

A DENSIDADE E GEOMETRIA DAS INCLUSÕES E O COMPORTAMENTO DE MUROS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS

The Inclusion Density and Geometry and the Behaviour of Walls Reinforced with Geosynthetics

M.L. LOPES*

A. SILVA CARDOSO**

RESUMO – Estuda-se o papel desempenhado pela densidade e geometria das inclusões no comportamento de muros reforçados com geossintéticos através de um modelo numérico bidimensional baseado no método dos elementos finitos. A segurança da estrutura é analisada com base numa metodologia de equilíbrio limite.

SYNOPSIS – The role of the geometry and density of the inclusions in the behaviour of walls reinforced with geosynthetics is analysed by a numerical model based on the finite elements method. The safety of the wall is studied by an equilibrium limit methodology.

1 – INTRODUÇÃO

A densidade e a geometria das inclusões são alguns dos parâmetros que determinam o comportamento de muros reforçados com geossintéticos (Lopes, 1992).

Neste trabalho, utilizando um modelo numérico bidimensional baseado no método dos elementos finitos, estuda-se, em primeiro lugar, o papel desempenhado no comportamento do muro pelo espaçamento entre inclusões, em seguida analisa-se o efeito do comprimento dos reforços nesse comportamento e, para finalizar, estuda-se a influência da densidade e geometria das inclusões. Ao longo das análises a segurança do muro é estudada recorrendo a uma metodologia de equilíbrio limite.

2 – ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA DENSIDADE E GEOMETRIA DAS INCLUSÕES NO COMPORTAMENTO DE MUROS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS APLICANDO UM MODELO NUMÉRICO BIDIMENSIONAL

2.1 – Descrição do problema base

O problema base estudado diz respeito à construção de um aterro simétrico de talude vertical com 6 m de altura e 20 m de largura executado em 9 fases sobre um maciço competente de 12 m de espessura.

* Eng. Civil, Prof. Auxiliar da FEUP.

** Eng. Civil, Prof. Associado da FEUP.

Os reforços têm 4,8 m de comprimento, são colocados na horizontal e dispostos de forma regular com afastamento na vertical de 0,75 m. O primeiro nível do reforço está localizado a cerca de 0,375 m do topo do maciço de fundação. O método construtivo simulado é o de construção incremental.

A face, à qual se ligarão os reforços, é constituída por painéis com cerca de 0,10 m de espessura e 0,75 m de altura.

O modelo numérico aplicado baseia-se no método dos elementos finitos e admite a validade das condições associadas ao estado plano de deformação.

O solo e a face são simulados por elementos bidimensionais de cinco nós (Doherty *et al.*, 1969), as interfaces solo-face e solo-reforços por elementos de junta de quatro nós (Goodman *et al.*, 1968) e os reforços por elementos-barras de dois nós.

Dadas as características do problema, a malha de elementos finitos, representada genericamente na Fig. 1, é formada inicialmente por 100 elementos dos quais 5 são elementos finitos de junta (representativos do maciço e da fundação); ao longo das sucessivas fases de cálculo (correspondentes às sucessivas fases de construção) vão sendo introduzidos os elementos finitos bidimensionais, de junta e barra, representativos, respectivamente, do aterro e face, das interfaces e dos reforços. Na última fase do cálculo a malha de elementos finitos é formada por 580 elementos, dos quais 221 são elementos finitos de junta e 72 elementos-barras. O número de pontos nodais é de 518.

As condições de fronteira foram estabelecidas atendendo, por um lado, às condições de simetria do problema (fronteira lateral esquerda) e, por outro, às características supostas para as formações geológicas (fronteira inferior) e, ainda, admitindo que a partir de determinada distância em relação à face vertical do muro os deslocamentos horizontais do maciço de fundação podem ser considerados nulos (fronteira lateral direita). Esta fronteira foi situada a cerca de 40 m da face. A fronteira inferior, por sua vez, coincide com o topo de uma formação, supostamente indeformável, subjacente àquela em que se construiu o aterro, sendo, por isso, considerados nulos os deslocamentos nessa fronteira.

Após o cálculo do estado de tensão inicial, efectuado de acordo com a metodologia descrita por Cardoso (1987), procede-se à simulação da construção do muro reforçado, considerando, em cada fase, a execução de uma das camadas de aterro constituintes da estrutura e activando o nível de reforço envolvido pela camada subjacente.

A simulação da construção foi efectuada de acordo com um procedimento semelhante ao descrito por Kulhawy (1977). Neste procedimento o efeito da colocação de um elemento é tido em conta através da consideração do seu peso próprio dividido pelos pontos nodais do elemento e aplicado ao sistema. Durante este processo, os módulos de deformabilidade dos elementos colocados são reduzidos, por forma a simular materiais com peso e sem rigidez. Antes da construção da camada de aterro seguinte os módulos de deformabilidade dos materiais constituintes da recém-colocada são substituídos pelos reais, sendo as tensões na camada correspondentes ao peso próprio, no caso das verticais, e às de repouso, no caso das horizontais. Por seu turno, os deslocamentos horizontais dos pontos nodais dos elementos da camada são feitos iguais aos do topo da subjacente.

A simulação da entrada em serviço dos reforços é realizada pressupondo durante a construção da camada de solo envolvente os deslocamentos horizontais da face do muro impedidos ao nível da inclusão. Na fase correspondente à entrada em serviço do reforço aqueles deslocamentos são desimpedidos. O impedimento dos deslocamentos da face representa, pelo menos

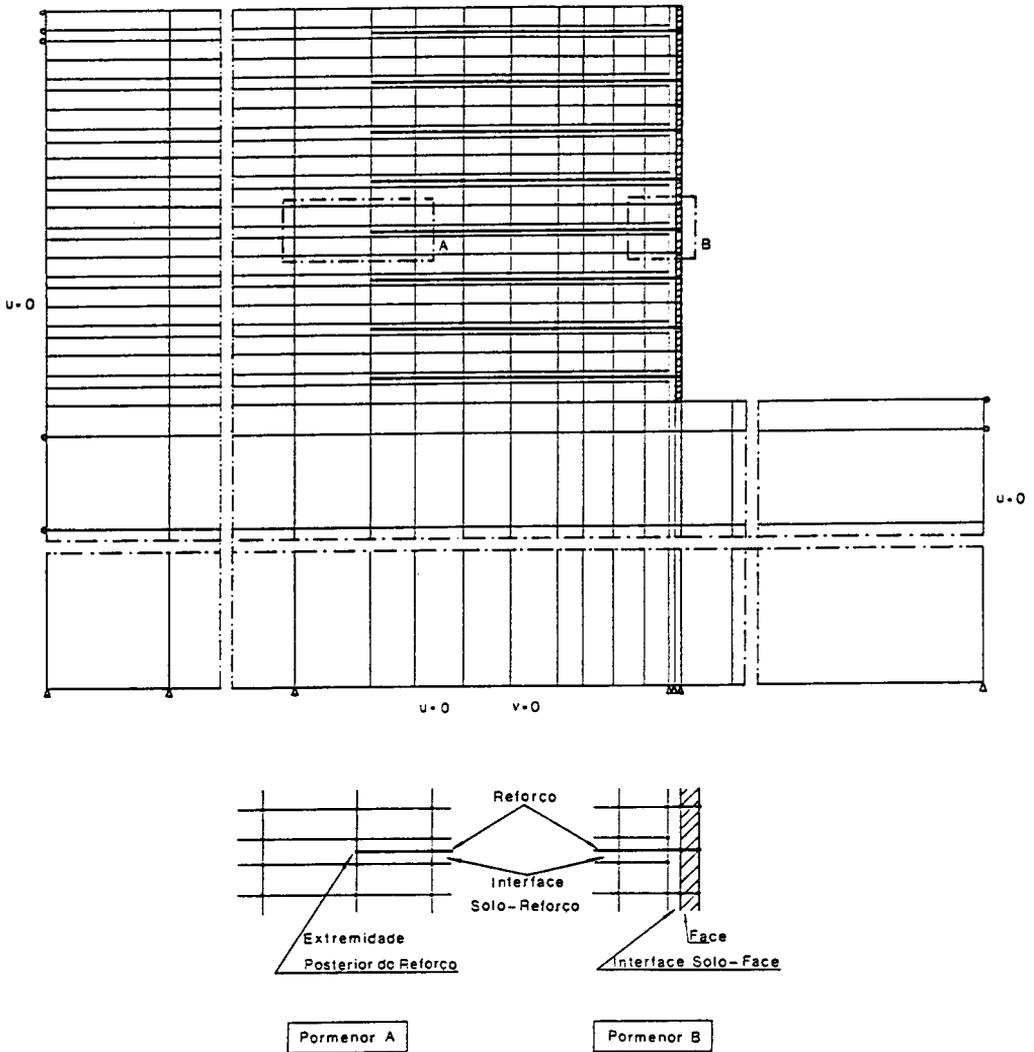


Fig. 1 – Características genéricas da malha de elementos finitos utilizada nos cálculos

parcialmente, o efeito das esquadrias de suporte correntemente usadas durante a construção de muros executados incrementalmente, como é o caso dos estudados neste trabalho.

No problema consideraram-se os solos de fundação e de aterro granulares e homogêneos com idênticas características mecânicas. As formações subjacentes ao solo de fundação foram supostas indeformáveis.

O comportamento não linear dos solos, das interfaces solo-reforços e solo-face e dos reforços é simulado por modelos elastoplásticos perfeitos, sem endurecimento e com lei de fluxo associada. O critério de cedência adoptado para os solos foi o de Mohr-Coulomb. Nos Quadros I e II resumem-se, respectivamente, as características que se atribuíram aos solos e às interfaces solo-reforços e solo-face.

Os reforços considerados são extensíveis do tipo geogrelha uniaxial, em polietileno de alta densidade (Fig. 2). As propriedades resistentes adoptadas foram definidas a partir de resultados

QUADRO I

Propriedades dos solos

γ (kN/m ³)	17
K_0	0,27
ϕ (°)	47
c (kPa)	0
ν	0,37
E (kPa)	10 000

QUADRO II

Propriedades das interfaces

	Solo-inclusões	Solo-face
c_a (kPa)	0	0
$\text{tg } \delta$	0,96	0,61
K_i (kPa/m)	10 000	2000

publicados de ensaios de tracção do material de reforço em questão (McGown *et al.*, 1984; Yeo, 1985) (Fig. 3).

Atendendo, por um lado, à grande variedade de materiais que podem constituir os elementos de face de aterros reforçados com inclusões extensíveis e, por outro, à maior flexibilidade desta quando construída incrementalmente, optou-se por um módulo de deformabilidade para este material de cerca de $5,5 \times 10^5$ kPa.

O estudo do papel da densidade e geometria das inclusões no comportamento de um muro reforçado com geossintéticos será efectuado comparando os resultados obtidos para o problema base com os decorrentes de outros cálculos em que se alterou o espaçamento e o comprimento das inclusões.

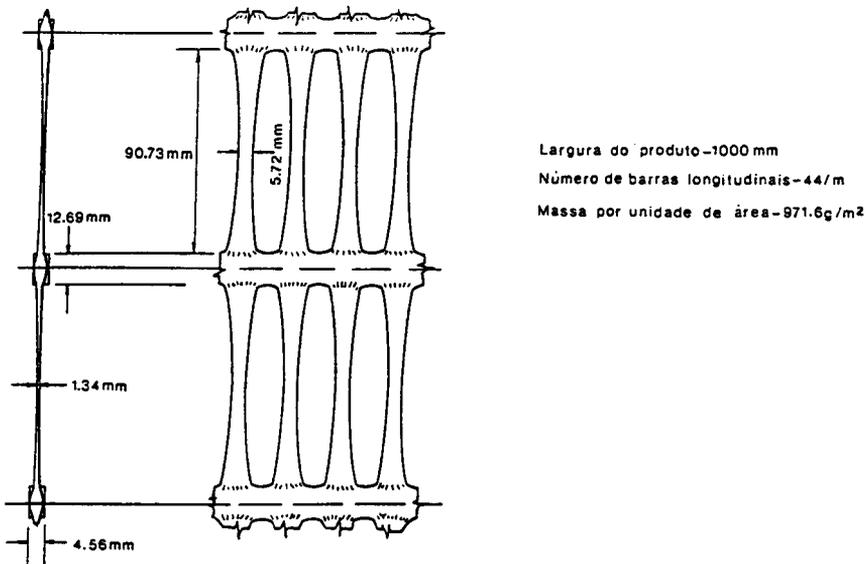


Fig. 2 - Características geométricas das inclusões

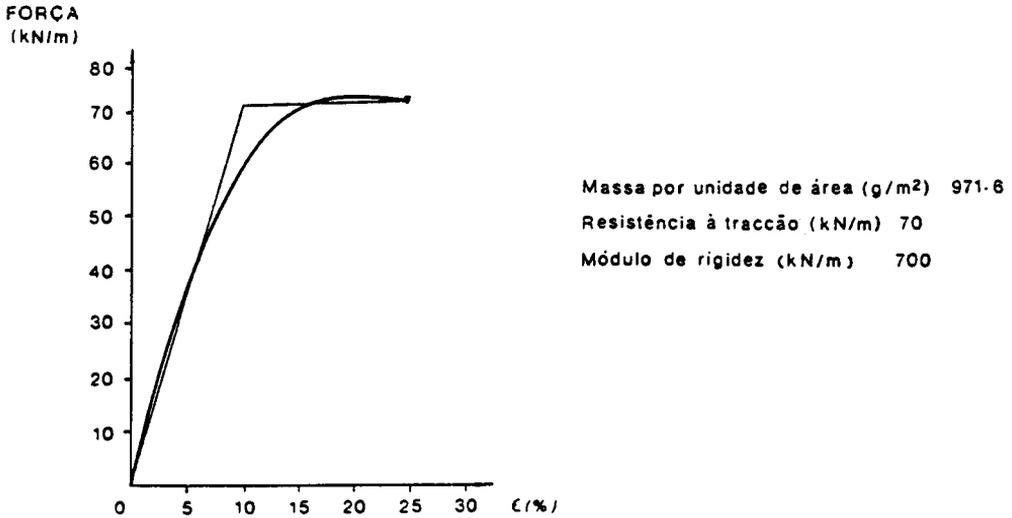


Fig. 3 – Propriedades mecânicas dos reforços

2.2 – Análise de segurança

O programa utilizado para a análise da segurança dos muros reforçados baseia-se em pressupostos de equilíbrio limite e foi adaptado ao problema em causa a partir de outro desenvolvido por Cardoso (1987) para escavações pregadas.

Usando o estado de tensão no maciço resultante das análises elastoplásticas, o programa permite calcular o factor de segurança do maciço reforçado através da análise de segurança de superfícies potenciais de deslizamento escolhidas arbitrariamente. Assim, para uma dada superfície são determinados em primeiro lugar os pontos de intersecção dessa superfície com os segmentos que definem a malha de elementos finitos usada no cálculo elastoplástico; a superfície de deslizamento fica portanto dividida em segmentos, cada um dos quais está contido no interior de apenas um elemento da malha de elementos finitos. Em seguida calculam-se as tensões normal, σ_{ni} , e tangencial, τ_i , que actuam em cada um dos segmentos através das tensões nos elementos finitos correspondentes. O factor de segurança relativo ao solo é então definido por:

$$FS_s = \frac{F_r}{F_a} \quad (1)$$

$$F_a = \sum \tau_i l_i \quad (2)$$

$$F_r = \sum (c_i + \sigma_{ni} \operatorname{tg} \phi_i) l_i \quad (3)$$

em que l_i representa o comprimento dos segmentos e c_i e ϕ_i representam os parâmetros de resistência dos elementos de solo intersectados.

Por outro lado, são determinados os pontos de intersecção da superfície em análise com os reforços, o que permite definir o factor de segurança relativo aos esforços do seguinte modo:

$$FS_t = \frac{\sum T_{rj} \operatorname{sen} \alpha_j}{\sum T_{aj} \operatorname{sen} \alpha_j} \quad (4)$$

$$T_{rj} = \min(R_{tj}, R_{aj}) \quad (5)$$

$$R_{aj} = 2(c_{aj} + \sigma_{nj} \operatorname{tg} \delta_j) l_{rj} \quad (6)$$

em que T_{aj} representa as forças de tracção que actuam nos reforços nos pontos de intersecção com a superfície de deslizamento, α_j é o ângulo formado pelo raio da superfície de deslizamento que passa pela intersecção desta com a inclusão j e a própria inclusão j , R_{tj} e R_{aj} são, respectivamente, a tracção e a força de arranque máximas resistentes que se podem mobilizar nos reforços, sendo esta última função das características mecânicas das interfaces, c_{aj} e δ_j , do comprimento de arranque localizado para trás do ponto de intersecção com a superfície de deslizamento, l_{rj} , e da tensão normal instalada nesse troço.

O factor de segurança global é, naturalmente, definido por:

$$FS = \frac{F_r + \sum T_{rj} \operatorname{sen} \alpha_j}{F_a + \sum T_{aj} \operatorname{sen} \alpha_j} \quad (7)$$

A distribuição dos níveis de tensão no aterro no fim do cálculo base permite considerar adequado o estudo de segurança do maciço no fim da construção através de superfícies de deslizamento circulares passando pelo pé do aterro. Com efeito é neste ponto e até alguma distância atrás da face que ocorrem os maiores níveis de tensão no maciço.

2.3 – Análise de resultados

2.3.1 – Preâmbulo

Os cálculos efectuados com as alterações geométricas nos reforços, relativamente ao cálculo base, estão indicados no Quadro III. Os Cálculos A e B referem-se a alterações no espaçamento entre inclusões, enquanto os C, D e E são relativos a modificações no comprimento destas.

QUADRO III

Alterações geométricas

Cálculo	Alterações em relação ao problema base	
A B	O espaçamento das inclusões de 0,75 m no problema base passa a ser	0,50 m 1,00 m
C D E	O comprimento dos reforços de 4,80 m no problema base passa a ser	2,40 m 3,60 m 7,20 m

2.3.2 – Espaçamento dos reforços

Uma percentagem razoável do custo de uma obra reforçada relaciona-se com a quantidade total de material de reforço aplicado, que, por sua vez, depende do número e comprimento das inclusões.

A possibilidade de construir estruturas seguras e mais económicas à custa da redução do número de níveis de reforço é avaliada nesta secção, em que se estuda a influência do espaçamento entre inclusões no comportamento e segurança global das obras.

Admitiram-se espaçamentos entre reforços constantes, com os seguintes valores: 0,50 m (Cálculo A – 12 inclusões); 0,75 m (Cálculo Base – 8 inclusões) e 1,0 m (Cálculo B – 6 inclusões). Na Fig. 4 mostra-se a influência do número de inclusões nos deslocamentos horizontais máximo, médio e no topo da face, bem como no coeficiente de segurança global da estrutura. Verifica-se que a maior variação dos deslocamentos tem lugar no topo, aumentando cerca de 50% quando a espessura das camadas de aterro passa de 0,50 m para 1,0 m. Na base do muro a alteração dos deslocamentos horizontais é praticamente nula (Fig. 5).

Naturalmente que, para um mesmo comprimento, o aumento do número de reforços conduz à redução dos deslocamentos da face. Esta redução resulta de, ao serem instalados com um menor intervalo entre eles, os reforços evitam num grau mais elevado a degradação das tensões horizontais e, portanto, o crescimento dos níveis de tensão. Isto mesmo é o que mostra a Fig. 6 onde estão representados, para os Cálculos A e B, os valores relativos a cada uma das inclusões do parâmetro adimensional:

$$t = T_{m\acute{a}x} / (\gamma z e_v) \quad (8)$$

em que $T_{m\acute{a}x}$ é o esforço máximo de tracção, γ é o peso específico do material de aterro, z é a profundidade, em relação ao topo do aterro, da secção onde se instala aquela tracção e e_v é o afastamento vertical entre reforços. Este parâmetro permite fazer uma ideia, em termos relativos, do estado de tensão horizontal sobre a superfície onde ocorrem os esforços máximos. Note-se, porém, que o acréscimo de t com o aumento do número de inclusões se faz, em regra, à custa da diminuição do afastamento vertical, e_v , e não do aumento dos esforços máximos, que, pelo contrário, em geral diminuem, como comprova a Fig. 7. Logo, pode dizer-se que,

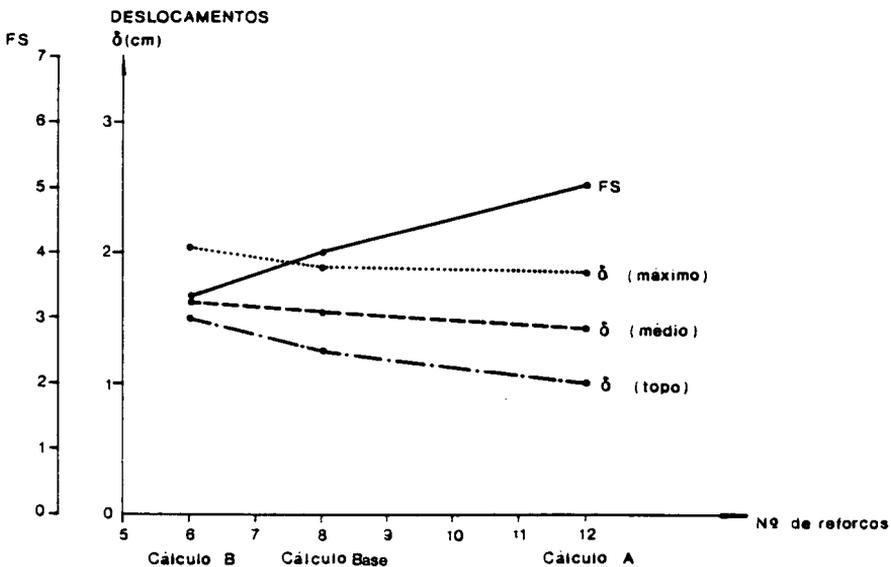


Fig. 4 – Variação dos deslocamentos horizontais da face e do coeficiente de segurança da estrutura com o número de reforços (Cálculos Base, A e B)

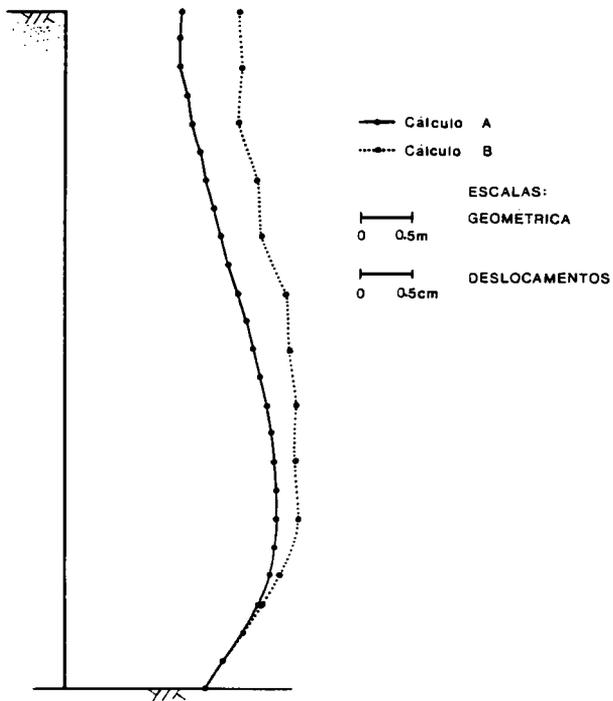


Fig. 5 – Efeito da variação do número de reforços: deslocamentos horizontais da face na 9.ª fase dos Cálculos A e B

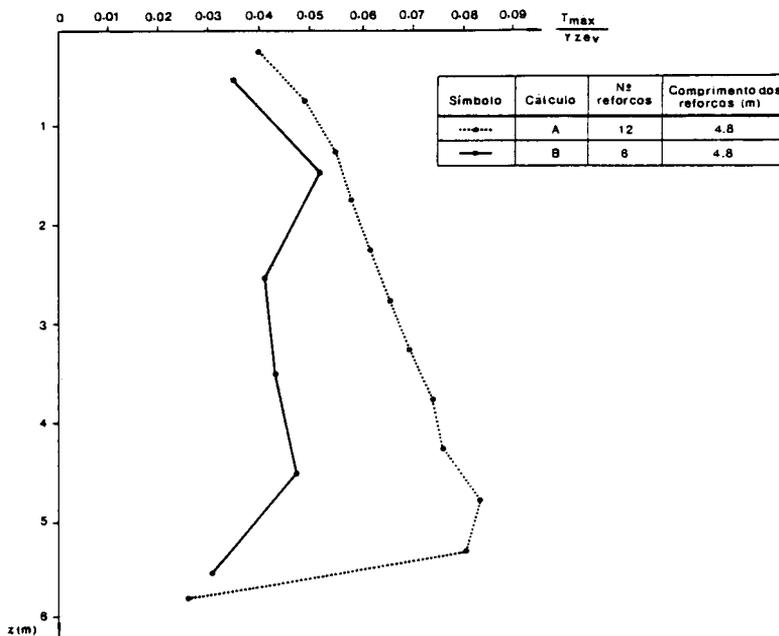


Fig. 6 – Comparação dos resultados dos Cálculos A e B, valores do parâmetro t (ou expressão 8)

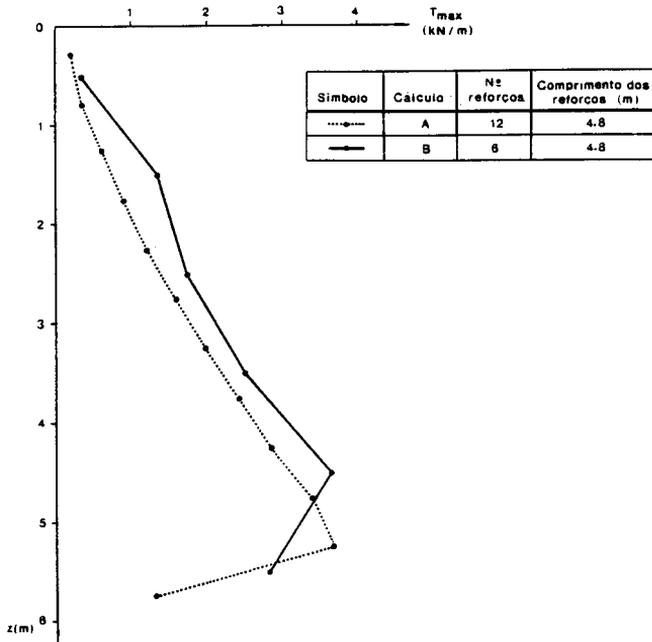


Fig. 7 – Comparação dos resultados dos Cálculos A e B, esforços máximos nas inclusões

genericamente, o aumento do número de reforços diminui a eficácia de cada um deles quando considerado isoladamente.

A alteração do número de inclusões não afecta os deslocamentos da face próximo da base do muro, em consequência, fundamentalmente, do papel, independente da constituição do maciço reforçado, desempenhado pela fundação na restrição das deformações no aterro situado nas suas proximidades.

A Fig. 4 mostra que o coeficiente de segurança global, determinado usando a metodologia descrita em 2.2, diminui cerca de 35% quando o número de reforços passa de 12 para 6. É de realçar, contudo, que apesar desta redução significativa aquele coeficiente de segurança é ainda de 3,4, o que denota que a estabilidade global de um muro reforçado com seis níveis de inclusões do tipo considerado, cada um com 4,80 m de comprimento e espaçados de 1,00 m, está perfeitamente assegurada no final da construção. Estando os esforços máximos instalados nos reforços afastados dos correspondentes à cedência do material constituinte, não são de prever cedências locais, pelo que se pode afirmar que afastamentos entre inclusões da ordem de 1 m são perfeitamente adequados em estruturas do tipo em estudo ao longo deste trabalho, daí advindo, naturalmente, vantagens económicas. Note-se, contudo, que a opção por afastamentos elevados entre os níveis dos reforços, sem pôr em causa a segurança global, acarreta maiores deslocamentos horizontais e pode causar alguns problemas localizados junto à face; daí que, para obviar a este possível inconveniente, seja comum a colocação de níveis de reforços bastante mais curtos e menos resistentes entre os níveis principais mais longos e resistentes, quando o afastamento entre eles é elevado.

2.3.3 – Comprimento dos reforços

O comprimento dos reforços é, tal como o espaçamento entre eles, um factor geométrico passível de ser controlado pelos projectistas que determina profundamente o nível de segurança das obras. Assim, com o objectivo de investigar a influência deste parâmetro no comportamento e segurança global do maciço reforçado, procedeu-se à execução de três cálculos (Cálculos C, D, e E, referenciados no Quadro III) idênticos ao do problema base, em que apenas se alterou o comprimento das inclusões.

A Fig. 8 mostra que os deslocamentos horizontais da face são praticamente insensíveis às variações do comprimento dos reforços considerados. Este facto deve-se, por um lado, à extensibilidade das inclusões que, limitando em grau reduzido as deformações no solo envolvente, não impedem que estas atinjam valores próximos dos de cedência numa zona do maciço com dimensões aproximadamente independentes do comprimento dos reforços, e por outro lado, ao carácter bidimensional deste tipo de inclusões que, ao possuírem uma área de contacto com o solo muito elevada, requerem comprimentos resistentes reduzidos para o equilíbrio dos esforços máximos instalados (Tatsuoka *et al.*,1989) (ver Fig. 9).

É interessante referir que ao aumentarem as deformações totais nos reforços com o aumento do seu comprimento (ver Fig. 9) a componente dos deslocamentos devida às deformações nas inclusões (δ_e) aumenta, sendo, no entanto, esse acréscimo compensado pela redução da componente devida aos movimentos do maciço suportado pela zona reforçada (δ_M), cuja extensão é para reforços mais compridos, naturalmente, menor. A semelhança dos deslocamentos observada nos muros analisados resulta, pois, da compensação entre os valores das duas parcelas dos deslocamentos referidas.

Na Fig. 9 compara-se a distribuição das deformações ao longo de três níveis de reforços (3º, 5º e 6º) dos Cálculos Base e C. Da figura conclui-se não existirem diferenças dignas de nota no que respeita às deformações máximas instaladas, outro tanto não acontecendo em relação à distribuição das deformações na parte posterior dos reforços. Aqui é nítido o acréscimo das tensões tangenciais mobilizadas na extremidade posterior das inclusões mais curtas

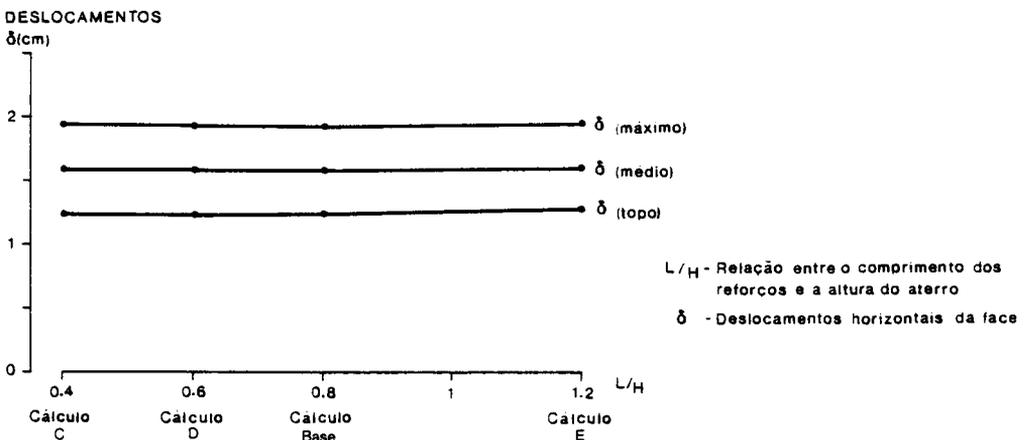


Fig. 8 – Variação dos deslocamentos horizontais da face com o comprimento dos reforços (Cálculos Base, C, D, e E)

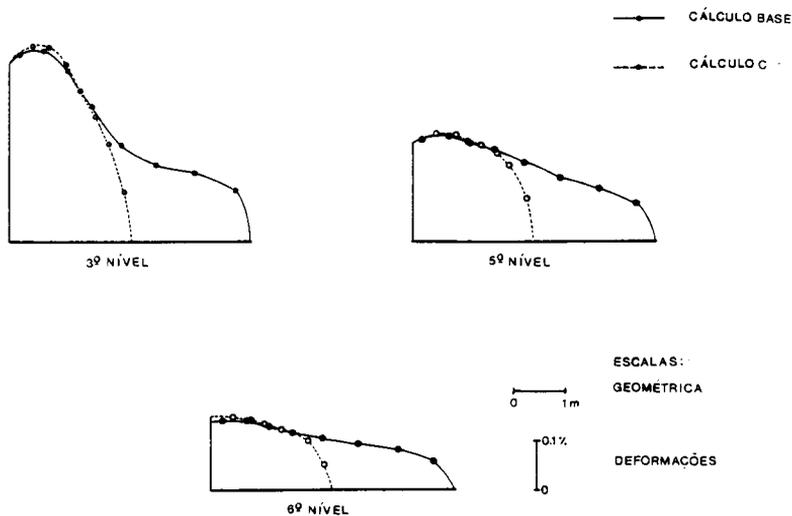


Fig. 9 – Efeito da alteração do comprimento dos reforços: deformação nos 3.º, 5.º e 6.º níveis de reforço na 9.ª fase dos Cálculos Base e C

em virtude da redução do comprimento de reforço disponível para a sua mobilização. Há, no entanto, alguns aspectos que merecem ser realçados:

- 1.º como não se verificam diferenças nas deformações máximas instaladas é de concluir que reforços com 2,4 m (passando além do plano definido por um ângulo com a horizontal igual a $45^\circ + \phi/2$) dispõem de comprimentos resistentes suficientes, pois, se tal não acontecesse, haveria lugar à transferência de esforços dos níveis superiores para os níveis inferiores com a consequente redução e aumento das deformações instaladas, respectivamente, nas inclusões localizadas na parte superior e inferior do muro;
- 2.º a redução do comprimento dos reforços provoca o aumento das tensões tangenciais mobilizadas no comprimento resistente, para que o equilíbrio se verifique;
- 3.º reforços bidimensionais, como é o caso daqueles em estudo, necessitam de comprimentos resistentes inferiores aos dos reforços unidimensionais, uma vez que dispõem de uma área de contacto com o solo envolvente claramente maior.

Quanto à segurança global, analisada de acordo com a metodologia descrita em 2.2, verifica-se que o coeficiente de segurança do muro construído com reforços com comprimento igual a 40% da altura do aterro é igual a 2,85, ou seja, cerca de 30% inferior ao obtido para o problema base (4,03), mas ainda adequado como comprovação da estabilidade da estrutura no final da construção. Cedências locais não são previsíveis, já que não se constata alterações significativas em termos de esforços máximos nas inclusões em relação ao problema base. Há, no entanto, que não esquecer que a não consideração de amolecimento no modelo adoptado para simulação do comportamento do solo, associada ao valor elevado do ângulo de atrito interno utilizado para este material ($\phi = 47^\circ$) e às extensas áreas em cedência observadas no maciço reforçado fazem prever que, na realidade, a resistência do solo seja inferior à considerada (próxima do seu valor residual), aumentando, por isso, as zonas em cedência e diminuindo a segurança global da obra, particularmente quando, como no caso vertente, os reforços são curtos.

É, por isso, de esperar que o coeficiente de segurança global do muro reforçado seja inferior ao determinado nas análises efectuadas; no entanto, dado o valor relativamente elevado do coeficiente calculado (sendo o coeficiente de segurança para o solo de 1,68 e para os reforços de 41,0), é previsível que, mantendo-se as características mecânicas dos reforços, o coeficiente de segurança global da obra permita afirmar que estruturas do tipo em estudo, reforçadas com inclusões com um comprimento igual a cerca de 40% da altura do muro se comportarão adequadamente, pelo menos a curto prazo.

2.3.4 – Influência da densidade e geometria dos reforços na segurança global da obra

A comparação dos resultados dos Cálculos B e D do Quadro III indica que, apesar de o muro estar em ambos os casos reforçado com a mesma quantidade total de geossintético, o caso em que o número de reforços é menor (Cálculo B) é mais desfavorável em termos de comportamento global do que o caso em que o comprimento é inferior (Cálculo D).

Efectivamente, os resultados do cálculo B evidenciam maiores movimentos horizontais da face (Fig. 10a) e maiores esforços nas inclusões (Fig. 10b).

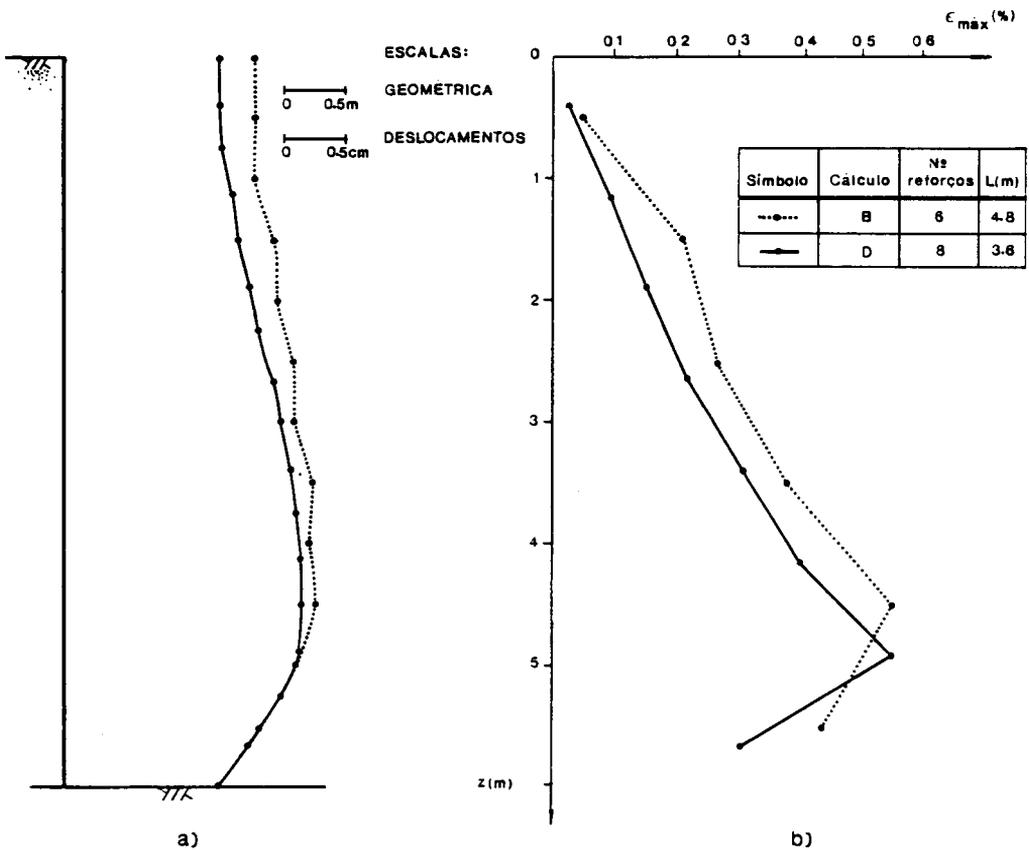


Fig. 10 – Comparação dos resultados dos Cálculos B e D (9.ª fase): a) deslocamentos horizontais da face; b) deformações máximas

O coeficiente de segurança global dos muros cresce com a quantidade de reforço colocada (Fig. 11). Porém, para uma dada quantidade de inclusões, esse coeficiente aumenta caso se aumente o número de reforços, diminuindo correlativamente os seus comprimentos. Esta conclusão, um pouco distinta da formulada por Cardoso e Matos Fernandes (1986) para armaduras metálicas lineares, resulta de, neste tipo de reforços, a muito menor área de contacto com o solo envolvente impor um significativo acréscimo do seu comprimento resistente para que o equilíbrio se verifique. Por esta razão, o comprimento das inclusões torna-se um factor crítico em termos de segurança da obra.

É de notar, no entanto, que, apesar de se ter verificado que muros reforçados com geossintéticos com comprimentos da ordem dos 0,4 H dispõem ainda de comprimentos resistentes nos reforços suficientes para assegurar o equilíbrio, existe certamente um comprimento resistente mínimo claramente inferior aos usuais em armaduras lineares. O valor deste comprimento mínimo depende das características resistentes do solo, podendo, por isso, estar algo subdimensionado no caso estudado, em virtude das opções tomadas em relação ao modelo de comportamento adoptado para o solo e às características mecânicas consideradas para este material.

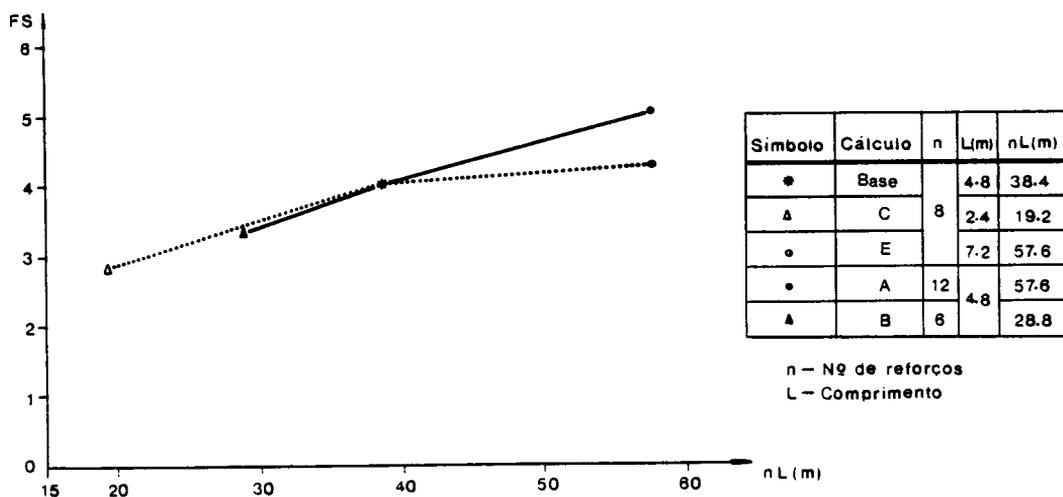


Fig. 11 - Variação do coeficiente de segurança global da estrutura com o comprimento total de reforço aplicado

2.3.5 - Conclusões

O estudo do efeito dos parâmetros geométricos no comportamento e segurança global dos muros reforçados efectuado ao longo deste trabalho permite formular as seguintes conclusões:

- 1.ª a alteração do número de inclusões associada à variação do espaçamento entre elas influencia de forma mais determinante o comportamento global da estrutura do que a alteração do comprimento dos reforços, desde que este se mantenha superior a um dado valor mínimo dependente da resistência do solo;

- 2.º o acréscimo do afastamento entre reforços, para um dado comprimento constante, conduz a maiores esforços e deslocamentos;
- 3.º para a gama de comprimentos de reforços analisada, não se constata alterações significativas dos movimentos da face;
- 4.º para uma dada quantidade de reforço, a redução do número de inclusões associada a um aumento do seu comprimento conduz a um comportamento mais desfavorável da estrutura, diminuindo o coeficiente de segurança global da obra com a diminuição do número de reforços;
- 5.º muros com alturas e resistências dos materiais idênticas às supostas nas análises efectuadas evidenciam segurança global adequada no fim da construção para comprimentos de reforços da ordem de 0,4 H e afastamentos de cerca de 0,75 m, e para afastamentos de cerca de 1,0 m e comprimentos da ordem de 0,8 H.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- CARDOSO, A. S. – *A técnica das pregagens em solos aplicada em escavações – métodos de análise e dimensionamento*. Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil na FEUP, Porto. 1987.
- CARDOSO, A. S. e MATOS FERNANDES, M. – *Escavações pregadas: comportamento e dimensionamento*. Geotecnia, nº 46, pp. 61-88. 1986.
- DOHERTY, W. P.; WILSON, E. L. e TAYLOR, R. L. – *Stress analysis of axisymmetric solids utilizing higher order quadrilateral finite elements*. Report nº S.E.S.M. 69-3, Structures and Materials Research, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley. 1969.
- GOODMAN, R. E., TAYLOR, R. L. e BREKKE, T. L. – *A model for the mechanics of jointed rock*. Journal of the Soil Mec. and Found. Div., ASCE, Vol. 94, SM3, pp. 637-659. 1968.
- KULHAWY, F. H. – *Embankments and excavations*. Chap. 16, *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, C. Desai and J. Christian eds., McGraw-Hill Book Company, New York. 1977.
- LOPES, M. L. C. – *Muros reforçados com geossintéticos*. Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil na FEUP, Porto. 1992.
- McGOWN, A.; ANDRAWES, K. Z.; YEO, K. C. e DUBOIS, D. – *The load-strain-time behaviour of Tensar geogrids*. Proc. Conf. on Polymer Grid Reinforcement, Thomas Telford ed., London, pp. 11-17. 1984.
- TATSUOKA, F.; TATEYAMA, M. e MURATA, O. – *Earth retaining wall with a short geotextile and a rigid facing*. Proc. 12th Int. Conf. on Soil Mech. Found. Eng., Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 1311-1314. 1989.
- YEO, K. C. – *The behaviour of polymeric grids used for soil reinforcement*. Ph.D. Thesis, University of Strathclyde, Glasgow. 1985.