

DIMENSIONAMENTO EXPEDITO DOS PERFIS VERTICAIS DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO TIPO BERLIM DEFINITIVAS

Simplified design of soldier piles of definitive Berlin-type retaining walls

Nuno M. da Costa Guerra*

Manuel Matos Fernandes**

António Silva Cardoso***

António Gomes Correia****

RESUMO - Destaca-se o papel dos perfis metálicos verticais nas estruturas de contenção tipo Berlim definitivas e a importância do dimensionamento destas estruturas em relação ao carregamento vertical. Apresenta-se os resultados de um estudo paramétrico, usando um modelo de elementos finitos, de estruturas de contenção tipo Berlim definitivas considerando diferentes tipos de solo, inclinação das ancoragens, módulo de deformabilidade do solo, profundidade de escavação, nível de pré-esforço das ancoragens e área dos perfis verticais. São apresentadas algumas conclusões relativas à influência que os parâmetros analisados têm no esforço normal transmitido aos perfis. Com base nas análises numéricas realizadas propõe-se uma metodologia expedita de dimensionamento dos perfis verticais.

SYNOPSIS - The role of the vertical piles of Berlin-type retaining walls and the importance of vertical loads in the design of these structures are emphasised. The results of a parametric study, using a finite element code, on Berlin-type definitive retaining walls considering different soil conditions, anchor inclination, soil modulus, excavation depth, anchor pre-stress level and pile section are presented. Some conclusions are drawn regarding the influence of the parameters considered on the pile vertical load. Based on these numerical parametric analyses, a simplified method for the design of vertical soldier piles of Berlin-type walls is proposed.

1 – INTRODUÇÃO

São frequentemente usadas, em Portugal, para suporte de escavações urbanas, cortinas de contenção tipo Berlim definitivas. Nestas estruturas, como ilustra a Figura 1, procede-se à instalação prévia de perfis verticais em furos realizados na periferia da área a escavar e a escavação é conduzida por níveis e acompanhada da execução alternada de painéis de betão armado, primários e secundários, estes últimos executados após os primários.

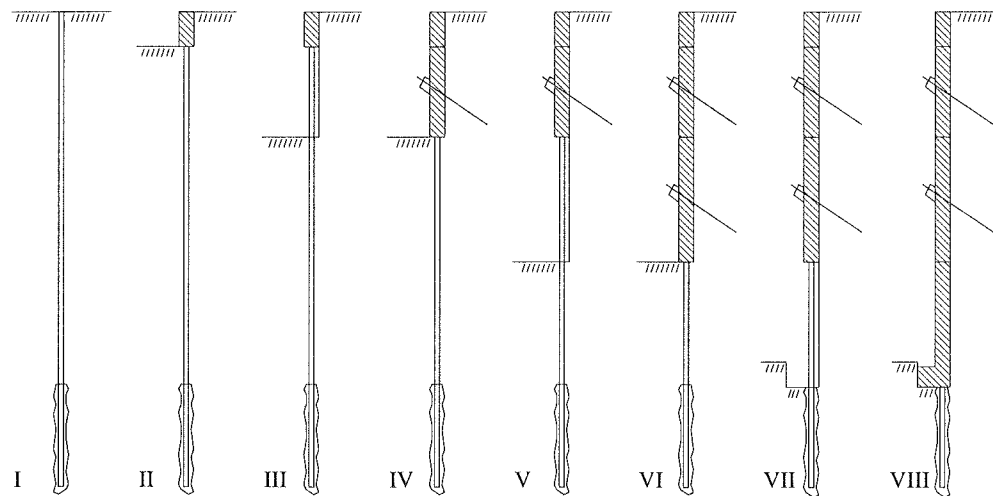
Apesar de a concepção destas estruturas de contenção se basear nas contenções tipo Berlim provisórias, há que referir que, sob o ponto de vista de funcionamento e de dimensionamento, as duas estruturas – provisória e definitiva – têm pouco em comum.

* Instituto Superior Técnico, Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, E-mail: nguerra@civil.ist.utl.pt

** Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, E-mail: mfern@fe.up.pt

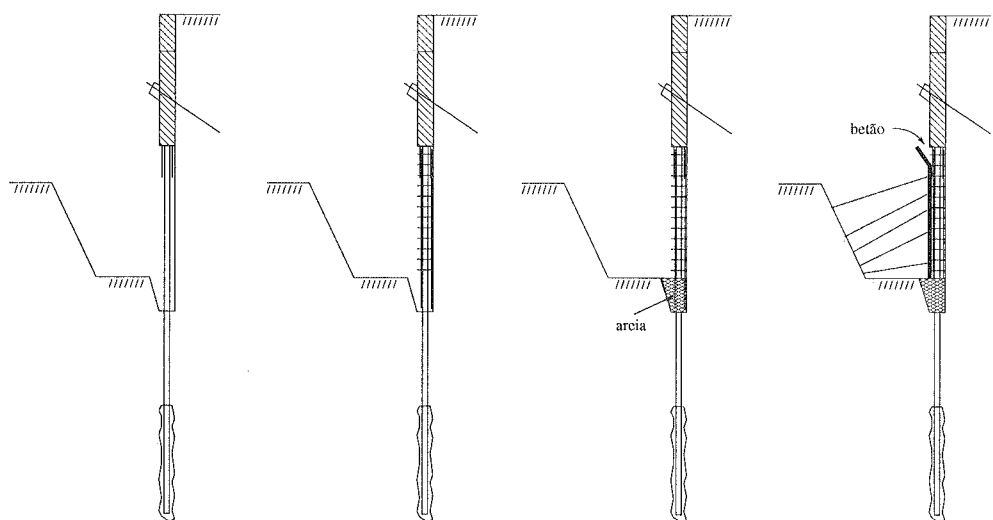
*** Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil, E-mail: scardoso@fe.up.pt

**** Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Departam. de Engenharia Civil, E-mail: agc@civil.uminho.pt



Fase	Descrição
I	furação, instalação dos perfis e selagem
II	execução da viga de coroamento
III	escavação do 1º nível, por painéis alternados
IV	execução, por painéis alternados, dos painéis do 1º nível; realização e pré-esforço das ancoragens
V	escavação do 2º nível, por painéis alternados;
VI	execução, por painéis alternados, dos painéis do 2º nível; realização e pré-esforço das ancoragens
VII	escavação do 3º nível, por painéis alternados;
VIII	execução, por painéis alternados, dos painéis do 3º nível.

(a) Descrição geral



(b) Descrição detalhada (fases V e VI)

Fig. 1 - Descrição esquemática do processo construtivo das estruturas de contenção tipo Berlim definitivas.

Conceptualmente, as estruturas tipo Berlim provisórias deverão ser encaradas como uma alternativa a soluções como as cortinas de estacas-pranchas. Os elementos verticais, perfis metálicos H ou I, colocados com os banzos paralelamente à face da escavação, garantem a absorção das pressões do terreno através da sua rigidez à flexão, função para a qual estes tipos de perfil são particularmente competentes.

A disposição dos perfis facilita, sob o ponto de vista construtivo, a colocação entre eles de pranchas de madeira, que permitem transmitir-lhes a totalidade das pressões do terreno do lado "activo".

Por seu turno, nas estruturas de contenção tipo Berlim definitivas os perfis verticais não são usualmente contabilizados como elementos conferindo rigidez por flexão à contenção, uma vez que esta função é conseguida através da parede de betão armado, betonada no local, que possui rigidez consideravelmente superior. A função dos perfis verticais é, assim, a de transmissão das cargas verticais que provêm do peso próprio da parede de betão e da habitualmente forte componente vertical das forças das ancoragens, não sendo usualmente considerada no dimensionamento qualquer função de absorção de momentos flectores, tanto mais que é habitual a escavação atrás dos perfis, como representado na Figura 2(a), para permitir a colocação da armadura. Não é este, no entanto, o procedimento desejável no caso de paredes tipo Berlim provisórias, ilustrando-se na Figura 2(b) o modo adequado para a sua execução.

Sintomática da inspiração daquele procedimento no método construtivo das paredes de contenção Berlim provisórias é a adopção quase generalizada de perfis metálicos H também nas estruturas definitivas, colocados em obra com os banzos paralelamente à face da parede. Escolhendo um perfil deste tipo, esta colocação poderá justificar-se pelo facto de possíveis momentos flectores de pequeno valor serem mais prováveis nesta direcção, devido às acções impostas pelo pré-esforço nas ancoragens e pelas pressões do terreno (Guerra, 1999). Contudo, uma secção tubular ou de forma similar parece ser muito mais adequada a situações de esforço normal predominante, como é manifestamente o caso presente.

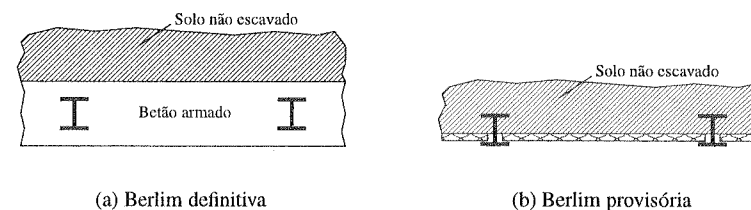


Fig. 2 - Comparação entre as estruturas tipo Berlim definitiva e provisória.

Assunto pouco abordado na bibliografia da especialidade mas de inegável interesse é o estudo do comportamento destas estruturas em relação às cargas verticais, particularmente quando há importantes componentes verticais das forças das ancoragens. A importância desta faceta do comportamento tem-se evidenciado em alguns casos de rotura ou de grandes movimentos experimentados por cortinas de contenção deste tipo, nos quais se verifica que esta questão está normalmente presente, mesmo nas situações em que não foi a razão determinante do acidente ou do incidente (Guerra, 1999).

Por outro lado, assiste-se ainda hoje, com alguma frequência, a discussões no meio técnico sobre a forma como o problema da transmissão das cargas verticais deverá ser considerado em projecto, tratando-se, portanto, de questão muito actual e que está longe de poder ser considerada como resolvida, nomeadamente no que respeita ao dimensionamento dos perfis verticais.

O objectivo deste trabalho é a apresentação de uma proposta de dimensionamento expedito

dos perfis verticais em estruturas de contenção tipo Berlim definitivas.

2 – CARGAS VERTICAIS EM CORTINAS DE CONTENÇÃO ANCORADAS

As cortinas ancoradas apresentam algumas vantagens sobre as cortinas escoradas. As ancoragens, no entanto, aplicam à cortina significativas forças verticais de sentido descendente, que não existem nas estruturas escoradas e que tornam importante a verificação da segurança em relação à estabilidade vertical da parede.

Para que haja equilíbrio nesta direcção é necessário, tal como se representa na Figura 3(a), para o caso de uma parede moldada, que a força vertical devida às componentes verticais das forças das ancoragens e ao peso próprio da parede seja compensada pela força vertical que se desenvolve no pé da parede e pela resultante das tensões de corte nas interfaces solo-parede, de modo a que seja verificada a equação

$$N_{total} = W_{parede} + \sum F_{anc} \sin \alpha = F_b + F_l^p + F_l^a \quad (1)$$

onde N_{total} é a força total vertical “actuante” na parede, W_{parede} é o peso da parede, $\sum F_{anc} \sin \alpha$ é a força vertical total devida às ancoragens, F_b é a força que se desenvolve na base da parede, F_l^p é a força de corte na interface solo-parede do lado passivo e F_l^a é a força de corte na interface do lado activo.

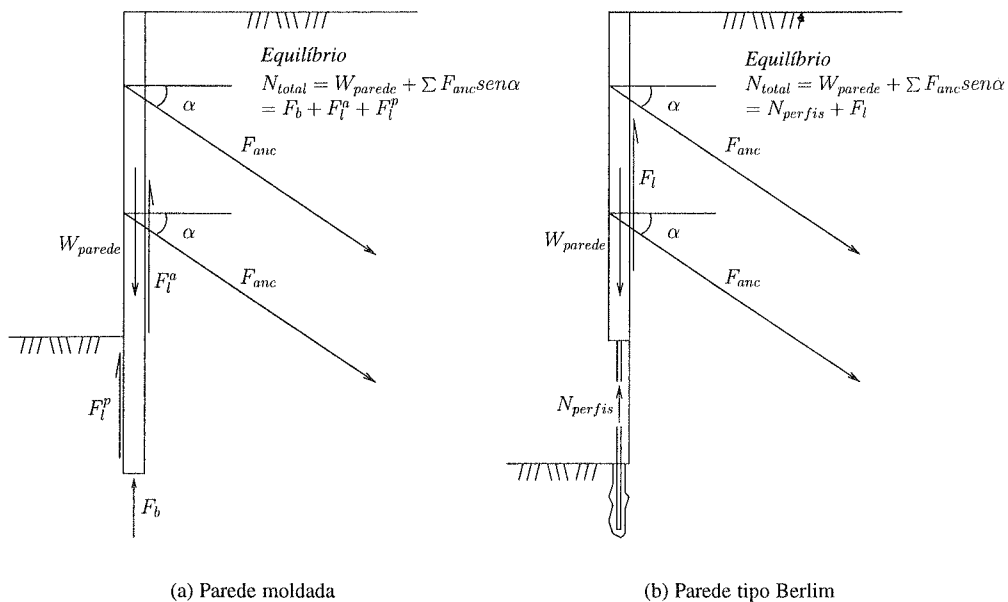


Fig. 3 - Equilíbrio vertical de paredes de contenção ancoradas.

A força F_b deverá verificar a segurança em relação à capacidade resistente vertical do terreno e o seu cálculo é conhecido para os casos de estruturas de contenção como as paredes moldadas, podendo para tal seguir-se o referido em Xanthakos (1994) ou metodologias semelhantes. No caso de paredes como cortinas de estacas-pranchas, no entanto, a menos que a cortina esteja assente num estrato muito resistente, não há a possibilidade de desenvolvimento de reacção na base ($F_b \simeq 0$), por esta não possuir largura significativa.

Estudos numéricos usando um modelo de elementos finitos publicados por Matos Fernandes (1983, 1985) mostram que numa estrutura de suporte flexível ancorada ou escorada com adequado comportamento e fundação competente as forças tangenciais aplicadas à parede nas duas interfaces têm os sentidos indicados na Figura 4. Este facto permite compreender a razão por que, de acordo com os resultados do autor, quando nas cortinas ancoradas a força vertical assume um valor elevado em relação à resistência da fundação:

- a força ascendente F_l^p , representando uma elevada percentagem da resistência da respectiva interface, pode ser mobilizada com muito pequenos assentamentos;
- só à custa de assentamentos mais elevados é possível inverter o sentido da força F_l^a , passando esta a ser dirigida para cima, logo a contribuir para o equilíbrio da carga vertical exterior da cortina;
- esta força F_l^a com sentido ascendente dificilmente atinge uma importante percentagem da resistência da interface, mesmo que a cortina experimente assentamentos que correspondem já a um desempenho muito deficiente do sistema de contenção, até porque a esses assentamentos se associam tipicamente deslocamentos laterais também muito elevados.

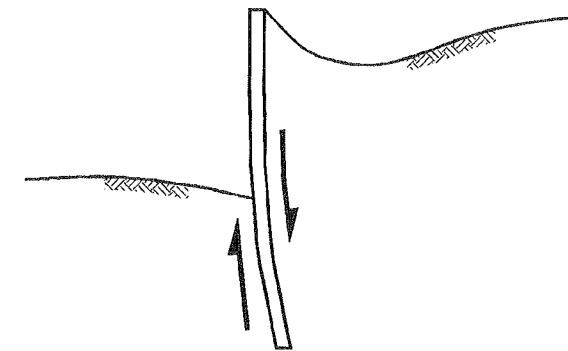


Fig. 4 - Movimento de uma estrutura de suporte flexível e do maciço envolvente e forças tangenciais desenvolvidas nas interfaces solo-estrutura.

Estas conclusões são corroboradas por resultados de ensaios em modelos físicos a escala reduzida (Hanna e Matallana, 1970) e por outros estudos numéricos posteriores (Trigo, 1990; Matos Fernandes et al., 1993, 1994).

Verifica-se, no entanto, que mesmo em literatura actual se admite serem adequadas as tensões de corte entre a parede e o solo suportado para fornecer a reacção vertical indispensável ao equilíbrio (ASCE, 1997). A importância deste assunto parece, contudo, estar clara desde o início da utilização de ancoragens pré-esforçadas em obras de contenção. Com efeito, Broms (1968) identificara já a importância de F_l^p e a difícil mobilização de F_l^a e Hanna (1968) referira que nos casos de rotura de paredes ancoradas de que tinha conhecimento, a causa tinha sido, invariavelmente, o apoio inadequado da base da parede. A mesma ideia é transmitida por Goldberg et al. (1976), ao afirmarem que a maior parte dos problemas que ocorrem relacionados com cortinas ancoradas dizem respeito aos movimentos verticais excessivos.

O complexo processo de mobilização da resistência na interface do lado activo faz com que a verificação do equilíbrio vertical em paredes de contenção tipo Berlim seja uma questão de particular relevância e controvérsia. Com efeito, neste tipo de parede de contenção não existe

lado passivo da parede de contenção, uma vez que abaixo do nível de escavação, em cada fase, não há parede mas apenas os perfis verticais (Figura 1).

Os perfis verticais e, eventualmente, o lado activo da parede, devem assim, para as cortinas tipo Berlim definitivas, garantir o equilíbrio das forças verticais, o que significa, conforme apresentado na Figura 3(b), que

$$N_{total} = W_{parede} + \sum F_{ancsen\alpha} = N_{perfis} + F_l \quad (2)$$

onde W_{parede} e $\sum F_{ancsen\alpha}$ têm o significado já referido, N_{perfis} é a força transmitida aos perfis metálicos verticais e F_l é a força de corte, mobilizada por adesão e (ou) atrito na interface solo-parede.

Estudos numéricos efectuados relativamente a estruturas de suporte tipo Berlim definitivas (Guerra et al., 2002) mostram, a respeito da mobilização da força F_l no paramento de tardoz da cortina, uma razoável semelhança com o que se passa nas cortinas convencionais contínuas. Com efeito:

- em estruturas com fundação competente (isto é, com perfis com adequada resistência estrutural e dotados de adequado apoio no pé) a percentagem mobilizada da resistência é relativamente baixa;
- neste caso, a força aplicada à parede pode ter sentido ascendente ou descendente, dependendo disso em especial da rigidez axial dos perfis verticais e, também, do próprio maciço suportado;
- só após a cedência dos perfis por encurvadura a resistência ascendente se mobiliza em percentagens significativas, mas tal corresponde naturalmente a níveis deficientes de desempenho da estrutura de contenção, nomeadamente em termos do controlo dos movimentos da própria estrutura e do terreno envolvente.

Atendendo ao exposto, tem sido proposto pelos autores e, em algumas situações, praticado o dimensionamento dos perfis verticais admitindo nula a resistência mobilizada na interface e considerando, portanto, que aqueles deverão ser dimensionados para resistir à totalidade das componentes verticais das cargas nas ancoragens (incluindo eventuais acréscimos de carga devido ao processo construtivo) e ao peso da parede (incluindo eventuais sobreconsumos de betão).

Esta proposta, apesar de atractiva pela sua simplicidade e conduzindo a um dimensionamento dos perfis verticais que acautela, pelo menos na maioria das situações, uma rotura do sistema por falta de equilíbrio vertical, apresenta todavia as seguintes limitações:

- não permite ter em conta a influência do comportamento em termos de tensão-deformação na interacção solo-cortina, que pode conduzir, em certas condições, à mobilização de forças de corte na interface favoráveis à redução da carga vertical transmitida aos perfis, logo possibilitadoras de um dimensionamento mais económico dos mesmos;
- não permite identificar situações – como aquelas, por exemplo, em que se combinam perfis com elevada rigidez axial, solos mais deformáveis e escavações mais profundas – em que a força tangencial na interface tenderá a ser de sentido descendente, agravando a carga nos perfis verticais.

Esclarecer em que medida se poderá mobilizar a força de corte do lado activo e em que sentido é que tal mobilização se manifesta constitui pois questão relevante para o dimensionamento dos perfis verticais. Com o presente trabalho pretende-se apresentar uma metodologia expedita

de dimensionamento daqueles perfis, que permita considerar, pelo menos nos seus aspectos essenciais, o comportamento tensão-deformação do conjunto solo suportado-estrutura de suporte. Esta proposta é baseada num vasto estudo paramétrico que envolveu um número muito elevado de análises com um modelo de elementos finitos.

3 – ESTUDO PARAMÉTRICO USANDO UM MODELO POR ELEMENTOS FINITOS

3.1 – Generalidades

Para a proposta de metodologia expedita de dimensionamento dos perfis verticais recorreu-se a um programa de elementos finitos (Cardoso, 1987; Almeida e Sousa, 1998; Guerra, 1999) desenvolvido para aplicações geotécnicas e que permite a resolução de uma grande variedade de problemas bidimensionais. As análises podem ser realizadas adoptando um modelo de comportamento elastoplástico, com endurecimento e amolecimento, com critérios de Von Mises, Drucker-Prager, Tresca ou Mohr-Coulomb.

Para a resolução do sistema de equações o programa utiliza o método frontal de resolução de matrizes definidas positivas. As análises são realizadas por incrementos e por iterações, correspondendo os incrementos às diversas fases construtivas e sendo as iterações realizadas para garantir a resposta da estrutura de forma globalmente equilibrada.

Para a modelação das diversas componentes de uma estrutura geotécnica, estão disponíveis elementos finitos tipo barra de 2 e 3 nós (Zienkiewicz, 1977), elementos de junta de 4 e 6 nós (Goodman et al., 1968), elementos bidimensionais isoparamétricos de 4 e 8 nós (Zienkiewicz, 1977) e elementos bidimensionais subparamétricos de 5 nós (Doherty et al., 1969).

Podem ser simuladas diversas solicitações e operações construtivas, como a colocação de reforços ou apoios estruturais (pregagens, escoras, ancoragens), a realização de escavações, a construção de aterros, a aplicação de forças concentradas e distribuídas, a imposição de deslocamentos e a retirada de apoios.

3.2 – Caso de estudo

Conforme foi referido, pretende-se com este trabalho apresentar uma metodologia expedita de dimensionamento dos perfis verticais em cortinas de contenção tipo Berlim definitivas. Esta metodologia é baseada num estudo paramétrico conduzido usando o modelo de elementos finitos mencionado em 3.1 e considerando o caso de estudo cujas características genéricas se encontram apresentadas na Figura 5.

No caso em estudo, o solo, a parede e os perfis verticais foram modelados por elementos de 8 nós, o contacto entre o solo e a parede com elementos junta de 6 nós e as ancoragens através de elementos barra de 2 nós.

Dado que as zonas de selagem dos perfis verticais estão localizadas no substrato de elevadas características mecânicas, não existem, praticamente, movimentos destas zonas. Por este motivo, os pontos representativos destas selagens foram considerados fixos.

Admitiu-se que os bolbos de selagem das ancoragens estão localizados em zona susceptível de sofrer deslocamentos associados à escavação, pelo que a sua modelação foi feita com base na metodologia de Matos Fernandes (1983) e apresentada em Guerra (1999).

O solo e a interface solo-parede foram admitidos com comportamento elástico perfeitamente plástico, usando-se o critério de Tresca (análises não drenadas, em tensões totais) ou o critério de Mohr-Coulomb (análises drenadas, em tensões efectivas). Os elementos representativos da cortina foram admitidos com comportamento elástico linear, com as propriedades de um betão C20/25 (ENV 1992-1.1, 1991). Os elementos barra (ancoragens) foram considerados com com-

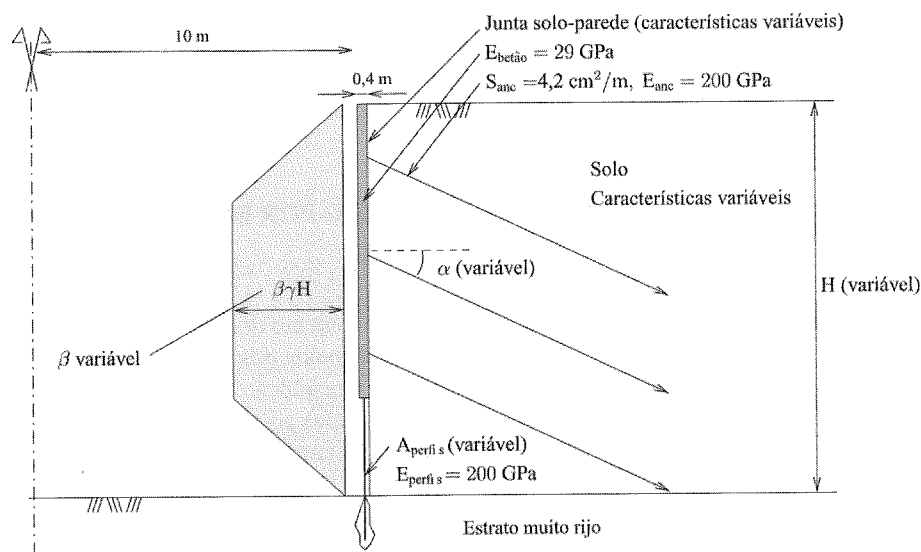


Fig. 5 - Geometria do caso de estudo e propriedades dos materiais (ver também Quadros 1 e 2).

portamento elástico perfeitamente plástico. Os perfis verticais, dado o objectivo da modelação, foram considerados com comportamento elástico linear.

A descrição detalhada da simulação do processo construtivo de paredes tipo Berlim definitivas pode ser encontrada em Guerra (1999) e Guerra et al. (2002).

3.3 – Condições do estudo paramétrico

Com base na situação genérica apresentada na Figura 5 procedeu-se a um conjunto de análises de situações típicas, num total de 3780 cálculos, em que se fez variar as grandezas que são indicadas no Quadro 1.

Quadro 1 - Principais variáveis dos cálculos realizados

tipo	Solo			E	Estrutura de suporte			H (m)
	c_u (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)		α (°)	β	A_{perfis} (cm ² /m)	
1-argila	300	-	-	$300c_u$			11,33	6
2-argila	150	-	-	$600c_u$	25	0,20	17,00	9
3-argila	80	-	-	$1000c_u$	35	0,30	22,67	12
4-areia	-	30	40	90/180/300MPa	45	0,40	34,00	15
5-areia	-	20	30	24/48/80MPa			51,00	
							89,30	
							125,00	

Neste conjunto de análises fez-se, assim, variar:

- o tipo de solo:

- considerou-se cinco solos, correspondentes a três solos argilosos, para os quais foram realizadas análises não drenadas, e dois solos granulares, para os quais foram realizadas análises drenadas; nos solos granulares foi considerada alguma coesão, dado que as cortinas em análise só são aplicáveis a solos com uma certa componente coesiva

Quadro 2 - Propriedades dos solos e das interfaces solo-parede nos cálculos realizados.

Solo	c' (kPa)	ϕ' (°)	c_u (kPa)	E	ν	K_0	c_a (kPa)	δ (°)	K_t (kN/m ²)
1	-	-	300	300	0,49	0,7	90	0	45000
2	-	-	150	a	0,49	0,7	60	0	30000
3	-	-	80	$1000c_u$	0,49	0,7	40	0	20000
4	30	40	-	90 a 300 MPa	0,30	0,6	0	32	45000
5	20	30	-	24 a 80 MPa	0,30	0,6	0	24	20000

de resistência; no caso dos solos argilosos, o número de estabilidade da base, N_b , mais elevado é o correspondente à escavação de 15 m de profundidade e com o menor valor da resistência não drenada, $N_b = \gamma H / c_u = 20 \times 15 / 80 = 3,75$, adequado para o processo construtivo da contenção em análise;

- as características dos solos e das interfaces solo-parede são apresentadas no Quadro 2; neste quadro, ν é o coeficiente de Poisson, K_0 é o coeficiente de impulso em repouso, c_a é a adesão da interface solo-parede, δ é o ângulo de atrito da interface solo-parede e K_t é a rigidez tangencial assumida para a interface solo-parede;

- o módulo de deformabilidade do solo:

- para os solos argilosos considerou-se módulos de deformabilidade não drenados iguais a 300, 600 e $1000c_u$;
- para os solos granulares admitiu-se os módulos que se indicam nos Quadros 1 e 2;

- a inclinação das ancoragens;

- o nível de pré-esforço das ancoragens:

- o nível de pré-esforço está representado no Quadro 1 pelo parâmetro β , que define o valor da pressão horizontal máxima do diagrama trapezoidal de Terzaghi e Peck correspondente a argilas rijas;
- este mesmo diagrama é, nos cálculos realizados, aplicado também aos dois solos arenosos; para estes solos não é raro tomar como referência o diagrama de pressões de Terzaghi e Peck rectangular com pressão horizontal igual a $0,65K_a\gamma H$, sendo K_a o coeficiente de impulso activo; constata-se, no entanto, uma equivalência prática entre as duas representações:

* a resultante do diagrama trapezoidal é $I_{apar}^{trap} = 0,75\beta\gamma H^2$; a resultante do diagrama rectangular é $I_{apar}^{rect} = 0,65K_a\gamma H^2$;

* fazendo $I_{apar}^{trap} = I_{apar}^{rect}$ obtém-se $K_a = \frac{0,75\beta}{0,65}$, o que, para $\beta = 0,2$, conduz a $K_a = 0,231$ e $\phi' = 39^\circ$ e, para $\beta = 0,3$, conduz a $K_a = 0,346$ e $\phi' = 29^\circ$;

* portanto, o diagrama trapezoidal com $\beta = 0,2$ é aproximadamente equivalente ao diagrama rectangular do solo 4 ($\phi' = 40^\circ$) enquanto o diagrama trapezoidal com $\beta = 0,3$ é aproximadamente equivalente ao diagrama rectangular do solo 5 ($\phi' = 30^\circ$); para cada um dos solos 4 e 5 foram, no entanto, realizados cálculos com $\beta = 0,2, 0,3$ e $0,4$;

- em todas as ancoragens foi aplicado o mesmo pré-esforço, hipótese que é frequentemente considerada em projecto;

- a profundidade da escavação:
 - considerou-se quatro profundidades de escavação;
 - admitiu-se que a profundidade de escavação é simultaneamente a profundidade do estrato rijo; a razão prende-se com o facto de esta opção implicar uma maior rigidez axial dos perfis, conduzindo pois a estimativas da força neles actuante do lado da segurança;
- a área de aço dos perfis metálicos:
 - admitiu-se que os perfis têm comportamento elástico linear; por este motivo, é apenas a área de aço que controla o comportamento destes elementos;
 - para o dimensionamento, todavia, dado o diferente comportamento à encurvadura dos diversos perfis passíveis de serem utilizados, há que considerar também o tipo de perfil; este aspecto será referido após a apresentação dos resultados.

Em tudo o resto as análises realizadas são idênticas entre si. Admitiu-se valores correntes em casos de escavações realizadas com cortinas de contenção tipo Berlim. Para a parede de betão armado considerou-se uma espessura de 0,40 m, correspondente a uma espessura teórica de 0,30 m, habitual neste tipo de estrutura de contenção, acrescida de um sobreconsumo da ordem dos 30%. As fases de escavação foram consideradas com 3 m de altura, tendo-se para a primeira fase admitido a execução de uma viga de coroamento com 0,80 m de altura.

Admitiu-se que as ancoragens são distribuídas em todos os níveis de escavação, com excepção do último. Esta última hipótese pode, sob certa perspectiva, ser considerada menos adequada para a escavação de 6 m, que corresponde a apenas dois níveis de escavação, pelo facto de implicar a aplicação de todo o pré-esforço num único nível de escavação.

4 – RESULTADOS OBTIDOS

4.1 – Apresentação

Os resultados obtidos do conjunto de cálculos realizados são apresentados nas Figuras 6 a 11. As figuras correspondem às situações indicadas no Quadro 3. Para cada tipo de solo e inclinação das ancoragens, apresenta-se os resultados para as diferentes profundidades de escavação, módulo de deformabilidade, área de aço e nível de pré-esforço.

Quadro 3 - Correspondência entre as situações analisadas e as figuras com os resultados

Tipo de solo	α ($^{\circ}$)	Figura
argila (1-3)	25	6
areia (4-5)	25	7
argila (1-3)	35	8
areia (4-5)	35	9
argila (1-3)	45	10
areia (4-5)	45	11

Assim, para cada um dos solos e para cada uma das inclinações das ancoragens, indica-se os resultados para as quatro profundidades de escavação consideradas, correspondendo aos quatro gráficos apresentados. Em cada um destes gráficos, apresenta-se em abcissas a área de aço dos perfis metálicos e em ordenadas a relação entre a carga transmitida aos perfis e a carga vertical teórica total, isto é, a soma do peso da parede com a componente vertical do pré-esforço aplicado

às ancoragens. Estes resultados dizem respeito à situação condicionante no dimensionamento dos perfis verticais, isto é, aquela que corresponde ao último nível de escavação, em que a parede atinge o seu peso máximo antes de ser dotada da respectiva sapata e todas as ancoragens estão pré-esforçadas. Cada curva apresentada em cada gráfico corresponde a um nível de pré-esforço e módulo de deformabilidade do solo.

Note-se que a relação apresentada em ordenadas não traduz a carga real total, uma vez que esta depende das variações de pré-esforço ao longo do processo construtivo, mas constitui a grandeza mais útil para o dimensionamento, uma vez que se baseia numa grandeza de cálculo simples.

Distingue-se, assim, entre carga vertical total *teórica* e carga vertical total *real*. A carga vertical total, conforme tem vindo a ser descrita, é a soma do peso da parede com as componentes verticais das forças das ancoragens, representando, assim, a carga vertical total aplicada, que deverá ser equilibrada pelo esforço normal nos perfis metálicos e pela força de corte na interface solo-parede. Esta carga vertical total é *teórica* se for calculada considerando os valores aplicados das forças das ancoragens (pré-esforço) e será *real* se se considerarem as variações de carga nas ancoragens devidas ao processo construtivo, que resultam do cálculo.

A expressão seguinte permite determinar os valores da carga vertical total teórica:

$$N_{total}^{teór.} = e_{parede} \gamma_b (H - h) + 0,75 \beta \gamma H^2 \operatorname{tg} \alpha \quad (3)$$

em que e_{parede} é a espessura da parede de betão (considerada igual a 0,4 m), γ_b é o peso volúmico do betão (tomado igual a 25 kN/m³), h é o acréscimo de altura de parede correspondente a cada nível de escavação (tomado igual a 3 m) e os restantes símbolos têm o significado já referido.

Conhecidos a inclinação das ancoragens, o tipo de solo, o módulo de deformabilidade do solo, o nível de pré-esforço aplicado às ancoragens e a profundidade da escavação, fica definida a curva a considerar. Para determinada área de aço fica, então, a conhecer-se a relação entre o esforço normal nos perfis metálicos verticais e a carga vertical total.

4.2 – Análise dos resultados

Observando as Figuras 6 a 11 pode tirar-se algumas conclusões sobre a relação $N_{perfis}/N_{total}^{teór.}$:

- esta relação cresce com a área de aço dos perfis, embora tenda para a estabilização quando esta atinge a gama dos valores mais elevados;
- a relação pode ter valor superior a 1,0 (atingindo mesmo 1,6), significando que, como atrás discutido, o atrito e (ou) a adesão solo-parede podem aumentar a carga vertical nos perfis;
- a relação atinge os valores mais elevados para os solos menos consistentes, as maiores profundidades de escavação e as maiores áreas de aço; com efeito, perfis mais rígidos com fundação adequada podem conduzir, em particular se os solos forem mais deformáveis e as profundidades de escavação assumirem valor significativo, a que o maciço assente mais do que a parede, solicitando-a em vez de a suportar no que respeita às acções verticais;
- a mesma relação é tanto menor quanto maior é o nível de pré-esforço, o que se explica pelo facto de um maior nível de pré-esforço implicar:
 - maior deslocamento vertical da parede;
 - menor deslocamento lateral da parede, logo, menor assentamento do solo suportado;

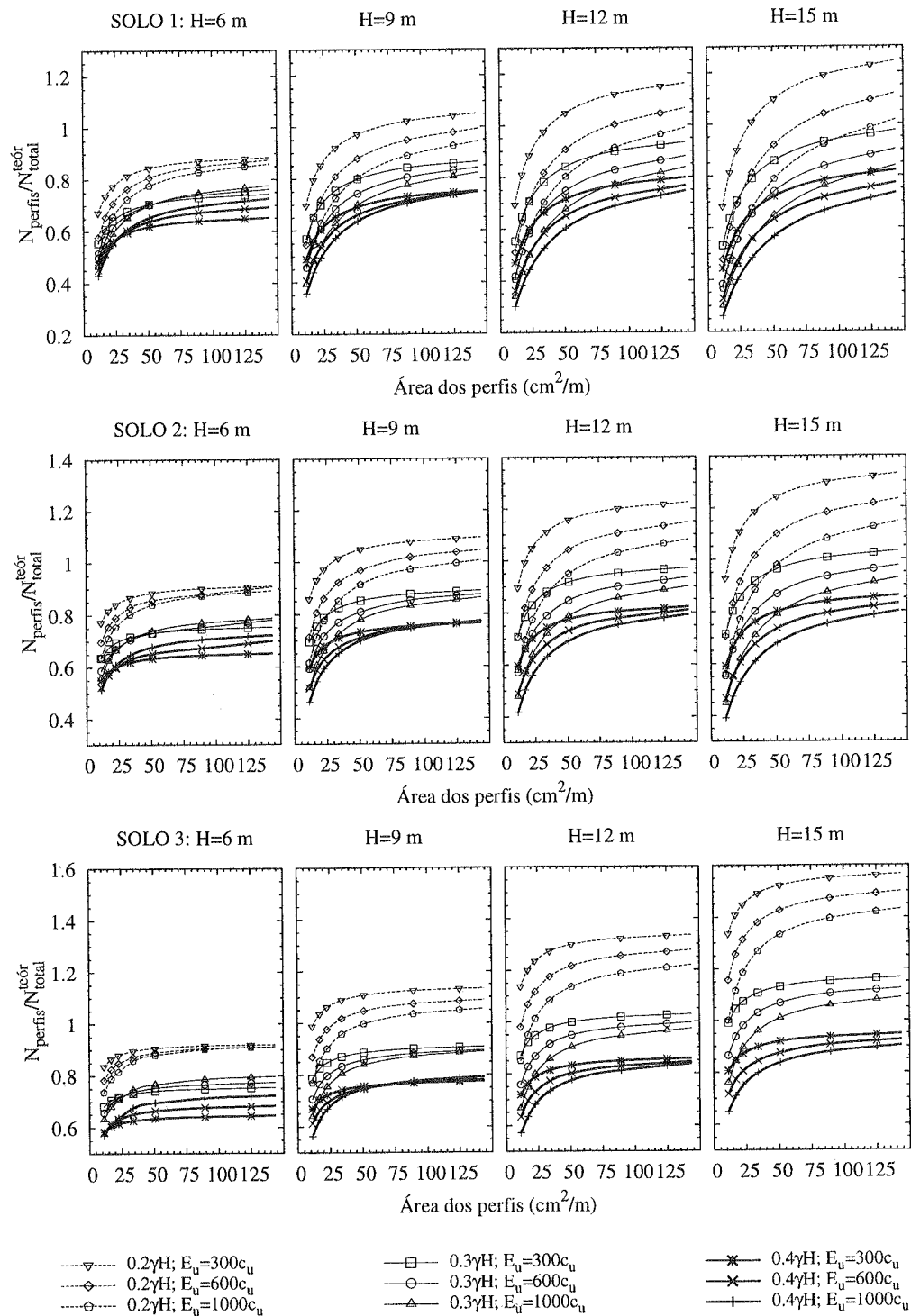


Fig. 6 - Relação $N_{perfis}/N_{total}^{teór}$ para os solos 1, 2 e 3 e $\alpha = 25^\circ$.

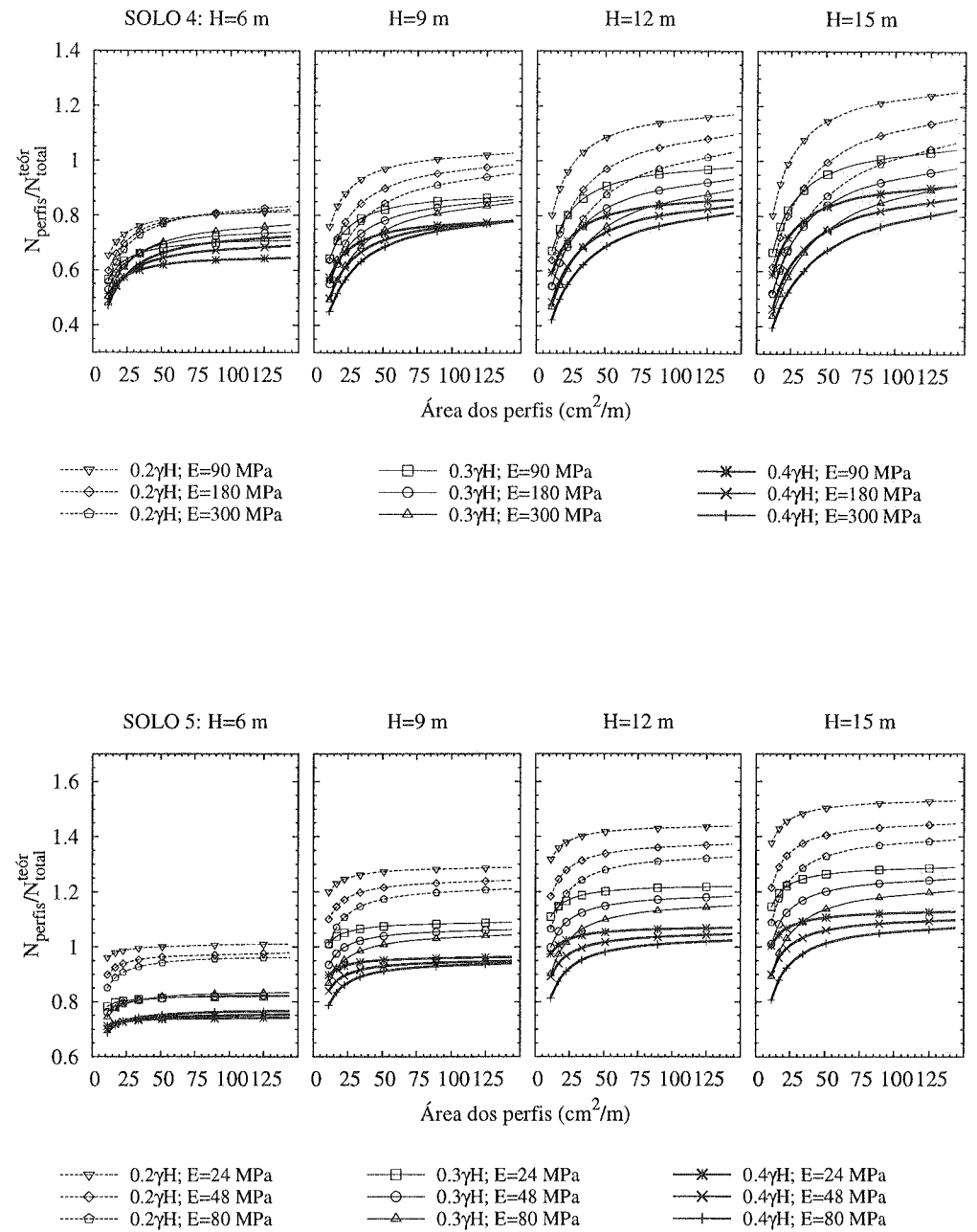


Fig. 7 - Relação $N_{perfis}/N_{total}^{teór}$ para os solos 4 e 5 e $\alpha = 25^\circ$.

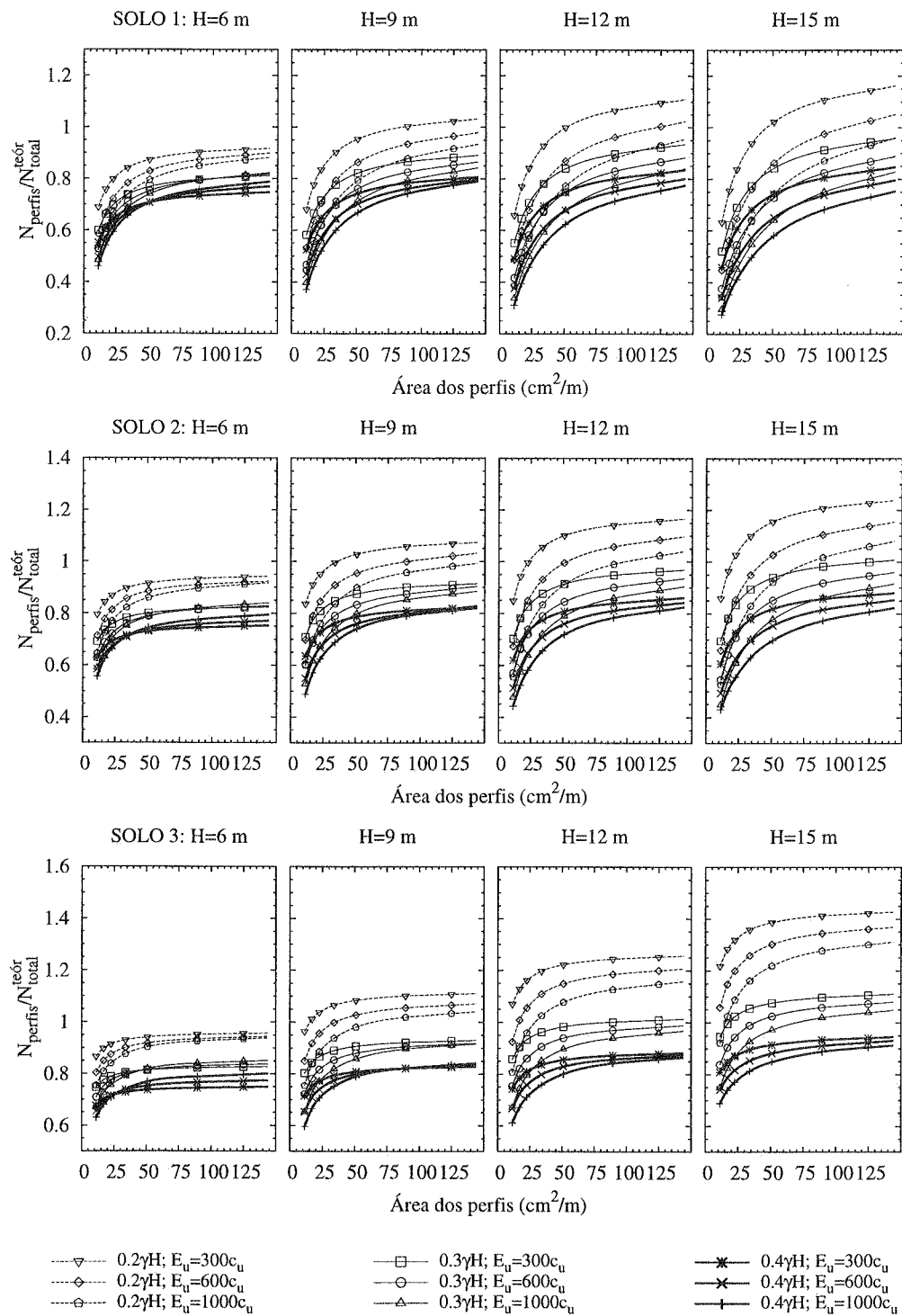


Fig. 8 - Relação $N_{perfis}/N_{total}^{teor}$ para os solos 1, 2 e 3 e $\alpha = 35^\circ$.

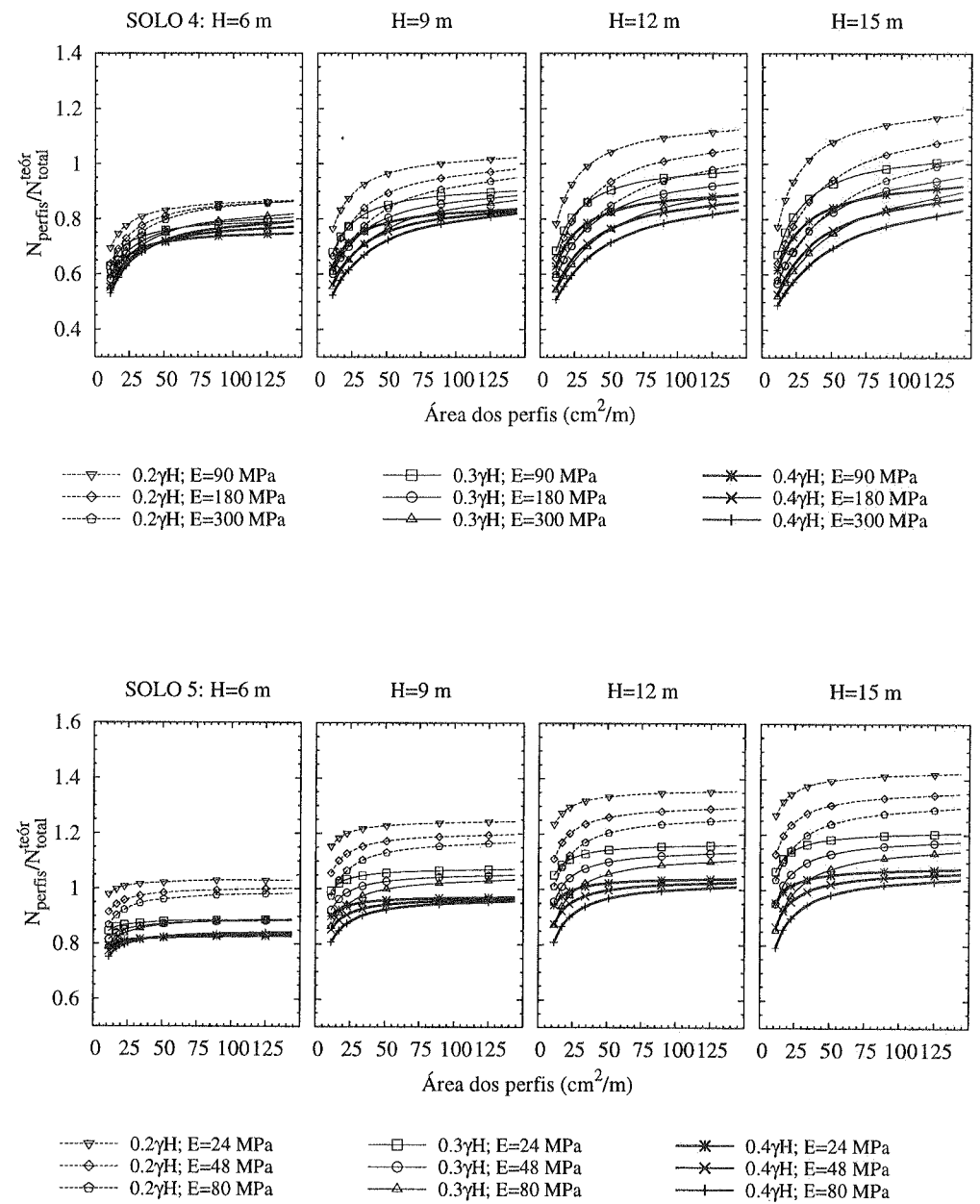


Fig. 9 - Relação $N_{perfis}/N_{total}^{teor}$ para os solos 4 e 5 e $\alpha = 35^\circ$.

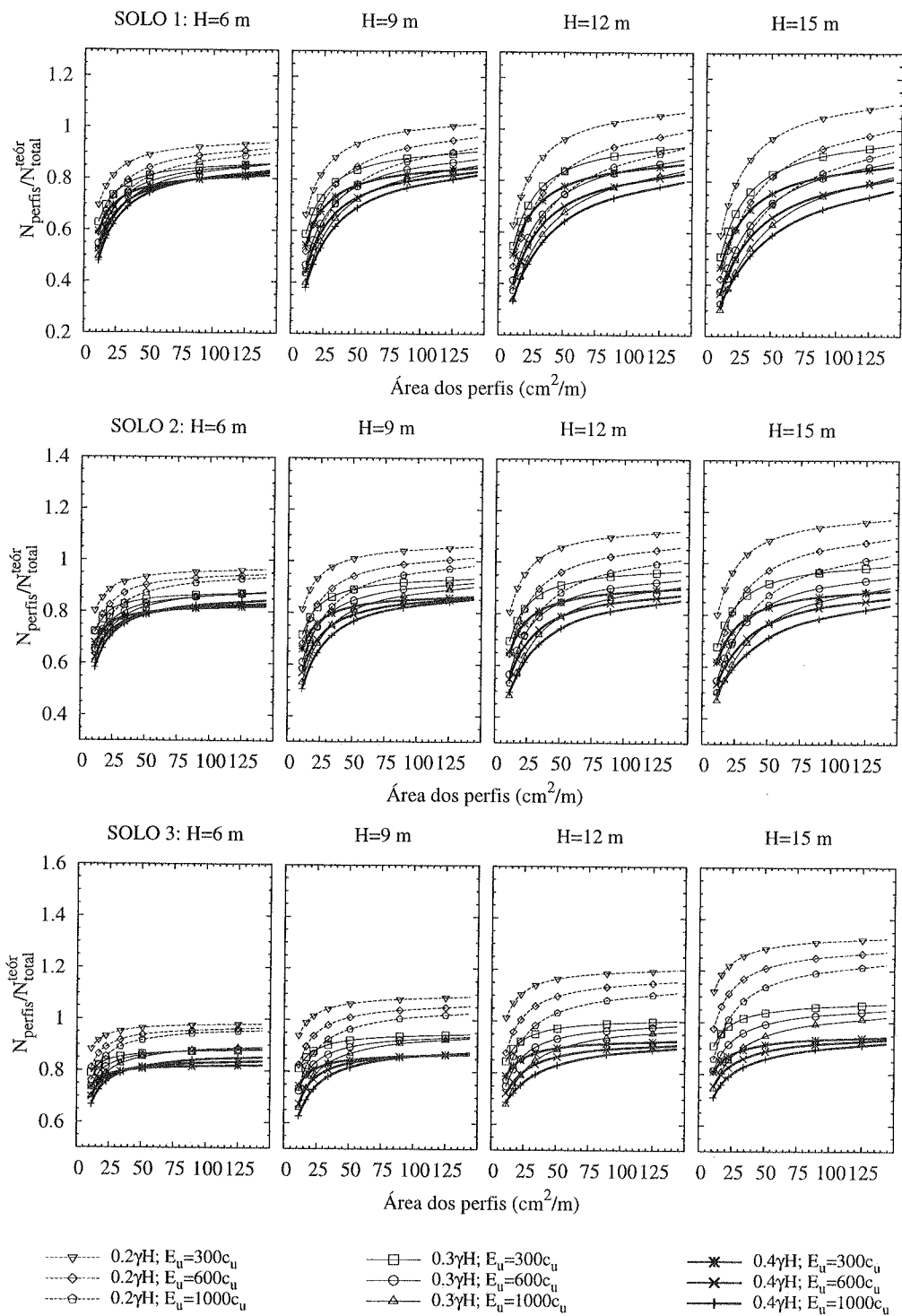


Fig. 10 - Relação $N_{perfis}/N_{total}^{teor}$ para os solos 1, 2 e 3 e $\alpha = 45^\circ$.

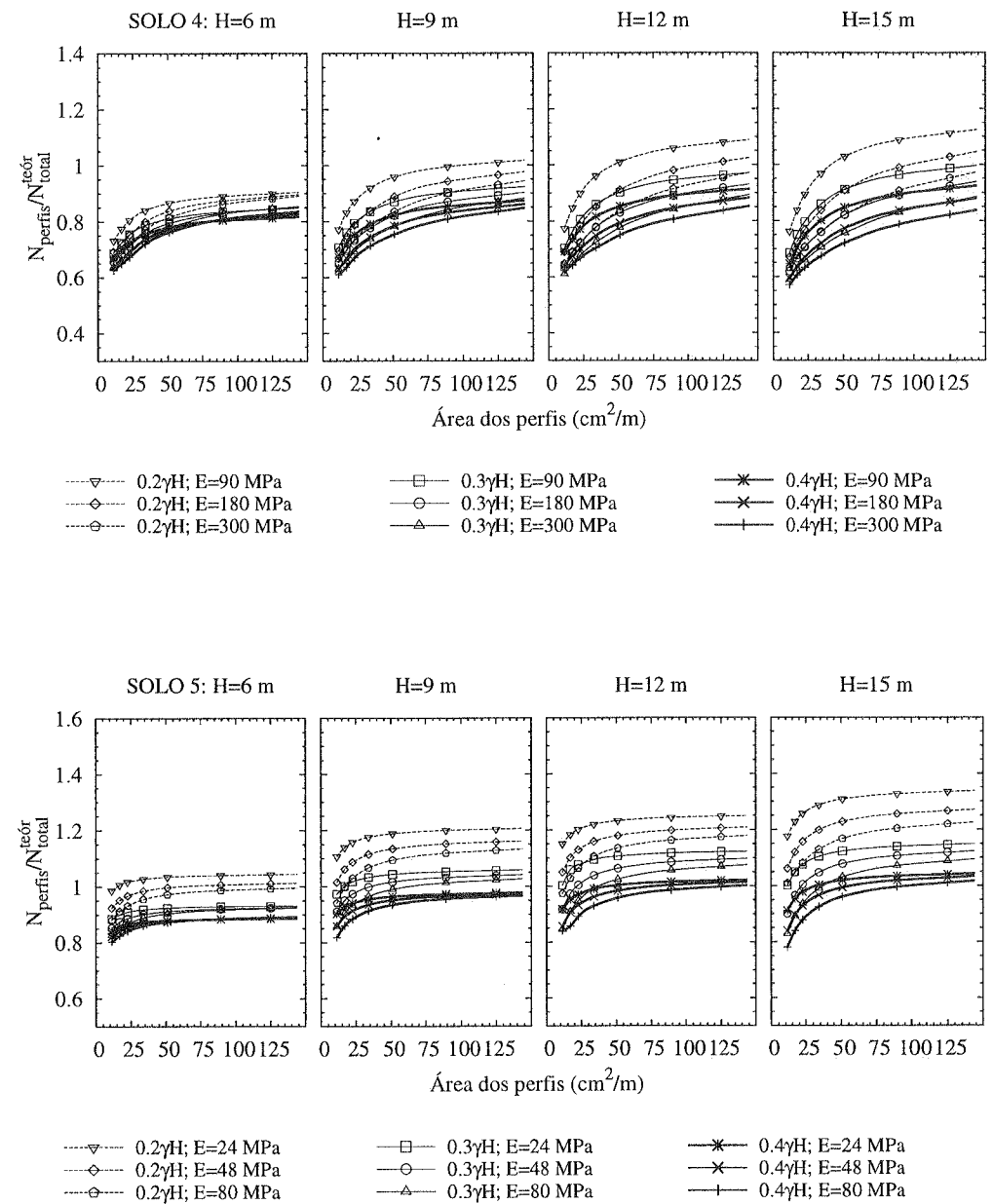


Fig. 11 - Relação $N_{perfis}/N_{total}^{teor}$ para os solos 4 e 5 e $\alpha = 45^\circ$.

- a relação diminui com o aumento da inclinação das ancoragens: uma ancoragem mais inclinada, aplicando uma maior carga vertical, causa uma maior deformação axial dos perfis verticais e permite uma maior mobilização das tensões de corte aplicadas à parede, na interface, com sentido ascendente;
- a relação em causa é, de uma forma geral, tanto maior quanto menor é o módulo de deformabilidade do solo:
 - este comportamento verificou-se sempre para as profundidades de escavação médias e grandes, o que está relacionado com as maiores deformações experimentadas pelos solos mais deformáveis, com o conseqüente aumento do deslocamento relativo entre o solo e a parede;
 - para as reduzidas profundidades verifica-se o mesmo comportamento até determinado valor da área de aço, invertendo-se depois a relação; até determinado valor da área de aço, há um movimento horizontal e vertical da cortina, este último no sentido descendente; com o aumento da área de aço dos perfis, verifica-se que o movimento vai sendo sobretudo horizontal, não se observando qualquer movimento relativo solo-parede preferencial, constatando-se que o solo menos deformável acaba por permitir uma menor mobilização da força de corte e, conseqüentemente, uma maior carga nos perfis metálicos;
 - ainda para o caso anterior, a área de aço para a qual a referida inversão se verifica é tanto maior quando menor é o nível de pré-esforço.

5 – PROPOSTA PARA O DIMENSIONAMENTO EXPEDITO DOS PERFIS VERTICAIS

Para o dimensionamento dos perfis verticais de cortinas de contenção sugere-se a utilização das Figuras 6 a 11 da seguinte forma:

- escolha da curva a utilizar em função da inclinação das ancoragens, do tipo de solo, da profundidade da escavação, do módulo de deformabilidade do maciço, do nível de pré-esforço e da inclinação das ancoragens;
- escolha de um valor inicial da área de aço a usar;
- determinação, com base na curva escolhida, da relação $N_{perfis}/N_{total}^{teór.}$;
- cálculo de N_{perfis} , utilizando a relação indicada e a expressão 3;
- determinação de N_{sd} [FL⁻¹], usando um coeficiente de segurança parcial adequado;
- escolha de uma solução de perfis metálicos (tipo de perfil e afastamento entre perfis) que verifique a segurança;
- com o novo valor da área de aço, voltar a (c), até que a diferença entre este valor e o anteriormente considerado seja suficientemente pequeno.

Faz-se notar que a metodologia proposta não considera explicitamente o dimensionamento tendo em atenção os deslocamentos, aspecto que em muitas situações constitui uma condicionante do projecto. Apenas de forma indirecta o considera, dado que os níveis de pré-esforço aplicados nas situações analisadas são os habitualmente considerados nestas situações e devendo

estes ser escolhidos em função de um adequado nível de deslocamentos, face às características da contenção, do terreno e da envolvente. Refere-se, por outro lado, que, como seria de esperar, os deslocamentos são tanto menores quanto maior é a área de aço dos perfis verticais; tendendo as curvas das Figuras 7 a 11 para a horizontal, pode fazer sentido escolher uma área de aço que esteja naquela zona das curvas, para a minimização dos deslocamentos.

A metodologia não considera igualmente outros aspectos do dimensionamento das estruturas de contenção tipo Berlim definitivas: pretende apenas estimar de uma forma expedita, para uma dada rigidez dos perfis verticais, a carga esperada nestes.

6 – EXEMPLO

Considere-se o exemplo esquematicamente representado na Figura 12.

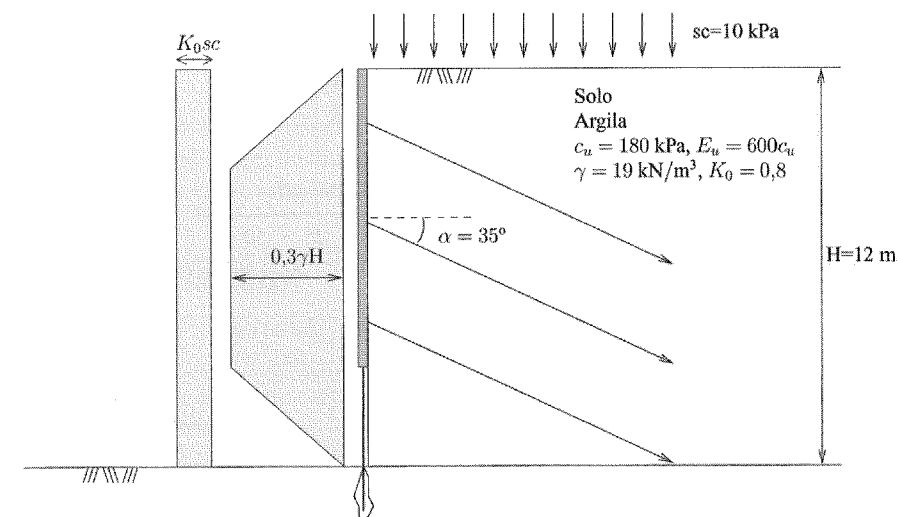


Fig. 12 - Geometria do exemplo considerado.

Adoptando para pré-esforço total inicial a resultante dos dois diagramas representados na Figura 12, tem-se um valor total, P , dado por:

$$P = 0,75 \times 0,3 \times 19 \times 12^2 + 0,8 \times 10 \times 12 = 712 \text{ kN/m} \quad (4)$$

A carga vertical total, para a situação condicionante, admitindo a profundidade do último nível de escavação igual a 3 m, é dada pela soma das componentes verticais das forças nas ancoragens com o peso da parede. Considerando que a espessura real da parede é 0,4 m vem:

$$N_{total}^{teór.} = 712 \times \text{sen}35^\circ + 0,4 \times (12 - 3) \times 25 = 498 \text{ kN/m} \quad (5)$$

Tratando-se de um solo com as características do solo 2 e sendo a inclinação das ancoragens igual a 35°, a figura a consultar é a Figura 8. Reproduz-se na Figura 13(a) a parte da Figura 8 correspondente ao solo 2 e à profundidade de escavação de 12 m.

Pode, então, iniciar-se o processo iterativo descrito anteriormente:

- a curva a utilizar é a assinalada a traço grosso, correspondente ao módulo de deformabilidade do solo e ao nível de pré-esforço; note-se que apesar de o pré-esforço aplicado ser um pouco superior ao valor de $0,3\gamma H$, a escolha da curva correspondente a este valor é do lado da segurança, como se viu anteriormente;

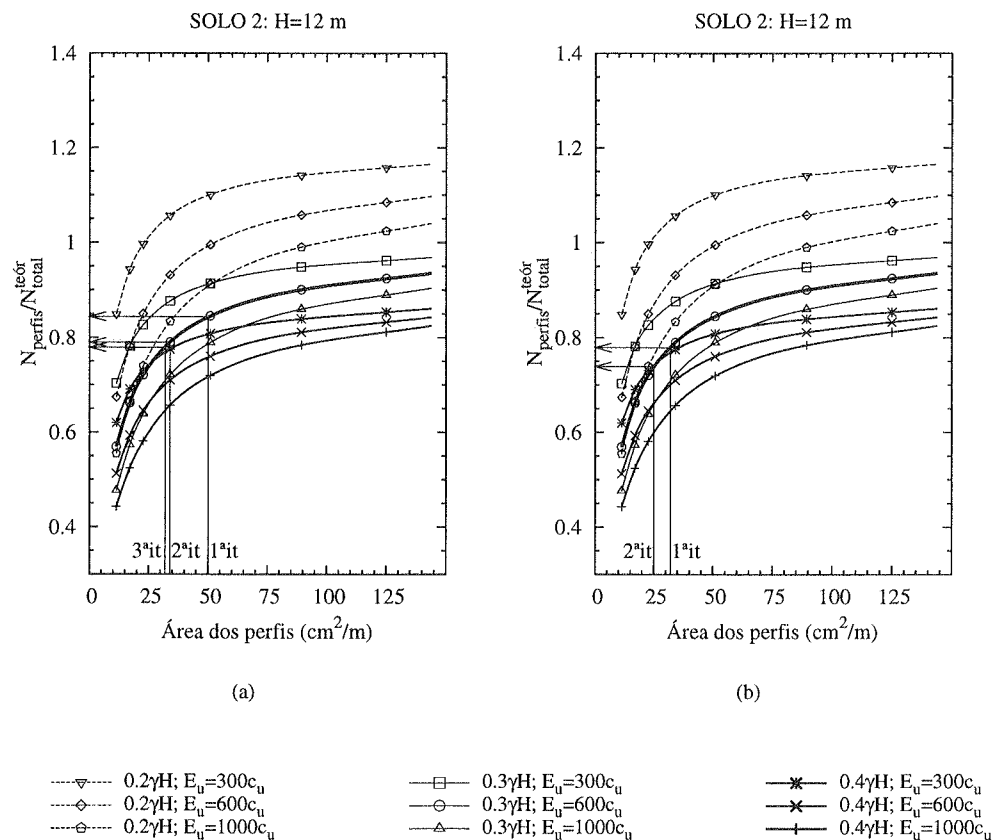


Fig. 13 - Reprodução da parte da Figura 8 correspondente ao solo 2 e à profundidade de 12 m, para exemplificação do processo iterativo de dimensionamento: a) perfis HEB160 de aço Fe360; b) perfis tubulares de 139,7 mm de diâmetro e 10 mm de espessura, de aço Fe430.

b) escolha-se como valor inicial da área de aço 50 cm²/m;

c) de uma primeira iteração obtém-se, conforme também indicado na Figura 13(a), a relação $N_{perfis}/N_{total}^{teor}$ que toma o valor de 0,84;

d) dado que a carga vertical N_{total}^{teor} é, como se viu, igual a 498 kN/m, N_{perfis} é dado por:

$$N_{perfis} = 0,84 \times 498 = 418 \text{ kN/m} \quad (6)$$

e) considerando um coeficiente de segurança parcial igual a 1,5, vem que $N_{Sd} = 1,5 \times 418 = 627 \text{ kN/m}$;

f) considerando que um perfil HEB160 de aço Fe360 com um comprimento de encurvadura de 2,1 m (adoptado para esta situação) tem, de acordo com o Eurocódigo 3 (ENV 1993-1.1, 1992), um esforço resistente de cálculo considerando o dimensionamento à compressão com encurvadura igual a $N_{bRd} = 998 \text{ kN}$, o afastamento médio entre perfis, numa primeira iteração, deverá ser $s = 998/627 = 1,59 \text{ m}$;

g) a área de aço a que corresponde este afastamento é de 34 cm²/m.

Esta primeira iteração corresponde à primeira linha do Quadro 4. Fazendo nova iteração com o valor da área calculado e fazendo nova utilização da Figura 13(a), obtém-se os valores indicados na segunda linha. Procedimento semelhante permite obter a terceira linha do quadro. Ao fim desta terceira iteração, o valor da área calculado corresponde ao inicialmente considerado, pelo que se dá por findo o processo iterativo. Nesta hipótese, escolher-se-ia, pois, perfis HEB 160 afastados, em média, de 1,71 m.

Quadro 4 - Determinação da solução de perfis HEB160 (aço Fe360) para o exemplo considerado

Iteração	Área inicial (cm ² /m)	$N_{perfis}/N_{total}^{teor}$	N_{Sd} (kN/m)	s (m)	Área calculada (cm ² /m)
1	50	0,84	627	1,59	34
2	34	0,79	590	1,69	32
3	32	0,78	582	1,71	32

Pretendendo-se usar, em lugar dos perfis HEB160, perfis tubulares de aço Fe430 pode proceder-se a um processo semelhante, ilustrado pela Figura 13(b) e pelo Quadro 5, adoptando, por exemplo, como primeira iteração o resultado anteriormente obtido.

Quadro 5 - Determinação da solução de perfis tubulares (diâmetro de 139,7 mm e espessura de 10 mm, aço Fe430) para o exemplo considerado

Iteração	Área inicial (cm ² /m)	$N_{perfis}/N_{total}^{teor}$	N_{Sd} (kN/m)	s (m)	Área calculada (cm ² /m)
1	32	0,78	582	1,60	25
2	25	0,74	552	1,69	24

Os afastamentos indicados no Quadro 5 foram obtidos tendo em atenção que a resistência de cálculo à compressão com encurvadura de um perfil tubular com as características indicadas é $N_{bRd} = 932 \text{ kN}$. Ao fim da segunda iteração, considerando-se que a área final é suficientemente próxima da inicial, dá-se por findo o processo iterativo. Nesta hipótese, escolher-se-ia perfis tubulares de 139,7 mm de diâmetro e espessura de 10 mm, afastados, em média, de 1,69 m.

7 - CONCLUSÕES

As análises realizadas, admitindo boa fundação para os perfis metálicos verticais, permitem tirar algumas conclusões sobre as cargas que são transmitidas a estes elementos. Fazendo a análise em termos da relação entre a carga transmitida aos perfis metálicos e a carga vertical total teórica (peso da parede acrescido da componente vertical das cargas nas ancoragens, sem considerar as suas variações) conclui-se, sobre esta relação, que:

- pode ter valores substancialmente superiores à unidade, o que significa que a adesão e (ou) o atrito na interface solo-parede podem contribuir para o aumento da carga nos perfis verticais;
- é tanto maior quanto menos consistente é o solo, quando menor é a inclinação das ancoragens, quanto maior é a profundidade da escavação, quanto maior é a rigidez axial dos perfis verticais e quanto menor é o nível de pré-esforço;

- diminui com o aumento do módulo de deformabilidade do solo para as profundidades médias e grandes; para reduzidas profundidades de escavação verifica-se o mesmo comportamento até determinada rigidez axial; a relação inverte-se para rigidezes axiais superiores.

Propôs-se uma metodologia expedita de dimensionamento que permite a escolha da solução de perfis metálicos a adoptar em função das características da escavação. Esta metodologia baseia-se num processo iterativo de aplicação relativamente simples e parte dos seguintes pressupostos:

- os perfis não são sujeitos a momentos flectores significativos, o que torna a metodologia aplicável a situações em que aqueles estão centrados na parede de betão, sem deficiências de implantação significativas;
- a metodologia não considera explicitamente o dimensionamento tendo em atenção os deslocamentos, aspecto que em muitas situações constitui uma condicionante do projecto; apenas de forma indirecta o considera, dado que os níveis de pré-esforço aplicados nas situações analisadas são os habitualmente considerados nestas situações e devendo estes ser escolhidos em função de um adequado nível de deslocamentos, face às características da contenção, do terreno e da envolvente;
- a metodologia considera-se válida apenas para valores do número de estabilidade da base, N_b inferiores ou iguais a 3,75, gama a que corresponde o campo de aplicação mais corrente da solução tipo Berlim.

Apresentou-se, finalmente, um exemplo de aplicação da metodologia de dimensionamento proposta.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida e Sousa, J. (1998). *Túneis em Maciços Terrosos. Comportamento e Modelação Numérica*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- ASCE (1997). *Guidelines of engineering practice for braced and tied-back excavations*, volume ASCE Geotechnical Special Publication No 74. ASCE.
- Broms, B. B. (1968). *Swedish tieback system for sheet pile walls*. Em Proc. 3rd Budapest Conf. Soil Mech. Found. Eng. pp. 391–403.
- Cardoso, A. J. M. S. (1987). *A Técnica das Pregagens em Solos Aplicada a Escavações. Métodos de Análise e Dimensionamento*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Doherty, W., Wilson, E., e Taylor, R. (1969). Stress analysis of axisymmetric solids utilizing higher-order quadrilateral finite elements. Relatório S.E.S.M. 69-3, Structural Engineering Laboratory, University of California, Berkeley.
- ENV 1992-1.1 (1991). Eurocode 2, Design of concrete structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings. CEN, European Committee for Standardization, Brussels.
- ENV 1993-1.1 (1992). Eurocode 3, Design of steel structures, Part 1.1, General rules and rules for buildings. CEN, European Committee for Standardization, Brussels.
- Goldberg, D. T., Jaworski, W. E., e Gordon, M. D. (1976). Lateral support systems and underpinning. Relatório FHWA-RD-75-128, Fed. Hwy. Admin. 3 vols.

- Goodman, R., Taylor, R., e Brekke, T. (1968). *A model for the mechanics of jointed rock*. ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, 94(3), pp. 637–659.
- Guerra, N. M. C. (1999). *Mecanismo de Colapso de Cortinas de Contenção Tipo Berlim por Perda de Equilíbrio Vertical*. Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico.
- Guerra, N. M. C., Matos Fernandes, M., Cardoso, A. S., e Gomes Correia, A. (2002). *Perda de equilíbrio vertical de estruturas de contenção tipo Berlim ancoradas: mecanismo de colapso*. Em 1o. Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, pp. 401–411, S. Paulo, Brasil.
- Hanna, T. H. (1968). *Design and behaviour of tied-back retaining walls*. Em Proc. 3rd Budapest Conf. Soil Mech. Found. Eng. pp. 410–418, Budapest.
- Hanna, T. H. e Matallana, G. A. (1970). *The behaviour of tied-back retaining walls*. Canadian Geotechnical Journal, 7(4), pp. 372–396.
- Matos Fernandes, M. A. (1983). *Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras. Novos Métodos de Dimensionamento*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Matos Fernandes, M. A. (1985). *Escavações suportadas por cortinas ancoradas: capacidade decarga do maciço à solicitação vertical transmitida pela estrutura de suporte*. Geotecnia, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 43, pp. 43–64.
- Matos Fernandes, M. A., Cardoso, A. J. S., Trigo, J. F. C., e Marques, J. M. M. C. (1993). *Bearing capacity failure of tied-back walls: a complex case of soil-wall interaction*. Computers and Geotechnics, 15, pp. 87–103.
- Matos Fernandes, M. A., Cardoso, A. J. S., Trigo, J. F. C., e Marques, J. M. M. C. (1994). *Soil-Structure Interaction: Numerical Analysis and Modelling*, capítulo 9, Finite element modelling of supported excavations. E FN Spon.
- Trigo, J. F. C. (1990). A Estabilidade de Cortinas Ancoradas em Relação às Acções Verticais. Análise por Elementos Finitos. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.
- Xanthakos, P. P. (1994). *Slurry Walls as Structural Systems*. McGraw-Hill, 2a edição.
- Zienkiewicz, O. C. (1977). *The Finite Element Method*. McGraw-Hill, London, 3a edição.