

MECANISMO DE COLAPSO DE CORTINAS DE CONTENÇÃO TIPO BERLIM DEFINITIVAS POR PERDA DE EQUILÍBRIO VERTICAL

Collapse mechanism of Berlin-type retaining walls by loss of vertical equilibrium

Nuno M. da Costa Guerra*

RESUMO – Apresenta-se o problema da estabilidade de cortinas de contenção tipo Berlim por perda de equilíbrio vertical e identificam-se as grandezas envolvidas no equilíbrio. Ilustra-se a importância deste mecanismo de colapso através de revisão bibliográfica e da descrição sumária de casos de rotura. Adapta-se, descreve-se e aplica-se um modelo de cálculo bidimensional por elementos finitos para a modelação de paredes de contenção tipo Berlim. Neste modelo, a instabilidade vertical por encurvadura dos perfis é considerada utilizando elementos barra com comportamento elástico perfeitamente plástico. Com este modelo descreve-se o mecanismo de colapso de um caso de uma cortina com deficiente apoio vertical, suportando solo argiloso, em condições não drenadas. Com recurso a uma análise paramétrica, evidencia-se a influência das propriedades dos perfis verticais, da interface solo-cortina e do terreno no comportamento de paredes tipo Berlim com deficientes condições de equilíbrio vertical.

SYNOPSIS – The problem of the stability of Berlin-type retaining walls by loss of vertical equilibrium is presented and the components of equilibrium are identified. The importance of this collapse mechanism is shown through a bibliography review and through a brief description of case studies in which failure occurred. A 2D finite element model is adapted, described and applied to modelling Berlin-type walls. In this model, the vertical instability by buckling is modelled assuming elastic perfectly plastic behaviour of bar elements. Using this model, the collapse mechanism of a Berlin type wall with poor vertical support in clayey soil in undrained conditions is described. A parametric analysis is used to study the influence of the properties of the piles, of the soil-to-wall interface and of the soil in the behaviour of this type of structure with poor vertical support.

1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

1.1 – Nota preliminar

O presente artigo refere-se aos principais aspectos desenvolvidos ao longo do trabalho de doutoramento (Guerra, 1999), discutido em 2000, pelo que o que nele se apresenta corresponde a estudos realizados entre 1996 e 1999. O assunto, no entanto, teve outros desenvolvimentos posteriores e foi já alvo de outras publicações. Assim, quando tal for relevante, far-se-á referência a trabalhos realizados posteriormente à conclusão da tese de doutoramento, por forma a indicar ao leitor as linhas de trabalho entretanto seguidas.

O trabalho em causa pode ser dividido nos seguintes assuntos:

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

- revisão bibliográfica e considerações sobre cargas verticais em cortinas de contenção (Capítulos I e II);
- instrumentação e observação para a análise do equilíbrio vertical (Capítulos III e IV);
- descrição e teste de modelo de cálculo a usar na análise numérica do equilíbrio vertical (Capítulo V);
- modelação do mecanismo de colapso devido à instabilidade vertical (Capítulo VI);
- estudo paramétrico da estabilidade vertical (Capítulo VII);
- modelação do mecanismo de colapso através da consideração explícita dos efeitos da não linearidade geométrica (Capítulo VIII);
- desenvolvimento de metodologia para o dimensionamento expedito dos perfis verticais em estruturas de contenção tipo Berlim (Capítulo XIX);
- conclusões (Capítulo X).

Não é possível, no artigo que agora se apresenta, a abordagem de todos os temas indicados. Opta-se, por isso, por fazer uma introdução ao assunto da estabilidade vertical de estruturas de contenção através da apresentação de uma revisão bibliográfica dos principais resultados anteriormente obtidos por outros autores, por descrever o problema do equilíbrio vertical no caso das paredes tipo Berlim, por resumir os aspectos principais que resultaram da aplicação do modelo numérico para a descrição do mecanismo de colapso devido à instabilidade vertical e por apresentar os principais resultados de uma análise paramétrica dos aspectos mais importantes que afectam o equilíbrio vertical de cortinas de contenção tipo Berlim definitivas.

1.2 – Introdução

A utilização do espaço subterrâneo tem, em especial nas últimas décadas, vindo a sofrer forte incremento, em particular nos meios urbanos, onde são frequentes edifícios com vários pisos em cave, estruturas subterrâneas para estacionamento automóvel, túneis de metropolitano, rodoviários e ferroviários. Por motivos fundamentalmente relacionados com o espaço disponível, a maior parte das estruturas referidas é realizada à custa de escavações de face vertical, suportadas por estruturas de contenção flexíveis.

Uma estrutura de contenção é flexível se apresentar deformabilidade suficiente para que as pressões do terreno que suporta se alterem em distribuição e grandeza devido a essa deformabilidade, modificando, por consequência, os esforços na própria cortina (Peck, 1972). Como exemplos de estruturas de contenção flexíveis, indicam-se as paredes moldadas, as cortinas de estacas, as estacas-pranchas, as paredes tipo Berlim e outros tipos de parede derivados destes ou combinando algumas destas soluções, assim como muitas das estruturas habitualmente utilizadas na estabilidade de valas provisórias para a instalação de serviços e infra-estruturas.

Entre as estruturas de contenção flexíveis, as cortinas tipo Berlim definitivas são das mais frequentes em Portugal. São paredes de contenção tipo Berlim definitivas aquelas em que se procede à instalação prévia de perfis verticais em furos realizados na periferia da área a escavar e em que a escavação é conduzida por níveis e acompanhada da execução alternada de painéis de betão armado, primários — executados em primeiro lugar — e secundários — executados após os primários.

A estabilidade e a manutenção de deformações compatíveis com o meio envolvente são asseguradas normalmente por ancoragens pré-esforçadas, seladas no terreno. A betonagem dos

painéis vai, assim, sendo realizada de cima para baixo, isto é, executando em primeiro lugar os painéis mais superficiais, ficando os perfis metálicos verticais incorporados na parede.

Na Figura 1 apresenta-se esquematicamente o procedimento construtivo desta solução.

1.3 – A questão da designação “tipo Berlim”

O tipo de estrutura de contenção em análise é correntemente conhecida por *parede de contenção tipo Berlim* ou *tipo Berlim definitiva*, derivada da parede de contenção *tipo Berlim provisória* ou *tradicional* ou simplesmente *Berlim*, no que respeita ao procedimento construtivo adoptado.

No entanto, sob o ponto de vista conceptual e de dimensionamento, as duas estruturas de contenção – provisória e definitiva – terão pouco em comum. A inspiração do procedimento construtivo da segunda no adoptado na primeira parece, no entanto, clara e justificará a designação que lhe tem sido atribuída.

As estruturas de contenção *tipo Berlim provisórias* tiveram origem na Alemanha no ano de 1900 (Wittke, 1997), na construção do Metropolitano de Berlim, tendo sido muito usadas na mesma cidade no período que antecedeu a Segunda Guerra Mundial.

Conceptualmente, as estruturas *tipo Berlim provisórias* deverão ser encaradas como uma alternativa a soluções como as estacas-pranchas, sendo habitualmente de carácter provisório e apropriadas a solos relativamente resistentes e com importante componente coesiva. Os elementos verticais, perfis metálicos H ou I, colocados – eventualmente por cravação – com os banzos paralelamente à face da escavação, garantem a absorção das pressões do terreno através da sua inércia à flexão, função para a qual este tipo de perfil é particularmente competente, quando colocado da forma indicada.

O nascimento desta solução é descrito por Wittke (1997):

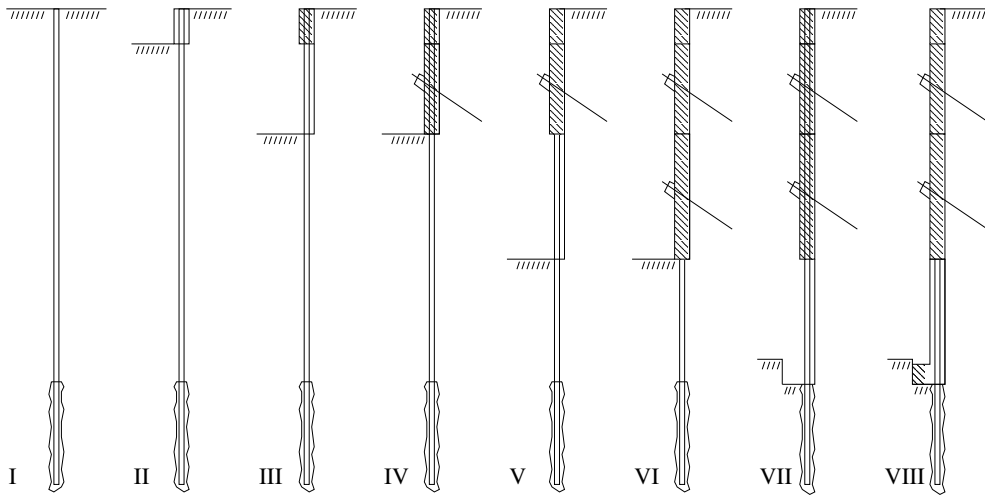
“(…) para o suporte de escavações na execução de túneis através do método “cut-and-cover” eram usadas frequentemente estacas-pranchas de madeira. Em 1900, em Berlim, foram usados pela primeira vez elementos metálicos, espaçados de 1,5 m, para evitar as vibrações causadas pela cravação de estacas-pranchas. Após o rebaiamento do nível de água no solo, foram inseridas pranchas de madeira entre as estacas metálicas, à medida que a escavação foi decorrendo. Foi necessário diminuir as vibrações porque, no troço a que se refere a figura (Figura 2), o metropolitano passa a uma distância de apenas 4 m da Igreja do Imperador Guilherme, visível ao fundo na fotografia.”

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”.

Poderão ainda ser classificadas de estruturas *tipo Berlim provisórias* todas aquelas em que as pranchas de madeira sejam substituídas por outro tipo de solução ligeira e conferindo pequena rigidez à flexão na direcção vertical. É, por exemplo, o caso das soluções em que se recorre a betão projectado – método de *Essen* (Companhia do Metro de S. Paulo, 1980) – ou mesmo a painéis pré-fabricados de betão armado.

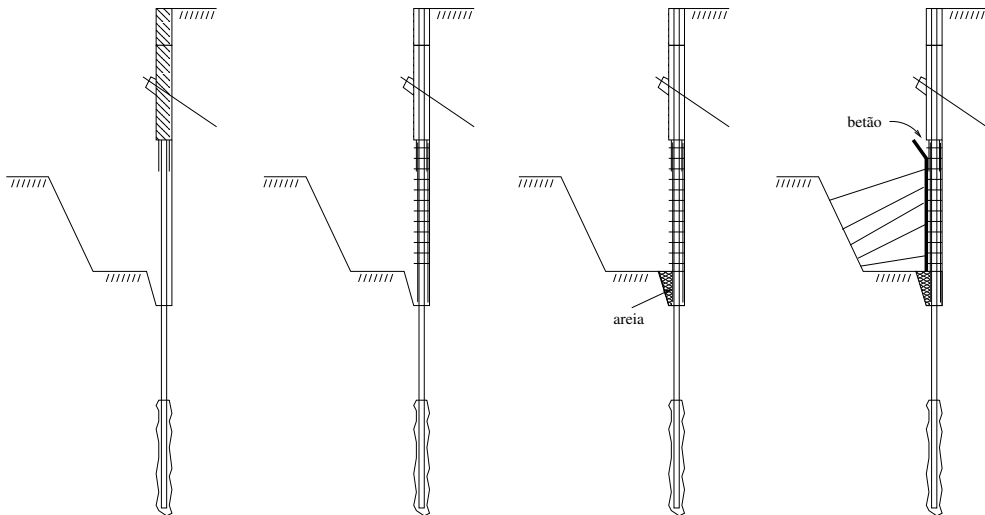
A solução apresenta ainda algumas variantes, com os nomes de *Hamburgo* e *Munique*, que apenas diferem da solução *Berlim* no processo de execução da estrutura definitiva (Companhia do Metro de S. Paulo, 1980).

Nas estruturas de contenção *tipo Berlim definitivas*, contrariamente às estruturas de contenção *tipo Berlim provisórias*, os perfis verticais não são habitualmente contabilizados como elementos conferindo rigidez por flexão à parede de contenção, uma vez que esta função é conseguida através do elemento de betão armado, betonado no local, que possui rigidez à flexão



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.

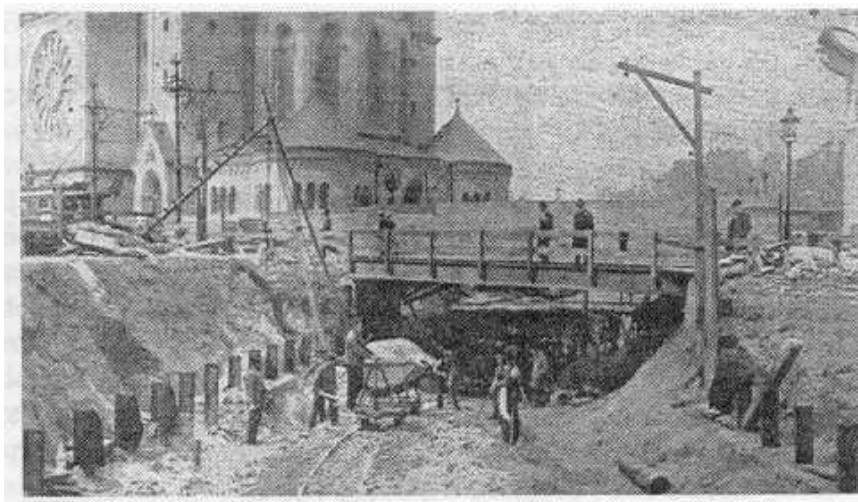


Fig. 2 - Construção da primeira parede *tipo Berlim provisória*, no ano de 1900 (Kress, 1922).

consideravelmente superior. A função dos perfis verticais é, assim, a da 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.

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

É frequente, na execução das paredes *tipo Berlim definitivas*, a escavação atrás dos perfis como representado na Figura 3(a) para permitir a colocação da armadura, ao contrário do que é habitual realizar-se nas paredes *tipo Berlim provisórias* (Figura 3(b)). Este procedimento reduz, no caso das paredes *tipo Berlim definitivas*, os esforços de flexão transmitidos aos perfis mas provoca maiores deslocamentos. Refira-se, ainda, que na execução das paredes *tipo Berlim definitivas* é habitual o recurso a banquetas de solo não escavado, na zona dos painéis secundários, que através de efeito de arco tridimensional tenderão a reduzir os deslocamentos e contrariarão, pelo menos em parte, o efeito negativo da escavação referida.

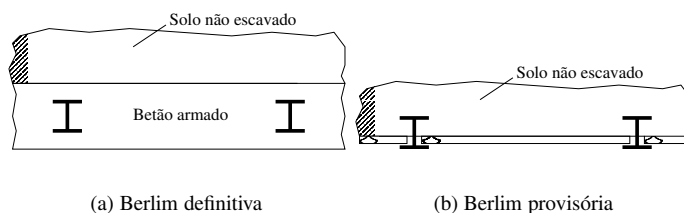


Fig. 3 - Comparação entre as estruturas *tipo Berlim definitiva* e *provisória*.

As primeiras estruturas de contenção *tipo Berlim definitivas* terão sido realizadas por Baracho Dias (1995), na empresa RODIO, em 1971, na cidade de Coimbra (numa variante sem perfis) e em 1975, em Lisboa. Este autor defende, assim, as designações de paredes *Coimbra e Lisboa* para esta solução. Outros designam-nas por paredes *Munique* e encontra-se ainda referência à variante destas estruturas sem perfis verticais com a designação de *método monegasco*.

Adopta-se, neste trabalho, a designação de paredes *tipo Berlim definitivas* ou, simplesmente, *tipo Berlim*.

1.4 – Objectivo e interesse do trabalho

A preferência que se verifica em Portugal pelas estruturas de contenção tipo Berlim definitivas deve-se, fundamentalmente, a razões de carácter económico, à sua adequabilidade às condições geotécnicas da maior parte da área das maiores cidades de Portugal e ainda às dificuldades que a utilização de soluções alternativas, como paredes moldadas ou cortinas de estacas-pranchas, apresenta por vezes, face a essas mesmas condições geotécnicas.

A ilustrar esta preferência estão os resultados que constam da Figura 4, que mostram a evolução entre 1983 e 1999 do número de projectos de escavação apresentados à Câmara Municipal de Lisboa, com a separação entre as soluções de parede tipo Berlim, parede moldada e outras e que evidenciam que a solução tipo Berlim é, por larga margem, a mais utilizada.

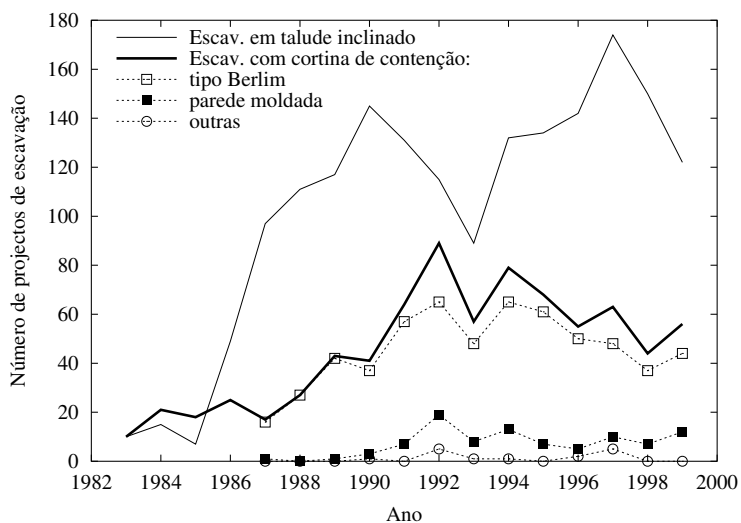


Fig. 4 - Evolução do número de projectos de escavação apresentados na Câmara Municipal de Lisboa para apreciação, entre 1983 e 1999, não incluindo a área do Parque das Nações (Almeida, 1999a,b).

Verifica-se, no entanto, que apesar de numerosos autores se terem já dedicado a diversos aspectos da modelação do comportamento de estruturas de contenção flexíveis, como paredes moldadas, estacas-pranchas e outras estruturas com problemas semelhantes, não são frequentes os trabalhos de investigação que se ocupem de estruturas de contenção tipo Berlim.

Um aspecto, em particular, permanece não estudado de forma satisfatória: o comportamento destas estruturas em relação às cargas verticais, especialmente quando há importantes componentes verticais das forças das ancoragens, que se adicionam ao peso da própria parede. 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.

Por outro lado, assiste-se ainda hoje, com alguma frequência, a discussões nos meios técnicos sobre a forma como o problema da transmissão das cargas verticais deverá ser considerado em projecto, tratando-se, portanto, de uma questão muito actual e que está longe de ter sido resolvida.

O objectivo deste trabalho é, assim, o estudo do comportamento das estruturas de contenção tipo Berlim sob acção de cargas verticais e a compreensão dos mecanismos que conduzem ao colapso destas estruturas por insuficiente capacidade resistente àquelas acções.

2 – CARGAS VERTICAIS EM CORTINAS DE CONTENÇÃO

2.1 – Introdução

As cortinas de contenção flexíveis ancoradas apresentam algumas significativas vantagens sobre as cortinas escoradas, reduzindo o tempo necessário para a execução e permitindo uma maior flexibilidade no processo construtivo devido ao maior espaço disponível no interior da escavação.

As soluções de contenção que recorrem a ancoragens começaram a ser utilizadas a partir da Segunda Guerra Mundial e, especialmente, a partir dos anos 60, verificando-se que se têm vindo a impor em detrimento do recurso a escoramento (Gould, 1990). A ilustrá-lo, O'Rourke e Jones (1990) estimam que 85% das escavações eram, à data da publicação, realizadas com recurso a ancoragens pré-esforçadas. Parece também demonstrada a eficácia das cortinas ancoradas. Schnore (1990), por exemplo, traduzindo a experiência do New York State Department of Transportation, classifica de “baixo” o risco de assentamentos significativos do solo suportado por paredes ancoradas.

As ancoragens, no entanto, aplicam à cortina significativas forças verticais de sentido descendente, que não existem nas estruturas escoradas convencionais 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 pretende representar na Figura 5(a), 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 devido às forças de corte, de modo a que seja verificada a equação

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

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

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.

Matos Fernandes (1983) mostrou que a mobilização da resistência na interface solo-parede do lado passivo, F_a^p , tem um papel importante no equilíbrio vertical, em estruturas como as pare-

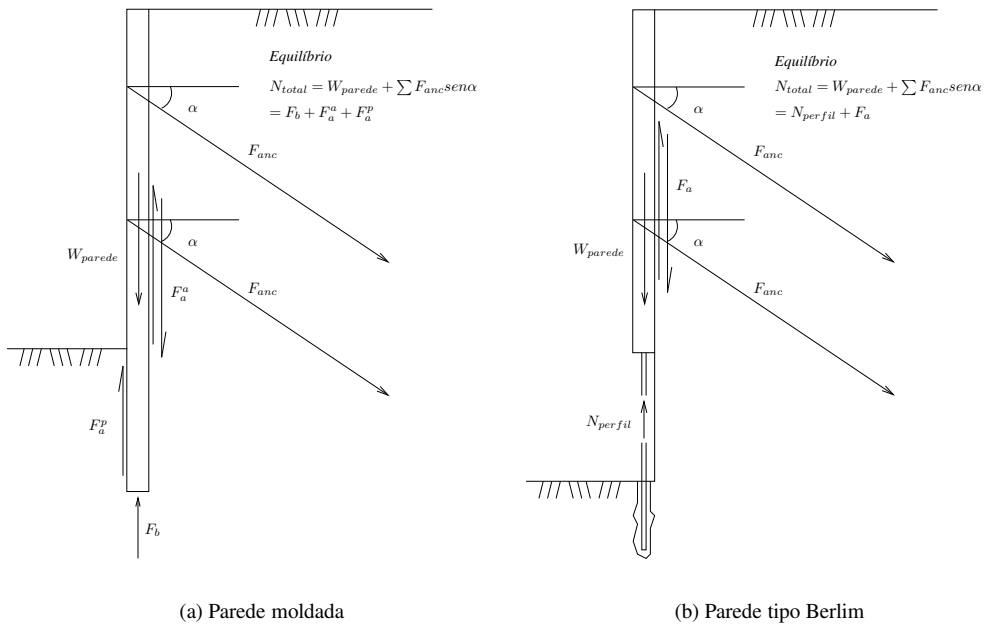


Fig. 5 - Equilíbrio vertical de paredes de contenção flexíveis.

des moldadas ou cortinas de estacas-pranchas, inclusivamente nos casos em que os assentamentos da parede sejam muito reduzidos. Pelo contrário, mesmo que a estrutura sofra assentamentos muito elevados, a resistência na interface solo-parede do lado activo, F_a^a , não é completamente mobilizada (Matos Fernandes, 1983, 1985; 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). O Canadian Foundation Engineering Manual (1978) considera mesmo que apenas deverá ser contabilizada a resistência lateral do lado activo. 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_a^p e a difícil mobilização de F_a^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.

A difícil mobilização da resistência na interface do lado activo, tal como apontado por Hanna (1968), Matos Fernandes (1985) e Matos Fernandes et al. (1993, 1994), faz com que a verificação do equilíbrio vertical em paredes de contenção tipo Berlim seja uma questão de grande importância. Com efeito, neste tipo de parede de contenção, conforme anteriormente ilustrado, são executados furos verticais ao longo do perímetro da escavação a realizar, no interior dos quais são instalados perfis metálicos verticais. À medida que a escavação progride, vai sendo executada uma parede de betão armado, betonada directamente contra o terreno, envolvendo os perfis metálicos verticais. Este procedimento implica que não exista 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.

Os perfis verticais e, eventualmente, com as restrições acima referidas, o lado activo da parede, devem assim garantir o equilíbrio das forças verticais, o que significa, conforme apresentado na Figura 5(b), que a força total por unidade de comprimento da escavação é:

$$N_{total} = W_{parede} + \sum F_{anc} \text{sen}\alpha = N_{perfil} + F_a \quad (2)$$

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

Esclarecer em que medida se poderá mobilizar a força de corte do lado activo constitui uma questão importante para o equilíbrio expresso pela equação (2) e para o dimensionamento deste tipo de estrutura de contenção, sendo, portanto, um dos objectivos deste trabalho.

Importa pois conhecer o comportamento das cortinas de contenção flexíveis no que se refere às cargas verticais, nomeadamente no que respeita a casos em que o equilíbrio nesta direcção tenha sido deficiente. É ainda importante estudar as parcelas que compõem a equação (2), quer no que respeita aos seus valores limites e de dimensionamento, quer no que respeita à sua determinação em casos de obra reais.

2.2 – Comportamento evidenciado por modelos físicos

Hanna e Matallana (1970) realizaram um conjunto de ensaios de laboratório em modelo reduzido, realizados num solo arenoso, destinados a comparar o comportamento de estruturas de contenção ancoradas em função de diferentes diagramas de pré-esforço das ancoragens. Numa série de ensaios realizados por estes autores foram considerados 3 níveis de ancoragens horizontais; na outra estas ancoragens eram inclinadas a 30° com a horizontal. Em ambos os casos foi considerada a sequência construtiva sugerida pela Figura 6(a).

Comparando os resultados de dois ensaios com o mesmo diagrama de pré-esforço das ancoragens mas com diferentes inclinações (0 e 30°) os referidos autores verificaram normalmente pequenas variações de carga nas ancoragens com excepção do ensaio em que a altura enterrada da cortina se anulou e para a inclinação de 30°. Para esta situação foi detectada uma perda significativa da carga nos dois primeiros níveis de ancoragens (até cerca de 40%) e um aumento substancial no nível mais profundo (ver Figura 6(b)).

Inicialmente, não há praticamente movimento vertical da parede. À medida que aumenta a profundidade escavada, verifica-se a ocorrência de deslocamentos laterais ao nível da base da parede ultrapassando os deslocamentos do topo, no caso de as ancoragens serem horizontais. Estes deslocamentos são acompanhados do assentamento da parede. No caso das ancoragens inclinadas, verifica-se uma translação global da parede no sentido da escavação, também acompanhada de assentamentos que são, por exemplo, na fase 8, cerca de 13 vezes os que se verificam na parede suportada por ancoragens horizontais (Figura 6(c)).

A superfície da areia suportada assentou conforme representado na Figura 6(d), mostrando-se os assentamentos particularmente sensíveis à inclinação das ancoragens, sendo, para o caso das ancoragens inclinadas a 30°, várias vezes superiores aos que se verificaram na situação de ancoragens horizontais.

Plant (1972) realizou estudos semelhantes, também em modelo físico, com o objectivo de estudar a influência da inclinação das ancoragens no comportamento de cortinas de contenção, tendo detectado diminuições de carga nas ancoragens que chegaram a atingir 50% nos casos das maiores inclinações, face ao máximo de 12% detectado no caso das ancoragens horizontais. Os assentamentos do terreno suportado, o movimento da parede e as variações das cargas nas ancoragens tiveram comportamento do tipo do obtido por Hanna e Matallana (1970).

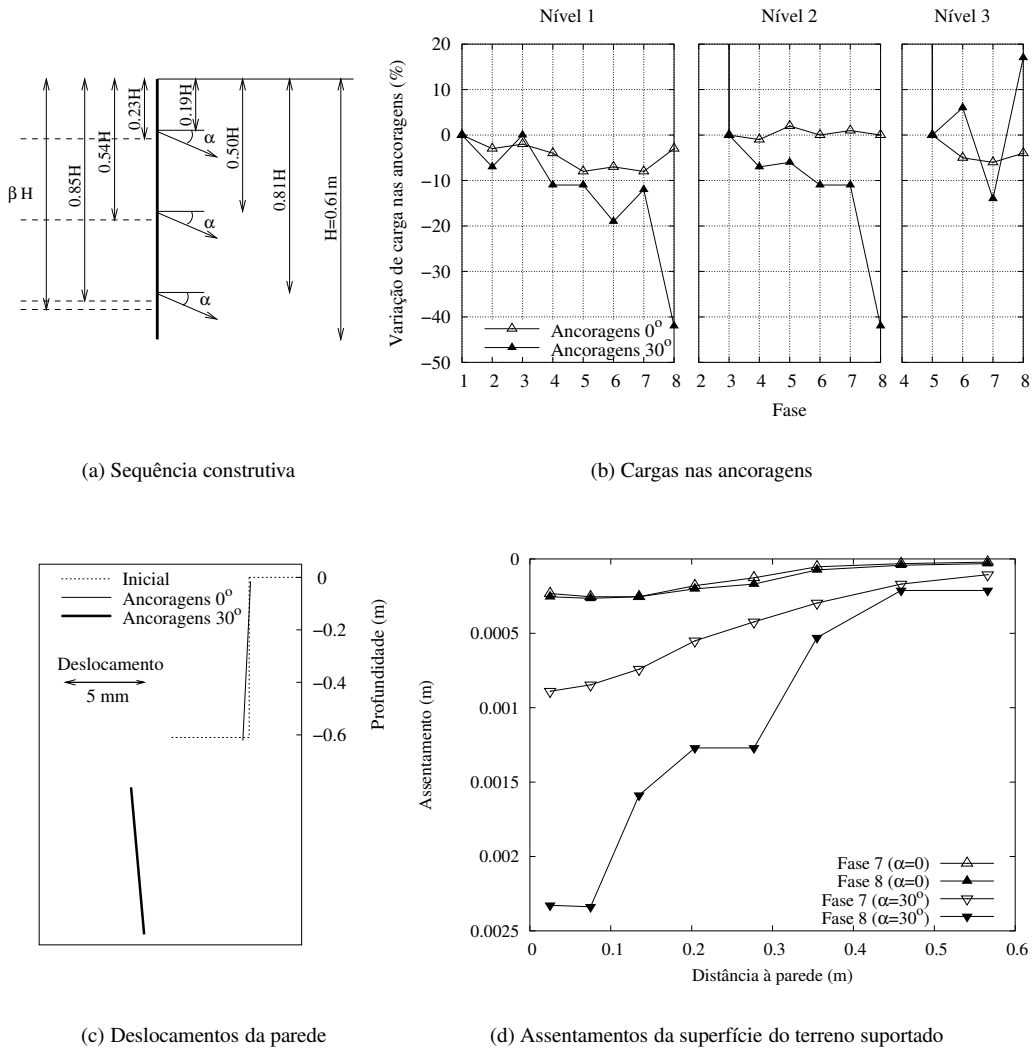


Fig. 6 - Resultados dos ensaios em modelo físico (Hanna e Matallana, 1970).

O referido autor detectou ainda ângulos de atrito mobilizados entre o solo suportado e a parede (de alumínio) com o valor máximo de 11° , o que ocorreu para uma inclinação das ancoragens de 30° . Aumentando a inclinação para 45° , apesar de o assentamento ser três vezes superior, o ângulo de atrito mobilizado é apenas da ordem de 5° . Ver-se-á, conforme observado por Matos Fernandes et al. (1993), que este comportamento é confirmado pelos resultados numéricos obtidos por estes autores.

2.3 – Comportamento evidenciado por modelos numéricos

O recurso a modelos numéricos permite, tal como os modelos físicos, tirar importantes conclusões sobre o comportamento de cortinas de contenção quando são deficientes as condições de equilíbrio vertical. Diversos trabalhos abordam este assunto, destacando-se os de Matos Fernan-

des (1983, 1985), Trigo (1990) e Matos Fernandes et al. (1993, 1994).

Matos Fernandes et al. (1993) identificaram os principais aspectos do comportamento de cortinas flexíveis em relação às cargas verticais, através de análise por elementos finitos do caso de estudo cujas principais características se indicam na Figura 7. As análises foram realizadas em 9 fases: escavação nas fases 1, 3, 5, 7 e 9 e aplicação do pré-esforço das ancoragens (supostas com selagem fixa na fronteira inferior da malha, coincidente com o tecto do firme) nas fases 2, 4, 6 e 8. Os 4 cálculos realizados, conforme indicado na Figura 7(a), diferem no valor da altura enterrada da cortina.

Na Figura 7(b) os autores representam os deslocamentos finais da parede e da superfície do terreno para as análises A, C e D. A análise A evidencia assentamento vertical da parede praticamente nulo, pelo que esta aplica forças de corte de sentido ascendente ao solo suportado, causando uma redução do assentamento nas proximidades da escavação e induzindo uma curvatura côncava na superfície do terreno. Verifica-se ainda a convexidade da face da frente da parede.

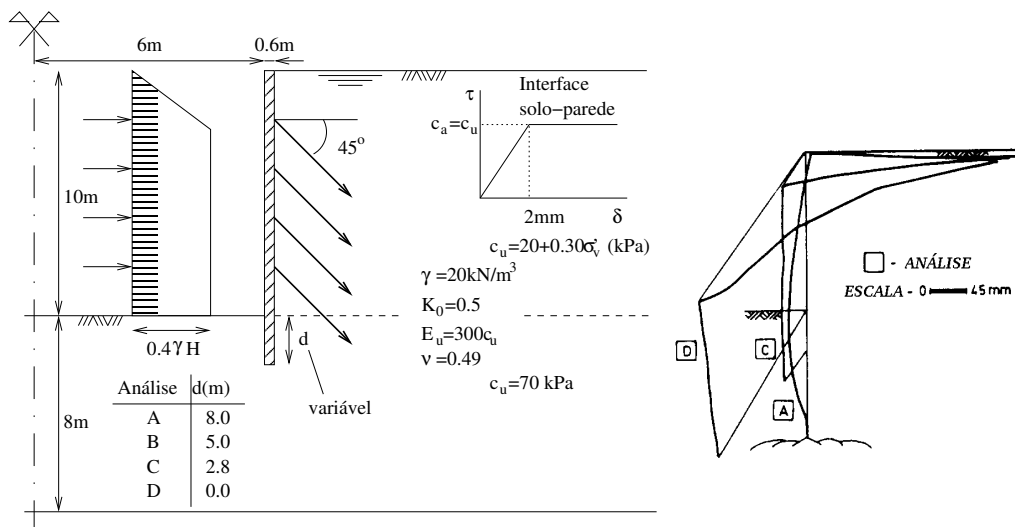
Este comportamento não se evidencia nos casos das análises C e D, com fracas condições de apoio vertical: a parede não apresenta qualquer convexidade e a superfície do terreno suportado torna-se convexa, devido à aplicação àquele terreno de forças de corte descendentes. Igual comportamento pode ser observado nos resultados obtidos por Hanna e Matallana (1970) que se apresentaram na Figura 6(d).

As variações de carga nas ancoragens constatadas são do mesmo tipo das verificadas no trabalho de Hanna e Matallana (1970): na análise A há pequenas variações de carga, aumento de carga nas fases de escavação e diminuição nas fases de pré-esforço de qualquer outro nível; na análise D ocorre uma redução substancial da carga nas ancoragens, o que é compatível com os deslocamentos da parede evidenciados na Figura 7(b).

Matos Fernandes et al. (1993) apresentam ainda (Figura 7(c)) a evolução durante a construção da mobilização da resistência lateral nas faces da frente e de trás da parede. Na face da frente, verifica-se, com excepção da análise A, a completa mobilização da resistência lateral, mesmo para assentamentos da parede praticamente nulos, o que se deve ao facto de parede e terreno sofrerem movimentos verticais de sentidos opostos. Quanto à face de trás, quando a altura enterrada é elevada a resistência mobilizada é muito baixa e com sentido descendente, significando que o solo suportado assenta mais do que a parede. A mobilização significativa da resistência na interface com sentido ascendente só se verifica nas fases finais das análises C e D, mas mesmo no caso da análise D não é atingida a completa mobilização desta resistência, apesar do elevado assentamento. Ocorre mesmo um decréscimo da resistência mobilizada na última fase de construção, o que se deve ao movimento da parede, que permite que o solo suportado assente com a parede, diminuindo o deslocamento relativo da interface solo-parede e, consequentemente, a resistência na interface. Conforme é salientado pelos autores atrás referidos, este comportamento fora igualmente observado por Plant (1972) nos seus estudos com modelo reduzido.

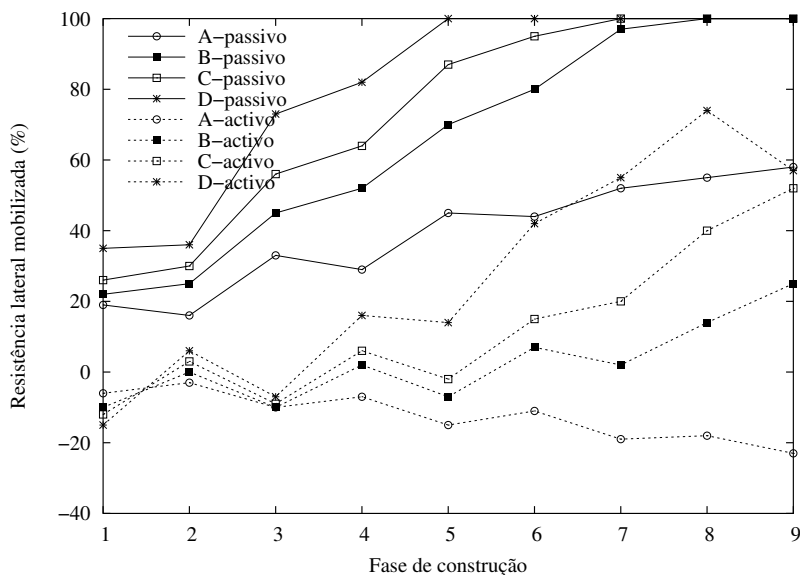
Matos Fernandes et al. (1994) resumem o padrão de comportamento de cortinas de contenção com deficiente apoio vertical, caracterizando-o da seguinte forma:

- a parede exhibe grandes assentamentos, acompanhados de deslocamentos horizontais importantes no sentido da escavação;
- os deslocamentos verticais e horizontais do solo suportado são também muito elevados, aumentando especialmente nas proximidades da escavação;
- as cargas nas ancoragens registam em geral redução muito significativa.



(a) Características do estudo

(b) Deslocamentos



(c) Mobilização da resistência lateral

Fig. 7 - Resultados do caso de estudo numérico apresentado por Matos Fernandes et al. (1993).

2.4 – Comportamento evidenciado por casos de obra

As estruturas de contenção flexíveis mais tradicionais, como as cortinas de estacas-pranchas ou as tipo Berlim provisórias, eram habitualmente utilizadas em conjugação com escoras e ancoragens de placa ou viga, com componente vertical inexistente ou pouco significativa. A as-

sociação de ancoragens pré-esforçadas inclinadas a estes tipos de cortina tem como principal inconveniente a existência de forças verticais de grandeza substancial, tornando obrigatória a análise do equilíbrio na direcção correspondente.

Este problema é minimizado quando há a possibilidade de transmissão das cargas verticais a um estrato com boas características mecânicas abaixo da escavação. A existência de um estrato de elevadas características mecânicas não constitui, no entanto, por si só, garantia da impossibilidade de ocorrência de problemas de estabilidade vertical. Finno (1992) refere o caso de uma cortina tipo Berlim provisória cujos perfis verticais só foi possível fazer penetrar por cravação até uma profundidade inferior à da escavação devido à existência acima da base desta de um maciço rochoso. A escavação prolongou-se, assim, abaixo do pé da cortina, tal como se representa esquematicamente na Figura 8. Devido à orientação desfavorável das descontinuidades do maciço rochoso, verificou-se a rotura do apoio vertical da cortina, o que se traduziu em importantes deslocamentos verticais da parede. Apesar de as componentes verticais das ancoragens serem uma das principais causas da instabilidade vertical das contenções, refere-se que neste caso houve igualmente a contribuição de cargas transmitidas pelas sobrecargas devidas ao tráfego.

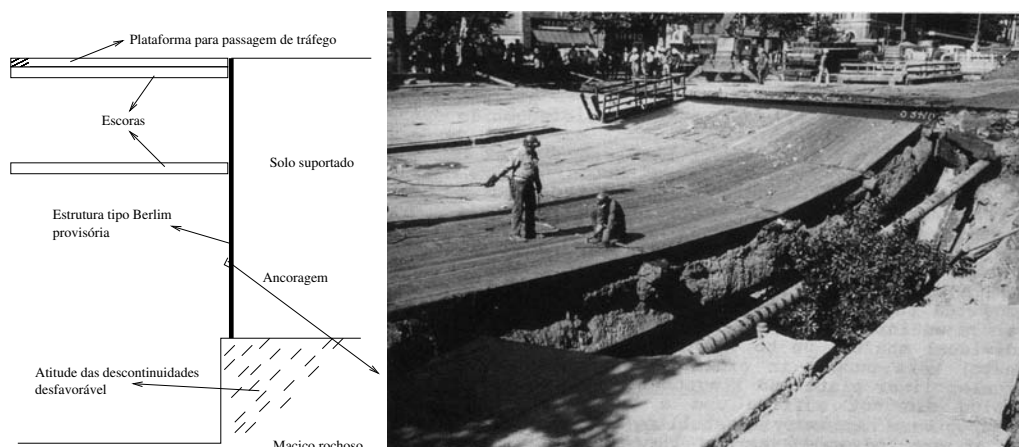


Fig. 8 - Representação esquemática de caso de estudo que resultou na rotura da fundação da cortina em maciço rochoso, acima da base da escavação e fotografia do local (Finno, 1992).

Os casos de rotura mais frequentes são, no entanto, aqueles que estão associados a condições deficientes de apoio do pé da cortina em maciços terrosos brandos, como os apresentados por Broms e Stille (1976) envolvendo cortinas de estacas-pranchas e por Shannon e Strazer (1970) e Dietrich et al. (1971), de algumas cortinas tipo Berlim provisórias. Em todos os casos verificou-se assentamentos muito significativos da estrutura de contenção. Slater (1967) apresenta um caso de estudo também de uma parede tipo Berlim provisória em que foi detectado um elevado movimento horizontal associado a um movimento vertical que atingiu cerca de 0,90 m.

A ocorrência de deslocamentos significativos, em especial de assentamentos da cortina, é aliás um importante indício do inadequado comportamento em relação às cargas verticais. Em muitos casos de obras de escavação observados por Ulrich (1989) tinham sido registados deslocamentos verticais inferiores a metade dos horizontais máximos da parede, verificando inclusivamente, algumas vezes, a ocorrência de movimento ascensional desta; contudo, este autor mediu numa parede de estacas assentamentos anormalmente elevados face ao movimento horizontal, concluindo assim da importância de, no dimensionamento, dar particular atenção às cargas verticais.

Num caso de uma cortina tipo Berlim ancorada, Winter (1990) regista deslocamentos hori-

zontais pouco significativos nos inclinómetros mas assentamentos com alguma importância (da ordem de 6 cm) no solo atrás da cortina. O autor atribui estes deslocamentos à eventual perda de solo devido à furação para instalação dos perfis verticais, mas uma outra possibilidade parece ser a de estes assentamentos serem justificados pelo deslocamento vertical da própria cortina.

Há ainda alguns casos em que, através da instrumentação, as cortinas evidenciam comportamentos de difícil explicação mas que poderão estar igualmente associados a eventuais assentamentos da cortina, eventualmente não medidos. Cacoilo et al. (1998) descrevem um caso de uma escavação realizada com uma cortina de estacas-pranchas em solo argiloso mole a médio, com recurso a ancoragens pré-esforçadas inclinadas, aparentemente sem significativo apoio do pé da cortina, em que foram medidos elevados deslocamentos horizontais mas não foram registadas significativas variações de carga nas ancoragens. Uma possível interpretação do fenómeno poderá ser a de que importantes deslocamentos verticais da parede tenham igualmente ocorrido, contrabalançando o aumento tendencial das forças das ancoragens devido aos deslocamentos horizontais. Um contacto com os autores (Cacoilo, 1999) revelou que, com efeito, se registaram assentamentos da ordem de 25 a 50 mm, que estarão também relacionados com o movimento global da cunha de solo suportado. Situação semelhante pode ter sido verificada por Maertens e Theys (1997), também para uma cortina de estacas-pranchas.

Encontra-se também na bibliografia consultada algumas referências a casos de estudo em que o problema das cargas verticais e da garantia da sua estabilidade mereceu especial atenção e destaque ou foi a causa do recurso a soluções pouco habituais. É o caso apresentado por Hanna e Seeton (1967), referente a uma das primeiras estruturas tipo Berlim provisórias executadas com o recurso a ancoragens, em que as inclinações destas com a horizontal eram extremamente elevadas, chegando a atingir 70°. Por este motivo os autores concluíram da necessidade de fazer penetrar significativamente as extremidades inferiores dos perfis no maciço rochoso, por forma a garantir-lhes uma boa fundação e, conseqüentemente, adequado comportamento em relação às acções verticais.

Mais recentemente, também em escavações com contenções tipo Berlim provisórias, Day (1990) refere o prolongamento em 6 m dos perfis para suporte da totalidade das cargas verticais devidas à acção das ancoragens abaixo do nível de escavação e Caliendo et al. (1990) apresentam um caso de estudo em que perfis metálicos verticais foram instalados em furos de 0.6 m de diâmetro, com selagem de betão ao longo de um comprimento de aproximadamente 7 m. Também Reinfurt et al. (1994) mostra preocupação com este assunto, referindo a utilização de níveis de ancoragens com inclinação relativamente pequena, justificando assim a pequena profundidade de encastramento da base dos perfis abaixo da base da escavação.

McRostie et al. (1972) destaca, como aspecto que teria merecido mais atenção do programa de instrumentação implementado numa escavação com estacas-pranchas, a questão dos movimentos verticais da cortina, apesar de esta estar assente em rocha. Como motivo, refere o assentamento da ordem de 1 cm no período de cerca de 1 mês, valor que todavia não justifica por si só as perdas de carga muito significativas registadas nas ancoragens.

Kérisel et al. (1981) referem uma escavação realizada utilizando o método monegasco em que se verificaram acréscimos de assentamentos quando, a partir de determinada profundidade, as ancoragens passaram a ser mais inclinadas.

Constata-se assim que a bibliografia consultada contém um número significativo de situações em que o problema da estabilidade vertical esteve bem evidenciado. Verifica-se igualmente que muitas destas situações se referem a paredes tipo Berlim provisórias, estruturas que, tal como as definitivas, são particularmente sensíveis a este problema.

3 – O CASO DAS CORTINAS TIPO BERLIM DEFINITIVAS

3.1 – A questão das cargas verticais no Projecto

Apesar de as cortinas de contenção tipo Berlim definitivas serem muito frequentes em Portugal, não há, praticamente, referências na bibliografia a este tipo de cortinas de contenção. Os elementos que se apresentam sobre este assunto e, em particular sobre o comportamento em relação às cargas verticais, provêm, assim, do que foi possível recolher pelo autor.

Há alguns anos parecia ser frequente a adopção da solução de suporte vertical de forma quase independente da geometria da escavação ou das cargas verticais envolvidas: desde que se tratasse de uma escavação realizada em formações argilosas sobreconsolidadas, os perfis metálicos utilizados eram dois HEB120 nos painéis primários e nenhum perfil metálico nos secundários, este último aspecto com a justificação de que, sendo realizados posteriormente, as cargas verticais seriam transmitidas aos painéis primários.

A explicação para esta opção era necessariamente empírica e baseada no comportamento aparentemente adequado exibido pelas cortinas de contenção em que esta solução ou outras similares eram usadas. No entanto, a utilização cada vez mais generalizada de cortinas de contenção deste tipo associadas a grandes profundidades de escavação, por vezes em maciços de fracas características mecânicas, despertou nos projectistas novas preocupações e a consciência de que soluções do tipo da descrita muito dificilmente verificariam a segurança em relação, por exemplo, à encurvadura dos perfis metálicos verticais, uma vez que nas fases da escavação eles são expostos em comprimento correspondente à profundidade escavada, retirando-se-lhes, neste comprimento, qualquer confinamento lateral (Figura 1). Começou, então, a ser mais frequente o recurso a perfis com menor espaçamento, o que implica a sua utilização também nos painéis secundários. Esta solução parece, aliás, fazer todo o sentido, dado que o uso de uma “almofada” de areia na base dos painéis para garantir o adequado comprimento de amarração das armaduras para a ligação ao painel inferior (Figura 1), dificilmente permite transmitir ao terreno através da base dos painéis cargas verticais significativas.

Esta necessidade de utilização de perfis nos painéis secundários pode estar também relacionada com o progressivo abandono da utilização de aço macio na construção do betão armado destas paredes, que permitia com alguma facilidade a colocação da armadura dobrada a 90° na extensão do comprimento de amarração, e a conseqüente possibilidade de evitar a referida “almofada” de areia. Este procedimento tornava possível a betonagem do painel garantindo o contacto directo do betão na base deste com o terreno, o que assegurava uma transmissão das cargas verticais mais eficaz. A generalização nas cortinas de contenção dos aços endurecidos deixou de permitir o procedimento descrito e passou a obrigar à utilização da referida “almofada” de areia, criando a necessidade de transmissão das cargas verticais através de outros elementos.

A própria utilização de perfis metálicos HEB120 parece ser mais justificada por aspectos práticos do que técnicos, estando relacionado com a facilidade de associação deste tipo de perfil metálico a furos de 8 polegadas de diâmetro (aproximadamente 0,2 m), o que se apresenta com maior dificuldade no caso de perfis de maior dimensão. Mais recentemente, no entanto, e provavelmente associado à generalização de equipamentos mais potentes, que permitem a execução de furos no terreno de maior diâmetro, e à maior consciência para a importância destes problemas, têm sido utilizados, por vezes, perfis metálicos HEB140 e HEB160. Mais raramente são usados perfis tubulares, em princípio muito mais adequados para este fim, tendo em conta que a solicitação predominante é o esforço normal. A adopção de perfis tubulares ou de tipo semelhante permite aliás o seu preenchimento interior com calda de cimento ou betão, o que contribui com um acréscimo de resistência.

Para além da questão do tipo de perfil a utilizar, há o problema da selagem ao maciço da sua

parte inferior. Sob este ponto de vista era frequente a utilização de zonas de selagem dos perfis verticais com comprimento da ordem de 1,5 m. Dado o facto de esta selagem se realizar por gravidade, isto é, sem qualquer pressão, é todavia questionável se comprimentos desta ordem de grandeza podem suportar carregamentos muito significativos, a menos que a extremidade inferior do perfil fique assente em terreno com muito boas características mecânicas.

O problema da fundação dos perfis verticais parece ser particularmente importante nas obras de escavação com contenção tipo Berlim realizada em formações como os granitos do Porto. Conforme é sabido, estes materiais apresentam perfis de alteração que podem ser bastante irregulares, sucedendo-se, por vezes, a núcleos bastante resistentes e pouco alterados, amplas zonas de solos residuais com características resistentes relativamente baixas. Esta heterogeneidade faz com que os problemas de fundação dos perfis nestas formações sejam mais frequentes do que, por exemplo, nas formações miocénicas de Lisboa.

De uma forma geral, dir-se-á, assim, que se tem registado uma sensibilização crescente para a questão da resistência dos perfis metálicos verticais e sua fundação. Passo particularmente importante constituiu a inclusão na “Proposta de Normas a que devem obedecer os projectos de escavação e contenção periférica”, apresentada em Brito et al. (1997) e mais recentemente publicada em livro (Especialização em Geotecnia da Ordem dos Engenheiros, 2004), de uma referência à necessidade de justificação das “características dos elementos verticais provisórios e definitivos”.

Também relacionado com este problema, embora com objectivos muito mais alargados, é de referir o próprio aparecimento das referidas normas, na sequência do pedido feito pela Câmara Municipal de Lisboa ao Grupo de Trabalho de Geotecnia da Ordem dos Engenheiros, o que mostra a preocupação com os assuntos da segurança nas grandes escavações urbanas por parte de alguns municípios.

Registam-se ainda, no entanto, muitas deficiências na forma como a questão do equilíbrio vertical das contenções tipo Berlim é tratada, o que é motivado pelo facto de o próprio problema estar ainda insuficientemente estudado.

3.2 – A questão das cargas verticais e a construção

Os problemas da estabilidade vertical das contenções tipo Berlim não se colocam apenas ao nível de projecto, estando muitas vezes relacionados com a própria execução, merecendo esta, assim, uma atenção especial.

Um primeiro aspecto é o próprio processo de execução da parede: a betonagem é realizada contra o terreno, pelo que a espessura real e, conseqüentemente, o seu peso, pode exceder substancialmente o valor teórico, aumentando assim a carga vertical.

Um outro aspecto diz respeito à selagem dos perfis, fundamental para o adequado funcionamento da solução. Para além de dever ser executada com o necessário respeito pelas indicações do projecto, é fundamental ter em atenção a qualidade da selagem, que deve preferencialmente ser realizada com recurso a mangueira, feita descer com o perfil metálico, e não por queda livre desde a boca do furo. Chama-se ainda a atenção para o facto de, durante e após a selagem, até à presa da calda, o perfil dever ser mantido centrado no interior do furo, aspecto tanto mais importante quanto maior for o diâmetro do furo e menor a secção de aço usada. É interessante mencionar que em diversa bibliografia consultada, se refere, a propósito da fundação dos perfis, o recurso a diâmetros de furação substancialmente superiores aos praticados usualmente em Portugal, sendo a selagem realizada com betão.

A ilustrar a importância da qualidade da fundação dos elementos verticais, Stocker (1991) refere um caso de uma parede de estacas secantes de 880 mm de diâmetro, com 17 m de altura, para estabilização de um talude vertical com 13 m de altura, com 3 níveis de ancoragens

pré-esforçadas inclinadas, no qual, após a execução da parede e a aplicação das cargas nas ancoragens, se verificou um súbito assentamento das estacas de quase 15 cm. Veio a verificar-se que a causa para este comportamento inesperado tinha sido o acumular de detritos na base das estacas, quando da furação, tendo o problema sido resolvido procedendo à injeção da base das estacas e ao re-tensionamento das ancoragens.

Brito (1999) refere um caso de uma escavação em Lisboa que atesta a importância de um adequado estudo geotécnico que tome em devida atenção a história do local. Com efeito, o plano de prospecção não detectou a existência no local de uma antiga pedreira, o que implicou, em parte substancial da obra, devido à grande irregularidade do substrato resistente, que os perfis verticais ficassem fundados no material de aterro que preenchia a antiga zona explorada.

Dado que o material de aterro apresentava características mecânicas muito fracas, a parede sofreu, após a realização de algumas ancoragens, assentamentos e deslocamentos horizontais importantes, que implicaram deformações do terreno suportado bastante significativas. Tendo-se constatado estes importantes deslocamentos, foram realizadas ancoragens adicionais, que incrementaram ainda os deslocamentos. Só após este evoluir da situação se procedeu a uma campanha de prospecção que permitiu caracterizar a situação geotécnica, interpretar o comportamento da obra e proceder às medidas correctivas que permitiram a conclusão da mesma.

O incidente mostrou ainda que os trabalhos de execução dos furos para a instalação dos perfis metálicos verticais não foram usados para uma avaliação, mesmo que sumária, das características das formações atravessadas, função para que estariam, à partida, particularmente vocacionados mas que não é, efectivamente, prática corrente.

Uma outra questão está relacionada com o preenchimento com areia do espaço compreendido entre o perfil e as paredes do furo, aspecto que muitas vezes não é cumprido em obra. É, aliás, prática internacional corrente o preenchimento dos furos com betão pobre ou calda de cimento, contrariamente ao habitualmente realizado entre nós. Klosinsky e Rafalski (1994) referem a execução de furos recorrendo a suspensão bentonítica, constituindo a própria suspensão, após a instalação do perfil e o endurecimento daquela, o material de enchimento do furo, apresentando ainda resultados de ensaios de carga de perfis metálicos instalados nestas condições.

A função principal da areia ou de outro material de preenchimento, para além de contribuir para a redução dos deslocamentos, diminuindo a deformação das paredes dos furos, é a de evitar a encurvadura do perfil no seu interior, que conduza a uma redução substancial da sua capacidade para a absorção de esforços normais. Este problema é naturalmente tanto mais importante quanto maiores forem o diâmetro do furo e o comprimento do perfil e quanto menor for a secção de aço.

A ilustrar este problema está um incidente ocorrido numa obra em Vila Nova de Gaia, no início da década de 90, em que, devido à dificuldade de furação, motivada pela heterogeneidade das formações, o Empreiteiro recorreu a equipamento de execução de estacas para a realização dos furos para a instalação dos perfis metálicos verticais. A utilização desta técnica conduziu, no entanto, a furos com diâmetro muito superior ao habitualmente utilizado, não se tendo, contudo, procedido ao preenchimento do espaço compreendido entre o perfil metálico e as paredes do furo, acima da zona selada ao maciço. A conjugação destes dois procedimentos conduziu à encurvadura de alguns perfis no interior dos respectivos furos, como ilustra a Figura 9(a).

A anomalia, no entanto, fez-se sentir em primeiro lugar através de assentamentos e deslocamentos importantes da parede de contenção. Sendo este o caso, poderá haver a tentação de reforçar a solução de contenção através de novas ancoragens, processo que se revela inadequado caso o problema seja, de facto, o equilíbrio vertical, uma vez que tal acção implica um acréscimo de carga vertical que irá, provavelmente, agravar o problema. Para o solucionar recorreu-se a escoras inclinadas, apoiadas em sapatas já betonadas na zona central de escavação, para evitar a ocorrência de assentamentos adicionais. Ware et al. (1973) referem também o recurso a esta

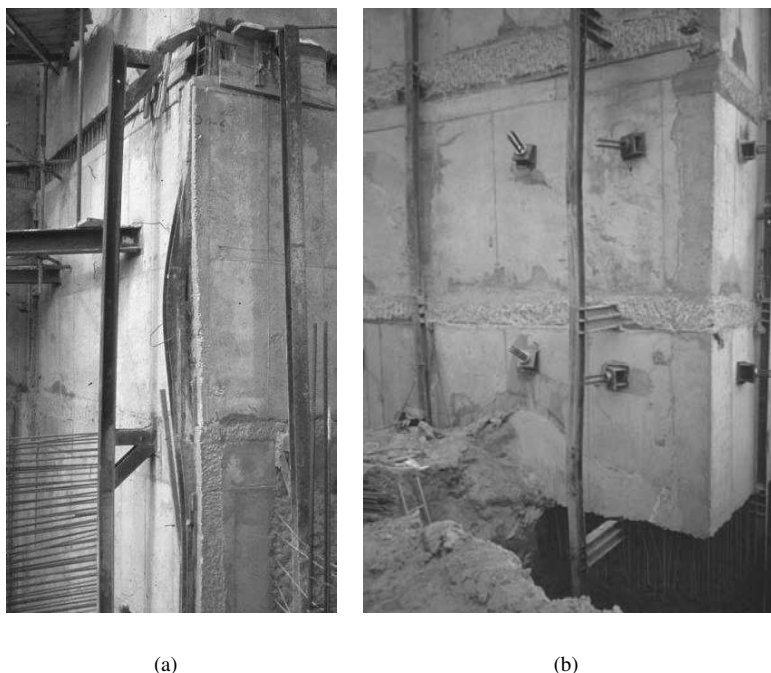


Fig. 9 - Encurvadura de um perfil metálico numa obra em Vila Nova de Gaia (a) e perfis exteriores com alguns sinais de encurvadura numa obra em Lisboa (b).

solução.

Há igualmente notícia de outras duas obras relativamente recentes na cidade do Porto com incidentes relacionados com a deficiente estabilidade em relação às cargas verticais, tendo-se numa delas registado a encurvadura generalizada dos perfis metálicos verticais, com a consequência de elevados deslocamentos verticais e horizontais da cortina e dos arruamentos vizinhos.

Considera-se igualmente de particular importância um correcto posicionamento dos perfis, no que respeita quer à sua localização em planta, quer à sua verticalidade. Um perfil que se afaste significativamente da vertical é, naturalmente, um perfil mais fortemente sujeito a efeitos de segunda ordem, pelo que há que evitá-lo. Por outro lado, um perfil mal posicionado em planta pode dificultar a transmissão das cargas verticais ou ainda provocar a necessidade de inutilizar a sua acção através do seu corte, total ou parcial, que será necessário para permitir a colocação da cofragem ou da armadura dos painéis.

Será ainda de evitar o recurso a perfis assumidamente exteriores à parede, como é o caso dos perfis apresentados na Figura 9(b). O recurso a esta solução é, por vezes, justificado pela dificuldade de realização dos furos tangentes ou muito próximos da empena de um edifício vizinho. Como é fácil de compreender, o funcionamento de tais perfis será sempre menos adequado do que o de perfis incorporados na parede a construir, pelo que se considera tal expediente altamente desaconselhável, tanto mais pelo facto de existirem actualmente equipamentos dotados de características e manobrabilidade para realizar os furos nos locais adequados. Chama-se a atenção para o facto de também os perfis representados na Figura 9(b) exibirem alguns sinais de encurvadura. Guerra et al. (2002) apresentaram um estudo que visa a avaliação do comportamento destas soluções.

Uma outra razão para se evitar esta solução é a maior exposição dos perfis aos equipamen-

tos que circulam no interior da escavação, nomeadamente os equipamentos de escavação e de remoção de terras, com especial ênfase para os primeiros, que necessitam de uma grande proximidade aos perfis e são, portanto, susceptíveis de lhes causar importantes danos, mesmo quando tais perfis não são exteriores à parede a construir. Este aspecto é de particular importância dada a potência dos equipamentos que, hoje em dia, estão disponíveis para a realização da escavação, sendo ainda relativamente frequente observar-se perfis com deformações de tal forma significativas que os tornam completamente ineficazes.

De uma forma geral, a execução de uma obra deste tipo faz-se com maiores cuidados nas proximidades dos edifícios e nos primeiros níveis de escavação, em particular no que respeita à dimensão das frentes escavadas ou aos intervalos de tempo em que estas permanecem abertas sem que a betonagem se realize. A adopção destas medidas nas primeiras fases da obra está naturalmente relacionada com a maior proximidade das fundações dos edifícios vizinhos, com um menor conhecimento das condições do terreno e com a frequente ocorrência superficial de níveis de aterro ou de solos descomprimidos, a exigirem especial atenção. Com o evoluir da obra e com a melhoria das características dos solos que se vai, regra geral, verificando à medida que a escavação progride, há a tendência, aliás compreensível, para ir alargando as frentes de escavação, em particular nas zonas mais afastadas dos edifícios vizinhos, sob pretexto de melhores condições do terreno e melhor conhecimento deste. Não negando estes factos, chama-se no entanto a atenção para que a situação condicionante sob o ponto de vista do equilíbrio vertical é, precisamente, a última fase de escavação, em que a acção vertical total tem o valor mais elevado, dado que todas as ancoragens estão já realizadas e a parede está, em grande parte, executada.

Um exemplo em que este procedimento teve graves consequências foi o que ocorreu no início da década de 80, em Lisboa. Para a realização do nível de escavação a que correspondia a profundidade de 12 m foi executado inicialmente apenas um painel de canto, tendo em seguida sido realizada toda a restante escavação, em toda a extensão de um dos alçados, até ao outro canto. A agravar este comportamento, a obra estava a ser realizada não recorrendo à utilização de perfis verticais, pelo que, na referida parede, era apenas a resistência ao corte da interface posterior a suportar toda a carga vertical aplicada. Como resultado, ocorreu no alçado em causa o colapso da escavação.

A ocorrência de deslocamentos importantes, para além de provocar danos significativos nas estruturas vizinhas, pode ainda implicar a rotura de serviços, como por exemplo condutas de água ou esgoto que, sendo de elevada dimensão, provoquem um excessivo aumento das pressões sobre a parede. É o caso da obra que se apresenta na Figura 10 que, conforme se pode observar, resultou no acidente bem visível na fotografia. Não se pode afirmar que o problema da estabilidade vertical tenha sido o factor que mais contribuiu para a rotura da estrutura de contenção, julgando-se que diversos factores terão contribuído para o acidente.

A causa directa do acidente foi, como se referiu, o incremento de pressões causado pela água após a rotura da conduta, provavelmente no seguimento de grandes deslocamentos associados à escavação. Todo o processo de rotura decorreu em pouco mais de 30 minutos, tendo a particularidade de ter sido assistido por um Engenheiro Civil, que o descreve da seguinte forma: rotura do betão nos painéis inferiores, incluindo a rotura por punçoamento das ancoragens; propagação da rotura do betão armado para os painéis superiores; rotura das escoras de canto nas ligações ao betão; rotura do betão na zona de um perfil metálico, que, liberto do confinamento, encurva para o interior da escavação, sob a acção das cargas que suportava; rotura de algumas ancoragens; progressão sucessiva da fendilhação do betão armado, de segundo a segundo, abertura de fenda vertical em toda a altura da parede, conduzindo ao colapso completo.

Nesta figura é igualmente visível o modo de rotura, que evidencia a ocorrência de deslocamentos verticais acompanhados de deslocamentos horizontais, sendo estes últimos maiores em



Fig. 10 - Estrutura de contenção tipo Berlim após rotura.

profundidade do que próximo da superfície.

4 – DESCRIÇÃO DO MECANISMO DE COLAPSO POR VIA NUMÉRICA

4.1 – Introdução e faseamento construtivo

Nesta secção descreve-se o faseamento e apresenta-se os resultados da modelação de estruturas de contenção tipo Berlim definitivas, com destaque para o mecanismo de colapso por perda de equilíbrio vertical. O trabalho que a seguir se expõe corresponde ao desenvolvido em Guerra (1999) e utiliza um modelo de cálculo baseado no método dos elementos finitos (Cardoso, 1987). Posteriormente, complementando os resultados obtidos por elementos finitos, o mecanismo de colapso foi descrito recorrendo a metodologias de análise limite (Guerra et al., 2004; Cardoso et al., 2004).

Apresenta-se em Anexo a descrição das diversas fases construtivas adoptadas na modelação.

4.2 – Descrição do estudo numérico

Para melhor compreender o problema e os fenómenos envolvidos no equilíbrio vertical das paredes de contenção tipo Berlim, levou-se a cabo um estudo numérico que se apresenta em seguida.

Trata-se de uma escavação simétrica, esquematicamente representada na Figura 11, de 19 m de profundidade total e 20 m de largura, realizada em terreno argiloso de 18 m de espessura com resistência não drenada constante em profundidade, com um coeficiente de impulso em repouso, K_0 , de 0,7, com um peso volúmico, γ , de 20 kN/m^3 e com o nível freático à superfície. Considerou-se um módulo de deformabilidade não drenado E_u de $300c_u$ e uma adesão solo-parede de 50 kPa. Sob o maciço argiloso considerou-se que existia um estrato com elevadas características mecânicas.

A parede foi considerada com 0,40 m de espessura e o pré-esforço das ancoragens foi definido por forma a que as suas componentes horizontais equilibrassem o diagrama semi-empírico de Terzaghi e Peck para argilas rijas a duras, de forma trapezoidal e com tensão máxima de $0,3\gamma H$. Considerando as ancoragens inclinadas a 45° , distribuídas em 5 níveis, e admitindo, por

simplificação, uma carga idêntica em todas as ancoragens, é-se conduzido a cargas nas ancoragens de 412 kN/m. Para as armaduras das ancoragens foi considerada uma secção de 4,2 cm²/m. Admitiu-se ainda a rigidez efectiva das ancoragens igual a 90% da rigidez teórica; esta redução foi introduzida através da alteração do valor do módulo de elasticidade do aço, pelo que o valor usado foi de $0,9 \times 210 = 189$ GPa.

Supôs-se que os perfis verticais eram HEB120 de aço Fe360, afastados, em média, de 1 m, com secção de 34 cm²/m e módulo de elasticidade de 210 GPa.

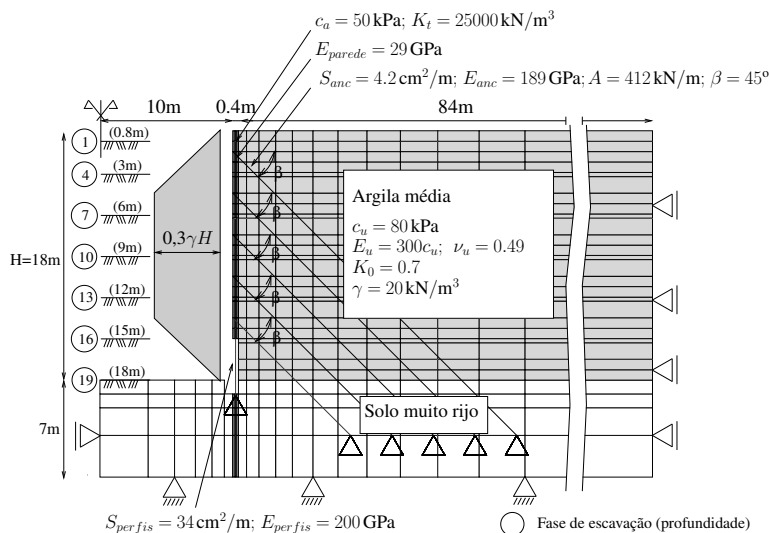


Fig. 11 - Geometria do caso de estudo e propriedades dos materiais.

A Figura 11 inclui igualmente parte da malha de elementos finitos utilizada nos cálculos. O solo e o terreno foram modelados por elementos de 8 nós, o contacto entre o solo e a parede com elementos junta de 6 nós e as ancoragens e os perfis metálicos verticais através de elementos barra de 2 nós.

Dado que as zonas de selagem das ancoragens e dos perfis verticais estão localizadas no substrato de elevadas características mecânicas, não existem, praticamente, movimentos destas zonas. Por este motivo, os pontos representativos das zonas de selagem podem ser considerados fixos. Além disso, no que respeita aos perfis metálicos verticais, admitiu-se que não poderia ocorrer rotura da sua fundação, pelo que a instabilidade vertical, a dar-se, será motivada pela encurvadura.

As análises foram efectuadas em tensões totais, admitindo comportamento elástico perfeitamente plástico, usando o critério de cedência de Tresca. A parede foi considerada elástica linear, com as propriedades de um betão C20.

A rigidez tangencial dos elementos junta foi escolhida de modo a que mobilizasse a resistência para um deslocamento relativo de 2 mm, tendo-se usado um valor elevado para a rigidez normal. Os elementos barra (ancoragens e perfis) foram considerados com comportamento elástico perfeitamente plástico.

A escavação foi modelada de acordo com o procedimento esquematicamente representado na Figura 28. O cálculo foi realizado em 19 fases, sumariamente descritas no Quadro 1.

Foram inicialmente realizadas duas análises – A e B. Na análise A não foi admitida qualquer limitação para as cargas que podem ser suportadas pelos perfis metálicos, o que significa que, nesta análise, não foi considerada a encurvadura. A análise B é idêntica à anterior, com ex-

Quadro 1 - Faseamento construtivo adoptado nas análises.

Fase	Descrição
1	escavação para a execução da viga de coroamento (0,75 m)
2	aplicação das cargas devidas ao peso da viga
3	presa do betão da viga
4	1ª fase de escavação (3,0 m)
5	aplicação das cargas devidas ao peso do betão do 1º painel da parede
6	presa do betão do 1º painel e pré-esforço do 1º nível de ancoragens
7	2ª fase de escavação (6,0 m)
8	aplicação das cargas devidas ao peso do betão do 2º painel da parede
9	presa do betão do 2º painel e pré-esforço do 2º nível de ancoragens
10	3ª fase de escavação (9,0 m)
11	aplicação das cargas devidas ao peso do betão do 3º painel da parede
12	presa do betão do 3º painel e pré-esforço do 3º nível de ancoragens
13	4ª fase de escavação (12,0 m)
14	aplicação das cargas devidas ao peso do betão do 4º painel da parede
15	presa do betão do 4º painel e pré-esforço do 4º nível de ancoragens
16	5ª fase de escavação (15,0 m)
17	aplicação das cargas devidas ao peso do betão do 5º painel da parede
18	presa do betão do 5º painel e pré-esforço do 5º nível de ancoragens
19	6ª fase de escavação (19,0 m)

cepção de que foi considerado comportamento elástico perfeitamente plástico para os elementos que simulam os perfis verticais. A carga limite para estes elementos depende da existência de confinamento do perfil. Desta forma, nas situações em que o perfil se encontra confinado, foi considerada a limitação na tensão correspondente ao valor médio $f_{ym} = 249$ MPa, o que conduz à carga de 847 kN/m. Optou-se por usar o valor médio, em lugar do característico, dado que se está a analisar uma situação de rotura, mas o detalhe não é muito relevante para o assunto em estudo. Nas situações sem confinamento obtém-se uma capacidade resistente à encurvadura de 605 kN/m, adoptando um comprimento de encurvadura de 2,0 m (a profundidade de escavação em cada fase é de 3 m).

Se, de uma forma simplificada, se designar por “carga vertical total” (N_{total}) o lado esquerdo da equação (2) e “esforço resistente” (N_R) o valor máximo do lado direito da mesma equação, tem-se, admitindo que as cargas nas ancoragens são constantes ao longo do processo construtivo, os resultados que se apresentam no Quadro 2. Não é possível apresentar um quadro semelhante para a análise A uma vez que se considera, nesta análise, que a carga resistente é infinita.

Da análise do Quadro 2, conclui-se que, nos pressupostos apresentados, o equilíbrio deixa de ser possível para as fases 16 e seguintes, o que significa que serão de esperar, na análise B, plastificação do terreno e deslocamentos elevados, motivados pela plastificação do perfil metálico e, eventualmente, da interface solo-parede, com conseqüente diminuição das forças nas ancoragens.

4.3 – Resultados das análises numéricas

4.3.1 – Tensões tangenciais na interface

Apresenta-se na Figura 12 as tensões tangenciais no contacto solo parede nas fases 10 a 19, para as análises A e B. Os gráficos mostram uma irregularidade na zona inferior de cada nível de escavação, em cada fase, o que se justifica pela perturbação provocada pela existência, na base

Quadro 2 - Verificação *a priori* simplificada do equilíbrio para a análise B

Nível de escavação	Fase	N_{total} (kN/m)	N_R		
			N_{perfil} (kN/m)	F_a (kN/m)	$N_{perfil} + F_a$ (kN/m)
2	7	322	605	150	755
3	10	644	605	300	905
4	13	966	605	450	1055
5	16	1288	605	600	1205
6	19	1610	605	750	1355

N_{total} – carga vertical total (peso da parede + componente vertical do pré-esforço nas ancoragens);

F_a – força de corte máxima na interface solo-parede;

N_{perfil} – força axial máxima nos perfis metálicos.

da parede, de elementos junta horizontais. Pode verificar-se também que as tensões tangenciais são relativamente pequenas na parte inferior da parede, nas fases 12, 15 e 18, em contraste com a parte superior. Tal deve-se ao facto de a zona inferior corresponder aos painéis de betão armado que acabam de ser activados nestas fases; as tensões não são nulas pelo facto de nestas fases se ter procedido ao pré-esforço.

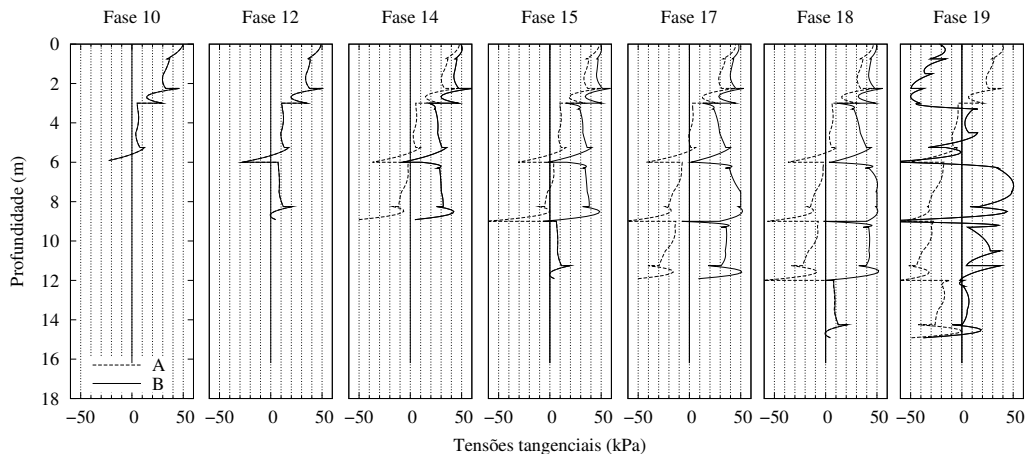


Fig. 12 - Tensões tangenciais no contacto solo-parede nas análises A e B, nas fases 10 a 19.

Pode notar-se que, conforme esperado, até à fase 12, as análises A e B apresentam resultados iguais, porque, até esta fase, não se verifica a plastificação dos perfis verticais na análise B. Na fase 13 (idênticos aos da fase 14 apresentada na figura), no entanto, antes da fase prevista pela verificação simplificada do equilíbrio apresentada no Quadro 2, a resistência à encurvadura dos perfis é atingida e os resultados das análises A e B tornam-se bastante diferentes. Na análise B, a plastificação dos perfis induz um significativo incremento nas tensões tangenciais mobilizadas. Este incremento é súbito e as tensões tangenciais mantêm-se elevadas até à fase 19, na qual se nota uma distribuição de tensões bastante irregular, devido ao colapso da escavação.

Na análise A pode observar-se uma tendência para o desenvolvimento de tensões tangenciais descendentes aplicadas à parede, à medida que a construção se desenrola. Na última fase, com excepção de uma pequena zona no topo da parede, as tensões tangenciais dirigidas para baixo são predominantes. Trata-se de uma situação típica de estruturas de suporte contínuas com condições

de fundação adequadas.

4.3.2 – Resultante das forças de corte na interface

A análise feita anteriormente no que diz respeito à resistência ao corte mobilizada na interface solo-parede teve em atenção os valores das tensões e da sua evolução ao longo da interface, para cada face construtiva. O que se mostra na Figura 13 considera a resultante das forças de corte mobilizadas dividida pela resistência ao corte total na interface para cada fase construtiva. A resultante das forças de corte é obtida através da integração em altura das tensões de corte apresentadas e a resistência total através da integração das tensões resistentes. Na avaliação destas resultantes há que ter em atenção o facto de o comprimento da parede em contacto com o terreno variar de fase para fase, devido à construção da parede após a execução da escavação.

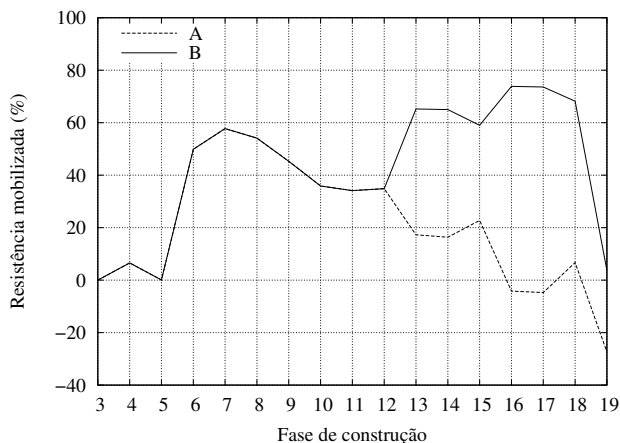


Fig. 13 - Resistência mobilizada na interface solo-parede nas análises A e B.

Verifica-se, tal como seria de esperar em face dos resultados anteriormente descritos, que as análises A e B apresentam o mesmo comportamento da interface até à fase 12, constatando-se, a partir da fase 13, que na análise A continua a tendência para a diminuição da resistência ao corte mobilizada, ao passo que na análise B se observa um significativo aumento desta grandeza, ficando mobilizada uma percentagem significativa da resistência ao corte.

Confirmando o que já se referiu, na análise A a resistência ao corte na interface solo-parede mobiliza-se numa percentagem elevada – cerca de 60% – no primeiro nível de escavação (fase 7), decrescendo nas fases seguintes para cerca de 36% na fase 10 e para 18% na fase 13. Verifica-se, no entanto, um aumento da percentagem da resistência ao corte mobilizada na interface nas fases de pré-esforço, como as fases 15 e 18.

É nestas mesmas fases que na análise B, após se ter mobilizado percentagens mais elevadas da resistência ao corte, se verifica um decréscimo, motivado não propriamente pelo pré-esforço – que deveria conduzir a um incremento da tensão tangencial mobilizada – mas pelo facto de nestas fases ocorrer igualmente a presa do betão, conforme anteriormente referido, o que implica um aumento da área da interface e, consequentemente, da resistência ao corte mobilizável.

4.3.3 – Força mobilizada nos perfis verticais

A Figura 14 apresenta a percentagem da força resistente mobilizada nos perfis verticais. Os resultados que se apresentam dizem apenas respeito à análise B, uma vez que na análise A os

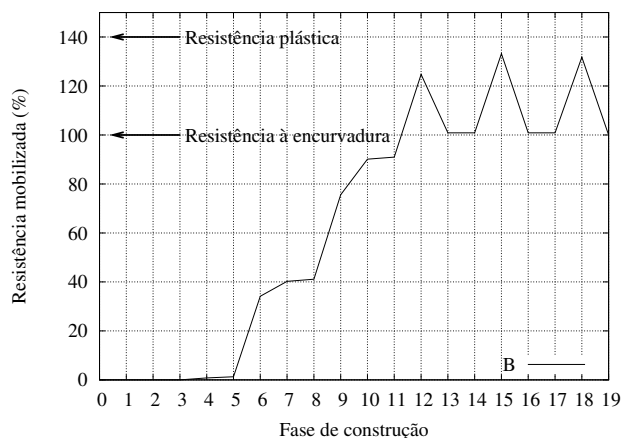


Fig. 14 - Resistência mobilizada nos perfis na análise B.

perfis foram considerados com resistência ilimitada.

A observação da figura permite concluir que a carga actuante nos perfis metálicos é crescente, aumentando em particular nas fases de pré-esforço (como as fases 6 e 9) e de alguma forma também nas fases de escavação. O aumento da força nos perfis nas fases de escavação deve-se ao facto de, nestas fases, ser retirado o apoio vertical dos painéis de betão armado no solo, havendo, por este motivo, a necessidade de transferir esta carga para os perfis metálicos.

Quando da escavação do terceiro nível, a que corresponde a fase 10, verifica-se a mobilização de cerca de 90% da resistência do perfil vertical. É de notar que, nesta fase, estava mobilizada cerca de 36% da resistência lateral. Na fase seguinte, correspondente à aplicação do peso do painel, não houve, praticamente, alteração, mas na fase 12, de pré-esforço, a carga mobilizada é, de acordo com o gráfico apresentado, superior a 120% da resistência. Isto deve-se ao facto de, nesta fase, o perfil se encontrar confinado, pelo que a sua resistência resulta da tensão de cedência média, superior, naturalmente, à tensão a que corresponde a capacidade resistente à encurvadura, em relação à qual as resistências mobilizadas nos perfis metálicos apresentadas na figura são referidas.

A partir da fase 13 verifica-se a total mobilização da resistência dos perfis verticais, em situação não confinada, sem que a resistência lateral seja completamente mobilizada.

4.3.4 – Carga nas ancoragens

Ocorrendo a total mobilização da resistência dos perfis metálicos, a parede sofre assentamentos, o que significa que, continuando a realizar-se a escavação e a executar o pré-esforço, um decréscimo da carga nas ancoragens terá que ocorrer.

É este o fenómeno claramente evidenciado pela Figura 15. Até à fase 12 não há qualquer diferença entre o comportamento das ancoragens nas análises A e B; a partir desta fase as variações de carga nas ancoragens na análise A continuam a ser modestas, mas na análise B verifica-se uma significativa diminuição daquela carga. Este efeito é já bem evidente na fase 13 mas aumenta de forma muito significativa nas fases subsequentes. Verifica-se que as ancoragens mais profundas apresentam maiores variações de carga, constatando-se decréscimos de 20 a 30% na fase 16 e de quase 100% na fase 19. De facto, os decréscimos de carga nas ancoragens dos níveis 1 a 3 são, na análise B, de 100%.

A maior variação de carga nas ancoragens da análise A, de cerca de 12%, é a que ocorre na

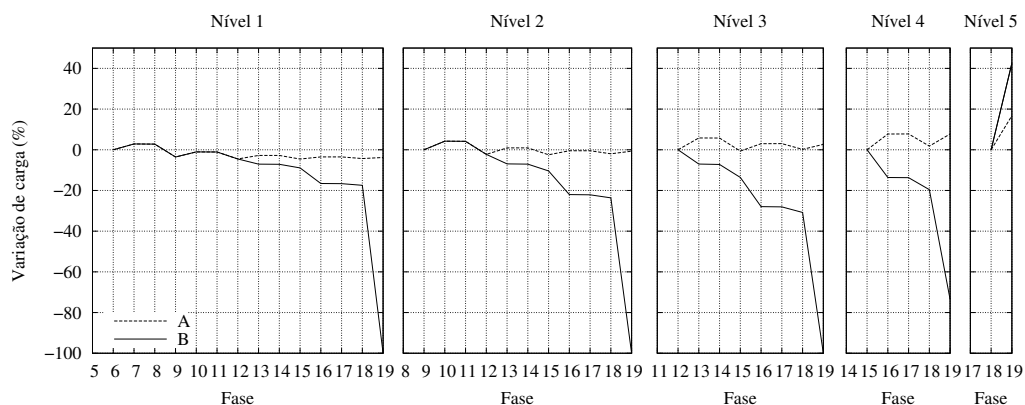


Fig. 15 - Variação de carga nas ancoragens nas análises A e B.

última fase – fase 19 – na ancoragem do último nível. A mobilização da capacidade resistente à encurvadura nos perfis metálicos implica a ocorrência de deslocamentos verticais importantes, que fazem diminuir a carga nas ancoragens. Os deslocamentos verticais, no entanto, são acompanhados por deslocamentos horizontais que, na fase 19, são bastante significativos e que tendem a fazer aumentar a carga nas ancoragens. Na fase 19, na análise B este efeito acaba por ser condicionante no comportamento da ancoragem do nível 5, constatando-se um aumento de carga que poderá ser mesmo muito significativo. O mesmo tipo de comportamento – cargas nas ancoragens superiores e a meia altura com tendência para diminuir e nas inferiores com tendência para aumentar fora também observado por Hanna e Matallana (1970), em ensaios em modelo reduzido.

4.3.5 – Forças verticais na parede

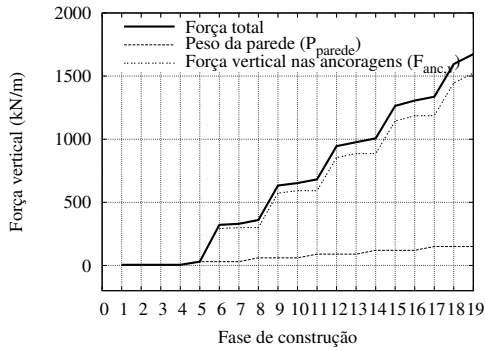
Apresenta-se na Figura 16 as forças verticais na parede de contenção ao longo das diversas fases construtivas, para os cálculos A e B. Os dois gráficos do lado esquerdo da figura referem-se à análise A e os dois da direita à análise B; os gráficos superiores referem-se às cargas aplicadas, correspondentes ao lado esquerdo da equação (2), e os gráficos inferiores às reacções, correspondentes ao lado direito da mesma equação.

A análise das acções e das reacções para o cálculo A permite fazer as seguintes observações:

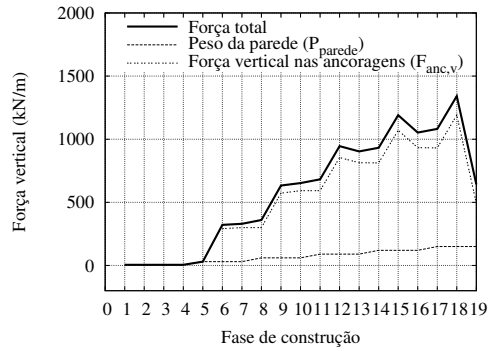
- a quase totalidade das cargas verticais é causada pelas ancoragens, ao longo de todas as fases construtivas, o que significa que o peso da parede tem uma acção pouco relevante nos casos estudados;
- a quase totalidade das cargas verticais é suportada pelos perfis verticais, verificando-se que a mobilização da tensão tangencial no contacto solo-parede é pouco significativa; esta tensão aumenta no início da análise, mantém-se praticamente constante nas fases construtivas intermédias e tende a decrescer nas últimas fases; este facto, conforme anteriormente indicado, indicia movimento relativo entre o solo e a parede em que aquele desce em relação a esta, o que faz aumentar a carga nos perfis metálicos.

No que respeita à análise B, e tendo igualmente em atenção o que se observou na análise A, pode constatar-se o seguinte:

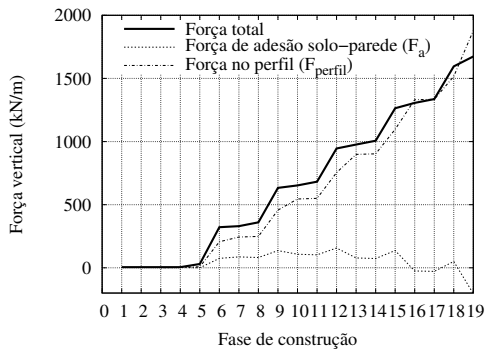
- as cargas verticais continuam a ser sobretudo causadas pela componente vertical das cargas



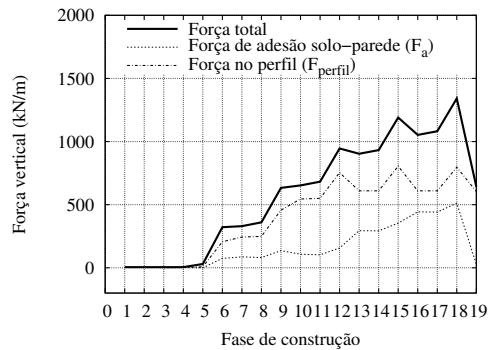
(a) A - acções



(b) B - acções



(c) A - reacções



(d) B - reacções

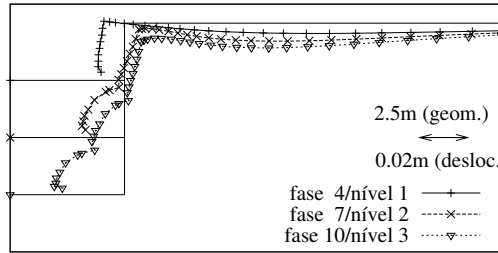
Fig. 16 - Evolução durante o processo construtivo das cargas verticais e das forças resistentes nos perfis e na interface

nas ancoragens, embora os valores atingidos por estas sejam substancialmente menores na análise B do que na análise A, após o início da plastificação;

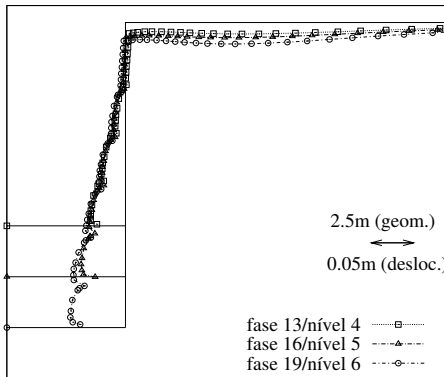
- dado que é aplicado em ambas as análises o mesmo nível de pré-esforço, isso significa que as cargas nas ancoragens sofrem significativos decréscimos ao longo do processo de escavação;
- após a plastificação dos perfis metálicos, verifica-se o sucessivo aumento da força tangencial ascendente mobilizada na interface solo-parede, assumindo valores, nesta análise, da mesma ordem de grandeza dos que se observam nos perfis metálicos, contrariamente ao que acontece na análise A;
- na última fase, devido ao colapso do solo, deixa de ser possível a mobilização de força de corte na interface solo-parede.

4.3.6 – Deslocamentos do terreno

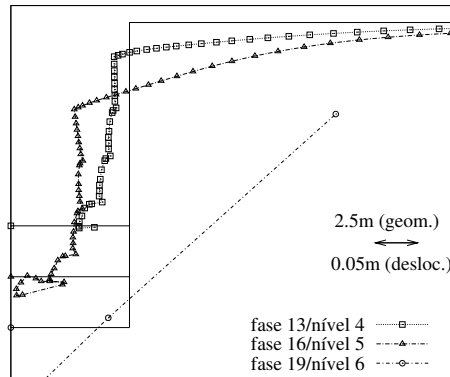
No que respeita aos deslocamentos do terreno, conforme se pode observar na Figura 17, os respeitantes à análise A mantêm-se em valores aceitáveis, enquanto os da análise B atingem valores bastante significativos e mesmo muito elevados na fase 16 e, especialmente, na fase 19. Para além de ocorrerem deslocamentos horizontais bastante mais significativos na análise B do que na análise A, a partir da fase 13, ocorrem igualmente assentamentos do terreno bastante mais importantes naquela análise do que nesta.



(a) Análises A e B (fases 4, 7 and 10)



(b) Análise A (fases 13, 16 e 19)



(c) Análise B (fases 13, 16 e 19)

Fig. 17 - Deslocamentos do solo nas análises A e B.

Apesar de os deslocamentos horizontais serem também consideravelmente superiores na análise B, faz-se notar os resultados dos deslocamentos verticais obtidos nesta análise, podendo constatar-se, na fase 13 e, de forma particularmente evidente, na fase 16, a ocorrência de uma zona de terreno nas imediações da parede de contenção com deslocamentos verticais particularmente elevados e que são motivados pelos movimentos verticais da parede, que parecem arrastar consigo o solo.

Este efeito culmina, na fase 19, com a formação de uma cunha de solo com valores dos

deslocamentos muito significativos, envolvendo o solo a uma distância da parede muito mais considerável do que anteriormente, verificando-se, portanto, a iminência do colapso de toda a escavação.

5 – ESTUDO PARAMÉTRICO RELATIVO AO EQUILÍBRIO VERTICAL

5.1 – Introdução

O estudo paramétrico que se apresenta considera as componentes fundamentais para o equilíbrio vertical: perfis verticais, interface solo-parede e as características mecânicas do solo. Dado que o problema da instabilidade vertical devido à rotura da fundação é, na sua essência, idêntico ao da resistência dos perfis, o estudo paramétrico não inclui este assunto. O estudo usa os resultados da análise B como base de comparação.

5.2 – Perfis verticais

5.2.1 – Resistência dos perfis verticais

A influência da resistência dos perfis verticais é avaliada através da realização de três análises adicionais. Conforme indicado no Quadro 3, nas análises C1, C2 e C3, considerou-se a resistência à encurvadura dos perfis igual a quatro vezes, duas vezes e metade da resistência dos perfis adoptada na análise B, respectivamente.

Quadro 3 - Análises realizadas

Análise	Perfis verticais				Interface solo-parede(*)	Solo(**)
	Secção (cm ² /m)	Cargas limite		Rigidez da fundação (kN/m)	Adesão c_a (kPa)	Resistência não drenada c_u (kPa)
		Não confinada (kN/m)	Confinada (kN/m)			
B	34	605	847	∞	50	80
C1	136	2420	3388	(***)	(***)	(***)
C2	68	1210	1694	(***)	(***)	(***)
C3	17	302	423	(***)	(***)	(***)
D1	(***)	(***)	(***)	60500	(***)	(***)
D2	(***)	(***)	(***)	6050	(***)	(***)
E1	(***)	(***)	(***)	(***)	80	(***)
E2	(***)	(***)	(***)	(***)	30	(***)
E3	(***)	(***)	(***)	(***)	0	(***)

(*) Rigidez tangencial, K_t (kN/m³) = 500 c_a (kPa).

(**) Módulo de deformabilidade não drenado, $E_u = 300c_u$.

(***) Como na análise B.

A Figura 18 mostra a resistência mobilizada na interface solo-parede e nos perfis verticais para as várias fases construtivas, obtidas dos cálculos por elementos finitos. Pode constatar-se que a plastificação por encurvadura ocorre nas análises C2, B e C3. Conforme esperado, quanto mais elevada é a resistência dos perfis mais tarde no faseamento construtivo ocorre a plastificação. Na análise C1 não ocorre plastificação dos perfis. Note-se que para as análises B e C3 não foi possível conseguir a convergência do cálculo na fase 19.

Todas as análises apresentam, numa primeira fase, um importante grau de mobilização da resistência na interface (dirigida para cima, na parede), o que resulta, sobretudo, da acção do pré-

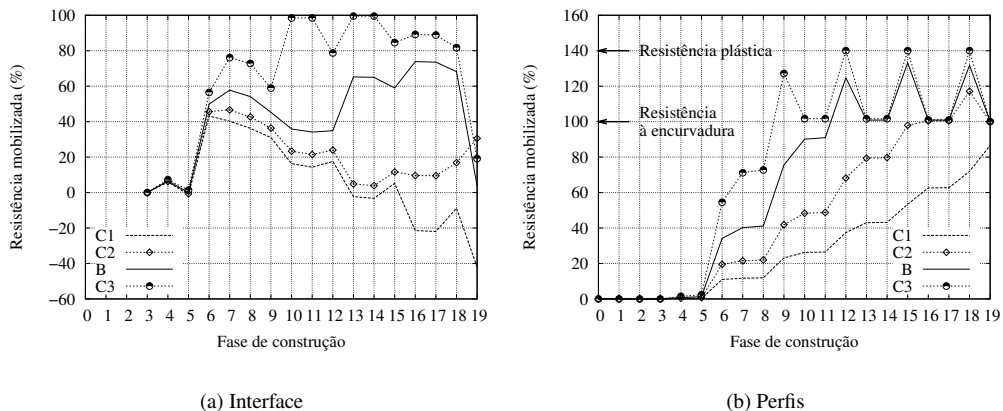


Fig. 18 - Mobilização da resistência na interface solo-parede e nos perfis verticais

esforço das ancoragens. Numa segunda fase, esta tendência inverte-se, devido ao incremento dos deslocamentos horizontais e dos consequentes assentamentos do terreno suportado. Finalmente, numa terceira fase, devido à plastificação dos perfis — análises C2, B e C3 —, os assentamentos da parede induzem um claro aumento das tensões tangenciais na interface.

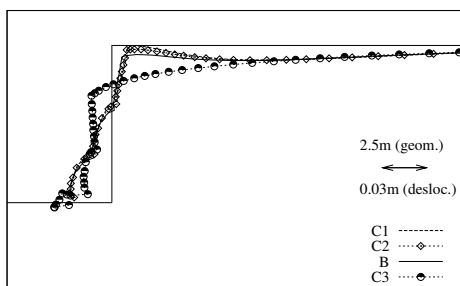
A Figura 18 mostra que estas três fases são bastante evidentes na análise B. Na análise C3, a segunda fase não é tão evidente, dado que a resistência dos perfis é mobilizada muito cedo. Na análise C2 essa fase é mais longa, dado que a resistência à encurvadura dos perfis é superior e, portanto, é atingida mais tarde. A terceira fase é, portanto, bastante curta e, no final da construção, apenas 30% da força tangencial se encontra mobilizada. Na análise C1 a terceira fase não ocorre e a segunda fase continua até ao final da escavação, verificando-se que as tensões tangenciais incrementam a força vertical dirigida para baixo aplicada à parede.

Uma observação detalhada da Figura 18(a) mostra que, contrariamente às análises B e C3, não se verifica na análise C2 um incremento significativo na resistência lateral mobilizada na fase de plastificação dos perfis verticais. A Figura 18(b) mostra a razão: no caso da análise C2, a força mobilizada nos perfis na fase anterior à plastificação dos perfis é menor do que a carga de encurvadura. Depois, na fase 16, não há por isso transferência significativa de carga vertical dos perfis para a interface.

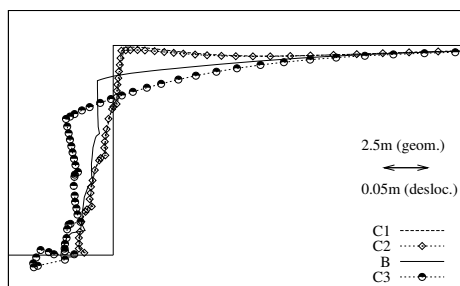
A Figura 18(a) mostra também que a resistência na interface é completamente mobilizada no caso da análise C3, durante algumas fases, devido à menor resistência dos perfis e aos consequentes maiores assentamentos da parede. No entanto, no final da construção a resistência na interface decresce, devido aos muito elevados deslocamentos do solo e da parede.

A Figura 19 apresenta alguns resultados dos deslocamentos das quatro análises. Conforme esperado, quando mais elevada é a resistência dos perfis menores são os deslocamentos. Pode também notar-se que os deslocamentos da análise C1 são bastante pequenos e que a superfície do terreno suportado tem uma ligeira concavidade (tal como na análise A, anteriormente apresentada). Isto não se verifica nas outras análises, que mostram um significativo incremento dos assentamentos do solo nas proximidades da parede e, consequentemente, uma forma convexa da superfície do terreno.

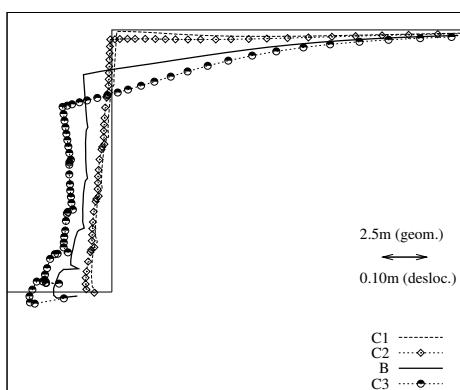
O equilíbrio vertical pode também ser analisado através da Figura 20, que mostra a evolução das forças resistentes para as análises C1, C2, B e C3, assim como a carga vertical total. Nas análises C1 e C2 a carga vertical é superior e suportada, sobretudo, pelos perfis. Na análise C1, devido ao valor negativo da força tangencial na interface solo-parede nas fases mais avançadas, a



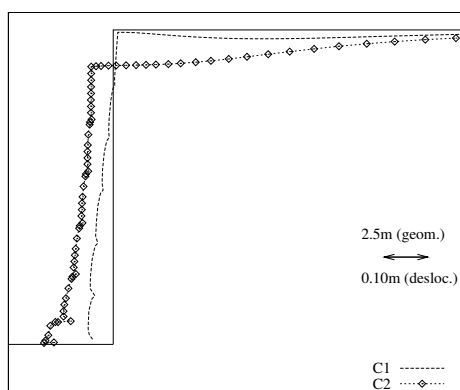
(a) Fase 10



(b) Fase 13



(c) Fase 16

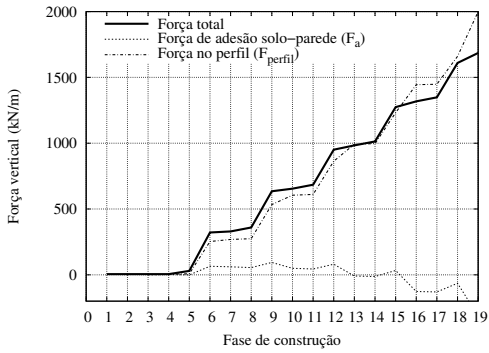


(d) Fase 19

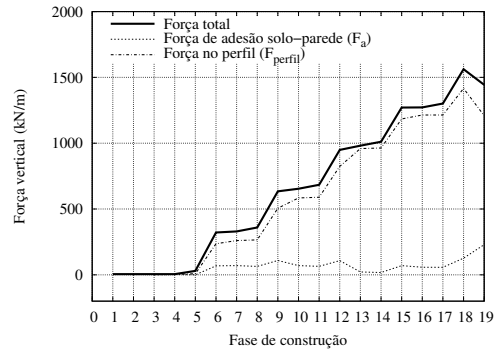
Fig. 19 - Deslocamentos do terreno suportado nas análises B, C1, C2 e C3.

carga nos perfis é superior à soma do peso da parede com as componentes verticais das forças nas ancoragens. Na análise C3 a carga vertical total é consideravelmente menor e a contribuição das cargas na interface é significativa desde as primeiras fases, aumentando com o progresso da escavação. No final da construção o seu valor é superior à carga suportada pelos perfis. Pode, assim, associar-se forças tangenciais na interface elevadas (positivas) a um comportamento inadequado da parede e do terreno.

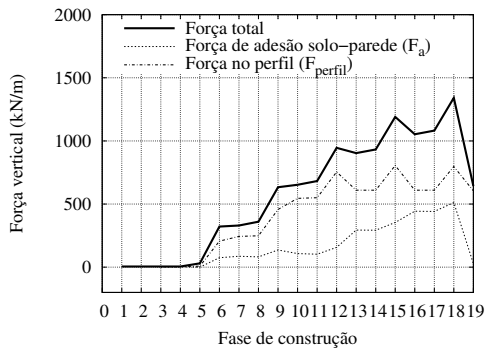
O facto de a força vertical total ser, na análise C3, consideravelmente inferior à da análise C2 implica que as forças nas ancoragens se vão reduzir muito significativamente na análise C3, conforme se mostra na Figura 21. Nas análises B e C3 as cargas tornam-se muito pequenas e, na última fase, quando ocorre o colapso da escavação, parece claro que as cargas nas ancoragens dos níveis 1 a 4 se estão a tornar nulas, ao passo que um se verifica um incremento de carga no último nível.



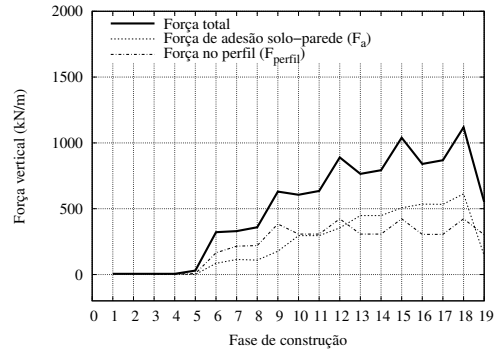
(a) C1



(b) C2



(c) B



(d) C3

Fig. 20 - Evolução da carga vertical total e das forças resistentes nas análises C1, C2, B e C3

5.2.2 – Rigidez da fundação dos perfis

As análises D1 e D2 (Quadro 3) foram realizadas para avaliar a influência da rigidez da fundação dos perfis verticais. A Figura 22 mostra que a plastificação do perfil ocorre para todas as análises e que o padrão da evolução da força tangencial é semelhante ao que se viu na secção anterior.

Ambos os gráficos mostram que os resultados das análises B e D1 são semelhantes, verificando-se que apenas para rigidez da fundação muito pequena (D2) o grau de mobilização de ambas as resistências parece ser significativamente afectado.

As diferenças na resistência tangencial mobilizada existem apenas até à plastificação dos perfis, que ocorre na fase 13 para as análises B e D1 e na fase 16 para a análise D2; após a plastificação dos perfis as análises apresentam a mesma resistência tangencial mobilizada. Como seria de esperar, uma mobilização da resistência tangencial ocorre mais cedo e em maior grau nos casos de menor rigidez da fundação. Após a plastificação, no entanto, a rigidez não tem, praticamente, qualquer efeito.

A Figura 23 ilustra a comparação dos deslocamentos obtidos nas fases 10 e 16, para as três análises. Nas primeiras fases, a rigidez da fundação tem alguma influência nos resultados e

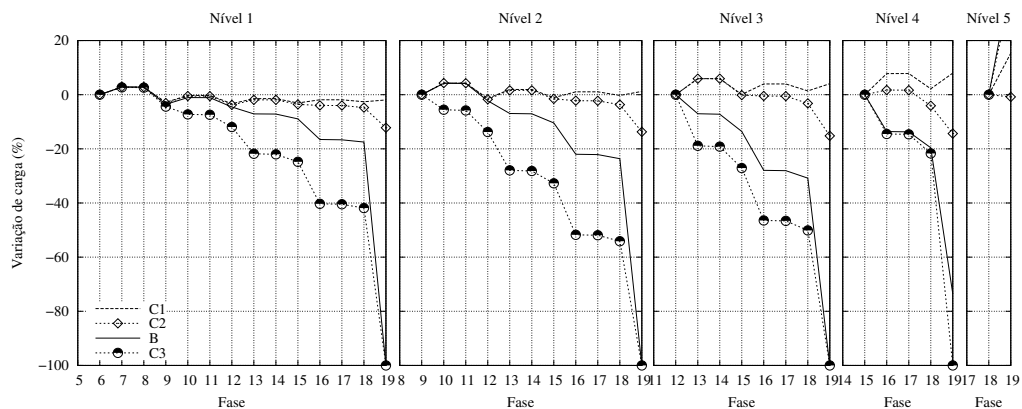


Fig. 21 - Variações de carga nas ancoragens nas análises C1, C2, B e C3

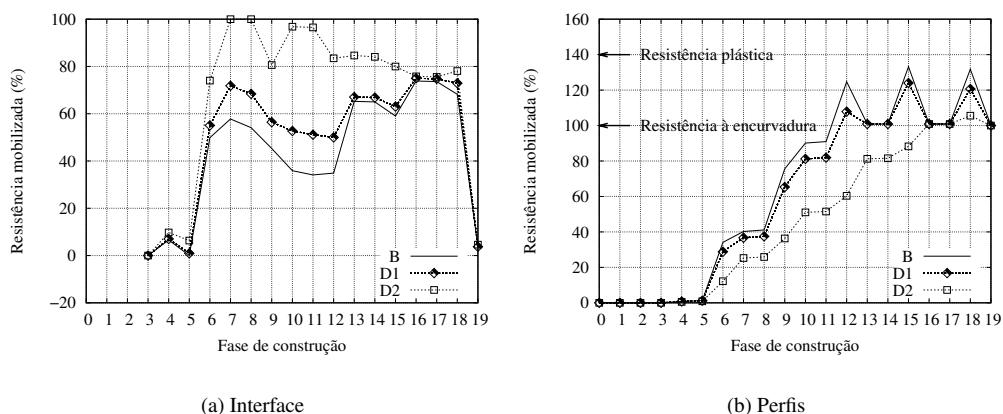


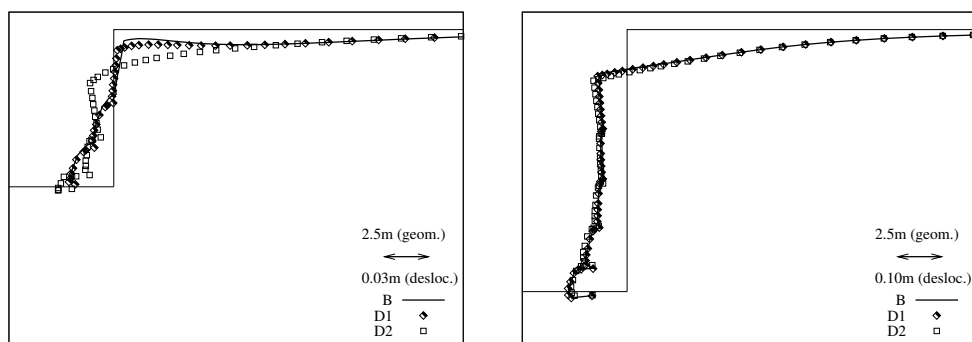
Fig. 22 - Resistência mobilizada na interface solo-parede e nos perfis verticais nas análises B, D1 e D2.

ocorrem, assim, maiores deslocamentos nas análises com menor rigidez. Na fase 16 os resultados são muito semelhantes, porque as reações na interface solo-parede e nos perfis têm o mesmo valor nas três análises, conforme observado na Figura 22. Na fase 19 nenhuma das análises convergiu.

5.3 – Interface solo-parede

Conforme se apresentou no Quadro 3, a influência da resistência na interface é avaliada através das análises E1, E2 e E3, em complemento da análise B. A rigidez tangencial, K_t , foi determinada, para as análises E1, B e E2, considerando a completa mobilização da resistência para um deslocamento tangencial relativo de 2 mm. Na análise E3 assumiu-se uma resistência na interface nula.

A Figura 24 mostra a evolução da resistência mobilizada na interface solo-parede e nos perfis. Pode ver-se que a mobilização da resistência dos perfis é semelhante nos vários cálculos, com, contudo, mobilização mais cedo no caso da análise E3, devido à resistência nula na interface. É particularmente importante notar que:

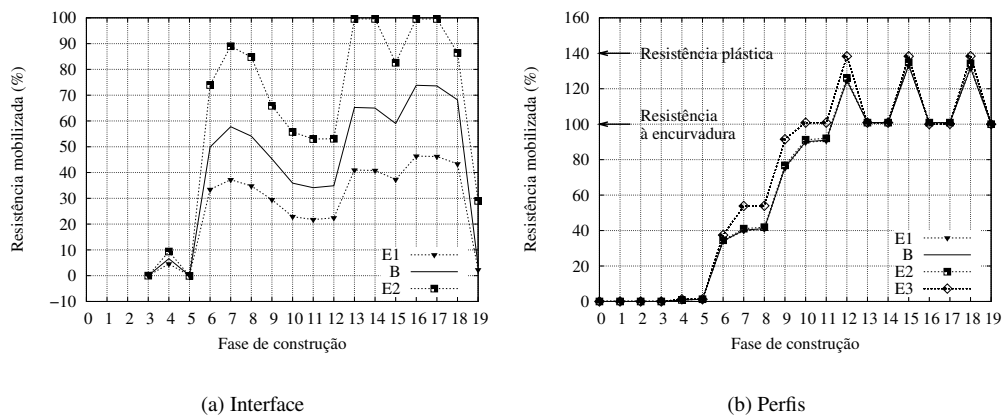


(a) Fase 10

(b) Fase 16

Fig. 23 - Deslocamentos do terreno suportado nas fases 10 e 16, para as análises B, D1 e D2.

- a plastificação dos perfis ocorre em todas as análises, inclusivamente na análise E1, que tem a resistência na interface mais elevada;
- as escavações correspondentes às análises E1 e B colapsam na fase 19, sem que se tenha verificado a total mobilização da resistência na interface.



(a) Interface

(b) Perfis

Fig. 24 - Resistência mobilizada na interface solo-parede e nos perfis verticais nas análises E1, B, E2 e E3

Em todas as fases a resistência na interface é mobilizada numa menor percentagem para as análises com maior resistência lateral, mas o valor mobilizado é muito semelhante. Isto pode ser verificado na Figura 25, que mostra os valores da tensão tangencial média mobilizada na interface solo-parede nas análises E1, B e E2. A razão para tal semelhança prende-se com o facto de a única diferença entre as análises E1, B e E2, até à mobilização completa da interface, ser a rigidez tangencial dos elemento junta que representam a interface, o que mostra que esta rigidez não tem um papel significativo no problema. Pode também ver-se que mesmo após a plastificação dos perfis as análises com interface mais resistente não apresentam uma maior tensão tangencial.

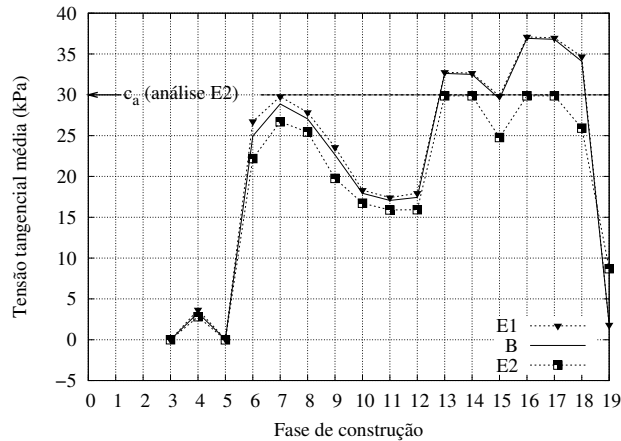


Fig. 25 - Resistência mobilizada na interface nas análises E1, B e E3

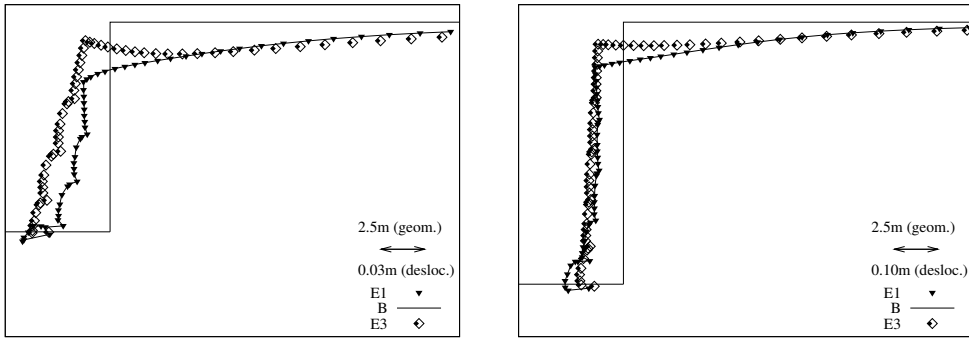
A resistência mobilizada na interface é, assim, apenas a necessária para o equilíbrio. De facto, na a análise E1, para que se mobilizassem tensões tangenciais maiores, a parede teria que sofrer assentamentos mais significativos, que não ocorrem porque não são necessários para manter o equilíbrio vertical. Na fase 19 os deslocamentos do terreno suportado e o decréscimo das cargas nas ancoragens causaram o colapso da escavação, não permitindo a mobilização da resistência na interface.

A Figura 26 apresenta os deslocamentos do terreno nas fases 13 e 16, para as análises E1, B e E3. A análise E2 não está representada porque os deslocamentos são muito semelhantes aos obtidos das análises E1 e B, que são praticamente idênticos. Nas primeiras fases (até à fase 10, não representada na figura) os deslocamentos globais são menores para os cálculos com maior resistência. Para a fase 13, os resultados são curiosos, dado que os deslocamentos horizontais mais elevados correspondem aos menores assentamentos do terreno e vice-versa. Os assentamentos tornam-se significativamente superiores nas análises B e E1 devido à plastificação dos perfis, que causa assentamentos da parede e, devido à transmissão de forças tangenciais na interface, isto induz assentamentos do terreno suportado. Tal é visível na forma convexa da superfície do terreno. Ao contrário, na análise E3, a plastificação dos perfis e o assentamento da parede não induz assentamentos nas proximidades da parede, devido à resistência nula na interface. No entanto, o assentamentos da parede é maior do que nos outros casos induzindo maiores perdas de carga nas ancoragens e, conseqüentemente, maiores deslocamentos horizontais. Torna-se, assim, particularmente interessante verificar que a possibilidade de mobilização de tensões tangenciais na interface solo-parede não significa, necessariamente, melhor comportamento da escavação.

Um outro facto interessante é o de que as diferenças nos deslocamentos tende a dissipar-se com o progresso da escavação. Para a fase 16, a semelhança entre os deslocamentos é peculiar, tendo em atenção que as cargas nas ancoragens são muito diferentes nas análises B e E1 relativamente à análise E3. Pode dizer-se que o efeito negativo das menores cargas horizontais transmitidas pelas ancoragens ao terreno suportado, no caso da análise E3, parece ser contrabalançado pelas maiores cargas verticais aplicadas ao terreno pela parede, nas análises B e E1.

5.4 – Resistência do terreno

Para avaliar a importância da resistência do terreno, duas outras análises — F1 e F2 — foram realizadas. O Quadro 3 apresenta os parâmetros adoptados. Deverá notar-se que o terreno,



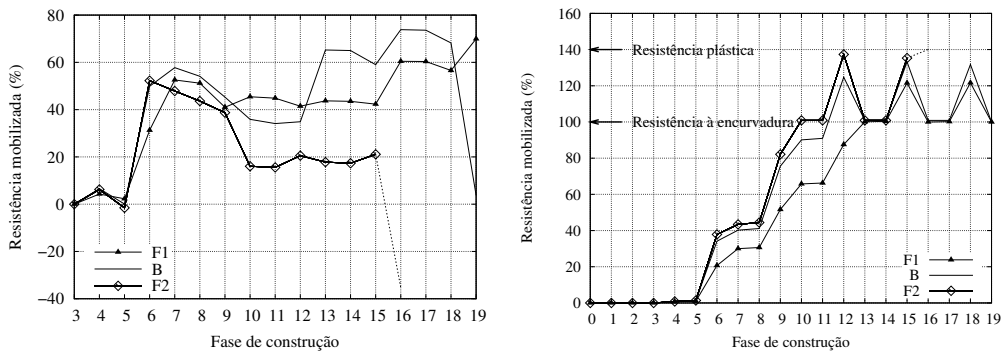
(a) Fase 13

(b) Fase 16

Fig. 26 - Deslocamentos do terreno nas análises E1, B e E3

na análise F2, tem resistência muito baixa (o número de estabilidade da escavação, $N_s = \gamma H / c_u$, igual a 7.2 é muito elevado) e este tipo de estrutura de suporte não é adequado para tais condições. Representa, no entanto, um caso limite para o problema em estudo. Para a análise F1 o número de estabilidade é 1.2, o que significa que, sob um ponto de vista da estabilidade (ignorando os deslocamentos), a escavação poderia (mantendo-se, durante a escavação, as condições não drenadas) ser realizada sem suporte.

A Figura 27 mostra a evolução da resistência mobilizada na interface solo-parede e nos perfis verticais. Nos solos menos resistentes a resistência dos perfis é mobilizada mais cedo. A análise F2 terminou na fase 16 porque não foi possível, nesta fase, obter a convergência do cálculo. A análise F1 convergiu para todas as fases e a análise B, conforme anteriormente referido, não convergiu na fase 19.



(a) Interface

(b) Perfis

Fig. 27 - Resistência mobilizada na interface solo-parede e nos perfis para as análises F1, B e F2.

Nas primeiras fases a resistência na interface solo-parede é mobilizada em percentagens elevadas, no caso dos solos menos resistentes. A análise F2 parece contradizer a tendência an-

teriormente observada noutras análises, que consiste num incremento nas tensões tangenciais ascendentes aplicadas à parede na fase de escavação a seguir à completa mobilização da resistência dos perfis. De facto, para esta análise verifica-se uma resistência mobilizada na interface praticamente constante, após a plastificação dos perfis, na fase 10. Isto deve-se ao facto de a resistência do solo e o módulo de deformabilidade serem bastante baixos (note-se que as análises B e F2 têm a mesma adesão na interface mas características do terreno bastante diferentes) e, portanto, com o progresso da escavação o terreno “escoa” no tardo da parede devido ao facto de, em estruturas tipo Berlim, o terreno não ser suportado na altura correspondente a cada nível de escavação.

Para a análise F1 pode observar-se uma resposta similar à da análise B, com um incremento da resistência na interface mais tardio, devido à plastificação também mais tardia dos perfis verticais. Tal como na análise B, a resistência lateral nunca é completamente mobilizada.

6 – CONCLUSÕES

A aplicação das ancoragens pré-esforçadas inclinadas em cortinas de contenção flexíveis impõe-lhes cargas verticais de elevado valor e obriga à sua consideração no dimensionamento. Este deve ser realizado considerando, como ações, o peso da parede e as componentes verticais das forças das ancoragens, incorporando as suas eventuais variações e, como forças resistentes, a capacidade resistente da base da parede e a contribuição por atrito lateral do lado passivo. A inexistência de lado passivo no caso de paredes de contenção tipo Berlim faz com que as cargas verticais sejam, neste tipo de parede, de particular importância.

O problema da perda de equilíbrio vertical manifesta-se na prática através de importantes deslocamentos horizontais e verticais da cortina, acompanhados de assentamentos do terreno suportado e de perdas de carga nas ancoragens, sendo conhecidos em diversos casos de obra incidentes e acidentes em que este modo de colapso esteve envolvido.

Apesar de constituir um problema de grande importância, não há ainda consenso, no meio técnico, sobre a forma de realizar o dimensionamento em relação às cargas verticais, adoptando-se, em projecto, regras e hipóteses muito variadas. As preocupações com este problema devem estender-se à execução, em particular no que respeita à instalação dos perfis verticais.

A avaliação do equilíbrio só pode fazer-se através do conhecimento das cargas verticais na parede: distingue-se, assim, as cargas aplicadas (peso da parede e componentes verticais das forças das ancoragens) e as cargas absorvidas por reacção (cargas nos perfis metálicos verticais e força de corte na interface solo-parede).

Recorreu-se a um programa de cálculo de elementos finitos para a descrição do mecanismo de colapso de paredes de contenção tipo Berlim, podendo este ser caracterizado por: (1) mobilização significativa da resistência da interface solo-parede após a ocorrência de encurvadura no perfil vertical (ou falha de capacidade resistente da sua fundação); (2) decréscimo significativo da generalidade das cargas nas ancoragens, que podem mesmo anular-se quando se verifica o colapso; (3) aumento significativo da carga no último nível de ancoragens; (4) acréscimo muito significativo dos deslocamentos verticais e horizontais do terreno suportado; (5) plastificação sucessiva do solo suportado após a instabilização do perfil metálico, até ao colapso.

A resistência dos perfis verticais e do terreno suportado afecta significativamente o comportamento de estruturas tipo Berlim definitivas em condições de equilíbrio vertical precário, no que respeita à mobilização de forças tangenciais na interface, à mobilização da resistência dos perfis, às variações de carga nas ancoragens e aos deslocamentos do terreno. A rigidez da fundação dos perfis tem algum efeito no comportamento antes da plastificação dos perfis, em particular para valores daquele parâmetro muito baixos.

A consideração, através de análise paramétrica, do efeito da resistência na interface mostrou que: (1) a consideração de resistência nula na interface não produz, necessariamente, efeitos negativos no comportamento global da escavação; (2) a adopção de uma resistência superior não resulta numa alteração significativa do comportamento nem produz uma mobilização total dessa resistência, após a plastificação do perfil.

Estas constatações levam a concluir pela conveniência em considerar, no dimensionamento dos perfis verticais de estruturas de contenção tipo Berlim definitivas, a totalidade das cargas provenientes do peso da parede e das componentes verticais das forças das ancoragens. Em alternativa, pode ver-se em Guerra et al. (2003) uma proposta de metodologia para o dimensionamento dos perfis que considera o efeito — positivo ou negativo — das tensões de corte na interface solo-cortina.

7 – AGRADECIMENTOS

O autor gostaria de expressar o seu agradecimento ao Instituto Superior Técnico e aos Orientadores do trabalho de doutoramento: Professores António Gomes Correia, Manuel Matos Fernandes e António Silva Cardoso.

O autor expressa ainda o seu sincero reconhecimento a todos aqueles que, de alguma forma, o ajudaram no seu trabalho e que se encontram mencionados nos agradecimentos no texto da tese.

ANEXO

As diversas fases construtivas consideradas nos cálculos são esquematicamente apresentadas na Figura 28, tendo a sequência que se indica em seguida:

- fase 0 – cálculo das tensões iniciais;
- fase 1 – escavação inicial para a construção da viga de coroamento (retirada de elementos de solo) e instalação dos perfis metálicos verticais:
 - estes perfis metálicos inicialmente instalados têm a resistência dada pela tensão de cedência média f_{ym} e a rigidez axial real EA ; a tensão de cedência média não considera, nesta fase, a possibilidade de encurvadura do perfil, uma vez que este se encontra confinado;
 - os perfis são simulados por uma sequência de elementos barra na direcção vertical, sendo o número de barras igual ao número de fases de escavação;
 - os apoios representados nas figuras restringem os deslocamentos horizontais e são necessários pelo facto de os elementos barra apenas transmitirem esforço normal;
 - o elemento barra inferior simula as características da fundação;
 - o elemento inferior é unido a um ponto que, nesta fase, é fixo;
 - os elementos barra são, assim, nesta fase, completamente independentes da restante malha de elementos finitos; não se considera, igualmente, qualquer efeito da sua instalação;
- fase 2 – betonagem da viga de coroamento:
 - colocação de elementos junta horizontais no futuro contacto da viga de coroamento com a superfície do terreno escavado;

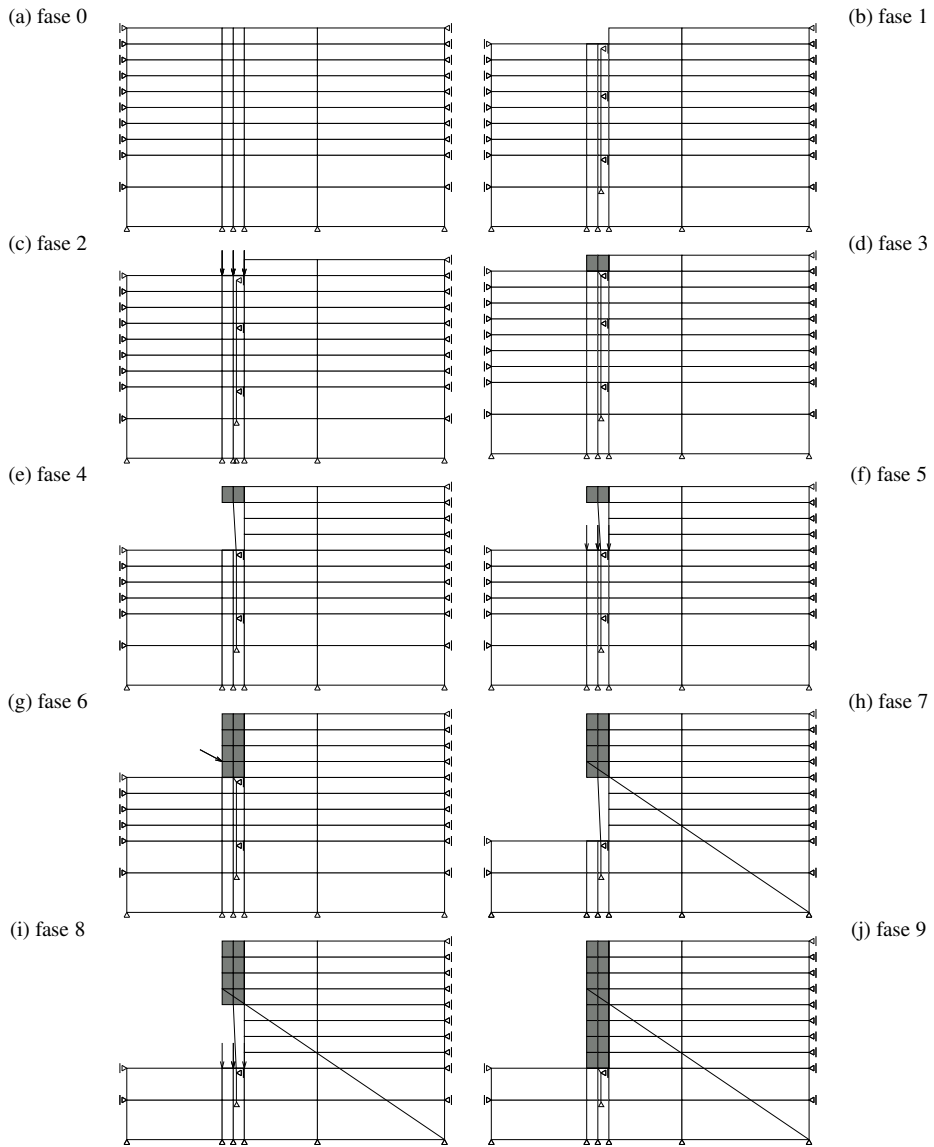


Fig. 28 - Representação esquemática da modelação das fases construtivas de uma parede de contenção tipo Berlim.

- aplicação das cargas verticais devidas ao peso da viga de coroamento nos elementos junta; estes elementos junta não têm qualquer ligação aos perfis metálicos;
- apesar de, na maior parte dos casos, a aplicação das cargas devidas ao peso da viga não ter grande influência nos deslocamentos e, portanto, este efeito não ter, nesta fase, consequências significativas considera-se, a partir desta fase, a aplicação de deslocamentos ao nó inferior dos elementos barra iguais aos que o nó com coordenadas mais próximas do terreno sofrer;
- nenhum carregamento é, no entanto, aplicado aos perfis metálicos, uma vez que se pretende simular a betonagem, em que o betão fresco é colocado em contacto com

os perfis mas nenhuma carga lhes é transmitida;

- fase 3 – presa do betão da viga de coroamento:
 - instalação dos elementos bidimensionais que simulam a viga e dos elementos junta verticais que simulam o contacto entre a viga e a superfície vertical do terreno escavado; os elementos bidimensionais não têm peso, uma vez que as cargas devidas ao peso foram já aplicadas de forma independente na fase 2;
 - a partir desta fase a viga de coroamento fica solidarizada com os perfis metálicos; para simular o contacto recorre-se a uma barra de grande rigidez e resistência mas de comprimento muito pequeno; esta barra não tem, neste caso, qualquer efeito, uma vez que será retirada na fase construtiva seguinte e não há ainda ancoragens instaladas; no entanto, por simplicidade optou-se por usar exactamente o mesmo procedimento que se utilizará na fase 6, na qual haverá carga vertical devida ao primeiro nível de ancoragens;
- fase 4 – 1ª fase de escavação:
 - a barra de pequeno comprimento e de elevada rigidez, assim como a barra superior do perfil inicialmente instalada são retiradas e substituídas por uma barra com comportamento elástico perfeitamente plástico cuja carga limite é a capacidade resistente à encurvadura; ao mesmo tempo atribui-se à nova barra o estado de tensão da barra inicialmente existente;
 - procede-se ainda nesta fase à escavação do nível seguinte, o que se traduz pela retirada de elementos de solo e dos elementos de junta horizontais; esta escavação deverá provocar a transmissão de cargas verticais ao perfil metálico;
- fase 5 – betonagem do 1º painel:
 - instalação de elementos junta horizontais no contacto do 1º painel da parede com a superfície horizontal do terreno escavado, à semelhança do descrito na fase 2;
 - aplicação nestes elementos junta das cargas verticais devidas ao peso do betão;
- fase 6 – presa do betão do 1º painel e aplicação do pré-esforço:
 - instalação dos elementos de parede e dos elementos junta verticais que simulam o contacto entre o solo e a superfície vertical escavada; os elementos bidimensionais que simulam a parede não têm peso, uma vez que as cargas devidas a esta acção foram consideradas na fase anterior;
 - a barra que foi instalada na fase 4 é retirada; a ligação da parede aos perfis faz-se através da activação de uma nova barra de pequeno comprimento que une a parede ao topo do perfil inicialmente instalado;
 - as cargas devidas ao pré-esforço são aplicadas através de uma força concentrada;
- fases 7 a 9 – similares ao faseamento descrito nas fases 4 a 6, podendo repetir-se para outros níveis de escavação, caso existam.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, G. (1999a). Comunicação pessoal.
- Almeida, G. (1999b). A experiência da Câmara Municipal de Lisboa nas obras de escavação e contenção periférica. Em FUNDEC, Instituto Superior Técnico, editor, *Concepção, Projecto, Construção e Monitorização de Cortinas de Contenção*.
- ASCE (1997). *Guidelines of engineering practice for braced and tied-back excavations*, volume ASCE Geotechnical Special Publication No 74. ASCE.
- Baracho Dias, H. (1995). *Muros de suporte 'Coimbra' e 'Lisboa' em substituição dos imprópriamente designados genericamente de muros de 'Berlim' ou 'tipo Berlin'*. Em 5o Congresso Nacional de Geotecnia, volume 3, pp. 53–62, Coimbra. Sociedade Portuguesa de Geotecnia.
- Brito, J. M. (1999). Comunicação pessoal.
- Brito, J. M., Moura Esteves, J., e Pimentel, V. (1997). *Normas de projectos de escavação e contenção periférica; a contribuição do Grupo de Trabalho de Geotecnia da Ordem dos Engenheiros*. Em 6o Congresso Nacional de Geotecnia, A Geotecnia nas infraestruturas de transportes, energia e ambiente, pp. 569–580, Instituto Superior Técnico, Lisboa. Sociedade Portuguesa de Geotecnia.
- Broms, B. B. (1968). *Swedish tieback system for sheet pile walls*. Em Proc. 3rd Budapest Conf. Soil Mech. Found. Eng, pp. 391–403.
- Broms, B. B. e Stille, H. (1976). *Failure of anchored sheet pile walls*. ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division, 102(3), pp. 235–251.
- Cacoilo, D. (1999). Comunicação pessoal.
- Cacoilo, D., Tamaro, G., e Edinger, P. (1998). *Design and performance of a tied-back sheet pile wall in soft clay*. ASCE Geotechnical Special Publication No 83, Design and Construction of Earth Retaining Systems, pp. 14–25.
- Caliendo, J. A., Anderson, L. R., e Gordon, W. J. (1990). *A field study of a tieback excavation with a finite element analysis*. ASCE Geotechnical Special Publication No 25, Design and Performance of Earth Retaining Structures.
- Canadian Foundation Engineering Manual (1978). Foundations Committee of the Canadian Geotechnical Society, Montreal.
- 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.
- Cardoso, A. S., Guerra, N. M. C., Antão, A. N., e Matos Fernandes, M. (2004). *Cortinas tipo Berlin definitivas em solos argilosos: a questão da estabilidade vertical*. Geotecnia, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 100, pp. 271–291.
- Companhia do Metro de S. Paulo (1980). *Normas Técnicas Complementares*. S. Paulo.
- Day, P. (1990). *Design and construction of a deep basement in soft residual soils*. ASCE Geotechnical Special Publication No 25, Design and Performance of Earth Retaining Structures, pp. 734–746.

- Dietrich, M., Chase, B., e Teul, W. (1971). *Tieback system permits uncluttered excavation*. Foundation Facts, 7(1), pp. 3–7. Obra não consultada directamente.
- Especialização em Geotecnia da Ordem dos Engenheiros (2004). *Recomendações na Área da Geotecnia*. Ordem dos Engenheiros, Lisboa.
- Finno, R. J. (1992). *Deep cuts in Chicago Clay*. ASCE Geotechnical Special Publication No 33, Excavation and Support for the Urban Infrastructure, pp. 119–143.
- 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.
- Gould, J. P. (1990). *Earth retaining structures - developments through 1970*. ASCE Geotechnical Special Publication No 25, Design and performance of earth retaining structures, pp. 8–21.
- 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., Cardoso, A. S., Matos Fernandes, M., e Gomes Correia, A. (2004). *Vertical stability of anchored concrete soldier-pile walls in clay*. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(12), pp. 1259–1270.
- Guerra, N. M. C., Matos Fernandes, M., Cardoso, A. S., e Gomes Correia, A. (2003). *Dimensionamento expedito de perfis verticais de estruturas de contenção tipo Berlim: avaliação do comportamento por via numérica*. Geotecnia, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 99, pp. 81–103.
- Guerra, N. M. C., Matos Fernandes, M., Gomes Correia, A., e Cardoso, A. S. (2002). *Estruturas de contenção tipo Berlim com perfis exteriores: avaliação do comportamento por via numérica*. Geotecnia, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 96, pp. 77–94.
- 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.
- Hanna, T. H. e Seeton, J. E. (1967). *Observations on a tied-back, soldier pile and timber lagging wall*. Ontario Hydro Research Quarterly, 19(2), pp. 22–28. Obra não consultada directamente, referida por Hanna (1982).
- Klosinsky, B. e Rafalski, L. (1994). *Bearing capacity of steel piles embedded in hardening slurry*. Em Proceedings of 13th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, volume 2, pp. 915–918, New Deli.
- Kress (1922). *Vom Bau der Berliner und Hamburger Untergrundbahnen, Sobre a construção dos metropolitanos de Berlim e Hamburgo*. Der Bauingenieur, 3(12). Em alemão, obra não consultada directamente, referida por Wittke (1997).
- Kérisel, J., Robert, J., Schlosser, F., Juran, I., Causse, G., e Romon, C. (1981). *Expérimentation d'un mur à ancrages multiples*. Em Proceedings of 10th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, volume 2, pp. 157–160, Stockholm.

- Maertens, J. e Theys, F. (1997). *Anchored sheet pile wall for a 13 m deep construction pit along an operational railway line*. Em Littlejohn, G. S., editor, *Ground anchorages and anchored structures, Proceedings of the international conference organized by the Institution of Civil Engineers*, pp. 244–251, London, U.K. ICE, Thomas Telford.
- Matos Fernandes, M. A. (1983). *Estruturas flexíveis para suporte de terras. Novos métodos de dimensionamento*. Tese de Doutorado, 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.
- McRostie, G. C., Burn, K. N., e Mitchell, R. J. (1972). *The performance of tied-back sheet piling in clay*. Canadian Geotechnical Journal, 9, pp. 206–218.
- O'Rourke, T. D. e Jones, C. J. F. P. (1990). *Overview of earth retention systems: 1970-1990*. ASCE Geotechnical Special Publication No 25, Design and Performance of Earth Retaining Structures.
- Peck, R. B. (1972). *Soil-structure interaction*. Em 5th ASCE Proceedings of Soil Mechanics and Foundation Division, Performance of Earth and Earth-supported Structures, volume 2, pp. 249–250, Purdue Univ., Lafayette, Indiana.
- Plant, G. W. (1972). *anchors inclination - its effects on the performance of a laboratory scale tied-back retaining wall*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 53, part 2, pp. 257–274.
- Reinfurt, J. E., Anderson, T. C., Reitz, P., e Licari, T. (1994). *Temporary shoring support systems in an urban environment*. ASCE Geotechnical Special Publication No 42, Serviceability of Earth Retaining Structures, pp. 24–42.
- Schnore, A. R. (1990). *Selecting retaining wall type and specifying proprietary retaining walls in NYS DOT practice*. ASCE Geotechnical Special Publication No 25, Design and Performance of Earth Retaining Structures, pp. 119–124.
- Shannon, W. L. e Strazer, R. J. (1970). *Tied-back excavation wall for Seattle First National Bank*. ASCE Civil Engineering, 40, pp. 62–64.
- Slater, W. M. (1967). *Prestressed anchors and tie-backs in greater use*. Daily Commercial News and Building Record, pp. 16–17. Obra não consultada directamente, referida por Hanna (1968).
- Stocker, M. F. (1991). *Contribuição para a discussão na sessão n. 4b*. Em Proceedings of 10th European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, volume 4, p. 1368, Firenze.

- Trigo, J. F. C. (1990). A estabilidade de cortinas ancoradas em relação às acções verticais. Análise por elementos finitos. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- Ulrich, E. J. J. (1989). *Tieback supported cuts in overconsolidated soils*. ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division, 115(4), pp. 521–545.
- Ware, K. R., Mirsky, M., e Leuniz, W. E. (1973). *Tieback wall construction - results and controls*. ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, 99(12), pp. 1135–1152.
- Winter, D. G. (1990). *Pacific First Center performance of the tieback shoring wall*. ASCE Geotechnical Special Publication No 25, Design and Performance of Earth Retaining Structures, pp. 764–777.
- Wittke, W. (1997). *Heritage lecture: state of the art and development of geotechnical engineering in Germany*. Em Proceedings of 14th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, volume 4, pp. 2075–2095, Hamburg.
- Xanthakos, P. P. (1994). *Slurry walls as structural systems*. McGraw-Hill, 2a edição.