

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UM MURO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS

Geosynthetic reinforced soil wall behaviour analysis

M. L. LOPES*

A. S. CARDOSO*

RESUMO — Usando um modelo matemático baseado no M.E.F., neste trabalho estuda-se o comportamento de um muro reforçado com geossintéticos durante a sua construção. Especial realce será dado às deformações e esforços nas inclusões, estado de tensão no maciço reforçado e deslocamento da face.

SYNOPSIS — The behaviour during construction of a geosynthetic reinforced soil wall built incrementally is studied by the Finite Element Method. Special importance is given to the efforts and strains in the reinforcements, the state of stress in the reinforced soil and the wall displacements.

1 — INTRODUÇÃO

Nos últimos anos a aplicação de geossintéticos em Engenharia Civil tem conhecido um notável incremento, ao qual não são alheias as vantagens técnicas e económicas que advêm não só da larga gama de propriedades e diversificada capacidade de utilização destes materiais como também da facilidade do seu manuseamento em obra.

Uma das funções que os geossintéticos têm capacidade de desempenhar é a de reforço de solos. Com efeito, estes materiais, desde que convenientemente orientados, inibem o desenvolvimento de deformações de tracção para as quais o solo não reforçado não tem a adequada capacidade resistente.

Uma das situações em que os geossintéticos podem funcionar como reforço é em taludes, podendo estes, quando reforçados, ser construídos com face vertical.

Neste trabalho o comportamento durante a construção de um muro reforçado com geossintéticos vai ser analisado através de um modelo numérico baseado no método dos elementos finitos, procurando-se pôr em evidência os aspectos fundamentais desse comportamento, como sejam: os esforços e deformações nos reforços; o estado de tensão no maciço reforçado e os deslocamentos da estrutura.

* Professor auxiliar da FEUP

2 — DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

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

O processo construtivo considerado é o de construção incremental. Neste processo a face é constituída por painéis, sendo estes colocados alinhados pelos subjacentes até ser atingida a cota do aterro. À medida que cada painel é colocado executa-se, atrás, a correspondente camada de aterro reforçado.

O sistema de reforço é constituído por geossintéticos (do tipo geogrelha) com 4,8 m de comprimento, colocados na horizontal e dispostos de forma regular com afastamento na vertical de 0,75 m. As inclusões são em polietileno de alta densidade com as características geométricas indicadas na Fig. 1.

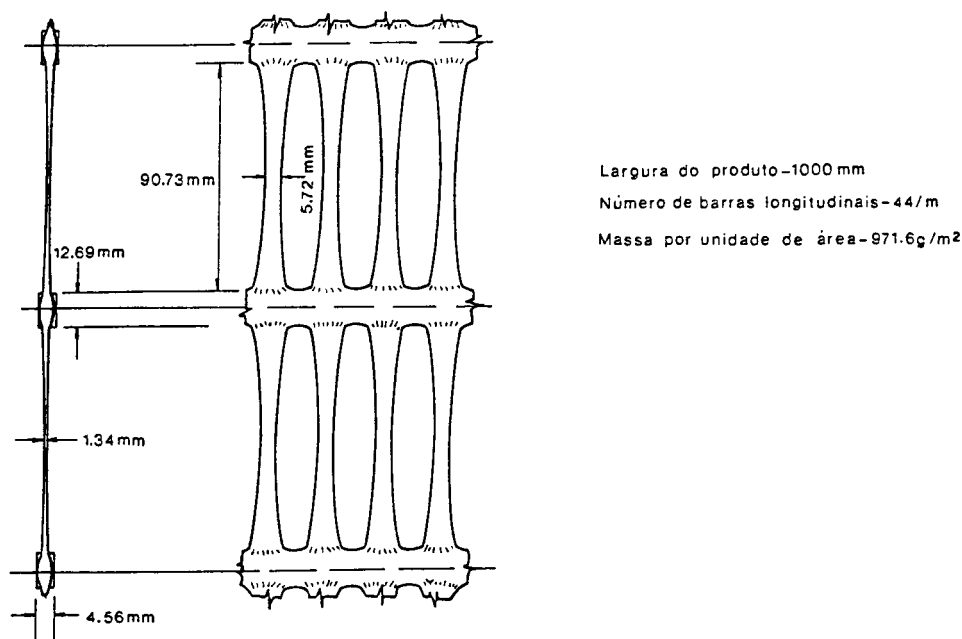


Fig. 1 — Características geométricas das inclusões

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

A simulação numérica pretende traduzir a construção incremental, sendo composta por 9 fases (Fig. 2): na primeira constrói-se a camada de aterro adjacente à fundação; nas sete seguintes executa-se uma camada de aterro em simultâneo com a entrada em serviço da inclusão situada a meio da camada subjacente; finalmente, na última simula-se apenas a entrada em serviço do último nível de reforço.

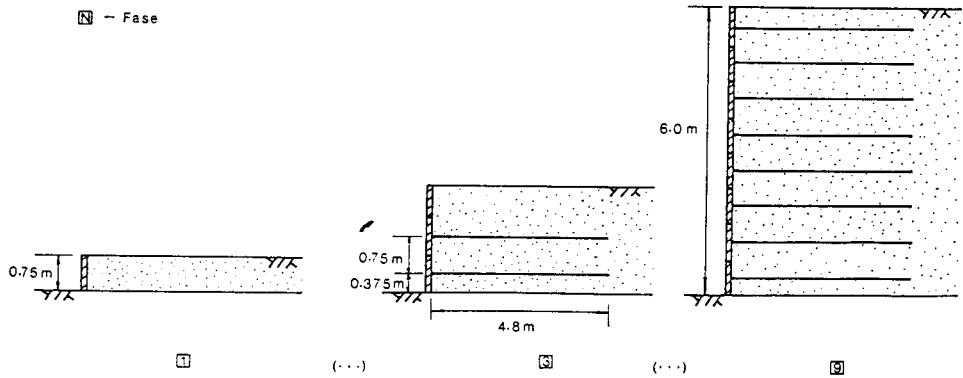


Fig. 2 — Fases de cálculo

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

A malha de elementos finitos, representada na Fig. 3, é formada inicialmente por 100 elementos (representativos do maciço de fundação) dos quais 5 são elementos finitos de junta; ao longo das sucessivas fases de cálculo vão sendo introduzidos os elementos finitos bidimensionais, de junta e barra, representativos, respectivamente, do aterro e da 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-barra. O número de pontos nodais é de 518. Os elementos bidimensionais e de junta utilizados são, respectivamente, o elemento subparamétrico desenvolvido por Doherty, Wilson e Taylor (1969) e o elemento de junta de espessura nula desenvolvido por Goodman, Taylor e Brekke (1968). Os reforços são simulados por elementos-barra de dois nós.

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.

O estado de tensão inicial foi calculado em conformidade com a metodologia descrita por Cardoso (1987), sendo a simulação da construção do aterro efectuada de acordo com o procedimento descrito por Lopes (1992).

A simulação do suporte correntemente utilizado durante a construção incremental é feita impedindo, na fase de cálculo correspondente à execução de uma dada camada de aterro, os deslocamentos na horizontal do nó exterior do painel de face situado ao nível da inclusão. Esses deslocamentos são desimpedidos na fase de cálculo que traduz a entrada em serviço daquele nível de reforço.

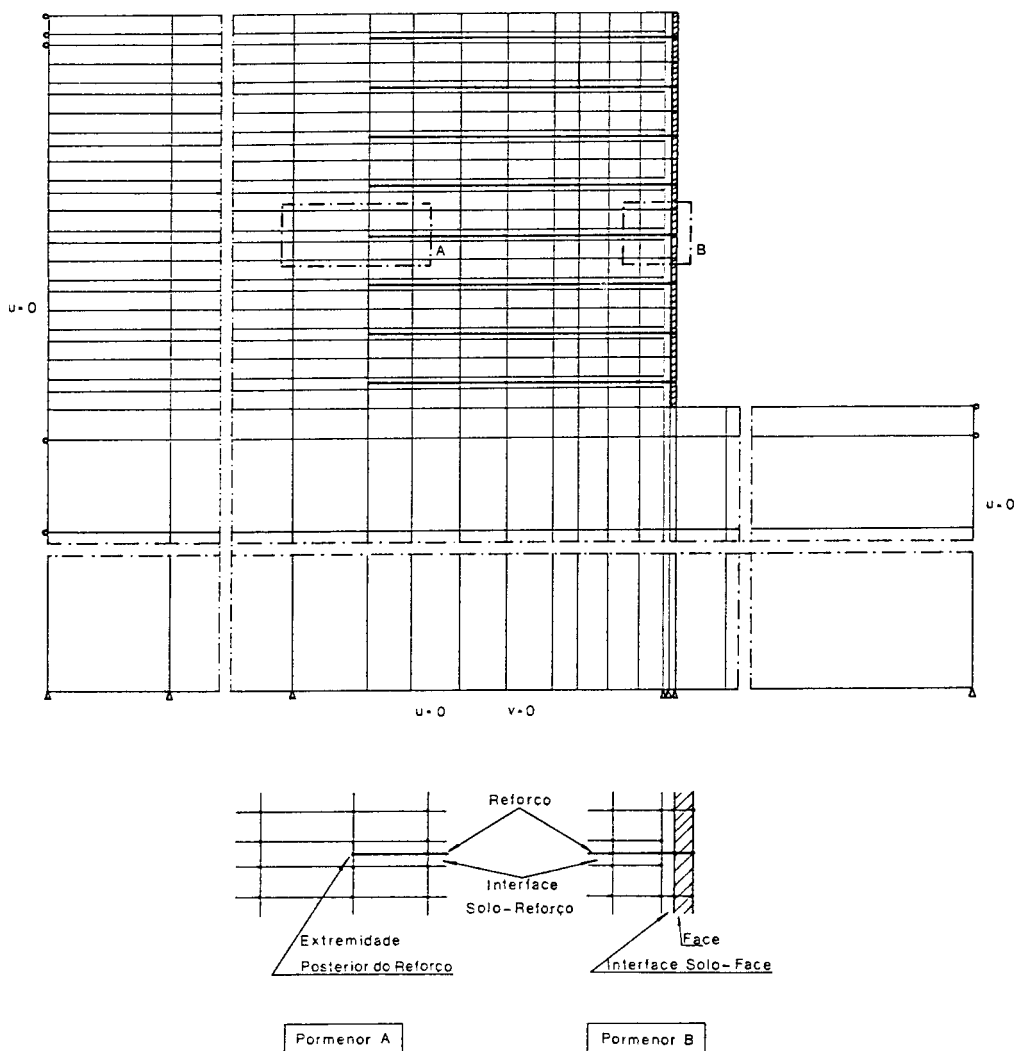


Fig. 3 — Características gerais da malha de elementos finitos

No problema, que se pretendeu propositadamente simples, 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 é simulado por um modelo elastoplástico perfeito, sem endurecimento e com lei de fluxo associado. O critério de cedência adoptado foi o de Mohr-Coulomb. No Quadro I resumem-se as características que se atribuíram aos solos. Estas características foram definidas para os níveis de tensão médios previstos na obra, a partir de resultados de ensaios triaxiais, publicados na bibliografia, realizados com solos correntemente seleccionados para a construção de obras geotécnicas do tipo em estudo.

QUADRO I

Propriedades dos solos

γ (kN/m ³)	17
K_0	0,27
$\phi(^{\circ})$	47
c (kPa)	0
ν	0,35
E (kPa)	10 000

O comportamento não linear das interfaces foi traduzido por um modelo elastoplástico perfeito, sem endurecimento e com lei de fluxo associado. No Quadro II indicam-se os valores das propriedades das interfaces solo-inclusões e solo-face adoptados no cálculo.

QUADRO II

Propriedades das interfaces

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

Tal como em relação aos outros materiais já mencionados, para os reforços adoptou-se um modelo de comportamento elastoplástico perfeito, sem endurecimento e com lei de fluxo associado. As propriedades resistentes consideradas no cálculo (Fig. 4) foram definidas a partir de resultados publicados de ensaios de tracção da geogrelha considerada (McGown et al., 1984; Yeo, 1985).

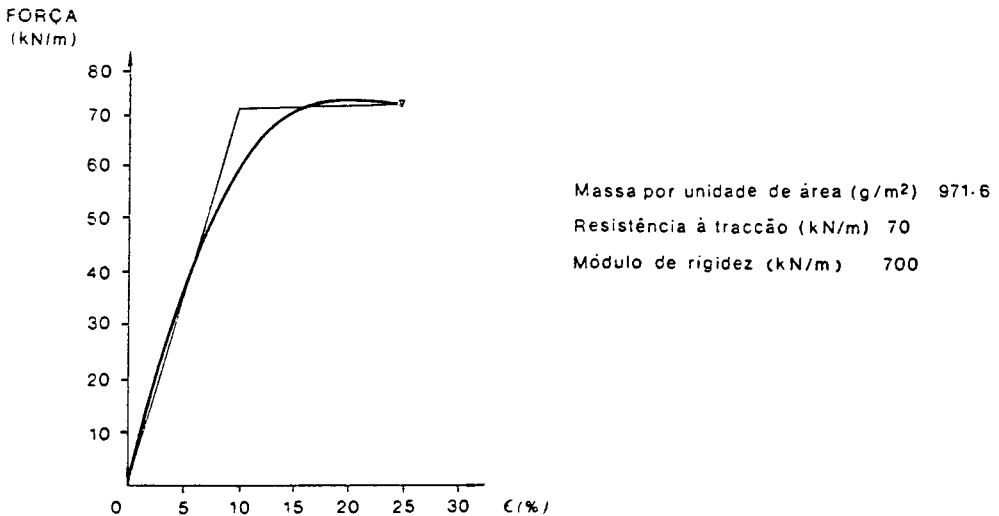


Fig. 4 — Propriedades mecânicas dos reforços

Atendendo, por um lado, à grande variedade de materiais que podem constituir os elementos de face e, por outro, à maior flexibilidade desta quando construída incrementalmente, optou-se no cálculo por um módulo de deformabilidade para este material de cerca de $5,5 \times 10^5$ kPa.

Se não forem aplicadas sobrecargas depois de terminada a execução da obra, a fase de cálculo mais crítica é a 9.^a, visto que a cota máxima do aterro é atingida, estão instaladas todas as inclusões e retirados todos os suportes laterais da face. Por isso, grande parte das considerações adiante formuladas referem-se àquela fase. Deve, contudo, notar-se que se supõe desprezável a fluência do solo e dos reforços durante a construção.

Descrevem-se em seguida os resultados da aplicação do modelo de cálculo bidimensional à resolução do problema.

3 — ANÁLISE DOS RESULTADOS: DISCUSSÃO DO COMPORTAMENTO DOS MUROS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS

3.1 – Deformações e esforços nas inclusões

Na Fig. 5 estão representadas as deformações nas inclusões na 9.^a fase de cálculo. Constatam-se que os esforços nestes elementos aumentam progressivamente em profundidade até uma certa distância da fundação, diminuindo no nível de reforço situado mais próximo desta. Este comportamento resulta do acréscimo em profundidade das tensões no solo que as inclusões devem equilibrar e do espaçamento vertical uniforme destas. Com efeito, cada nível de reforço deve equilibrar, localmente, as tensões no solo distribuídas numa altura de muro sensivelmente compreendida entre metade das distâncias aos níveis de reforço que lhe estão situados acima e abaixo. Assim, sendo o espaçamento uniforme, é facilmente compreensível que, à medida que a cota das inclusões aumenta, diminuam os esforços nelas mobilizados.

Atendendo às considerações anteriores, seria de prever que a inclusão mais esforçada fosse a primeira. Porém, na realidade tal não acontece devido, fundamentalmente, à acção do maciço de fundação. No cálculo considerou-se o muro reforçado construído sobre um maciço de fundação competente. Este maciço actua na base do muro tal como se fosse um reforço plano rugoso e inextensível, reduzindo as deformações de tracção no solo situado próximo da base do aterro e, em consequência, os esforços mobilizados nos níveis inferiores de reforço.

A distribuição das deformações ao longo dos reforços é aproximadamente constante até uma certa distância da face, diminuindo até se anular na extremidade posterior das inclusões. A região compreendida entre a face e o ponto em que tem início a redução dos esforços é designada por zona activa. Por seu turno, a região compreendida entre aquele ponto e a extremidade posterior dos reforços é denominada zona resistente. Na zona activa a transmissão de tensões tangenciais do solo para as inclusões provoca o aumento (pouco significativo) dos esforços nestas até ao máximo que ocorre na fronteira com a zona resistente. Nesta zona, as tensões tangenciais mobilizadas nas superfícies dos reforços estão dirigidas para o interior do aterro, pelo que reduzem o esforço máximo até o anular nas suas extremidades posteriores. O esforço máximo induzido nas inclusões depende do estado de tensão no solo envolvente e o ponto em que se desenvolve em cada nível resulta do equilíbrio entre o esforço máximo respectivo e as tensões tangenciais mobilizadas nas interfaces na zona resistente, de modo a anular aquele esforço nas extremidades posteriores correspondentes.

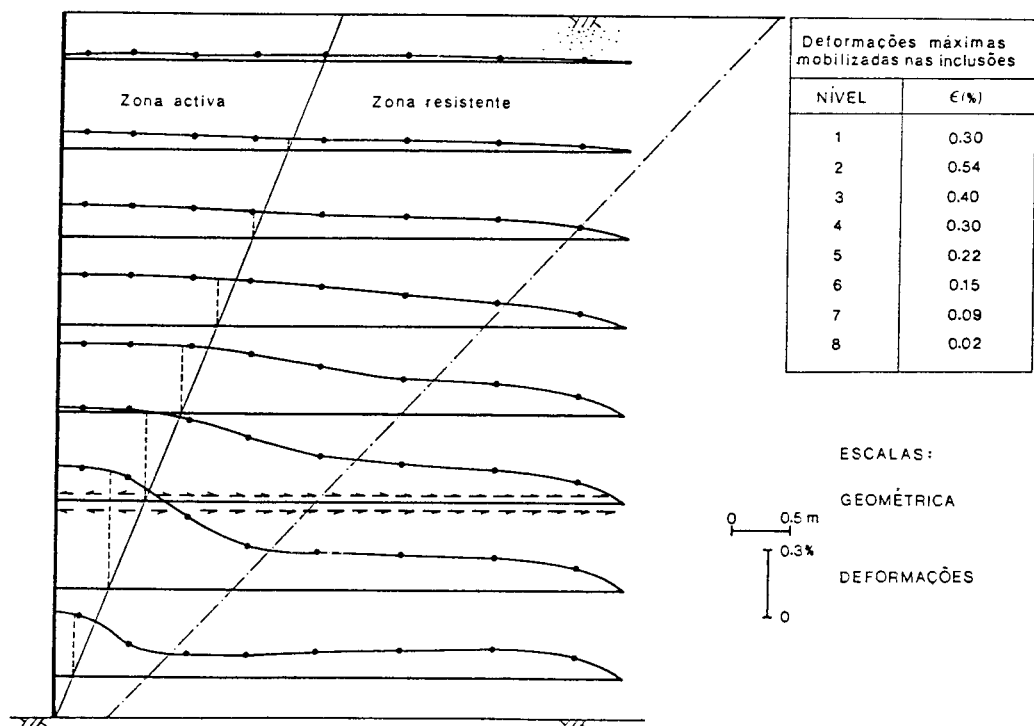


Fig. 5 — Deformações nas inclusões no fim da construção

Ao contrário dos reforços metálicos, os geossintéticos, sendo muito extensíveis, são relativamente menos eficazes na restrição das deformações do solo envolvente. Efectivamente, estes materiais, exibindo deformações de rotura superiores às necessárias para gerar no solo o estado limite activo, ao serem aplicados como reforços conduzem a um comportamento estrutural caracterizado por um grau degradativo elevado das tensões horizontais no solo e, ao mesmo tempo, por esforços reduzidos nas inclusões.

Por outro lado, no tipo de obras em estudo o comprimento dos reforços necessário ao equilíbrio varia com as suas posições. Com efeito, o maciço situado atrás da superfície definida pelo ângulo de talude natural não necessita de qualquer contribuição dos reforços para a sua estabilidade, ao contrário do que acontece com o situado à frente dela. Neste caso, os esforços máximos requeridos às inclusões têm em vista o equilíbrio sobre a superfície de separação das zonas activa e resistente, diminuindo esses esforços para trás desta até se anularem sobre a primeira das superfícies mencionadas, caso os comprimentos resistentes sejam suficientes. Nestas condições, os comprimentos dos reforços necessários ao equilíbrio aumentam de forma aproximadamente linear de baixo para cima (Jewell, 1985; 1987).

Os resultados apresentados na Fig. 5 traduzem em geral o comportamento anteriormente enunciado. Como se pode observar, em particular nos reforços mais solicitados, a superfície dos esforços máximos é praticamente plana. Nos níveis superiores, menos solicitados, a

distribuição dos esforços é mais uniforme, sendo, por isso, menos clara a transição entre as zonas activa e resistente. No entanto, sendo a tendência daquela distribuição semelhante à dos níveis inferiores, pode afirmar-se que para o comprimento de inclusões considerado no cálculo (0,8H), a superfície mencionada é aproximadamente plana com declive semelhante ao da cunha activa de Rankine. Por outro lado, a Fig. 5 põe em evidência que, embora tendo os reforços igual comprimento, uma redução de esforços da ordem dos 50% ocorre numa porção limitada do comprimento resistente, crescente de baixo para cima. Com efeito, aquela redução dá-se em cerca de 0,60 m de comprimento no 1.º nível, 1,15 m no 2.º, 1,50 m no 3.º e 1,80 m no 4.º. Unindo estes pontos constata-se estarem praticamente alinhados segundo um plano paralelo à superfície de talude natural do aterro (Fig. 5).

Os resultados expostos expressam duas das características fundamentais do comportamento dos muros reforçados com geossintéticos:

- 1.º) as deformações horizontais no solo são significativas, aproximando-se das correspondentes ao estado limite activo;
- 2.º) seja qual for o esforço máximo na inclusão, se não houver problemas de amarração o comprimento necessário ao equilíbrio aumenta com a cota daquela.

É de realçar que a consideração de um comprimento constante para os reforços pode levar a que os níveis superiores não disponham do comprimento resistente necessário ao equilíbrio. Nestas circunstâncias a superfície dos esforços máximos nas inclusões deixa de ser plana, aproximando-se da face na parte superior do aterro. O equilíbrio é assegurado através da transferência de esforços dos níveis superiores para os níveis inferiores de reforço.

Do exposto decorre que o posicionamento da superfície que marca a fronteira entre as zonas activa e resistente depende não só das características mecânicas do solo e da extensibilidade das inclusões mas também do comprimento destas e da resistência das interfaces.

A Fig. 6 ilustra a evolução das deformações máximas nas inclusões ao longo das várias fases de cálculo.

O funcionamento dos reforços é passivo, ou seja, dependente da interacção com o solo. Por isso, os valores dos esforços mobilizados estão intimamente associados com o grau de degradação das tensões horizontais no solo e, tanto estas como aqueles, são influenciados pelo processo construtivo, além de dependerem de outros factores, nomeadamente das características mecânicas e geométricas do sistema de reforço.

No tipo de obras em estudo a mobilização de esforços nas inclusões resulta das deformações que ocorrem no solo sempre que é colocada nova camada de aterro. À excepção do primeiro nível de reforço, que sofre a influência do maciço de fundação, e do último nível, todos os outros deformam-se praticamente o mesmo na fase em que entram em serviço (ver Fig. 6), em virtude de a altura sobrejacente de aterro ser idêntica. Por outro lado, no decurso da construção a taxa de crescimento das deformações, devido à sucessiva colocação de camadas de aterro de igual espessura, mantém-se relativamente constante em cada nível de reforço.

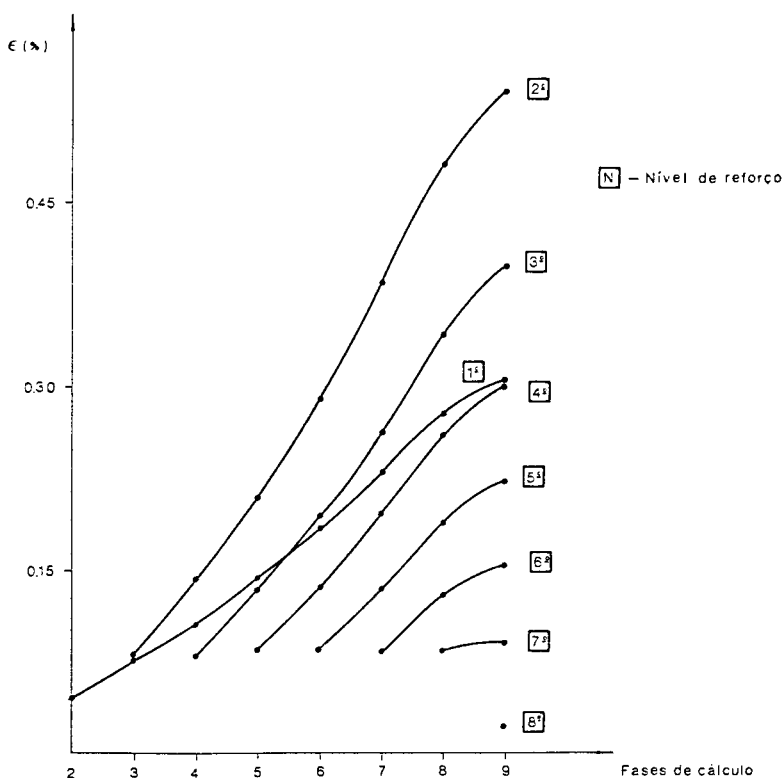


Fig. 6 — Evolução das deformações máximas das inclusões ao longo da construção

3.2 – Estado de tensão no maciço reforçado

O movimento do solo reforçado é acompanhado pelo estabelecimento no seu interior de deslocamentos relativos entre o solo e os reforços que se caracterizam por na zona activa serem maiores, em termos médios, os deslocamentos do solo para a face do que os das inclusões, enquanto na zona resistente ocorre precisamente o contrário. Devido à deformabilidade elevada dos reforços, as deformações no solo aumentam do extremo posterior daqueles para a face.

Dada a inter-relação entre as deformações e as variações do estado de tensão o carácter daquelas é reconhecível no destas, podendo, por isso, ser posto em evidência com mais detalhe analisando as modificações quer das tensões horizontais quer dos níveis de tensão. No primeiro caso, porque, na zona reforçada, a alteração das tensões verticais é geralmente pequena, e, no segundo, porque há uma relação directa entre as variações das tensões e dos níveis de tensão.

Considere-se, em primeiro lugar, a Fig. 7 onde estão representadas as tensões horizontais nos pontos de alinhamentos verticais do aterro. Observando a figura pode-se comprovar que:

- junto à face as pressões horizontais são próximas das pressões correspondentes ao estado limite activo de Rankine; as diferenças verificadas resultam de as pressões verticais instaladas próximo da face serem inferiores às consideradas na definição

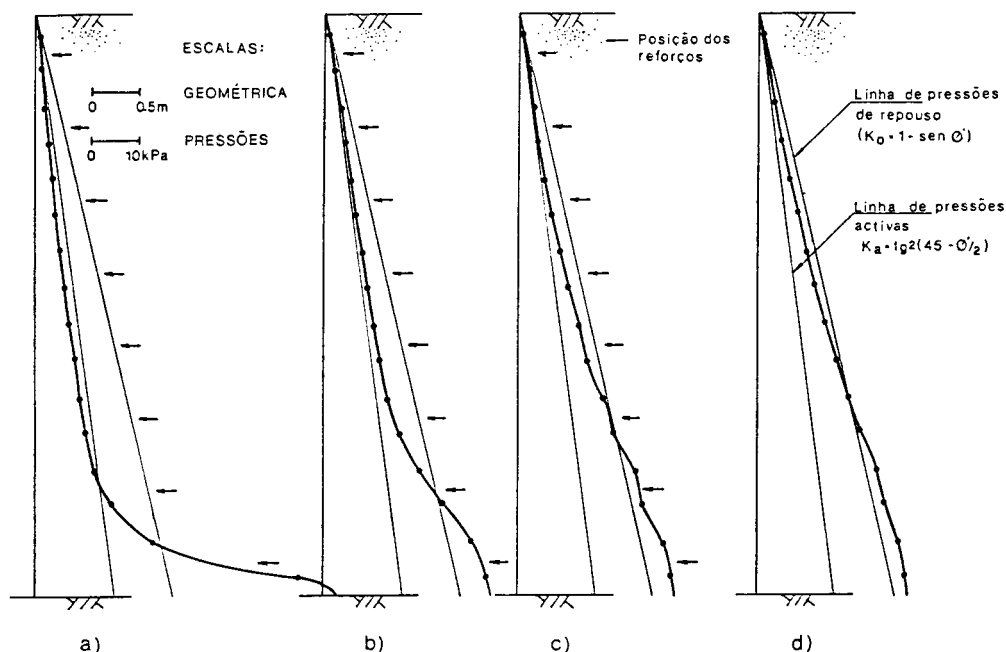


Fig. 7 — Tensões horizontais (no fim da construção) em alinhamentos verticais situados:
a) próximo da face; b) aproximadamente na fronteira entre as zonas activa e resistente
no último nível de reforço; c) aproximadamente a meio da zona resistente
do último nível de reforço; d) atrás da zona reforçada

teórica das pressões horizontais (Fig. 8), ou seja, inferiores às correspondentes ao peso das terras sobrejacentes;

- b) neste perfil o aumento das pressões horizontais junto à base do aterro denota o papel inibidor das deformações que o maciço de fundação desempenha nesta região;
- c) à medida que aumenta a distância à face as pressões horizontais crescem até se aproximarem dos valores de repouso atrás da zona reforçada;
- d) a deformabilidade das inclusões é responsável pela degradação contínua das tensões horizontais na zona reforçada;
- e) a deformabilidade da face pode alterar a distribuição das tensões horizontais próximo desta; com efeito, uma redução da deformabilidade relativa face-reforços conduzirá a uma distribuição de tensões horizontais junto à face caracterizada pela concentração de tensões ao nível das inclusões, denunciadora do papel desempenhado por estas na limitação das deformações do solo.

Em segundo lugar, examinem-se os níveis de tensão no fim da construção que constitui a situação mais desfavorável em termos de estado de tensão quer na fundação, quer no aterro (Fig. 9).

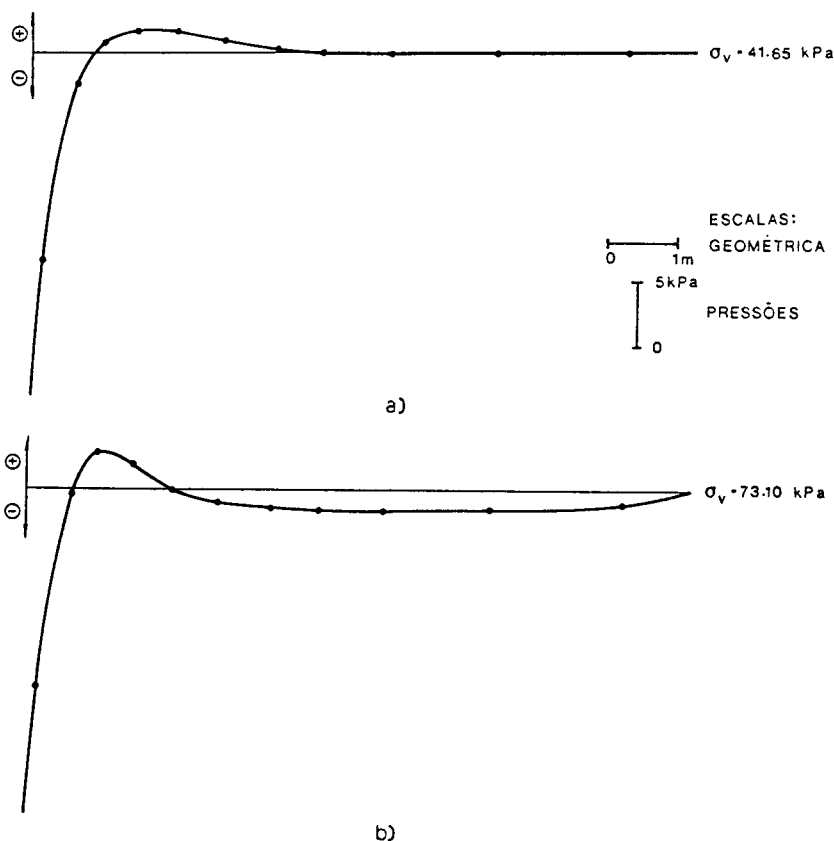


Fig. 8 — Variação das pressões verticais em relação às teóricas ($\sigma_v = \gamma z$) em dois planos horizontais do aterro situados: a) a 2,45 m do topo da estrutura; b) a 4,30 m do topo da estrutura

Os resultados expressos na figura mostram que os níveis de tensão mais elevados ocorrem na massa reforçada numa extensão em relação à face crescente com a altura. O afastamento relativamente à face e a aproximação da base do aterro acarretam níveis de tensão gradualmente menores, sendo estes particularmente baixos em pontos situados junto ao maciço de fundação e próximo da face. As zonas de isovalores do nível de tensão confirmam o que atrás se disse; com efeito: i) a extensão medida na vertical a partir do topo da estrutura em que se observam níveis de tensão elevados diminui com o afastamento da face; ii) atrás da zona reforçada observam-se, ainda, níveis de tensão elevados próximo da superfície do maciço, provavelmente devido ao menor comprimento resistente disponível nos níveis superiores de inclusões, às condições de simetria do problema e, ainda, devido ao facto de o modelo utilizado não considerar o efeito da compactação do aterro no estado de tensão deste; iii) junto à base da estrutura a restrição das deformações imposta pela fundação, pela ligação da face a esta e pelo comprimento resistente disponível (superior ao necessário) é claramente evidenciada pelos níveis de tensão baixos aí observados.

No maciço de fundação os níveis de tensão máximos são observados à frente do aterro próximo da superfície.

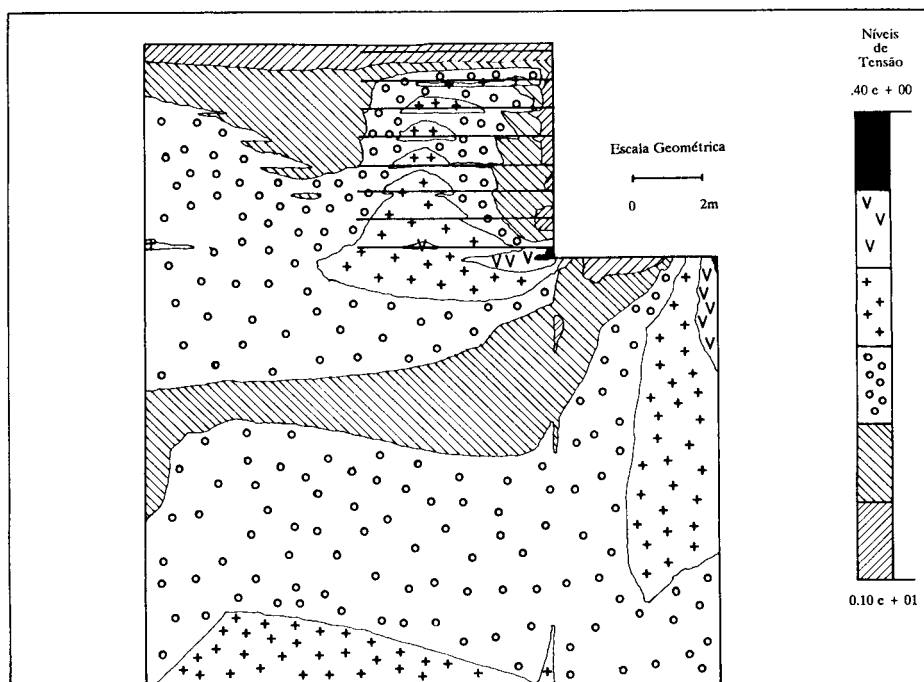


Fig. 9 — Níveis de tensão no fim da construção

3.3 – Deslocamentos

Seguidamente examinar-se-ão as características genéricas dos movimentos dos maciços reforçados com geossintéticos. Antes, porém, tecer-se-ão algumas considerações sobre o critério adoptado no modelo numérico para definição dos deslocamentos nas camadas de aterro no final da respectiva fase de construção. O interesse desta abordagem tem a ver com o facto de, como se verá adiante, se obterem configurações diferentes dos deslocamentos na estrutura, consoante o critério utilizado nos cálculos.

Como foi referido em 2, o problema procura simular a construção de um muro reforçado com geossintéticos em que as camadas de aterro são colocadas atrás de painéis de face com alturas idênticas às das camadas. As deformações do maciço reforçado durante a construção são distintas no tipo de muros em estudo e nos muros escorados, daí resultando valores igualmente distintos dos deslocamentos. Nos muros escorados o maciço praticamente não se deforma até à conclusão do aterro devido à continuidade da face e ao impedimento dos deslocamentos desta através do escoramento. Nos muros em que a face é descontínua as cargas transmitidas durante a colocação de uma nova camada de aterro ao maciço subjacente provocam a sua deformação, pois os deslocamentos para o exterior da face não estão impedidos e são facilitados pela sua própria descontinuidade.

A simulação da construção de estruturas deste tipo através de modelos numéricos exige, por isso, a formulação de hipóteses quanto aos deslocamentos a considerar numa camada de aterro no fim da sua execução. Neste trabalho consideram-se duas hipóteses:

- 1.º) camada de aterro colocada de acordo com as coordenadas do projecto e, consequentemente, deslocamentos nulos;
- 2.º) camada de aterro colocada alinhada pela subjacente e, por isso, deslocamentos verticais nulos e horizontais iguais aos instalados na superfície da camada subjacente após a conclusão da fase em causa.

Na realidade, durante a construção de muros com face descontínua, a estrutura subjacente à camada em execução deforma-se, deslocando-se para o exterior. Nestas condições a colocação da nova camada de acordo com as coordenadas do projecto implicaria, naturalmente, o desalinhamento dos painéis da face, ou seja, o painel da face correspondente à espessura de aterro em execução ficaria situado atrás do painel subjacente. Porém, normalmente, o primeiro elemento a ser instalado é o painel da face e é-o alinhado pelo subjacente; posteriormente o solo é colocado atrás e compactado, procurando-se no final atingir a altura de projecto e manter o alinhamento com o painel subjacente. Do exposto ressalta que das duas hipóteses formuladas aquela que é susceptível de traduzir mais fielmente o que ocorre nas obras é a segunda, motivo pelo qual se optou por considerá-la nos cálculos efectuados. A primeira hipótese, embora possível, carece da generalidade da segunda. Por esta razão, foi apenas considerada com o objectivo de contrapor as configurações dos deslocamentos observados em duas obras, uma delas executada de acordo com a primeira hipótese e a outra de acordo com a segunda.

A Fig. 10a) mostra a evolução dos deslocamentos horizontais dos pontos da face ao longo da construção. A tendência para a ocorrência dos deslocamentos máximos próximo da base do aterro é observada desde o início da construção. Efectivamente, neste tipo de estruturas, a colocação incremental do solo provoca um aumento gradual do estado de tensão nas camadas subjacentes. A flexibilidade da face e a deformabilidade das inclusões são pouco eficazes no controlo do acréscimo das deformações no solo associado ao aumento do estado de tensão. Por esta razão, os deslocamentos máximos ocorrem próximo da base do aterro, ou seja, onde o estado de tensão é mais elevado. Note-se que eles ocorrem algo acima da base porque a fundação impõe restrições aos deslocamentos horizontais.

Na Fig. 10b) estão representados os deslocamentos horizontais incrementais da face em todas as fases de cálculo. Entre a 2.ª e a 8.ª fase (colocação de aterro e entrada em serviço do reforço subjacente) nota-se um crescimento contínuo destes deslocamentos com o progresso da construção. Este crescimento é mais claro na parte superior da estrutura. Com efeito, junto à base do aterro os deslocamentos horizontais incrementais aumentam nas primeiras fases de cálculo, mantendo-se, posteriormente, praticamente constantes. Apenas na 2.ª fase de cálculo os deslocamentos horizontais incrementais são máximos junto à fundação; nas restantes fases os máximos ocorrem a alguma distância desta. Tal deve-se, como já foi dito anteriormente, à restrição das deformações imposta pela proximidade do maciço de fundação, pela ligação da face a esta, e pelos comprimentos resistentes disponíveis nas inclusões situadas nesta região (significativamente superiores aos teoricamente necessários).

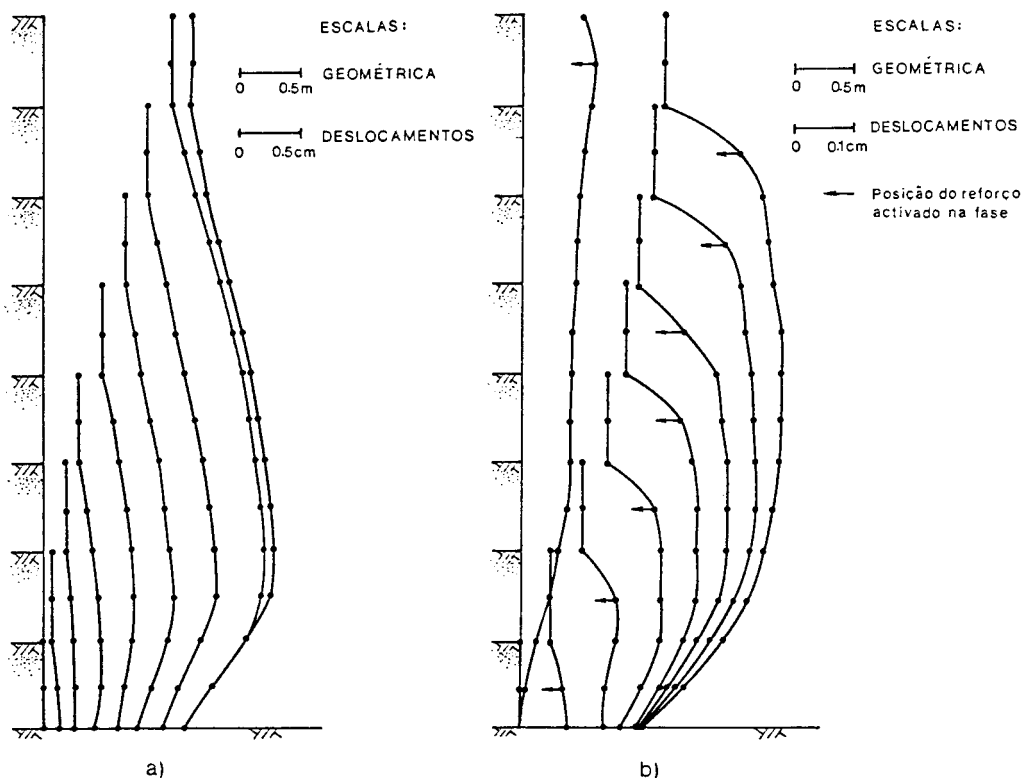


Fig. 10 — Deslocamentos horizontais da face em todas as fases de cálculo: a) totais; b) incrementais

Numa dada fase os deslocamentos horizontais incrementais tornam-se praticamente constantes a certa distância da base, diminuindo na camada de aterro subjacente aquela em execução nessa fase. A esta última redução não é alheio, naturalmente, o impedimento dos deslocamentos horizontais ao nível do reforço na camada colocada. A constância dos deslocamentos horizontais incrementais denuncia o funcionamento em bloco da zona de maciço que vai estando reforçada.

A última fase de cálculo simula apenas a entrada em serviço do último nível de inclusões. Por esta razão, os deslocamentos horizontais incrementais são pequenos.

Os deslocamentos totais resultam, como é lógico, do somatório dos deslocamentos incrementais. Por isso, é de esperar o aspecto dos deslocamentos totais apresentado na Fig. 10a), ou seja, deslocamentos máximos na parte inferior do aterro a alguma distância da base, deslocamentos na base superiores aos do topo associados a uma redução progressiva da relação entre eles à medida que a estrutura é construída, e um acréscimo pouco significativo dos deslocamentos na última fase de cálculo.

É de realçar que a configuração dos deslocamentos está intimamente relacionada com o estado de deformação do maciço reforçado. Assim, procedimentos construtivos susceptíveis de introduzir alterações naquele estado conduzirão, naturalmente, a aspectos distintos dos deslocamentos. O aumento da rigidez da face e a redução do espaçamento entre reforços são factores que podem permitir controlar o estado de deformação do maciço.

Na Fig. 11 mostra-se, na 9.^a fase de cálculo, os deslocamentos horizontais da face determinados considerando, num dos casos, deslocamentos horizontais nulos nas camadas de aterro no final da sua colocação (1.^a hipótese) e, no outro, deslocamentos iguais aos observados na mesma situação no tecto da camada subjacente (2.^a hipótese). Efectivamente, a figura põe em evidência que, particularmente na parte superior da estrutura, os deslocamentos horizontais finais são substancialmente distintos. Esta diferença resulta de, como já foi dito, não se considerar no primeiro caso o movimento para o exterior da face causado pela deformação do maciço reforçado que tem lugar quando o muro é construído incrementalmente. Os reduzidos movimentos experimentados pela face, aquando da colocação das primeiras camadas de aterro, é expresso pela semelhança dos deslocamentos finais próximo da base da estrutura nas duas hipóteses consideradas. Por isso, tal como a Fig. 11 comprova, não é de estranhar que, em ambos os casos, os deslocamentos horizontais máximos sejam idênticos e tenham lugar à mesma distância da base do aterro.

Na 1.^a hipótese são considerados, apenas, os deslocamentos resultantes do funcionamento da estrutura; daí que o aspecto final dos deslocamentos, embora menos realista, traduza com maior exactidão as deformações que têm lugar ao nível das inclusões. Com efeito, essas deformações e, conseqüentemente, os esforços mobilizados (ver Fig. 5) aumentam entre a base e o 2.^o nível de reforços, diminuindo entre este nível e o topo da estrutura. Para finalizar, e ainda em relação à configuração dos deslocamentos obtidos considerando a 1.^a hipótese, é de realçar que os deslocamentos observados próximo da base do muro são devidos aos movimentos horizontais da fundação.

4 — CONCLUSÕES

A análise do comportamento durante a construção de um muro reforçado com geossintéticos executado incrementalmente efectuada ao longo deste trabalho permite formular as seguintes conclusões:

- a) quando o espaçamento entre reforços é constante o esforço máximo no muro ocorre próximo da base deste;
- b) o papel inibidor das deformações de tracção desempenhado pela fundação é responsável pela redução dos esforços mobilizados nos níveis de reforço situados mais próximas desta;
- c) a distribuição dos esforços ao longo das inclusões é aproximadamente constante entre a face e o limite entre a zona activa e a zona resistente, diminuindo até se anular na extremidade posterior do reforço;

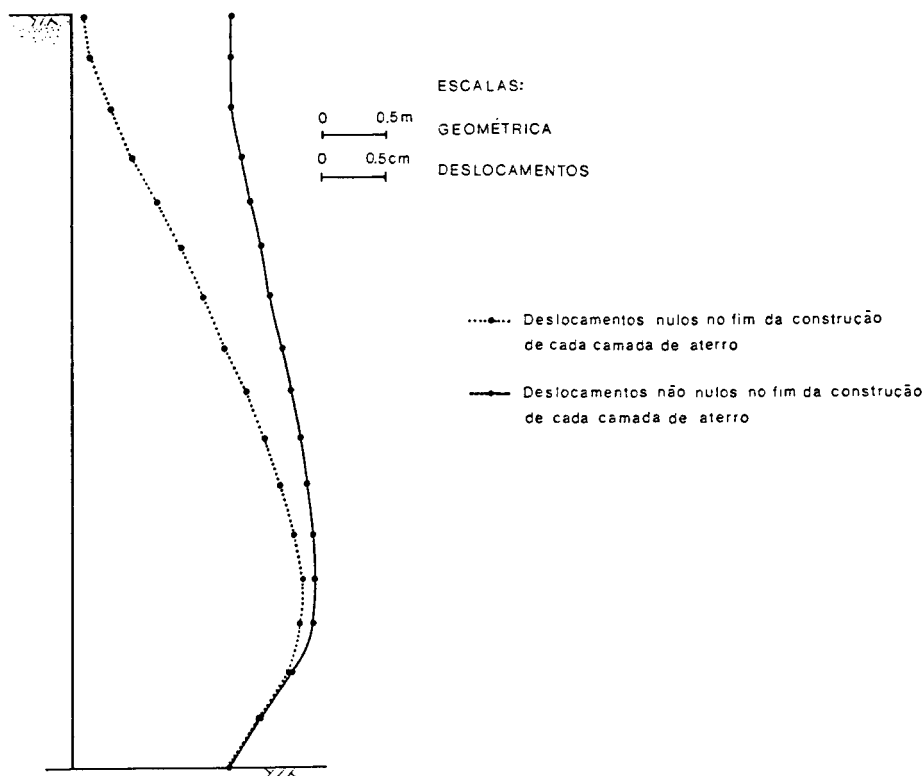


Fig. 11 — Deslocamentos horizontais na face no fim da construção — influência do critério adoptado para os deslocamentos horizontais nas camadas de aterro no fim da sua execução

- d) para o comprimento de reforços considerado, a linha que une os pontos onde se inicia a redução dos esforços nas inclusões é aproximadamente plana, com declive semelhante ao da cunha activa de Rankine;
- e) a maior redução dos esforços nas inclusões dá-se até um plano paralelo à superfície de talude natural do aterro;
- f) o estado de tensão no maciço reforçado evidencia a proximidade da cedência;
- g) os deslocamentos da face são máximos próximo da base do aterro.

5 — 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.
- DOHERTY, W. P., WILSON, E. L. and TAYLOR, R. L. — *Stress analysis of axisymmetric solids utilizing higher order quadrilateral finite elements*. Report n.º 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. and 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.
- JEWELL, R. A. — *Limit equilibrium analysis of reinforced soil walls*. Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., S. Francisco, Vol. 3, pp. 1705-1708. 1985.
- JEWELL, R. A. — *Reinforced soil wall analysis and behaviour*. Report n.º OUEL 1701/87, Soil Mechanics Report n.º 075/87, University of Oxford. 1987.
- 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. and DUBOIS, D. — *The load-strain-time behaviour of Tensar geogrids*. Proc. Conf. on Polymer Grid Reinforcement, Thomas Telford ed., London, pp. 11-17. 1984.
- YEO, K. C. — *The behaviour of polymeric grids used for reinforcement*. Ph. D. Thesis, University of Strathclyde, Glasgow. 1985.