

ESTUDO DE UM MURO DE TERRA ARMADA

Study of a reinforced earth wall

CARLOS FÉLIX *

ANTÓNIO SILVA CARDOSO **

RESUMO — O uso de estruturas de terra armada tem vindo a intensificar-se dadas as vantagens deste tipo de construção. Em muitos casos o seu dimensionamento assenta fundamentalmente em observações empíricas obtidas através da instrumentação de obras e a partir de ensaios em modelos reduzidos.

A quantidade de factores que influenciam o comportamento dos muros de terra armada é extensa, sendo por isso conveniente o desenvolvimento de modelos numéricos que facilitem e permitam aprofundar o seu estudo. Naturalmente que esses modelos numéricos deverão ser validados comparando os resultados por eles obtidos com os experimentais.

Apresentam-se resultados da aplicação ao estudo de um muro de suporte de um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos e que permite simular a construção por fases da estrutura. Faz-se ainda um estudo comparativo com os resultados analíticos obtidos por outros autores e com os observados durante a construção do muro analisado.

SYNOPSIS — Reinforced earth structures' design is often based on empirical observations, obtained from instrumentation of real structures and reduced-scale models.

The extense variety of factors interfering in earth walls' behaviour makes it advantageous to use numerical models, which allow a more accurate study. These numerical methods are validated comparing the results obtained with the field measurements.

The results reported herein of the study of a retaining wall were obtained using a computer code, employing the finite element method, that is able of simulating the incremental buildup of the wall. A good simulation of earth walls' stresses and strains is achieved using this model, as well as the soil foundation and interface elements behaviour, which accomodate slippage between material fill and reinforcements.

A comparative study is made with results obtained by different authors and with those from field measurements.

1 — INTRODUÇÃO

Analisa-se neste artigo o comportamento de um maciço de terra armada utilizando um modelo de cálculo baseado no método dos elementos finitos. A obra simulada foi descrita por Al-Hussaini e Johnson (1977), tendo sido cuidadosamente instrumentada e observada. No presente trabalho essa obra é usada para realçar aspectos fundamentais do comportamento dos maciços de terra armada, salientando-se as tracções nas armaduras e as tensões e deslocamentos no maciço armado e solo envolvente.

Aqueles autores, usando um modelo numérico baseado igualmente no método dos elementos finitos, estudaram também analiticamente a obra referida. É assim possível proceder à comparação dos resultados do cálculo agora apresentados, com os obtidos experimentalmente e ainda com os resultados numéricos publicados por outros autores.

* Engenheiro Civil, Colaborador do CEG – Gabinete de Estruturas e Geotecnia, Ld^a, aluno de Mestrado na FEUP.

** Engenheiro Civil, Professor Auxiliar da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

2 — CARACTERÍSTICAS GERAIS DO MODELO NUMÉRICO

Admitindo como válidas as condições associadas ao estado plano de deformação, na análise do comportamento do muro de terra armada usou-se um modelo numérico bidimensional, baseado no método dos elementos finitos, que foi originalmente desenvolvido por Clough e Duncan (1971) e, posteriormente, modificado por Cardoso (1987). Este programa utiliza elementos finitos subparamétricos quadrangulares de 5 nós (Doherty, Wilson e Taylor, 1969) e permite a simulação da construção do maciço armado por incrementos assim como da aplicação de cargas distribuídas.

O comportamento não-linear dos materiais (aterro e maciço de fundação) é simulado através da formulação hiperbólica desenvolvida por Duncan e Chang (1970).

Para a simulação das interfaces entre os distintos materiais usam-se elementos de junta formulados por Goodman, Taylor e Brekke (1968). A caracterização do comportamento mecânico dessas interfaces baseia-se na hipótese de uma relação hiperbólica entre as tensões tangenciais e os deslocamentos, originalmente introduzida por Clough e Duncan (1971).

3 — DESCRIÇÃO DO MURO DE TERRA ARMADA

Foi construído um muro de terra armada (Al-Hussaini e Perry, 1976) tendo em vista a observação do seu comportamento durante a construção e posterior carregamento com uma sobrecarga uniformemente distribuída. O maciço armado, representado na Fig. 1, era constituído por armaduras de aço galvanizado com 100 mm de largura, 0.6 mm de espessura e 3.0 m de comprimento, espaçadas de 0.60 m e 0.75 m nas direcções vertical e horizontal, respectivamente.

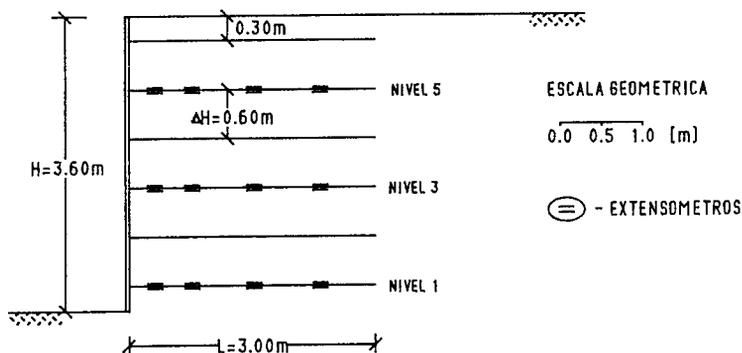


Fig. 1 — Esquema do muro de terra armada instrumentado

Três dos elementos de reforço, pertencentes a uma mesma secção central do muro de terra armada e localizados nos níveis 1, 3 e 5 (ver Fig. 1), foram instrumentados com extensômetros posicionados a 0.30 m, 0.75 m, 1.50 m e 2.30 m da face do muro. À cota de cada um desses três níveis e a 0.30 m da face foram colocadas células de pressão com vista à medição das tensões verticais e horizontais actuantes no aterro, entre as armaduras.

A simulação da construção do muro, utilizando a modelação brevemente descrita em 2, compreende treze fases de cálculo. Na Fig. 2 mostra-se a malha de elementos finitos usada e indicam-se as cotas atingidas em algumas daquelas fases.

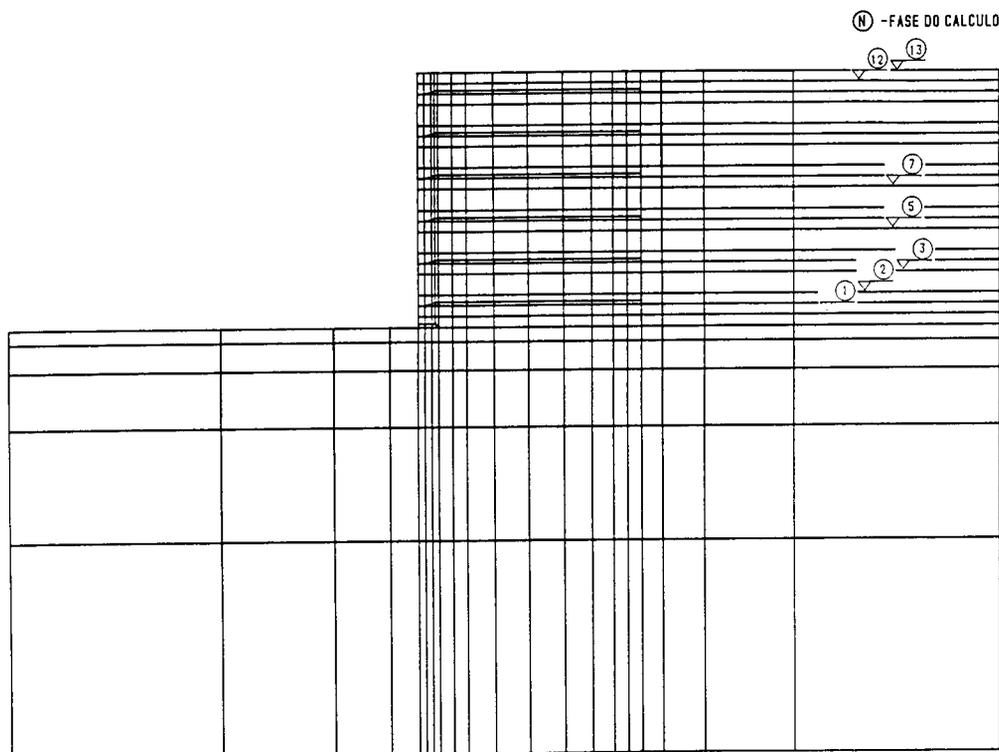


Fig. 2 — Malha de elementos finitos utilizada no cálculo

Apresenta-se no Quadro I um sumário dos parâmetros do modelo hiperbólico utilizados na simulação do comportamento do maciço de fundação.

QUADRO I

Parâmetros dos materiais

	SOLO DA FUNDAÇÃO	ATERRO
γ [KN/m ³]	16.0	15.6
K_0	0.47	0.41
ϕ [°]	32	36
c [kPa]	28	0
ν	0.33	0.30
ν_{rot}	0.50	0.50
K	326	580
n	0.54	0.50
R_f	0.90	0.85
K_{dr}/K	2.0	2.0

QUADRO II

Parâmetros das interfaces

	SOLO-ARMADURA
ϕ [°]	18
K	3280
n	1.1
R_f	1.0
R_{ks}	11

O aterro utilizado na construção do muro de terra armada era constituído por areia limpa, com partículas variando de subangulares a angulares. Os parâmetros hiperbólicos assim como outras propriedades adoptadas na análise por elementos finitos estão de igual forma representados no Quadro I.

As interfaces entre o solo e os reforços, das quais depende o comportamento global e conjunto do maciço armado, são modeladas por elementos de junta aos quais se atribuem as características mecânicas (hiperbólicas) constantes do Quadro II.

Por fim, refira-se que na construção do muro de terra armada se usaram reforços em aço galvanizado com módulo de elasticidade igual a 210 GPa e tensão de cedência igual a 350 MPa.

4 — ANÁLISE DOS RESULTADOS DO CÁLCULO

4.1 — Introdução

Descrevem-se em seguida os principais resultados do cálculo por elementos finitos do muro de terra armada referido. Esses resultados são usados para pôr em relevo os aspectos fundamentais do comportamento desse tipo de estruturas.

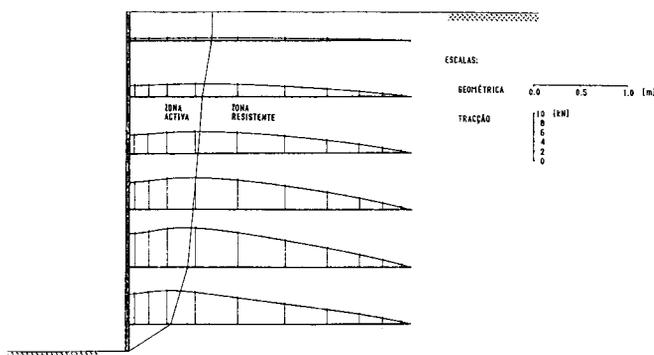


Fig. 3 — Distribuição das forças de tracção ao longo das armaduras no final da construção

4.2 — Forças de tracção

As distribuições das forças de tracção ao longo dos elementos de reforço estão ilustradas na Fig. 3. Essas distribuições confirmam alguns dos aspectos conhecidos do comportamento dos maciços de terra armada:

- 1) — as forças de tracção junto à face constituem apenas uma fracção das tracções máximas nos reforços, tendo a face, no que respeita à segurança do maciço armado, um papel muito localizado;
- 2) — os valores das forças de tracção são mais importantes na base do muro, decrescendo dos níveis inferiores para os superiores; no entanto, uma excepção deve ser feita em relação aos reforços do nível 1, o qual apresenta valores ligeiramente inferiores aos do nível 2, justificados pela proximidade do maciço de fundação;

3) — as secções dos reforços onde se instalam as tracções máximas posicionam-se sobre uma superfície que separa o material de aterro em duas zonas: na primeira delas, localizada junto da face e designada zona activa, as tensões tangenciais exercidas pelo aterro sobre as armaduras fazem aumentar gradual e sucessivamente os esforços de tracção conforme aumenta a distância à face do muro, até que se atinja a tracção máxima no limite entre as duas zonas; na segunda das zonas, a que se chamará resistente, as tensões tangenciais que actuam nas superfícies dos reforços estão dirigidas para o interior do maciço pelo que diminuem as tracções nas armaduras até zero nas respectivas extremidades posteriores.

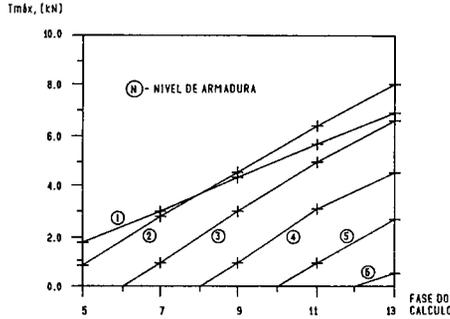


Fig. 4 — Evolução das tracções máximas nas armaduras durante a construção

Na Fig. 4 ilustra-se a evolução das tracções máximas durante a construção. Verifica-se um importante incremento das forças de tracção ao longo das fases de cálculo para todos os elementos de reforço. No entanto, nas armaduras do nível 1 esse incremento não é tão significativo como nas dos restantes níveis. Este facto deve-se, conforme já foi referido, à proximidade do maciço de fundação e à conseqüente migração das tensões para zonas menos deformáveis.

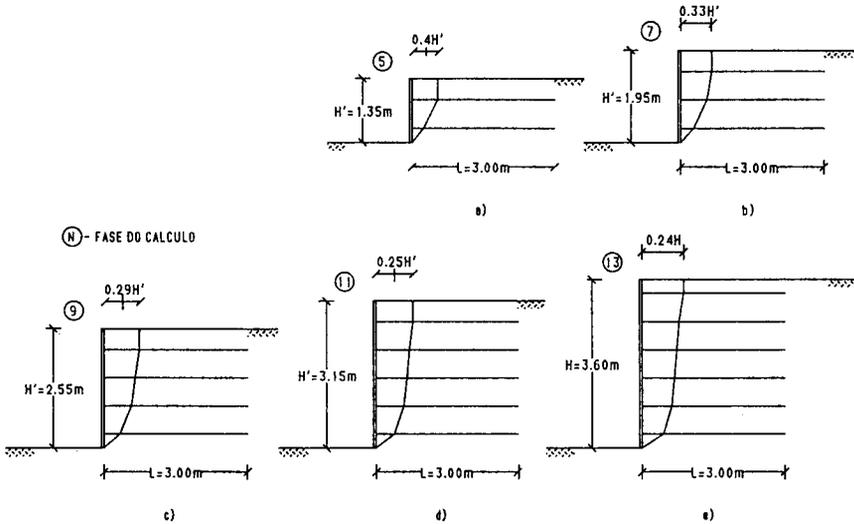


Fig. 5 — Evolução com a construção da superfície das tracções máximas nas armaduras

A evolução, durante a construção, da superfície geométrica onde são máximas as forças de tracção está representada na Fig. 5. Da análise desta figura convém realçar os seguintes aspectos:

- 1) — em cada fase a superfície das tracções máximas passa pelo pé do aterro e é, na parte superior, aproximadamente paralela ao paramento vertical;
- 2) — de uma forma geral a distância, d , à face do aterro da intersecção da superfície das tracções máximas com a superfície livre não apresenta grande variação com o crescimento do aterro; isto sugere que essa distância é fortemente condicionada pelo comprimento das armaduras.

Como consequência deste último aspecto, a relação d/H , constante da Fig. 5, diminui durante a construção. No final da construção, o valor encontrado para d/H foi de 0.24. Este resultado está de acordo com as observações experimentais (LCPC-SETRA, 1979) que indicam 0.3 como sendo um valor limite para a relação d/H .

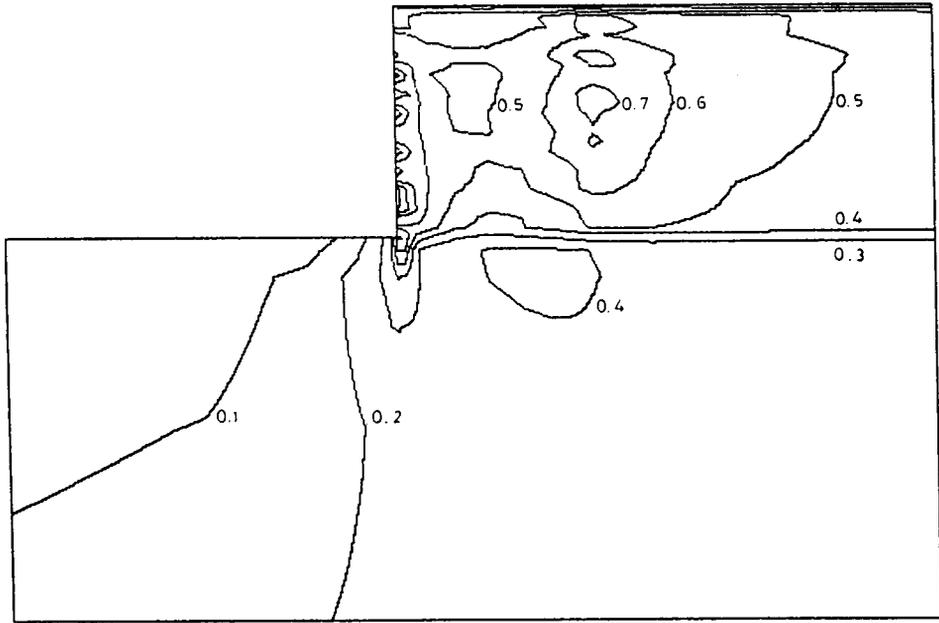


Fig. 6 — Níveis de tensão no final da construção

4.3 — Níveis de tensão no interior do maciço

Um interessante resultado do estudo realizado está ilustrado na Fig. 6 onde se apresentam os níveis de tensão no aterro e no maciço de fundação no final da construção. No que respeita ao aterro note-se que: i) é na zona central do maciço reforçado que se observam os níveis de tensão menos elevados; ii) estes são máximos nas extremidades da massa reforçada.

O movimento do maciço reforçado é acompanhado pelo estabelecimento no seu interior de deslocamentos relativos entre o solo e as armaduras que, como atrás se sublinhou, se caracterizam por na zona activa serem maiores, em termos médios, os deslocamentos do solo do que

os dos reforços enquanto na zona resistente ocorre precisamente o contrário. Em consequência, e atendendo a que a deformabilidade das armaduras é relativamente pequena, as deformações do solo são mínimas na fronteira que separa as duas zonas acima referidas e aumentam gradualmente para um e outro lado dessa fronteira. Naturalmente que aquele aumento não é simétrico devido quer à assimetria da sollicitação quer à existência da cortina.

Por outro lado, verifica-se que na base do maciço reforçado os níveis de tensão diminuem gradualmente desde a face até à extremidade posterior. Tal é causado pela acentuada concentração de tensões verticais junto do paramento.

Pode assim afirmar-se que globalmente o maciço reforçado se comporta como um bloco deformável, tendendo a rodar em torno da base do paramento e destacando-se da zona não reforçada.

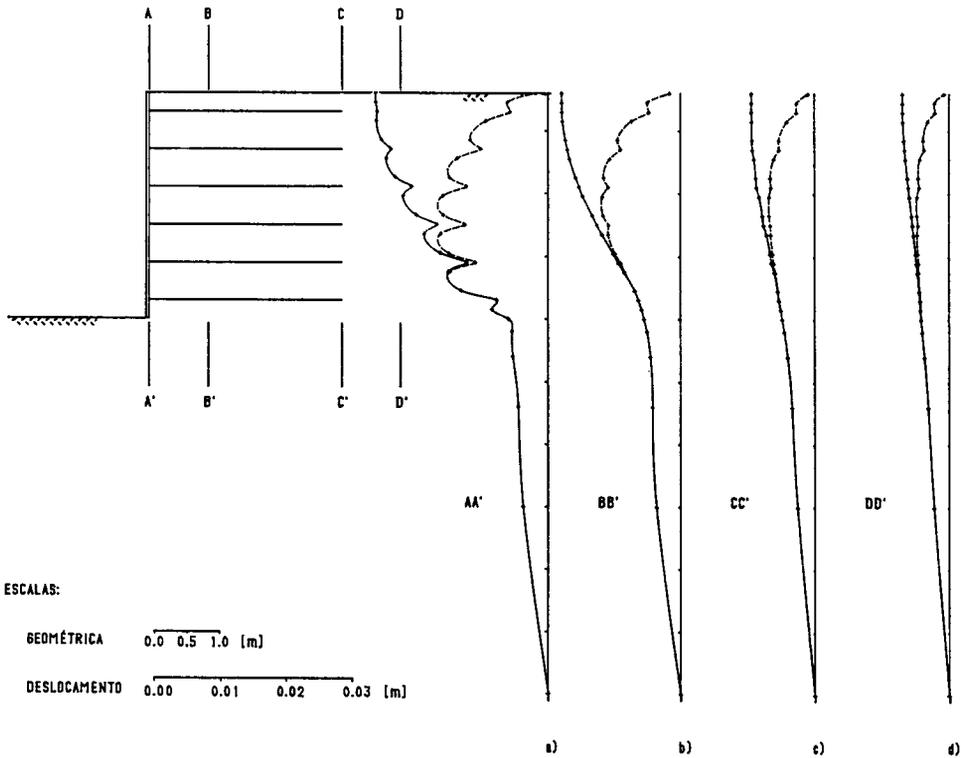


Fig. 7 — Deslocamentos horizontais no final da construção

4.4 — Deslocamentos

Na Fig. 7 ilustram-se os deslocamentos horizontais obtidos na análise numérica do muro de terra armado em apreço. Para o cálculo desses deslocamentos admitiu-se uma das duas seguintes hipóteses, consideradas extremas:

- 1) — no primeiro caso supõem-se nulos os deslocamentos dos pontos nodais dos elementos finitos que simulam a construção de cada nova camada de aterro; isto é, quando se

- “activam” os elementos finitos que modelam a construção de uma dada camada de aterro os deslocamentos dos seus pontos nodais são considerados iguais a zero;
- 2) — no segundo caso esses deslocamentos são supostos iguais aos deslocamentos dos pontos correspondentes (localizados na mesma secção vertical) situados na superfície do aterro na fase construtiva anterior.

Crê-se que, na prática, as estruturas deste tipo poderão apresentar deslocamentos compreendidos entre estes dois extremos, dependendo do modo como, durante o processo construtivo, são posicionados os elementos que constituem a face do muro.

Os resultados apresentados na Fig. 7 mostram que os deslocamentos horizontais dos maciços de terra armada podem apresentar aspectos muito variáveis, dependendo dessa variação, mais do que das características mecânicas dos distintos materiais, do modo como se procede ao alinhamento da face durante a construção sequencial do muro.

5 — COMPARAÇÃO COM AS MEDIÇÕES EFECTUADAS NA OBRA

5.1 — Introdução

A comparação dos resultados obtidos a partir do modelo numérico utilizado neste estudo com as medições efectuadas na obra referem-se às forças de tracção nos reforços e às tensões horizontais no aterro próximo da face. A comparação é feita entre os resultados relativos a duas fases distintas da obra: ao final da construção e a um estágio próximo do colapso do muro que foi alcançado através da colocação de uma sobrecarga uniformemente distribuída na superfície do aterro.

Na simulação numérica, após a modelação da construção do maciço de terra armada, procede-se à modelação do seu carregamento através de aplicação incremental de uma sobrecarga uniformemente distribuída com o valor de 12 kPa por incremento. São aplicados seis incrementos obtendo-se, assim, a carga (72 kPa) que produziu o colapso da obra instrumentada.

Outros autores (Al-Hussaini e Johnson, 1977) analisaram os resultados provenientes das observações “in situ” e procuraram simular o comportamento do muro de terra armada lançando mão, igualmente, de um modelo numérico incremental baseado no método dos elementos finitos.

Então, nos parágrafos seguintes apresenta-se, para o muro de terra armada em apreço, um estudo em que se comparam:

- 1) — os resultados analíticos descritos no ponto 4 do presente artigo;
- 2) — as medições efectuadas na obra;
- 3) — os resultados numéricos publicados por Al-Hussaini e Johnson (1977); estes autores utilizaram na simulação do muro duas malhas distintas, adiante referenciadas por malha I e malha II.

5.2 — Tracções nas armaduras

5.2.1 — Final da construção

Na Fig. 8 comparam-se os valores das tracções nas armaduras no final da construção, obtidos pela análise numérica agora realizada, com os provenientes das medições efectuadas “in situ”.

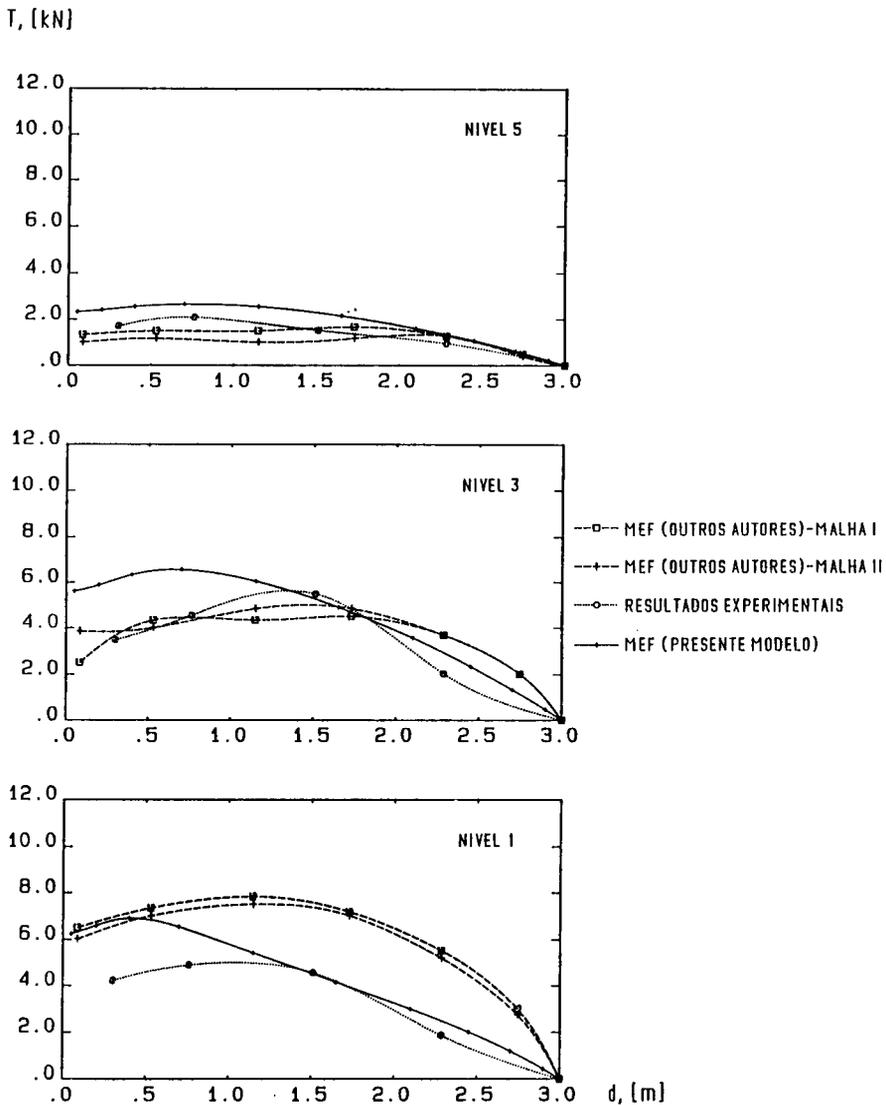


Fig. 8 — Distribuição das tracções ao longo das armaduras instrumentadas, no final da construção

Como se pode constatar, existe uma muito razoável aproximação entre os valores calculados e os medidos. Porém, na zona activa do maciço são detectáveis algumas diferenças significativas: nessa zona os esforços de tracção calculados são, nos três níveis de armaduras instrumentadas, superiores aos observados, apesar de as transferências de tensões tangenciais para os elementos de reforço serem semelhantes em ambos os casos. As diferenças resultam, portanto, das pressões de terras que actuam sobre o paramento, as quais definem os valores das tracções nos pontos de ligação das armaduras à face.

Em consequência do anterior, a posição da superfície que separa as zonas activa e resistente prevista no cálculo fica mais próxima da face do muro do que a que resulta da interpretação dos resultados experimentais.

As diferenças entre os valores calculados e medidos das tracções instaladas nas armaduras na zona activa do maciço reforçado justificam-se pela forma particular como, no modelo de cálculo, são modeladas as armaduras e a sua interacção com o aterro envolvente. A modelação bidimensional das interacções tridimensionais provoca uma alteração irrealista dos deslocamentos dos pontos nodais dos elementos representativos do terreno que envolve os reforços, a qual tem consequências particularmente importantes nas proximidades da face do aterro. Com efeito, é aí que o campo de deslocamentos é mais complexo, quer por causa das ligações pontuais das armaduras à cortina quer devido ao modo como esta se deforma.

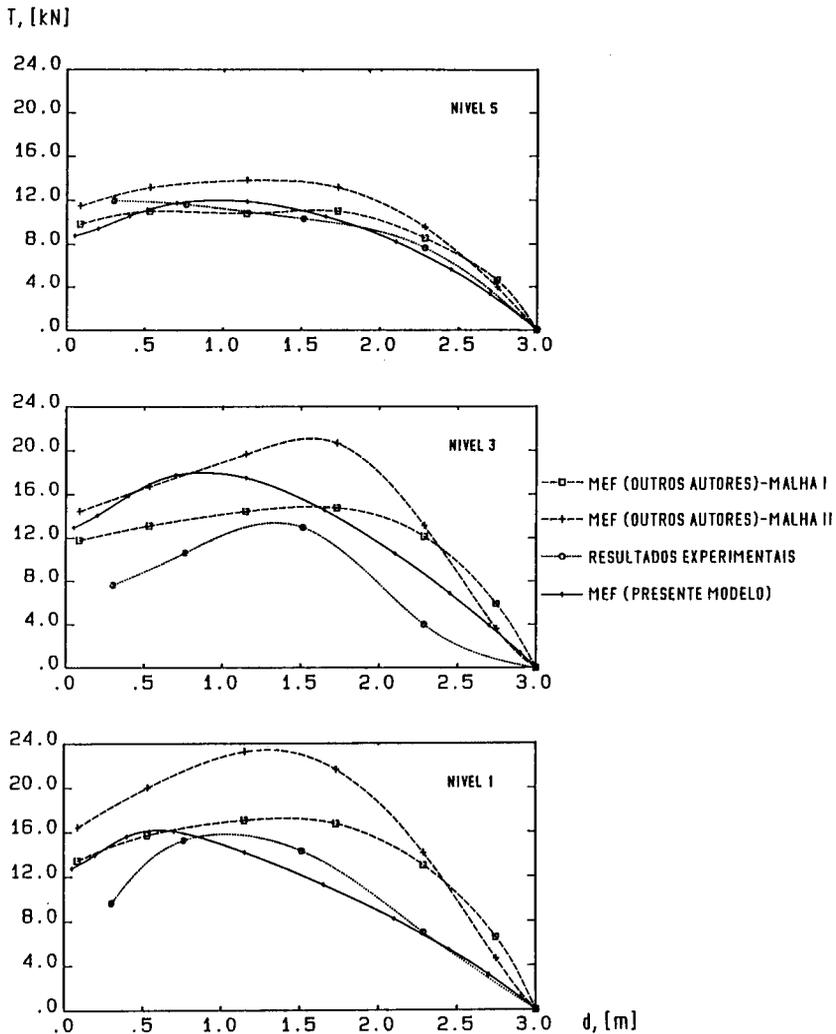


Fig. 9 — Distribuição das tracções ao longo das armaduras instrumentadas, num estágio próximo do colapso do muro

5.2.2 — Estádio próximo do colapso do muro

A Fig. 9 é semelhante à Fig. 8, comparando-se agora resultados respeitantes a um estágio próximo do colapso do muro.

Também para esta fase se observa uma muito razoável concordância entre as tracções nas armaduras calculadas pelo modelo bidimensional aplicado no presente artigo e as medidas na obra. Esta concordância é tanto mais de salientar quanto é certo se encontrar o muro próximo do colapso.

De qualquer modo mantêm a sua pertinência algumas das observações feitas no parágrafo anterior.

5.2.3 — Resultados analíticos publicados por outros autores

Nas Figs. 8 e 9 estão representados os resultados analíticos obtidos por Al-Hussaini e Johnson (1977) nas duas fases consideradas.

Notam-se algumas discrepâncias importantes entre os resultados analíticos apresentados por aqueles autores e os resultados, numérico e experimental, comentados nos parágrafos anteriores. A mais significativa dessas discrepâncias refere-se às tracções na zona resistente: com efeito, os valores encontrados por Al-Hussaini e Johnson para as tracções nessa zona são, em todos os casos, bastante superiores (mais do dobro nalguns casos) aos obtidos no cálculo descrito no presente artigo e aos medidos na obra.

Essas diferenças devem ser motivadas por uma deficiente modelação das extremidades livres das armaduras e, também, do mecanismo de interacção destas com o solo envolvente.

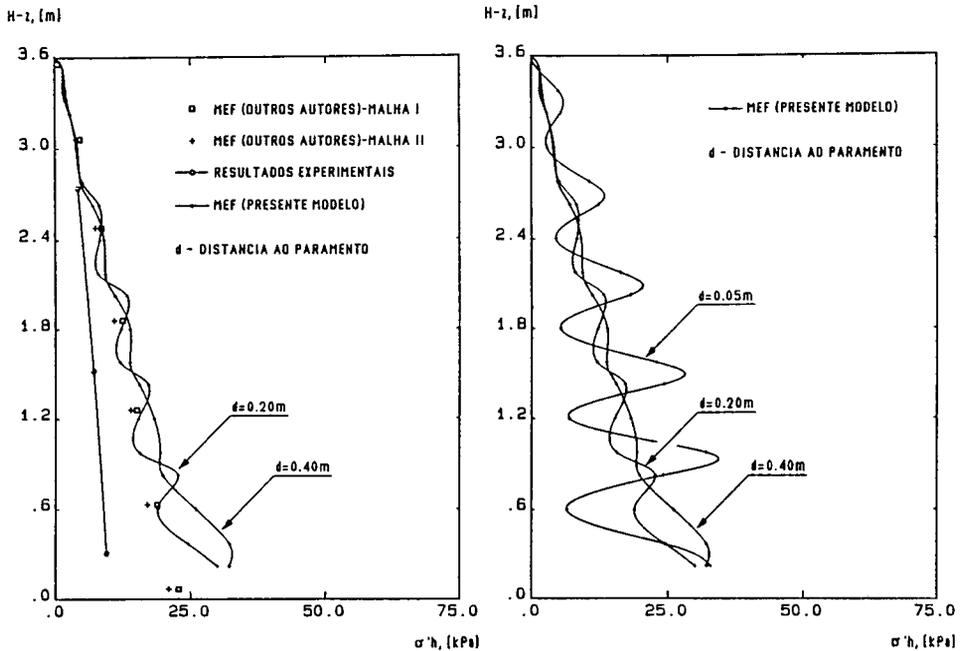


Fig. 10 — Distribuição das tensões horizontais no final da construção:
a) resultados experimentais e numéricos; b) variação das tensões horizontais com a distância ao paramento

5.3 — Tensões horizontais no maciço reforçado

Representam-se na Fig. 10a as distribuições das tensões horizontais em duas secções verticais afastadas 0.20 m e 0.40 m da face do muro, determinadas a partir do cálculo por elementos finitos no final da construção. Nessa figura apresentam-se também os resultados analíticos reportados por Al-Hussaini e Johnson (1977) bem como os valores medidos em obra através de células de pressão colocadas a cerca de 0.30 m do paramento.

Note-se antes de mais a boa concordância de todos os resultados analíticos. Em contrapartida, os valores medidos são clara e significativamente inferiores àqueles, sobretudo na parte inferior do maciço reforçado.

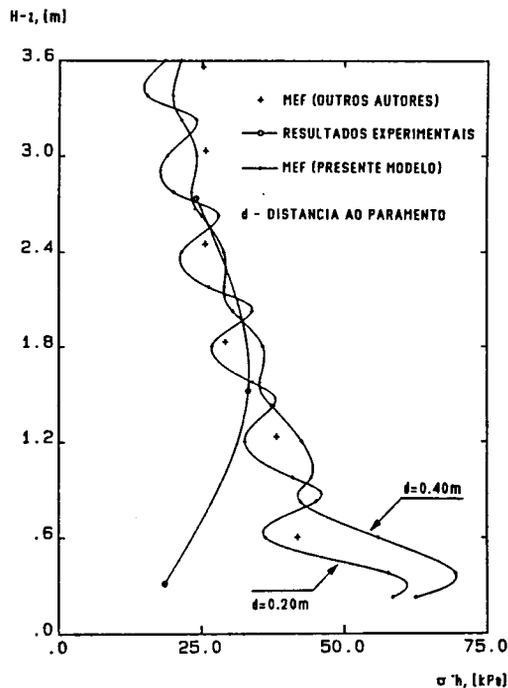


Fig. 11 — Distribuição das tensões horizontais num estádio próximo do colapso do muro

Por outro lado, na Fig. 11, semelhante à Fig. 10a, comparam-se as distribuições das tensões horizontais, obtidas pelas diferentes vias, num estádio próximo do colapso do muro. Observa-se uma boa concordância de todos os resultados numéricos e experimentais, com exceção do valor medido na parte inferior do maciço.

Para além das dificuldades próprias de qualquer medição deste tipo (instalação das células, rigidez relativa das células, etc.), a medição das tensões horizontais no interior de um maciço de terra armada está sujeita a condicionalismos que podem contribuir para explicar algumas das diferenças observadas entre os resultados numéricos e os experimentais.

Em consequência da concentração de tensões junto dos pontos de ligação das armaduras à cortina (na qual a deformabilidade desta joga certamente um papel), as tensões horizontais na zona do maciço próxima da cortina variam acentuadamente de ponto para ponto. Com efeito, como mostram os resultados analíticos apresentados na Fig. 10b, verifica-se que a tensão horizontal varia não só entre secções verticais (paralelas à face), ainda que muito próximas, mas também numa mesma secção, tanto mais quanto mais próxima da face esta se localizar; naturalmente essa variação das tensões horizontais ocorre também na direcção horizontal. Como previsivelmente as células de medições das tensões não foram colocadas nas proximidades das armaduras, então elas devem ter medido valores da tensão horizontal próximos dos mínimos correspondentes à profundidade a que foram instaladas.

Enfim, saliente-se que a medição das tensões horizontais na parte inferior do maciço reforçado deverá ter sido afectada pela rigidez do maciço de fundação do muro.

6 — CONCLUSÕES

As armaduras ao posicionarem-se na direcção das deformações principais de tracção do maciço inibem essas deformações, ficando sujeitas a esforços de tracção. O efeito da colocação das armaduras traduz-se, portanto, num confinamento do solo envolvente, que é máximo na zona central do maciço e diminui para os extremos.

Os deslocamentos horizontais dos maciços de terra armada durante a sua construção podem apresentar aspectos muito variáveis, dependendo dessa variação, mais do que das características dos distintos materiais, do modo como se procede ao alinhamento da face durante a construção sequencial do muro.

A razoável concordância entre, por um lado, as medições efectuadas durante a construção e posterior carregamento até ao colapso do muro de terra armada considerado e, por outro lado, os resultados obtidos na sua modelação numérica sugerem que o modelo usado e os parâmetros mecânicos supostos são adequados. Assim sendo, a simulação numérica possibilita um aprofundamento da compreensão do modo como se desenvolvem os complexos mecanismos de interacção internos ao maciço reforçado bem como do seu comportamento global.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AL-HUSSAINI, M.M. e JOHNSON, L.D. (1977) — *Finite element analysis of a reinforced earth wall*. Technical Report S-77-6, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg.
- AL-HUSSAINI, M.M. e PERRY, E.B. (1976) — *Effect of horizontal reinforcement on stability of earth masses*. Technical Report S-76-11, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg.
- CARDOSO, A.S. (1987) — *A técnica das pregagens em solos aplicada em escavações. Métodos de análise e dimensionamento*. Tese de Doutoramento, Universidade do Porto.
- CLOUGH, G.W. e DUNCAN, J.M. (1971) — *Finite element analysis of retaining wall behaviour*. Journal of the Soil Mec. and Found. Div., ASCE, vol. 97, SM12.

- DOHERTY, W.P., WILSON, E.L. e TAYLOR, R.L. (1969) — *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.
- DUNCAN, J.M. e CHANG, C.Y. (1970) — *Nonlinear analysis of stress and strain in soils*. Journal of the Mec. and Found. Div., ASCE, vol. 96, SM5.
- FÉLIX, C. (1991) — *Comportamento dos muros de terra armada*. Tese de Mestrado, Universidade do Porto (em preparação).
- GOODMAN, R.E., TAYLOR, R.L. e BREKKE, T.L. (1968) — *A model for the mechanics of jointed rock*. Journal of the Soil Mec. and Found. Div., ASCE, vol. 94, SM3.
- LCPC-SETRA: LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES — SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES (1979) — *Les ouvrages en terre armée. Recommandations et règles de l'art*. Ministère des Transports, France.