7. Obtenção de esforços longitudinais

Os esforços de cálculo, os momentos flectores e os transversos obtêm-se de vigas isoladas de relação altura/vão normal, mediante as fórmulas normais da ‘resistência de materiais’, de acordo com os seguintes esquemas de geometria e cargas:

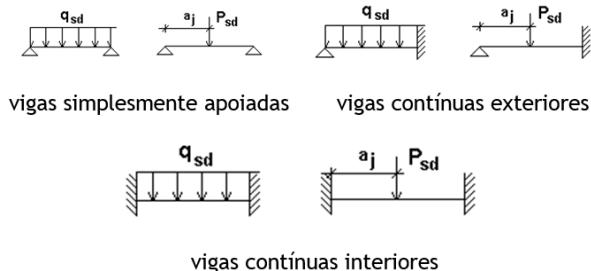


Fig. 5.3

Obter-se-ão os valores máximos, negativos em apoios encastrados e positivos em vãos, para momentos flectores, e transversos em apoios, que permitirão verificar a geometria e a obtenção da armadura da viga.

5.8. Verificação de largura mínima

Verifica-se que o transverso nos apoios V_{sd} cumpre:

$$|V_E| ; |V_D| \leq \frac{1}{3} \cdot \tau_2 \cdot b \cdot h$$

em que:

V_E e V_D representam os esforços transversos nos apoios esquerdo e direito, respectivamente,

b - espessura

h - altura (no caso de $h > 1$ deverá tomar-se $h=1$)

τ_2 - tensão que toma os valores indicados no artigo 53º do REBAP (Quadro VII).

No caso de existir apenas carga uniforme aplicada deve-se cumprir que:

$$b \geq \frac{l_0}{8} \cdot \sqrt[3]{\frac{q_{sd}}{f_{cd} \cdot h}}$$

sendo

b: largura da viga

q_{sd} : carga uniforme aplicada

f_{cd} : resistência de cálculo do betão

No caso de não se cumprir esta condição, o programa emitirá a seguinte mensagem de erro: ‘Erro: Largura de viga insuficiente (aumente a largura e/ou a resistência do betão) por esforço transverso excessivo’.

Se existirem cargas pontuais aplicadas, é necessário rigidificar os apoios. Nesse caso a mensagem que o programa emitirá será: ‘É necessário rigidificar os apoios’.

Neste caso deve-se activar a opção **Apoios** e dispor apoios rigidificados em toda a sua altura (ou de menor altura que a viga).

5.9. Verificação das reacções de apoio

É necessário verificar se o tamanho dos apoios definidos, supondo a reacção na viga concentrada, não supera a resistência de cálculo do betão.

Daqui em diante serão utilizadas as seguintes abreviaturas para fazer referência a vigas e apoios:

NR: apoio não rigidificado transversalmente

R: apoio rigidificado por pilar de grande tamanho ou diafragma transversal

RM: apoio rigidificado a menor altura que a viga, ou na zona superior ou inferior de altura H_f

VSA: viga-paredes simplesmente apoiada



VCE: viga-paredes contínua exterior



VCI: viga-paredes contínua intermédia



Com V_E faz-se referência ao esforço transverso no apoio esquerdo; com V_D faz-se referência ao esforço transverso no apoio direito.

Se houver cargas aplicadas na vertical, aumentar-seão estes valores conforme se indica no ponto correspondente ao cálculo de reforços.

Caso NR/VSA

Tem de se cumprir que: $V_E, V_D \leq f_{cd} \cdot b \quad (t_{esq}, t_{dir})$

VCI

Tem de se cumprir que:

$$V_E, V_D \leq 1.2 \cdot f_{cd} \cdot b \quad (t_{esq}, t_{dir})$$

VCE

Deve-se cumprir que:

$$\begin{cases} V_E \leq 0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_{esq} \\ V_D \leq 1.2 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_{dir} \end{cases}$$

Caso R

Não é necessário verificar nada, devido à existência do rigidificador.

Caso RM

O efeito do rigidificador produz uma distribuição a 45° , devido à sua altura, H_f . Para maior segurança supõe-se que apenas existe dum lado.

$$\begin{aligned} V_{SA} : & \begin{cases} V_i \leq b(t_{esq} + H_f) \\ V_D \leq b(t_{dir+H_f}) \end{cases} \\ V_{CI} : & \begin{cases} V_i \leq 1.20b(t_{esq_f} + H_f) \cdot f_{cd} \\ V_D \leq 1.20b(t_{dir} + H_f) \cdot f_{cd} \end{cases} \\ V_{CE} : & \begin{cases} V_i \leq 0.8b(t_{esq_f} + H_f) \cdot f_{cd} \\ V_D \leq 0.8b(t_{dir} + H_f) \cdot f_{cd} \end{cases} \end{aligned}$$

Este mesmo processo realiza-se para a norma **EHE**, mas adoptando um valor para a resistência à compressão do betão nos apoios $f_{2cd} = 0.70 \cdot f_{cd}$.

Se não se cumprir o anterior, o programa emitirá a mensagem: 'Reacção de apoio excessiva (esquerda, direita ou ambos os apoios). Aumente dimensões e/ou resistência do betão'.

5.10. Cálculo da armadura de alma horizontal e vertical

Em cada face dispõe-se uma armadura vertical, fechada em forma de estribos, e outra horizontal cuja quantidade mínima será:

$$A_h \geq K \cdot b \cdot S_h \text{ (horizontal)}$$

$$A_v \geq K \cdot b \cdot S_v \text{ (vertical)}$$

sendo:

K= 0.001 no caso do A235

K= 0.0005 no caso do A400 e A500

A_h, A_v: área de um varão

S_h, S_v: separação entre varões

Entra-se nas tabelas de armadura correspondentes, selecciona-se o diâmetro e a separação mais próximos por excesso.

Calculando com a norma **EHE** é 0.1% o valor adoptado como quantidade mínima.

Por defeito, ambas as malhas serão iguais, mas é possível, dentro de **Dados obra > Opções de vigas de parede**, fazer com que o diâmetro e a separação dos varões horizontais e verticais sejam distintos, uma vez que cada uma das malhas possui uma tabela de armadura diferente e modificável.

Adicionalmente, e na proximidade dos apoios, dispor-se-á uma malha ortogonal do mesmo diâmetro e separação nas zonas indicadas. A sua forma será de gancho para a vertical.

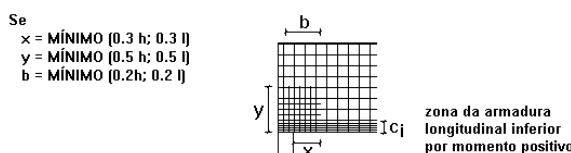


Fig. 5.4

5.11. Armaduras longitudinais

Em primeiro lugar determina-se o braço mecânico z:

$$\text{VSA: } \begin{cases} z = 0.15(l+3h) & \text{se } 1 < \frac{l}{h} \leq 2 \\ z = 0.6l & \text{se } \frac{l}{h} \leq 1 \end{cases}$$

$$\text{VCE: } \begin{cases} z = 0.1(2l+2.5h) & \text{se } 1 < \frac{l}{h} \leq 2.5 \\ z = 0.45l & \text{se } \frac{l}{h} \leq 1 \end{cases}$$

$$\text{VCI: } \begin{cases} z = 0.15(l+2h) & \text{se } 1 < \frac{l}{h} \leq 3 \\ z = 0.45l & \text{se } \frac{l}{h} \leq 1 \end{cases}$$

5.11.1. Armadura longitudinal inferior

Conhecido o momento máximo positivo M_{sd}^+ , calcula-se a área de armadura necessária:

$$A_i = \frac{M_{sd}^+}{z \cdot f_{yd}}$$

sendo f_{yd} o valor de cálculo da tensão de cedência ou tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.2% do aço.

Esta armadura calculada tem de se colocar numa altura c_i , distribuída em ambas faces:

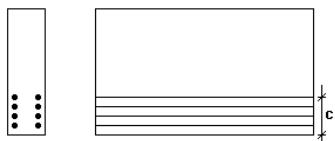


Fig. 5.5

Calculado o valor

$$\frac{A_i}{2 \cdot C_i}$$

procura-se nas tabelas de armadura o diâmetro e a separação mais próximos por excesso que se encontrarem, sendo f_i o diâmetro e S_i a separação.

O número de varões que se colocarão em cada face obtém-se da fórmula:

$$n_i = \left\lceil \frac{C_i}{S_i} \right\rceil + 1$$

e expressar-se-á como $n_i \phi_i$ a s_i cm, tanto no ecrã como nas listagens e desenhos, para ambas as faces.

Recomenda-se que se amarre nos extremos essa armadura longitudinal e que se emende nos apoios intermédios em continuidade.

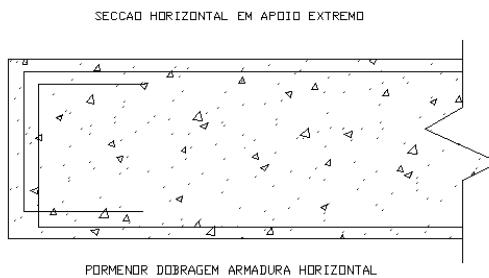


Fig. 5.6

5.11.2. Armadura longitudinal superior

Nos casos VCE, VCI de vigas contínuas, obtém-se:

VCE: Momento negativo no apoio direito $M_{sd,d}^-$

VCI: Momento negativo no apoio esquerdo $M_{sd,e}^-$

Momento negativo no apoio direito $M_{sd,d}^-$

Para simplificar a construção, e dado que a armadura de momentos negativos deve ser contínua pelo menos em 50 %, coloca-se uma armadura envolvente em ambos os lados. Isto é, calcula-se $M^- = \text{MÁXIMO}$ ($M_{sd,e}^-$; $M_{sd,d}^-$). A armadura que se tem de colocar será:

$$A_{sn} = \frac{M^-}{z \cdot f_{yd}}$$

Caso $l \geq h$

Na faixa superior $C_1 = 0.2 h$ dispõe-se uma armadura A_1 , tal que:

$$A_1 = \frac{A_{sn}}{2} \cdot \left(\frac{l}{h} - 1 \right) \geq 0.25 A_{sn}$$

Calculando

$$\frac{A_1}{2 \cdot C_1}$$

entra-se nas tabelas de armadura e obtém-se uma armadura $n_1 \phi_1$ a S_1 cm, cuja área se denominará A_{1real} .

Numa faixa de altura $C_2 = 0.6 h$, situada debaixo da anterior, dispor-se-á A_2 , cujo valor será:

$$A_2 = A_{sn} - A_{1real}$$

Calculando

$$\frac{A_2}{2 \cdot C_2}$$

entrar-se-á na tabela de armadura correspondente e obter-se-á $n_2 \phi_2$ a S_2 cm.

Metade das armaduras podem-se cortar com um comprimento que seja igual a 0.4 MÍNIMO (l, h).

Observe o esquema de armadura numa face:

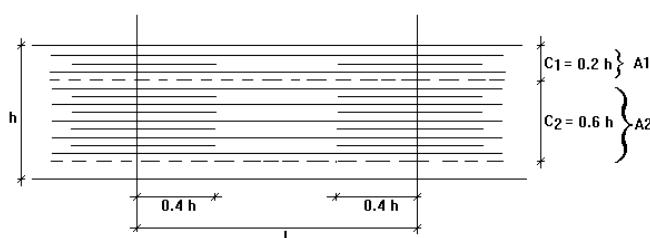


Fig. 5.7

Caso $l < h$

Neste caso dispõe-se A_{sn} numa faixa superior compreendida entre $0.2 l$ e l , medidos a partir da face inferior da viga, numa altura $C_3 = 0.8 l$. Calcula-se

$$\frac{A_{sn}}{2 \cdot C_3}$$

e, entrando nas tabelas, selecciona-se a armadura correspondente.

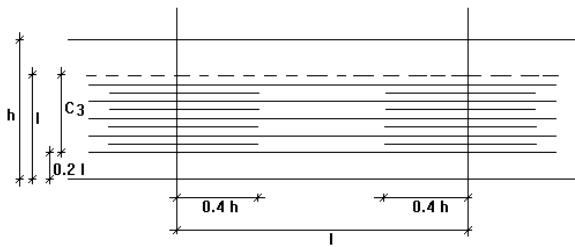


Fig. 5.8

5.12. Reforço inclinado em apoios

Se o valor do transverso V_{sd} num apoio superar 75% do máximo admissível, dispor-se-ão varões inclinados a 45°, capazes de absorver um esforço de 0.8 V_{sd} , e numa distância de 0.5·MÍNIMO ($h;l$); a sua forma será tipo estribos.

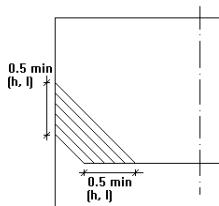


Fig. 5.9

$$\frac{A_o}{S_o} = f_{yd} \cdot 0.35 \cdot \sqrt{2} \cdot \min(h;l) = \frac{0.8 V_{sd}}{2}$$

sendo,

A_o : Área armadura

S_o : Separação entre estribos

Portanto,

$$\frac{A_o}{S_o} = \frac{0.8 V_{sd}}{2 \cdot 0.35 \cdot \sqrt{2} \cdot f_{yd} \cdot \min(h;l)}$$

Procura-se nas tabelas o diâmetro e a separação correspondente.

5.13. Armadura de suspensão

Se existir carga uniforme aplicada na parte inferior da viga, dispor-se-ão uns estribos suplementares capazes de suspender tal carga:

$$\frac{A_{susp}}{S_{susp}} = \frac{q_{sd}}{2 \cdot f_{yd}}$$

sendo,

A_{susp} : Área dos varões de suspensão

S_{susp} : Separação dos varões de suspensão

q_{sd} : Carga uniforme aplicada na parte inferior

Entrando nas tabelas obtém-se o diâmetro e a separação.

Tal armadura pode-se dispor da seguinte forma:

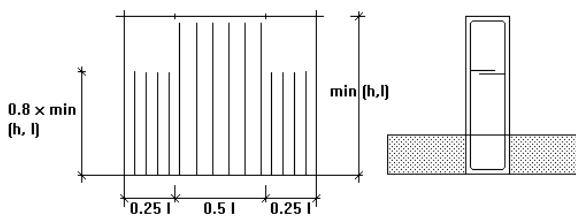


Fig. 5.10

5.14. Reforço das cargas indirectas

Se existirem cargas pontuais de aplicação indirecta, quer seja por um pilar apoiado na viga ou por um diafragma transversal que apoia na viga parede, é necessário suspender o valor da tal carga.

O programa dispõe estribos verticais de diâmetro $\phi 16$, separados 5cm entre si.

O número de estribos é calculado da seguinte forma:

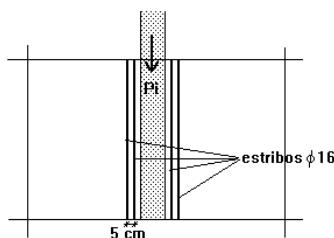


Fig. 5.11

$$\text{número ramos verticais} = \left\lceil \frac{P_i}{A_{\phi 16} \cdot f_{yd}} \right\rceil + 1$$

Sendo

P_i : Valor da carga aplicada

$A_{\phi 16}$: Área de um varão de diâmetro $\phi 16$

Além disso, o número de ramos deve ser sempre um número múltiplo de 4.

A razão de dispor estribos verticais é que pode haver pilares próximos, em cujo caso é mais simples contar com estribos verticais que com varões inclinados, visto que, nesse caso, se cruzariam.

5.15. Reforços na vertical de apoios

Se existirem cargas aplicadas concentradas na vertical dos apoios e estes não estiverem rigidificados ou apenas dispuserem de rigidificadores de menor altura que a viga, dispor-se-ão uns reforços, de acordo com o esquema da Fig. 6.12.

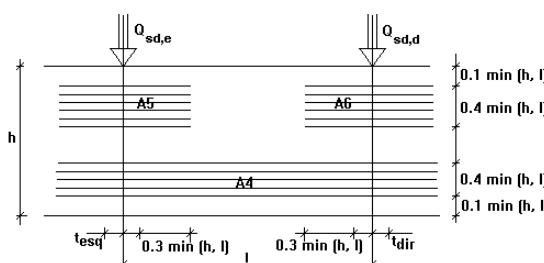


Fig. 5.12

O valor do esforço transverso em apoios será incrementado como segue:

- Caso VSA:

$$V_E = V_E + \text{MIN} \left[Q_{sd,e} \cdot \frac{l-t_e}{l}; Q_{sd,e} \cdot \frac{h-t_e}{h} \right]$$

$$V_D = V_D + \text{MIN} \left[Q_{sd,d} \cdot \frac{l-t_d}{l}; Q_{sd,d} \cdot \frac{h-t_d}{h} \right]$$

- Caso VCE:

$$V_E = V_E + \text{MIN} \left[Q_{sd,e} \cdot \frac{l-t_e}{l}; Q_{sd,e} \cdot \frac{h-t_e}{h} \right]$$

$$V_D = V_D + \text{MIN} \left[\frac{Q_{sd,d}}{2} \cdot \frac{l-2 \cdot t_d}{l}; \frac{Q_{sd,d}}{2} \cdot \frac{h-2 \cdot t_d}{h} \right]$$

- Caso VCI:

$$V_E = V_E + \text{MIN} \left[\frac{Q_{sd,e}}{2} \cdot \frac{l-2 \cdot t_e}{l}; \frac{Q_{sd,e}}{2} \cdot \frac{h-2 \cdot t_e}{h} \right]$$

$$V_D = V_D + \text{MIN} \left[\frac{Q_{sd,d}}{2} \cdot \frac{l-2 \cdot t_d}{l}; \frac{Q_{sd,d}}{2} \cdot \frac{h-2 \cdot t_d}{h} \right]$$

Tudo isto para efeitos da verificação das reacções em apoios.

Quanto ao cálculo da armadura, a faixa inferior A_4 , obtém-se:

$$A_4 = \frac{\text{MAX}(Q_{sd,e}; Q_{sd,d})}{4 \cdot f_{yd}}$$

numa altura $C_4 = \text{MIN}(0.4 h; 0.4 l)$; determina-se

$$\frac{A_4}{2 \cdot C_4}$$

e procura-se nas tabelas a armadura adequada.

Analogamente, obtém-se:

$$A_5 = \frac{Q_{sd,e}}{4 \cdot f_{yd}} \Rightarrow \frac{A_5}{2 \cdot C_5} \Rightarrow \text{tabelas} \Rightarrow \text{armaduras}$$

$$A_6 = \frac{Q_{sd,d}}{4 \cdot f_{yd}} \Rightarrow \frac{A_6}{2 \cdot C_6} \Rightarrow \text{tabelas} \Rightarrow \text{armaduras}$$

Desta forma, ter-se-ão determinado todas as armaduras das vigas-parede.

5.16. Critérios de cálculo

Nas opções do programa é permitido um agrupamento de armaduras da armadura horizontal de alma, com vista a colocar uma armadura mais homogénea. Os possíveis agrupamentos são:

- A.1

Alma Horizontal

Reforço Alma de Apoios

Conhecido

$$\frac{A_h}{S_h}, \left(\frac{A_1}{2 \cdot C_1}; \frac{A_2}{2 \cdot C_2} \text{ se } l \geq h \right) \left(\frac{A_{sn}}{2 \cdot C_3} \text{ se } l < h \right)$$

faz-se

$$\frac{A_h}{S_h} = \text{MAX} \left(\frac{A_h}{S_h}; \frac{A_1}{2 \cdot C_1}; \frac{A_2}{2 \cdot C_2}; \frac{A_{sn}}{2 \cdot C_3} \right)$$

Isto é, agrupa-se a armadura de reforço de negativos em armadura horizontal de alma uniforme em toda a altura da viga.

- A.2

Alma Horizontal

Reforço Vertical de Apoios

Calcular-se-á

$$\frac{A_h}{S_h} = \frac{A_h}{S_h} + \text{MAX} \left(\frac{A_4}{2 \cdot C_4}; \frac{A_5}{2 \cdot C_5}; \frac{A_6}{2 \cdot C_6} \right),$$

logo aumenta-se a armadura horizontal de alma.

- A.3

Reforço Alma de Apoios

Reforço Vertical de Apoios

$$l \geq h \begin{cases} \frac{A_1}{2 \cdot C_1} = \frac{A_1}{2 \cdot C_1} + \text{MAX} \left(\frac{A_4}{2 \cdot C_4}; \frac{A_5}{2 \cdot C_5}; \frac{A_6}{2 \cdot C_6} \right) \\ \frac{A_2}{2 \cdot C_2} = \frac{A_2}{2 \cdot C_2} + \text{MAX} \left(\frac{A_4}{2 \cdot C_4}; \frac{A_5}{2 \cdot C_5}; \frac{A_6}{2 \cdot C_6} \right) \end{cases}$$

$$l < h \begin{cases} \frac{A_{sn}}{2 \cdot C_3} = \frac{A_{sn}}{2 \cdot C_3} + \text{MAX} \left(\frac{A_4}{2 \cdot C_4}; \frac{A_5}{2 \cdot C_5}; \frac{A_6}{2 \cdot C_6} \right) \end{cases}$$

- A.4

Alma Horizontal

Reforço Alma de Apoios

Reforço em Vertical de Apoios

Para este caso calcula-se em primeiro lugar o caso A.2 e posteriormente o caso A.1. No ecrã, visualizar-se-á apenas a armadura de alma horizontal.