

ESTABILIDADE GLOBAL DE ATERROS SOBRE SOLOS ARGILOSOS MOLES REFORÇADOS NA BASE COM GEOSSINTÉTICOS

Global stability of geosynthetic reinforced embankments on soft soils

JOSÉ LEITÃO BORGES*

ANTÓNIO SILVA CARDOSO**

RESUMO - Descrevem-se as considerações teóricas que serviram de base à elaboração dum programa de cálculo automático de análise da estabilidade global de aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos. O programa, formulado segundo pressupostos de equilíbrio limite, utiliza os resultados de aplicação dum modelo numérico bidimensional baseado no método dos elementos finitos. Apresentam-se e analisam-se os resultados de aplicação desse programa a uma obra de aterro sobre solos moles, comparando-se os resultados correspondentes à mesma obra reforçada e não reforçada.

SYNOPSIS - The theoretical aspects that supports a computer program of global stability of geosynthetic reinforced embankments on soft soils are described. This program, based on limit equilibrium assumptions, uses the results of application of a two-dimensional numerical model (finite element method). The application results of this program on a reinforced and unreinforced embankment on soft soils are also presented and compared.

1 - PREÂMBULO

Actualmente, devido sobretudo à sua simplicidade, os cálculos de estabilidade em obras de aterro sobre solos argilosos moles (reforçados ou não com geossintéticos) são feitos utilizando métodos de equilíbrio limite. Nestes cálculos - que são similares aos tradicionalmente considerados nas análises de estabilidade de taludes e capacidade de carga das fundações - a estabilidade é analisada numa série de superfícies potenciais de deslizamento, comparando as forças derrubadoras (ou actuantes) com as forças resistentes; o reforço na base do aterro proporciona, nestas obras, uma força adicional que incrementa o valor global das forças resistentes.

Em termos teóricos, no entanto, porque o comportamento rígido-plástico é tacitamente assumido para os materiais, a utilização destes métodos pode suscitar algumas reservas, pois não são tidas em conta nem as deformações dos solos (fundação e aterro) e do geossintético antes da rotura, nem a redistribuição de tensões provocada pelo reforço. Estas são razões, entre outras, que têm levado diversos autores a abordar o estudo dos aterros reforçados com geossintéticos, tendo em conta as deformações, pelo método dos elementos finitos (Rowe, 1984; Humphrey, 1986; Soderman, 1986; Rowe e Soderman, 1987; Kwok, 1987; Russell, 1992; Borges, 1995; etc.).

Neste trabalho, a estabilidade global destas obras é analisada utilizando um programa de cálculo automático baseado também em pressupostos de equilíbrio limite, mas usando os

* Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da FEUP

** Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da FEUP

valores das tensões efectivas resultantes da aplicação dum modelo numérico bidimensional baseado no método dos elementos finitos. Trata-se, portanto, de uma abordagem da avaliação da segurança global em que, ao contrário dos métodos tradicionais, são tidas em conta as deformações dos solos (fundação e aterro) e dos geossintéticos antes da rotura (consideração de coeficientes de segurança parciais) e, também, as redistribuições de tensões provocadas pela presença dos reforços.

O modelo numérico utilizado foi desenvolvido admitindo a validade das condições associadas aos estados planos de deformação e de escoamento e incorpora diversos tipos de elementos finitos, o que permite simular separadamente todos os elementos componentes da estrutura: os solos de fundação, as camadas do aterro, os reforços e as interfaces entre estes e os solos envolventes.

Sinteticamente, este modelo possui as seguintes características: i) - formulação acoplada das equações de equilíbrio e de escoamento considerando as relações constitutivas (modelos elastoplásticos) formuladas em termos de tensões efectivas (extensão da teoria de consolidação de Biot); esta formulação é aplicada em qualquer fase, quer durante a execução do aterro, quer no período pós-construção; ii) - utilização de um modelo de estado crítico (p, q, θ) na simulação do comportamento constitutivo dos solos de fundação e de aterro; iii) - utilização de um modelo elastoplástico com endurecimento na simulação do comportamento "instantâneo" dos reforços; iv) - modelação do comportamento viscoso dos geossintéticos (relações constitutivas dependentes do tempo) usando um modelo reológico baseado na associação em série de unidades de Kelvin; v) - simulação do comportamento constitutivo das interfaces solo-reforços através de um modelo elastoplástico com endurecimento.

A fundação, em que se processam fenómenos de consolidação, é modelada por elementos finitos triangulares com 6 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados) e 3 pontos nodais para os excessos de pressões neutras (nos vértices); consequentemente, no interior do elemento, as pressões neutras e as deformações apresentam um grau de variação da mesma ordem (neste caso, variação linear). Os materiais constituintes do aterro propriamente dito são modelados também por elementos finitos triangulares idênticos aos utilizados na fundação mas apresentando somente incógnitas-deslocamentos (estes materiais, que são, em geral, do tipo granular, apresentam valores bastante elevados da permeabilidade e, por isso, é perfeitamente aceitável a hipótese correspondente a situação drenada nos elementos correspondentes). Por sua vez, os reforços são modelados por elementos-barra de três nós e as suas interfaces com as camadas de solo por elementos de junta de seis nós.

Este artigo trata dos seguintes aspectos: a) - descrição das considerações teóricas que serviram de base à elaboração do programa de cálculo automático de análise da estabilidade global dos aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos; b) - apresentação e análise dos resultados de aplicação deste programa a uma obra de aterro sobre solos moles simulada pelo atrás referido modelo numérico bidimensional. Comparam-se ainda os resultados correspondentes ao mesmo aterro reforçado e não reforçado.

2 - ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL USANDO OS RESULTADOS DA APLICAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO BASEADO NO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Usando o estado de tensão resultante das aplicações do modelo numérico, o programa permite calcular o coeficiente de segurança global e os coeficientes de segurança parciais dos diferentes materiais (fundação, aterro e geossintético) através da análise da estabilidade em

superfícies potenciais de deslizamento (cilíndricas, de directriz circular) escolhidas com critério (nomeadamente, definindo uma malha de centros das circunferências e, para cada centro, fazendo variar os raios em função de um determinado incremento fixado à partida).

Assim, para cada uma das superfícies, são determinados, em primeiro lugar, os pontos de intersecção dessa superfície com os lados dos elementos finitos bidimensionais (triângulos, neste caso) que definem a malha 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 os valores médios das tensões tangencial, τ_i , e normal efectiva, σ'_{ni} , que actuam em cada um dos segmentos, através das tensões conhecidas nos pontos de Gauss dos elementos finitos correspondentes. O coeficiente de segurança parcial do solo é definido por

$$CS_s = \frac{F_r}{F_a} = \frac{\sum (c'_i + \sigma'_{ni} \operatorname{tg} \phi'_i) l_i}{\sum \tau_i l_i} \quad (1)$$

em que l_i representa o comprimento do segmento e c'_i e ϕ'_i são a coesão e o ângulo de atrito (definidos em termos de tensões efectivas) dos solos respectivos.

Limitando os somatórios somente aos segmentos existentes na fundação ou no aterro, obtém-se com a expressão (1) os coeficientes de segurança parciais dos solos correspondentes.

Seguidamente, determina-se o ponto I (Fig. 1) de intersecção da superfície em análise com o geossintético (ou geossintéticos, no caso de existirem vários níveis de reforço), o que permite definir o coeficiente de segurança relativo a este material do seguinte modo:

$$CS_g = \frac{T_r}{T_a} \quad (2)$$

em que T_a representa a força de tracção que actua no geossintético no ponto I (obtem-se a partir dos valores conhecidos das tensões nos pontos de Gauss do elemento-barra que contém I) e T_r é a correspondente força resistente. Esta força é dada por

$$T_r = \min(T_{rt}, T_{ra}) \quad (3)$$

sendo T_{rt} e T_{ra} as forças máximas mobilizáveis no ponto I tendo em conta os limites impostos pela rotura, respectivamente, do geossintético ou das interfaces solo-geossintético.

A fixação do valor de T_{rt} baseia-se nas seguintes hipóteses alternativas quanto ao mecanismo de rotura:

- o geossintético rompe no ponto I ; neste caso $T_{rt} = T_{rot}$, em que T_{rot} representa a resistência à rotura por tracção do geossintético;
- o geossintético rompe num ponto distinto de I ; neste caso, $T_{rt} = c_r T_{rot}$, em que c_r é um coeficiente de redução (menor que 1) cuja justificação tem a ver com o facto de o valor da força de tracção no ponto I , quando se dá o colapso da estrutura por rotura do geossintético, ser inferior ao valor de rotura T_{rot} , uma vez que, na altura do colapso, a distribuição das forças de tracção no geossintético é desconhecida (só são conhecidos os valores em serviço, resultados da aplicação do modelo numérico bidimensional), o valor de c_r pode ser

estimado admitindo que essa distribuição é proporcional à que se conhece em serviço; nestes termos, $c_r = T_a / T_{a(max)}$, em que $T_{a(max)}$ é o valor máximo em serviço da força de tracção no geossintético e T_a o correspondente valor da força de tracção no ponto I .

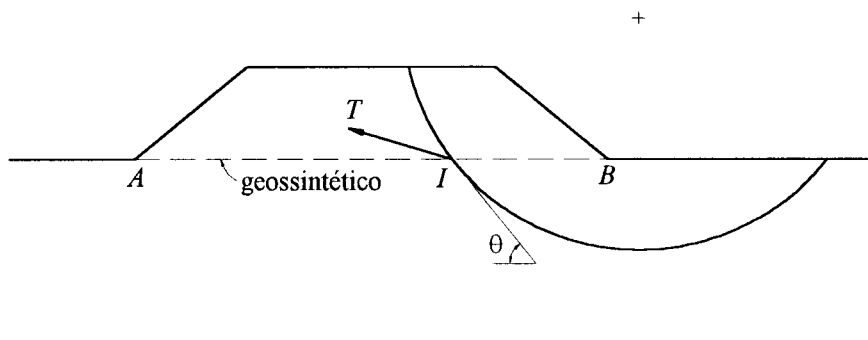


Fig. 1 - Análise da segurança à rotura global

Destas duas hipóteses alternativas (ambas consideradas no programa, em termos opcionais), a mais conservativa é, logicamente, a formulada na alínea b), pelo que, não havendo maiores certezas quanto ao mecanismo de rotura, esta deve ser a hipótese considerada nos cálculos.

Quanto ao valor de T_{ra} , ele é calculado pela expressão

$$T_{ra} = \min[(T_{ra})_{AI}, (T_{ra})_{IB}] \quad (4)$$

em que $(T_{ra})_{AI}$ e $(T_{ra})_{IB}$ representam, respectivamente, os integrais das tensões tangenciais máximas mobilizáveis nas interfaces solo-geossintético nos troços à esquerda, AI , e à direita, IB , do ponto de intersecção do geossintético com a superfície em análise (ver Fig. 1); ou seja:

$$(T_{ra})_{AI} = \int_{AI} [a_i + a_s + \sigma'_n (\text{tg} \delta_i + \text{tg} \delta_s)] dl \quad (5a)$$

$$(T_{ra})_{IB} = \int_{IB} [a_i + a_s + \sigma'_n (\text{tg} \delta_i + \text{tg} \delta_s)] dl \quad (5b)$$

em que

a_i, δ_i - adesão e ângulo de atrito da interface inferior;

a_s, δ_s - adesão e ângulo de atrito da interface superior;

σ'_n - tensão normal actuante nas interfaces.

Note-se que os valores de σ'_n são conhecidos nos pontos de Gauss dos elementos de junta que modelam as interfaces, pelo que os integrais das expressões 5 podem ser calculados, aproximadamente, supondo uma variação linear de σ'_n entre esses pontos. Esta é uma aproximação suficiente, tendo em conta, por um lado, o refinamento necessário das malhas utilizadas e, por outro, o número elevado de pontos de Gauss considerados na integração numérica dos elementos de junta.

Por fim, o coeficiente de segurança global é definido por (supondo o caso mais geral correspondente a mais que um nível de reforço):

$$CS = \frac{F_r + \sum_{j=1}^N [T_{rj} \cos(c_{red}\theta_j)]}{F_a + \sum_{j=1}^N [T_{aj} \cos(c_{red}\theta_j)]} \quad (6)$$

em que N é o número total de reforços, θ_j o ângulo que o geossintético faz com a tangente à superfície no ponto de intersecção e c_{red} um coeficiente de redução (varia entre 0 e 1) que tem a ver com a direcção considerada para as forças T_{rj} e T_{aj} . A definição desta direcção é uma questão controversa entre os investigadores (Broms, 1977; Jewell, 1982; Ingold, 1983; Brakel *et al.*, 1982; Duncan e Wong, 1984; Milligan e La Rochelle, 1984; Haliburton, 1981; Quast, 1983; Huisman, 1987; Borges, 1995), pelo que, na dúvida, deverá considerar-se a hipótese mais conservativa, isto é, $c_{red}=1$.

Note-se que o efeito das componentes normais à superfície de deslizamento das forças mobilizadas no reforço é implicitamente considerado uma vez que o estado de tensão no terreno, tal como resulta do cálculo por elementos finitos, contempla obviamente a interacção entre os diferentes materiais e, portanto, as correspondentes redistribuições de tensão.

É de salientar ainda que, se a malha de elementos finitos utilizada não abranger todo o meio interessado devido ao aproveitamento de características de simetria do problema, pode suceder que a superfície de deslizamento ensaiada saia fora dos limites da malha (Fig. 2). Nestes casos, as próprias características de simetria existentes permitem resolver o problema através do recurso a uma superfície complementar, simétrica da inicial. Nesta segunda superfície podem obter-se todos os elementos relativos ao troço da superfície inicial que sai fora dos limites da malha de elementos (Fig. 2).

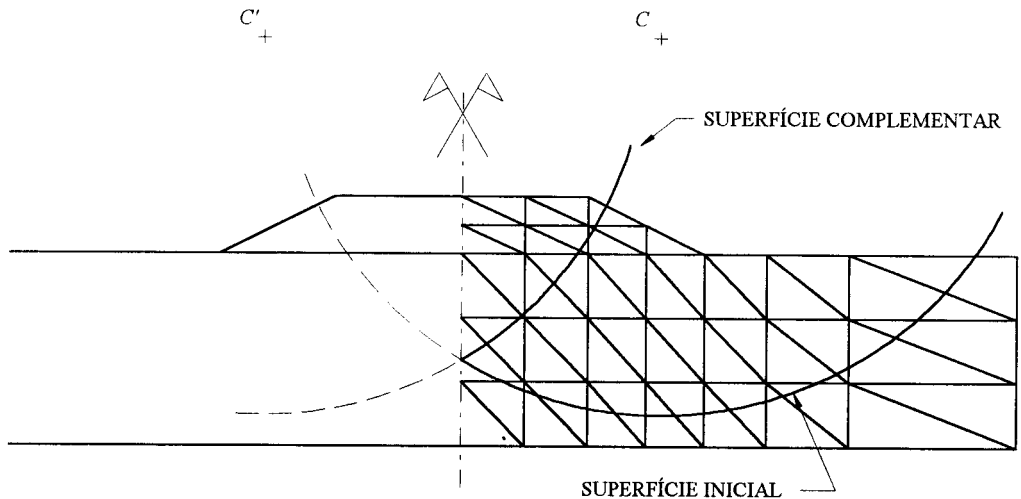


Fig. 2 - Cálculo do coeficiente de segurança relativo a uma superfície potencial de deslizamento no caso de se aproveitarem as características de simetria do problema

3 - ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DE UM ATERRO CONSTRUÍDO SOBRE SOLOS MOLES

3.1 - Descrição do problema

O problema considerado diz respeito à construção contínua, em 28 dias, de um aterro (reforçado e não-reforçado) de 2 m de altura, simétrico, com uma plataforma final de 10,6m de largura e com taludes inclinados 1/1,5. A camada de argila saturada, que constitui a fundação, tem 5 m de espessura e assenta num maciço rígido e impermeável.

A Fig. 3 ilustra a geometria da obra, representando a malha de elementos finitos onde estão desenhados somente os elementos bidimensionais. Trata-se de uma malha com um total de 1195 nós e 571 elementos, sendo 526 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas de deslocamentos e 3 incógnitas de excessos de pressões neutras), que constituem o maciço de fundação e o aterro, 15 elementos-barra de 3 nós (6 incógnitas de deslocamentos), que modelam o reforço (geotêxtil) situado na base do aterro, e 30 elementos de junta de 6 nós (12 incógnitas de deslocamentos), que simulam as interfaces superior e inferior entre o solo e o geotêxtil.

Na situação de número máximo de elementos, isto é, com a totalidade do aterro construído, o problema tem 2390 incógnitas de deslocamentos (duas vezes o número total de nós) e 256 incógnitas de excessos de pressões neutras (tantas quantos os vértices dos elementos triangulares que constituem o maciço de fundação).

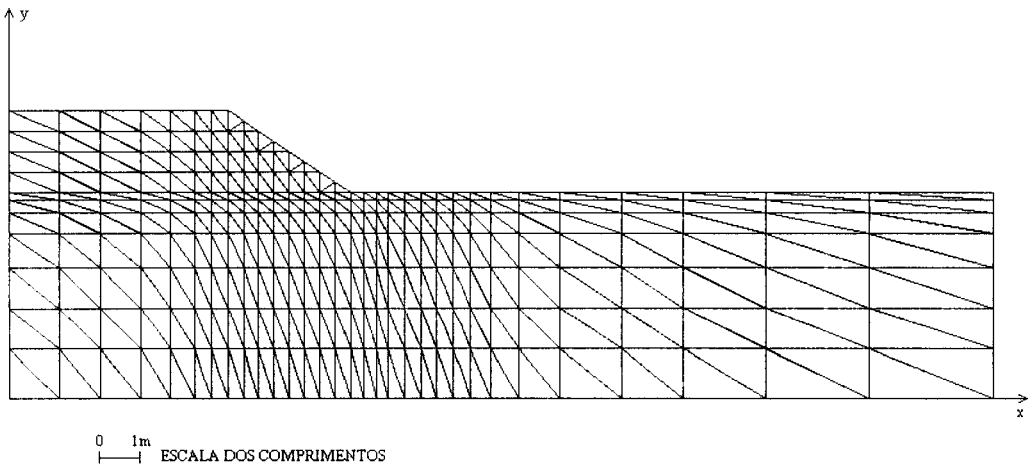


Fig.3 - Malha de elementos finitos

A execução do aterro foi simulada activando sucessivamente os elementos que constituem as diferentes camadas. Foram consideradas 4 camadas de 0,5 m de espessura e estabeleceu-se um ritmo contínuo de construção de 7 dias por camada.

No que se refere às condições de fronteira dos deslocamentos, elas foram estabelecidas atendendo, por um lado, às condições de simetria (fronteira lateral esquerda onde se impõem deslocamentos horizontais nulos) e, por outro, às características supostas para as formações

geológicas em que assenta a fundação (fronteira inferior onde se supõem nulos os deslocamentos horizontais e verticais) e, ainda, admitindo que a partir de uma determinada distância do aterro os deslocamentos horizontais do maciço podem ser considerados nulos (fronteira lateral direita).

Relativamente aos excessos de pressões neutras, fixaram-se iguais a zero os valores relativos aos nós que pertencem à única superfície de drenagem considerada, ou seja, o plano limite superior da camada de fundação.

As relações constitutivas do aterro e da fundação foram simuladas através da aplicação do modelo de estado crítico (p,q,θ) com os parâmetros indicados no Quadro I. No Quadro II complementam-se estas informações indicando para a argila a variação em profundidade dos coeficientes de impulso em repouso e de sobreconsolidação; os valores adoptados correspondem a considerar normalmente consolidadas as camadas a profundidades superiores a 1,8 m e ligeiramente sobreconsolidadas as mais superficiais. Para o material de aterro considerou-se k_0 igual a 0,43 e OCR igual a 1,0.

Ao estabelecer as propriedades constitutivas dos elementos-barra que simulam o geotêxtil, teve-se em atenção as características típicas deste. Dado o carácter não-linear das curvas dos ensaios de tracção, simulou-se o seu comportamento usando um modelo elastoplástico com endurecimento (Borges, 1995). Na Fig.4 estão representadas a curva teórica utilizada e a lei de endurecimento correspondente. No Quadro III explicitam-se os parâmetros que as caracterizam.

QUADRO I
Propriedades da argila da fundação e do aterro

QUADRO II
 k_0 e OCR da argila

	λ	k	Γ	ϕ (°)	ν'	N	δ (kN/m ³)	k_x (m/s)	k_y (m/s)
Argila	0,22	0,02	3,26	30	0,25	3,40	17	10 ⁻⁹	10 ⁻⁹
Aterro	0,03	0,005	1,80	35	0,30	1,82	20	-	-

Prof.	k_0	OCR
0 - 1	0,7	2,43
1 - 1,8	0,7 - 0,5	2,43 - 1
1,8 - 5	0,5	1

Relativamente às interfaces solo-reforço, atendendo, igualmente, às características específicas do seu comportamento, ou seja, aos mecanismos de interacção dos dois materiais, indicam-se na Fig.5 as curvas teóricas utilizadas e no Quadro IV os parâmetros correspondentes (modelo elastoplástico com endurecimento).

QUADRO III
Propriedades mecânicas do geotêxtil

E (kPa)	A (m ²)	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5
1,5×10 ⁶	0,002	7,5×10 ⁴	8,824×10 ⁵	0	35,29	0

Lei de endurecimento: $\sigma_c = c_1 + (c_2 \epsilon_p + c_3 \epsilon_p^2) / (1 + c_4 \epsilon_p + c_5 \epsilon_p^2)$ (σ_c em kPa)

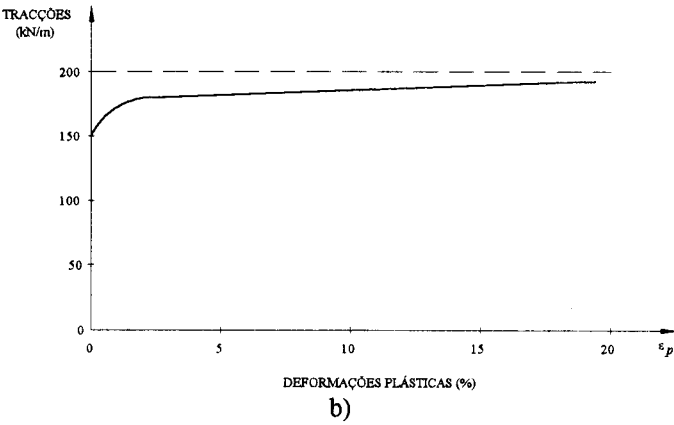
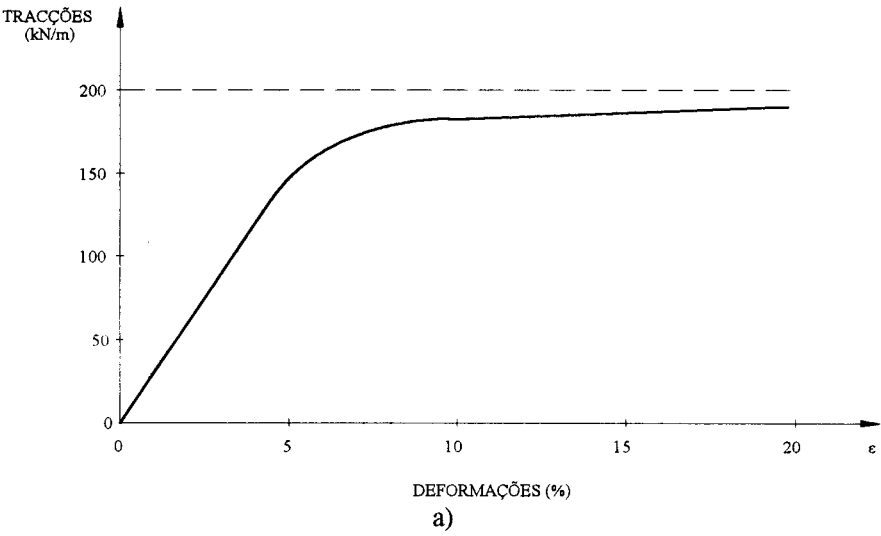


Fig.4 - Geotêxtil: a) curva tracções-deformações; b) lei de endurecimento

QUADRO IV
Propriedades mecânicas das interfaces solo-geotêxtil

k_s (kPa/m)	k_n (kPa/m)	H (kPa)	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5
$1,6 \times 10^4$	2×10^7	0	0,333	417,094	0	1251,408	0

Lei de endurecimento: $\text{tg} \delta = c_1 + (c_2 \Delta s_p + c_3 \Delta s_p^2) / (1 + c_4 \Delta s_p + c_5 \Delta s_p^2)$ (Δs_p em m)

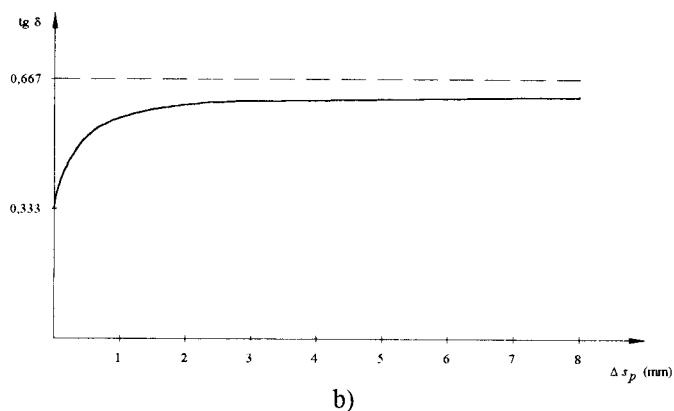
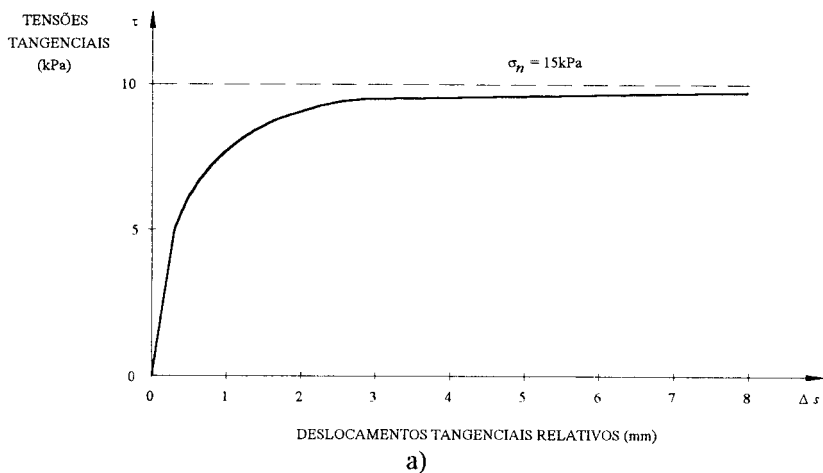


Fig.5 - Interfaces: a) curva tensões tangenciais/deslocamentos tangenciais relativos;
b) lei de endurecimento

3.2 - Análise dos resultados

Na Fig. 6 apresentam-se os dados geométricos relativos às superfícies potenciais de deslizamento (superfícies circulares) consideradas na análise da estabilidade global do mesmo aterro reforçado (cálculo 1A) e não reforçado (cálculo 1B) nos instantes correspondentes aos finais da construção e da consolidação.

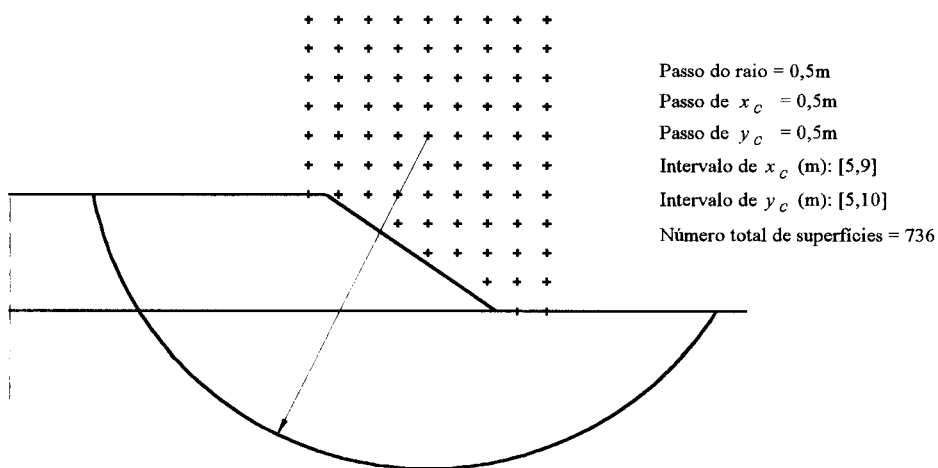


Fig. 6- Dados geométricos relativos às superfícies potenciais de deslizamento considerados na análise da estabilidade global

Usando, como se referiu, o programa de cálculo automático descrito em 2, foram analisadas em cada situação 736 superfícies de deslizamento.

Na Fig. 7 estão representadas as curvas de isovalores do coeficiente de segurança global correspondentes ao problema não reforçado no final da construção (situação mais desfavorável) e no Quadro V indicam-se os coeficientes de segurança (globais e parciais) e os somatórios das forças tangenciais actuates e resistentes nos diferentes elementos do meio (fundação, aterro e geotêxtil - para este, os valores correspondem à projecção das forças na tangente à superfície no ponto de intersecção) nas superfícies que, em ambos os problemas, conduzem aos valores mínimos dos coeficientes de segurança globais. Na Fig. 8 ilustram-se graficamente estas superfícies.

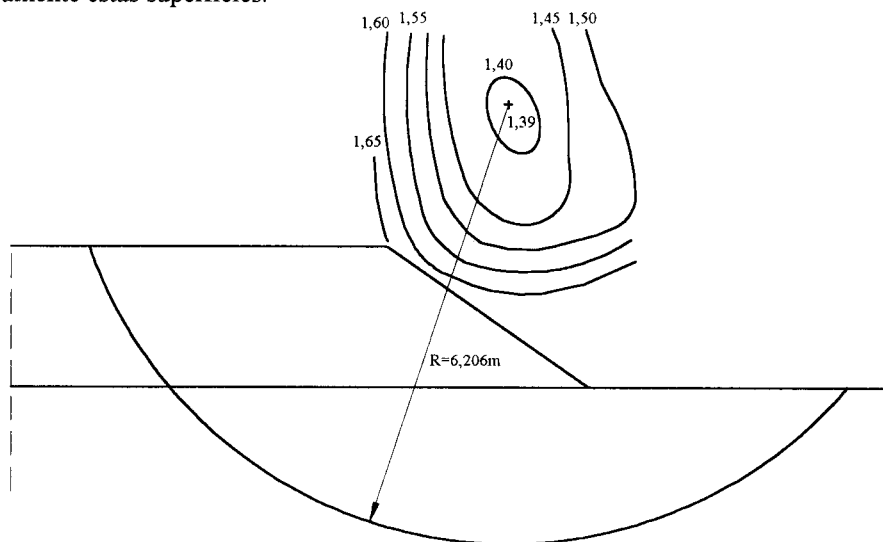


Fig. 7 - Curvas de isovalores do coeficiente de segurança global correspondentes ao problema não reforçado no final da construção

Quadro V - Coeficientes de segurança e forças tangenciais actuautes e resistentes ao longo das superfícies de deslizamento

		FUNDAÇÃO					ATERRO				GEOTÊXTIL			
		X _C (m)	Y _C (m)	RAIO (m)	Somatório das forças actuautes (kN)	Somatório das forças resistentes (kN)	coeficiente de segurança	somatório das forças actuautes (kN)	somatório das forças resistentes (kN)	coeficiente de segurança	somatório das forças actuautes (kN)	somatório das forças resistentes (kN)	coeficiente de segurança	coeficiente de segurança global
FINAL DA CONSTRUÇÃO	ATERRO	7,5	6,0	5,417	81,423	145,390	1,79	1,217	9,883	8,12	5,066	35,403	6,99	2,17
	REFORÇADO	7,0	9,0	6,206	42,352	61,450	1,45	7,399	15,989	2,16	17,414	121,688	6,99	2,97
	ATERRO	7,5	6,0	5,417	78,421	144,290	1,84	1,787	8,453	4,73	-	-	-	1,90
	NÃO REFORÇADO	7,0	9,0	6,206	43,978	58,440	1,33	9,450	16,047	1,70	-	-	-	1,39
FINAL DA CONSOLIDAÇÃO	ATERRO	9,0	9,0	4,706	12,304	34,950	2,84	7,914	16,413	2,07	6,040	35,310	5,85	3,30
	REFORÇADO	8,5	9,0	4,505	9,146	27,101	2,96	10,007	22,336	2,23	6,690	37,084	5,54	3,35
	ATERRO	9,0	9,0	4,706	15,175	39,526	2,60	1,128	17,472	15,49	-	-	-	3,50
	NÃO REFORÇADO	8,5	9,0	4,505	16,558	32,250	1,95	3,882	21,320	5,49	-	-	-	2,62

Da análise destes resultados conclui-se que, a curto prazo, no final do período de carga, o aumento da segurança devido à inclusão do geotêxtil é fundamentalmente devido à resistência própria do reforço, não sendo inexpressivos, no entanto, os aumentos das resistências dos solos da fundação e do aterro. De facto, é de realçar o aumento do coeficiente de segurança global de 1,39 para 2,97 na circunferência correspondente à situação mais desfavorável no caso não reforçado, aumento esse que é devido pois, por um lado, à resistência própria do geotêxtil (força resistente de 121,688 kN, segundo a tangente à superfície) e, por outro, embora com menos relevância em termos globais, aos aumentos dos coeficientes de segurança parciais da fundação e do aterro.

Saliente-se ainda que, a curto prazo, devido à importância da parcela resistente do geotêxtil no somatório total das forças tangenciais resistentes, essa importância é minimizada na superfície mais desfavorável relativa ao problema reforçado, já que a circunferência intersecta o reforço segundo um ângulo próximo de 90°, o que determina, neste caso, um valor bastante reduzido da projecção da força resistente sobre a tangente à superfície de deslizamento (35,403 kN): o efeito do geotêxtil no aumento da estabilidade global da estrutura é sobretudo indirecto, pois a circunferência em questão atravessa camadas da fundação mais profundas e, portanto, mais resistentes.

Quanto à estabilidade a longo prazo, conclui-se principalmente que, devido ao aumento da resistência da fundação associado à dissipação dos gradientes de pressões (consolidação), é menos significativa que a curto prazo a diferença relativa dos coeficientes de segurança globais nos dois problemas.

4 - CONCLUSÕES

O estudo empreendido permite concluir que a inclusão de um reforço na base de um aterro sobre solos moles afecta significativamente o estado de tensão no maciço de fundação e no aterro, o que faz com que, para além do efeito directo sobre o factor de segurança global, ocorra também um efeito indirecto motivado essencialmente pela alteração das tensões mobilizadas (actuates) e mobilizáveis (resistentes) na fundação e no aterro.

Constata-se que, no final da construção, para a superfície crítica do caso não reforçado, a inclusão de um reforço conduz, na fundação, a uma diminuição das forças mobilizadas e a um aumento das mobilizáveis enquanto que, no aterro, acontece o mesmo no que respeita às primeiras, mantendo-se as segundas praticamente inalteradas. Estes efeitos são muito positivos, garantindo um aumento do factor de segurança muito significativo (de 1,39 para 1,56), ao qual há que adicionar a contribuição directa da resistência do reforço.

Compreende-se, assim, que, no caso reforçado, a superfície crítica seja definida por duas condições: i) minimização dos efeitos positivos do reforço sobre o estado de tensão na fundação e no aterro, o que faz com que ela se aprofunde em relação à superfície crítica do caso não reforçado; ii) minimização da contribuição directa do reforço, o que tem como consequência que a superfície crítica seja aproximadamente perpendicular à direcção do reforço no ponto de intersecção com esta.

A longo prazo, no final do período de consolidação, os efeitos do reforço são comparativamente pouco relevantes, mostrando que ele desempenha um papel importante sobretudo durante o período em que predomina o comportamento não drenado da fundação. Por fim, é de salientar que as consequências que derivam da redistribuição de tensões causada pela inclusão de um reforço na base de aterros sobre solos moles só podem ser reveladas quando se recorre a uma definição adequada do estado de tensão, isto é, através de cálculos por elementos finitos, não sendo, em geral, consideradas nas metodologias tradicionais de

equilíbrio limite, nas quais o estado de tensão suposto não entra em linha de conta com efeitos da intersecção solo-reforço.

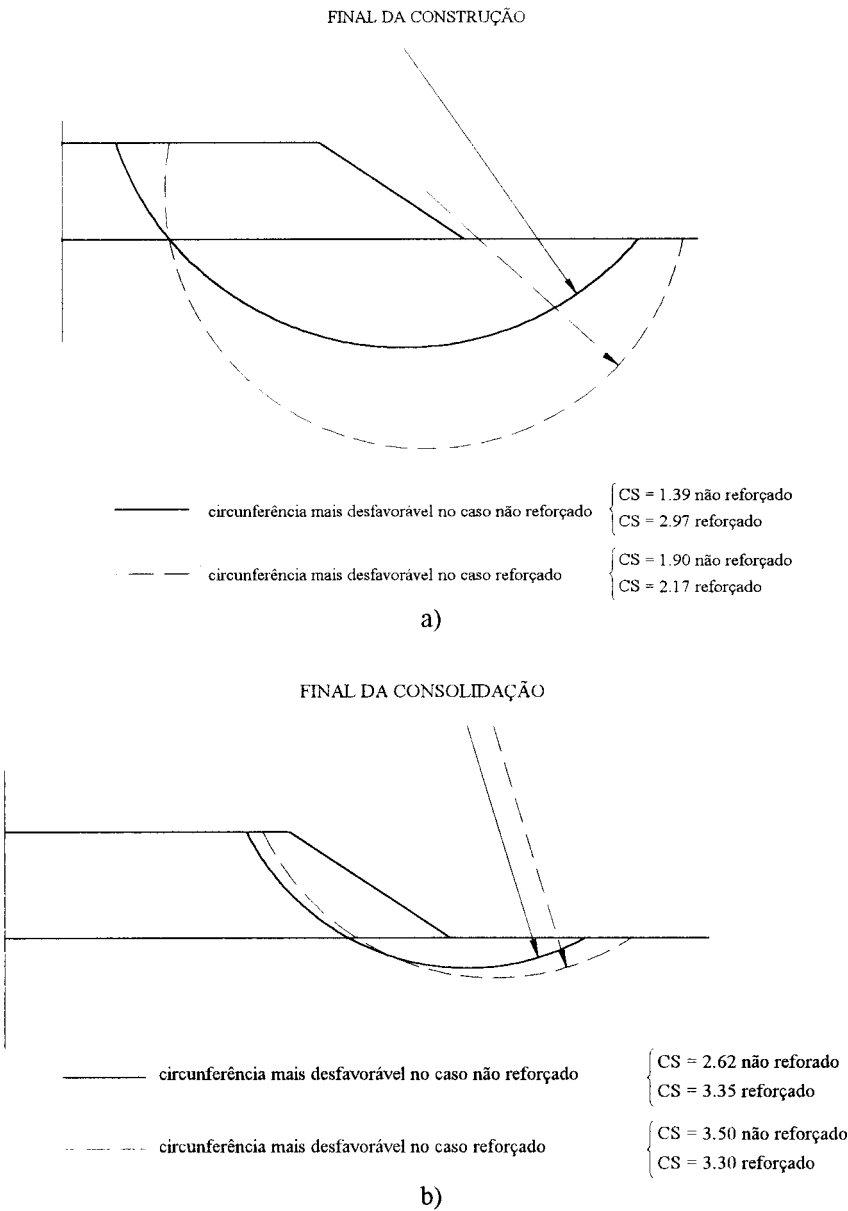


Fig. 8 - Superfícies de deslizamento que em ambos os problemas base (reforçado e não reforçado) conduzem aos valores mínimos dos coeficientes de segurança globais: a) no final da construção; b) no final da consolidação

AGRADECIMENTO

O presente trabalho foi financeiramente apoiado pelo projecto de investigação PRAXIS/2/2.1/CEG/42/94 - "Geotecnia nas Infraestruturas de Transportes e Energia. Novos Desenvolvimentos", subsidiado pelo Programa PRAXIS XXI.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BORGES, J. L. - *Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos. Análise e Dimensionamento*. Dissertação de Doutoramento, Fac. de Engenharia, Porto, 1995.
- BRAKEL, J.; COPPENS, M.; MAGDENBERG, A. C.; RISSEUW, P. - *Stability of slopes constructed with polyester reinforcing fabric, test section at Almere - Holland*, 79. Proc. 2nd Int. Conf. on Geotextiles, Las Vegas, Vol. 3, pp. 727-732, 1982.
- BROMS, B. B. - *Polyester fabric as reinforcement in soil*. Proc. Int. Conf. on the Use of Fabrics in Geotechnics, Paris, Vol. 1, pp. 129-135, 1977.
- DUNCAN, J. M.; WONG, K. S. - *STABGM: a computer solution for slope stability analysis with circular slip surfaces and geogrid reinforcement*. Microcomputer version. A Tensar Corporation User's Manual, 1984.
- HALIBURTON, T. A. - *Use of engineering fabric in road and embankment constrution*. Seminar on the Use of Synthetic Fabrics in Civil Engineering, November 19, Toronto, pp. 66-94, 1981.
- HUMPHREY, D. N. - *Design of reinforced embankments*. Report FHWA/IN/JHRP-86/17 Joint Highway Research Project, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, Indiana, 423 pp., 1986.
- HUISMAN, M. J. H. - *Design guideline for reinforced embankments on soft soils using Stablenka reinforcing mats*. Enka Technical Report, Arnhem, 1987.
- INGOLD, T. S. - *Some factores in the design of geotextile reinforced embankments*. In Improvement of Ground, Proc. of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, Vol. 2, pp. 503-508, 1983.
- JEWELL, R. A. - *A limit equilibrium design method for reinforced embankments on soft foundations*. Proc. 2nd Int. Conf. on Geotextiles, Las Vegas, Vol. 3, pp. 671-676, 1982.
- KWOK, C. M. - *Finite elements studies of reinforced embankments on soft ground*. PhD Thesis, University of Sheffield, Sheffield, 1987.
- MILLIGAN, V.; La ROCHELLE, P. - *Design methods for embankments over weak soils*. Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, Institute of Civil Engineers, London, U.K., Paper N° 3.4, 1984.
- QUAST, P. - *Polyester reinforcement fabric mats for the improvement of the embankment stability*. In Improvement of Ground, Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Helsinki, Vol. 2, pp. 531-534, 1983.
- ROWE, R. K. - *Reinforced embankments: analysis and design*. Journal of Geotechnical Engineering Div., ASCE, Vol. 110, GE2, pp. 231-246, 1984.
- ROWE, R. K.; SODERMAN, K. L. - *Stabilization of very soft soils using high strength geosynthetics: the role of finite elements analysis*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 6, N° 1, pp. 53-80, 1987.
- RUSSEL, D. - *Finite element analysis of embankments on soft ground incorporating reinforcement and drains*. PhD Thesis, University of Sheffield, Sheffield, 1992.

SODERMAN, K. L. - *The Behaviour of Geotextile Reinforced Embankments*. PhD Thesis,
University of Western Ontario, Ontario, 1986