

MÉTODO DE ANÁLISE DE TALUDES REFORÇADOS SOB CONDIÇÕES DE TRABALHO

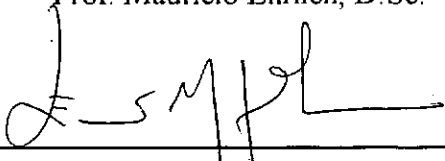
Bruno Teixeira Dantas

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

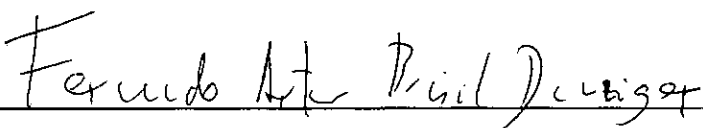
Aprovada por:




Prof. Mauricio Ehrlich, D.Sc.



Prof. Ennio Marques Palmeira, Ph.D.



Prof. Fernando Artur Brasil Danziger, D.Sc.



Prof. Francisco de Rezende Lopes, Ph.D.



Prof. Paulo Eduardo Lima de Santa Maria, D.Phil.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

ABRIL DE 1998

BRUNO TEIXEIRA DANTAS

**Método de análise de taludes reforçados
sob condições de trabalho [Rio de Janeiro]
1998**

**xiii, 92 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc.,
Engenharia Civil, 1998)**

**Tese - Universidade Federal do Rio de
Janeiro, COPPE**

1. Solo Reforçado 2. Dimensionamento

I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Maurício Ehrlich pela orientação sábia e segura, trazendo sempre motivação e esperança nos momentos mais difíceis, pela dedicação e disponibilidade, pelo apoio e amizade.

À minha mãe e à Eloísa, cujo amor, carinho, apoio e incentivo me permitiram perseverar nos meus objetivos.

Aos professores Ennio Marques Palmeira, Fernando Artur Brasil Danziger, Francisco de Rezende Lopes e Paulo Eduardo Lima de Santa Maria, pela aceitação em fazer parte da banca examinadora.

A todos os professores da área de Geotecnia da COPPE, pela dedicação, entusiasmo e seriedade com que transmitem seus conhecimentos, especialmente aos profs. Willy Alvarenga Lacerda e Ian Martins.

Ao professor Francisco Casanova, pela cessão do uso dos recursos computacionais do Setor de Química do Laboratório de Solos.

Ao professor Roberto Fernandes de Oliveira, pelo auxílio e cessão de bibliografia na parte matemática.

Às professoras Kátia Vanessa Bicalho e Gláucia da Penha Lima, por terem me despertado e incentivado para o mestrado em geotecnia.

Ao Celso, pela força e experiência transmitidas.

Aos colegas Evandro, Fábio, Roberto e Júlio Cesar, pela amizade e convivência fácil e alegre.

A todos os funcionários do Laboratório de Geotecnia, pelo convívio, dedicação e seriedade com que encaram a pesquisa e os alunos da COPPE, em especial, à Maria da Glória e ao Eduardo.

Ao Edwin, pela colaboração e auxílio quanto ao uso do programa CRISP92-SC.

Ao CNPq, pelo suporte financeiro, sem o qual não seria possível a realização deste trabalho.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

MÉTODO DE ANÁLISE DE TALUDES REFORÇADOS SOB CONDIÇÕES DE TRABALHO

Bruno Teixeira Dantas

Abril/1998

Orientador: Maurício Ehrlich

Programa: Engenharia Civil

Neste trabalho, desenvolve-se um método analítico fechado para o dimensionamento interno de estruturas de solo reforçado de inclinação qualquer baseado em condições de trabalho. Mostra-se a importância da consideração da compactação e da rigidez relativa solo-reforço na análise e projeto deste tipo de estrutura. A comparação com os resultados de análises numéricas mostrou a boa capacidade de previsão do método. Um procedimento para a determinação da tensão vertical no talude foi desenvolvido baseado na posição dos pontos de tração máxima. O método pode ser aplicado através de equações ou de ábacos adimensionais. Um exemplo de dimensionamento é fornecido.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Sciences (M.Sc.)

WORKING STRESS ANALYSIS METHOD FOR REINFORCED SOIL SLOPES

Bruno Teixeira Dantas

April/1998

Advisor: Maurício Ehrlich

Department: Civil Engineering

This work presents a closed form analytical method for the internal design of reinforced soil slopes based on working stresses. It is shown that compaction and relative soil-reinforcement stiffness are important factors to be considered in the analysis and design of these structures. Good predictive capability of the proposed method was demonstrated by comparison with finite elements analyses. A procedure based on the position of the maximum reinforcement tension point was developed to determine the overburden stress on reinforced slopes. The method can be applied either through equations or using design charts. A design example is included.

ÍNDICE

	página
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 - Considerações preliminares	1
1.2 - Objetivo e organização da tese	1
 CAPÍTULO 2 - MÉTODOS ANALÍTICOS DE CÁLCULO DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO	 3
2.1 - Introdução	3
2.2 - Métodos baseados em equilíbrio limite	3
2.2.1 - Método de JEWELL (1985)	3
2.2.2 - Método de LESHCHINSKY e BOEDEKER (1989)	5
2.2.3 - Método de JURAN e CHEN (1989)	6
2.2.4 - Método de JURAN et al. (1990)	8
2.3 - Métodos baseados em condições de trabalho	9
2.3.1 - Método de ADIB (1988)	10
2.3.2 - Método de EHRLICH e MITCHELL (1994)	12
2.3.3 - Método de SILVA e ABRAMENTO (1996)	15
 CAPÍTULO 3 - DESENVOLVIMENTO DE UM MÉTODO DE ANÁLISE DE TALUDES REFORÇADOS SOB CONDIÇÕES DE TRABALHO	 16
3.1 - Introdução	16
3.2 - Desenvolvimento do método	16
3.2.1 - Equilíbrio interno	17
3.2.2 - O solo	18
3.2.3 - O reforço e a interação solo-reforço	20
3.2.4 - O caminho de tensões	20
3.2.5 - O efeito da compactação do solo	26
3.2.6 - Determinação da tração máxima	29
3.3 - Comparação entre o método proposto e o de EHRLICH e MITCHELL (1994)	 30

3.4 - Ábacos	33
3.5 - Procedimento de cálculo	38
3.6 - Influência típica da compactação do solo e rigidez do reforço	39
 CAPÍTULO 4 - ANÁLISE NUMÉRICA DE SOLO REFORÇADO	 45
4.1 - Introdução	45
4.2 - O programa CRISP92-SC	45
4.3 - Modelagem	48
4.3.1 - Propriedades do solo	49
4.3.1.1 - Solo de fundação	49
4.3.1.2 - Solo do aterro	50
4.3.2 - Propriedades do reforço	51
4.3.3 - Interação solo-reforço	52
4.3.4 - Propriedades da face	52
4.3.5 - Compactação	53
4.3.6 - Malhas de elementos finitos	53
4.4 - Resultados	56
4.4.1 - Tração máxima	56
4.4.2 - Distribuição da tração ao longo do reforço	56
4.4.3 - Posição dos pontos de tração máxima	57
4.4.4 - Deslocamentos	57
4.5 - Análise dos resultados numéricos	57
4.6 - Determinação da tensão vertical atuante no ponto de máxima tração no reforço	 67
4.7 - Comparação entre os resultados numéricos e analíticos	70
 CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	 71
5.1 - Conclusões	71
5.2 - Sugestões para futuras pesquisas	72
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	 73

APÊNDICE 1	75
APÊNDICE 2	77
APÊNDICE 3	83
APÊNDICE 4	86
APÊNDICE 5	90

LISTA DE SÍMBOLOS

A	= área
A_r	= área transversal do reforço
c	= coesão do solo
e	= excentricidade
E	= módulo de Young do solo para carregamento
E_r	= módulo de Young do reforço
E_{ur}	= módulo de Young do solo para descarregamento e recarregamento
E_s	= módulo de Young do solo
h	= distância vertical entre o ponto B e o pé do talude
H	= altura do talude
K	= coeficiente de empuxo lateral na situação de equilíbrio
K_a	= coeficiente de empuxo ativo de Rankine
K_{aa}	= coeficiente equivalente ao empuxo ativo de Rankine
K_c	= coeficiente de empuxo de equilíbrio no carregamento
K_c^P	= coeficiente de empuxo de equilíbrio no carregamento em termos de tensões principais
$K_{\Delta 2}$	= coeficiente de decréscimo das tensões horizontal e vertical
$K_{\Delta 2 \text{ E-M}}$	= coeficiente de decréscimo das tensões horizontal e vertical considerado por EHRLICH e MITCHELL (1994)
$K_{\Delta 2}^P$	= coeficiente de decréscimo das tensões principais
K_o	= coeficiente de empuxo no repouso
K_o^P	= coeficiente de empuxo no repouso em termos de tensões principais
K^P	= coeficiente de empuxo em termos de tensões principais
K_r	= coeficiente de empuxo de equilíbrio no descarregamento
K_r^P	= coeficiente de empuxo de equilíbrio no descarregamento em termos de tensões principais
L	= comprimento do rolo
L_e	= comprimento do reforço na extremidade oposta à face
L_f	= comprimento da malha de elementos finitos no seu trecho final
L_r	= comprimento do reforço
n	= parâmetro adimensional do módulo de Young

N_γ	= fator de capacidade de carga
OCR	= razão de sobreadensamento
P_a	= pressão atmosférica
Q	= força de operação máxima do equipamento de compactação
R_r	= relação de ruptura
S_h	= espaçamento horizontal entre reforços adjacentes
S_i	= índice de rigidez relativa solo-reforço
S_v	= espaçamento vertical entre reforços adjacentes
T	= tração máxima
x	= distância horizontal entre o ponto B e o pé do talude
z	= profundidade ou altura de solo
z_p	= profundidade da zona plastificada
α	= parâmetro adimensional de DUNCAN e SEED (1986) para o descarregamento
β	= extensibilidade relativa entre solo e reforço
δ	= rotação das tensões principais em relação à horizontal
δ_c	= rotação das tensões principais em relação à horizontal no carregamento
δ_d	= rotação das tensões principais em relação à horizontal no descarregamento
$\Delta\phi$	= taxa de redução do ângulo de atrito
$\Delta\sigma_x$	= decréscimo de tensão horizontal
$\Delta\sigma_z$	= decréscimo de tensão vertical
$\Delta\sigma_1$	= decréscimo de tensão principal maior
$\Delta\sigma_3$	= decréscimo de tensão principal menor
ϵ_{1s}	= deformação específica do solo na direção principal maior no ponto de tração máxima
ϵ_{3s}	= deformação específica do solo na direção principal menor no ponto de tração máxima
ϵ_x	= deformação específica do solo na direção do reforço (x)
ϵ_{xr}	= deformação específica do reforço no ponto de tração máxima

ε_{xs}	= deformação específica do solo na direção do reforço no ponto de tração máxima
ε_z	= deformação específica do solo na direção vertical (z)
ϕ	= ângulo de atrito do solo
ϕ_m	= ângulo de atrito mobilizado no solo
γ	= peso específico do solo
κ	= parâmetro adimensional do módulo de Young para carregamento;
κ_{ur}	= parâmetro adimensional do módulo de Young para descarregamento e recarregamento.
ν_o	= coeficiente de Poisson durante o carregamento
ν_{un}	= coeficiente de Poisson durante o descarregamento ou recarregamento
ν_*	= coeficiente de Poisson
θ	= ângulo que a superfície potencial de ruptura faz com a horizontal no ponto de tração máxima
σ_1	= tensão principal maior
σ_{1c}	= máxima tensão principal maior que já atuou durante todo o processo construtivo
$\sigma_{1c,i}$	= tensão principal maior induzida pela compactação
σ_2	= tensão principal intermediária
σ_3	= tensão principal menor
σ_{3c}	= tensão principal menor de equilíbrio no carregamento
σ_{3r}	= tensão principal menor de equilíbrio no descarregamento
$(\sigma_h)_{méd}$	= tensão horizontal média
σ_x	= tensão horizontal
σ_{xc}	= tensão horizontal de equilíbrio no carregamento
$\sigma_{xp,i}$	= tensão horizontal induzida pela compactação
σ_{xr}	= tensão horizontal de equilíbrio no descarregamento
σ_y	= tensão na direção y
σ_z	= tensão vertical
σ_{zc}	= máxima tensão vertical que já atuou no solo durante todo o processo construtivo

- $\sigma_{zc,i}$ = tensão vertical induzida pela compactação
- σ_{zc} = tensão vertical atuante no reforço devido apenas a uma camada da estrutura
- τ_{xz} = tensão cisalhante no solo atuante no ponto de máxima tensão no reforço
- $\tau_{xz_{EC}}$ = tensão cisalhante atuante ao longo de \overline{EC}
- ω = ângulo de inclinação da face da estrutura com a horizontal

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 - CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

O dimensionamento de estruturas de contenção de solo reforçado consiste em analisar o equilíbrio quanto a fatores internos e externos à estrutura.

Quanto aos fatores externos, os métodos clássicos da mecânica dos solos para as estruturas convencionais têm se mostrado adequados para o caso de estruturas de solo reforçado (MITCHELL e VILLET, 1987 e EHRLICH e MITCHELL, 1994). É verificada, então, a segurança quanto ao deslizamento e tombamento da estrutura e quanto à capacidade de carga da fundação e à possibilidade de ruptura global.

Quanto aos fatores internos, muitos métodos foram desenvolvidos para verificar a capacidade do reforço suportar as solicitações impostas na massa de solo. Trata-se, basicamente, de avaliar a segurança quanto à ruptura à tração e quanto ao arrancamento do reforço. Neste sentido, a tração máxima solicitante é o fator mais importante a ser considerado. Métodos empíricos, analíticos e numéricos estão disponíveis para o cálculo desta tração.

Dentre os métodos analíticos, apenas os apresentados por ADIB (1988) e EHRLICH e MITCHELL (1994), aplicados somente a taludes verticais, consideram a análise da estabilidade da estrutura sob condições de trabalho, incluindo, explicitamente, as tensões induzidas pela compactação do solo e a influência da rigidez do reforço e do solo. Estes autores mostraram a importância da consideração destes efeitos em qualquer abordagem racional da estabilidade de estruturas de solo reforçado.

As estruturas inclinadas não dispunham, até então, de métodos de cálculo que também considerassem estes efeitos.

1.2 - OBJETIVO E ORGANIZAÇÃO DA TESE

O objetivo do presente trabalho é desenvolver um método analítico fechado para a determinação da tração máxima em estruturas de solo reforçado de inclinação qualquer. A partir de uma metodologia similar à de EHRLICH e MITCHELL (1994),

considerar-se-á, explicitamente, a influência das tensões induzidas pela compactação e da rigidez do solo e do reforço.

A organização desta tese é apresentada a seguir.

No capítulo 2, apresenta-se uma revisão bibliográfica de alguns métodos analíticos de cálculo de estruturas de solo reforçado. Descrevem-se tanto os procedimentos baseados no método do equilíbrio limite como os baseados em condições de trabalho.

No capítulo 3, apresenta-se o desenvolvimento do método analítico proposto. Compara-se o método proposto com o de EHRLICH e MITCHELL (1994) para o caso de taludes verticais. Encontram-se, neste capítulo, ábacos adimensionais para o cálculo da tração máxima em taludes de (1:1), de (1:2), de (1:3) e de 90° e uma descrição do procedimento para utilização do método. Por fim, mostra-se a importância da consideração da compactação do solo e da rigidez do reforço no cálculo da tração máxima.

No capítulo 4, apresentam-se as análises numéricas realizadas para a validação do método analítico proposto. Foram consideradas as inclinações de 45°, 60°, 70°, 80° e 90°. As análises também incluíram a compactação. Os resultados obtidos são comparados na forma de gráficos adimensionais. Apresenta-se, ainda, um procedimento para a determinação da tensão vertical nos pontos de tração máxima do reforço.

Finalmente, no capítulo 5, apresentam-se as conclusões e sugestões para futuras pesquisas.

No apêndice 1, apresenta-se a dedução da expressão utilizada para o módulo de Young do solo no carregamento.

No apêndice 2, apresenta-se a dedução das deformações específicas do solo, tanto no carregamento como no descarregamento, no ponto de tração máxima.

No apêndice 3, apresenta-se a dedução das expressões utilizadas para o cálculo dos coeficientes de empuxo lateral de equilíbrio no carregamento (K_c) e no descarregamento (K_r).

No apêndice 4, apresenta-se a listagem da planilha desenvolvida no software “Mathematica for Windows” para cálculo automático da tração máxima no reforço.

No apêndice 5, apresenta-se um exemplo de dimensionamento de uma estrutura de solo reforçado com talude (1:2), utilizando geogrelha.

CAPÍTULO 2

MÉTODOS ANALÍTICOS DE CÁLCULO DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO

2.1 - INTRODUÇÃO

O objetivo deste capítulo é apresentar métodos analíticos para determinação da tração máxima no reforço. Deu-se preferência aos métodos internacionalmente consagrados, já que a descrição de todos os disponíveis não é objetivo desta tese. Apresentam-se inicialmente procedimentos baseados no método do equilíbrio limite e, em seguida, os baseados em condições de trabalho.

2.2 - MÉTODOS BASEADOS EM EQUILÍBRIO LIMITE

Estes métodos analisam o equilíbrio na situação de colapso iminente. Nos cálculos, admite-se o colapso da estrutura utilizando parâmetros de resistência para o solo e para o reforço menores do que os presumidos como reais. Desta forma, a tração máxima obtida encontra-se em um patamar seguro, ou seja, aquém daquela que o sistema suporta (ou deveria suportar) quando realmente se estabelecer a ruptura.

A seguir, são apresentados alguns destes métodos.

2.2.1 - MÉTODO DE JEWELL (1985)

JEWELL (1985) desenvolveu um método de cálculo de estruturas de solo reforçado de qualquer inclinação, com solo puramente friccional, reforço de rigidez qualquer e poro-pressão nula, submetidas ou não a um carregamento vertical uniforme e constante no topo. Este método considera a influência da rigidez do solo e do reforço na determinação da tração máxima, utilizando um procedimento baseado na compatibilidade de deformações nestes elementos.

Este autor propõe a análise do problema organizada em termos de forças requeridas e forças disponíveis para a estabilidade da estrutura. A tração máxima é resultante do equilíbrio entre estas forças, admitindo-se a compatibilidade de deformações no solo e no reforço, fig. 2.1.

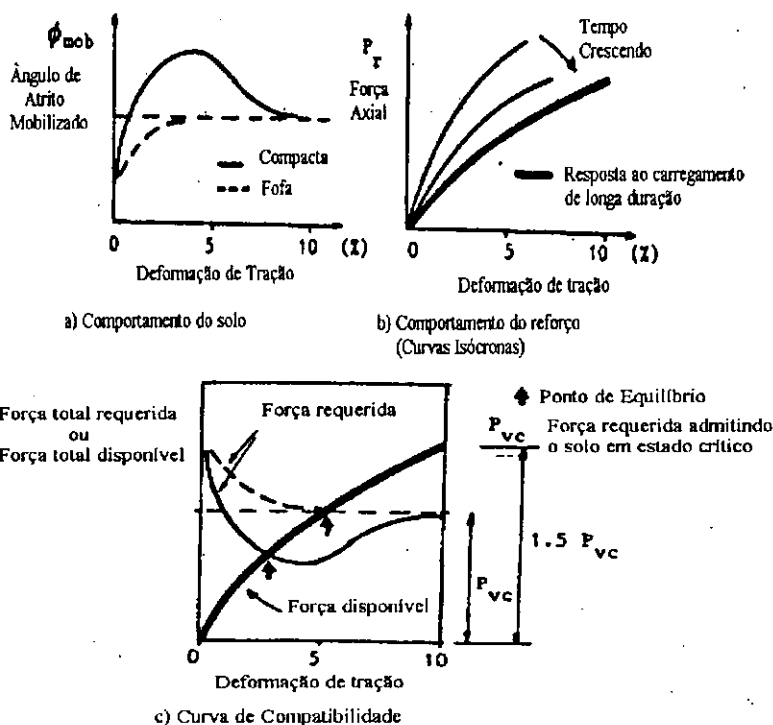


Fig. 2.1: Compatibilidade de deformações entre solo e reforço (apud JEWELL, 1985).

Segundo JEWELL (1985), o mecanismo baseado em duas cunhas rígidas, com superfície de ruptura bi-planar, é adequado para determinar a força total requerida para a estabilidade da estrutura. Este mecanismo, em se tratando de equilíbrio limite, é função do ângulo de atrito mobilizado no solo. Este autor, então, relaciona esta força total requerida com a deformação de tração na direção do reforço, fig. 2.1c, a partir do ensaio de cisalhamento direto em amostras de solo-reforçado, no qual o ângulo de atrito mobilizado pode ser relacionado com tal deformação, fig. 2.1a.

JEWELL (1985) admite a aderência perfeita entre solo e reforço. Com esta hipótese, este autor estabelece que a variação da força disponível com a deformação na direção do reforço é exatamente a relação carga x deformação do reforço, fig. 2.1b. Portanto, a força total disponível é a soma de todas as camadas de reforço na estrutura, fig. 2.1c.

A fig. 2.1c mostra a curva de compatibilidade de JEWELL (1985). O ponto de encontro desta curva representa o equilíbrio das forças envolvidas na análise. A força total requerida é considerada linearmente crescente com a profundidade para determinação da solicitação a cada nível de reforço.

A compatibilidade de deformação introduzida neste método utiliza as forças totais, muito embora o que realmente ocorre é uma compatibilidade de deformação para

cada camada de reforço. Desta forma, a deformação do ponto de equilíbrio não tem significado maior do que uma referência que pode ser associada ao comportamento real da estrutura no campo, ou seja, um índice. Para o cálculo adequado das deformações seria necessário considerar, além de uma relação constitutiva para o solo e para o reforço, as solicitações em condições de trabalho, inclusive devido à compactação, obtendo-se, após estabelecida a compatibilidade, um ponto de equilíbrio que fornecesse uma deformação que poderia ser determinada diretamente.

2.2.2 - MÉTODO DE LESHCHINSKY e BOEDEKER (1989)

LESHCHINSKY e BOEDEKER (1989) desenvolveram um método de cálculo de estruturas de solo reforçado por geossintéticos, de qualquer inclinação, com solo puramente friccional e poro-pressão nula, submetidas ao peso próprio.

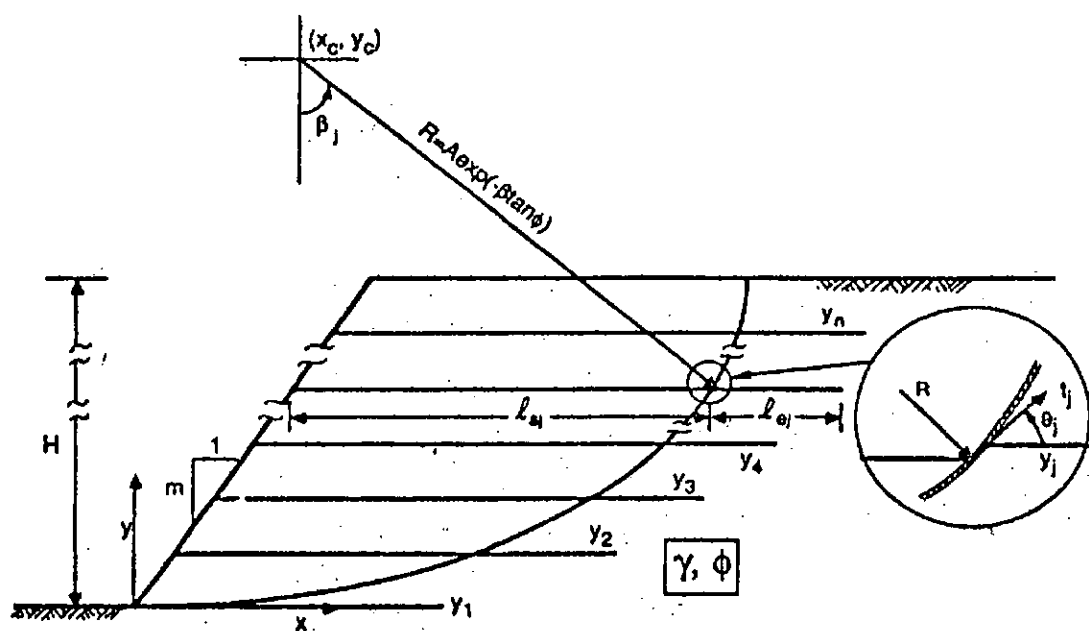


Fig. 2.2: Modelagem da estabilidade interna (apud LESHCHINSKY e BOEDEKER, 1989)

De acordo com estes autores, a superfície de ruptura é uma espiral logarítmica passando pelo pé, admitindo-se que a estrutura é assente em fundação competente, fig. 2.2. A rotação θ_j mostrada nesta figura é decorrente da capacidade de os geossintéticos, em geral materiais flexíveis, se reorientarem à medida que o solo se deforma ao longo da superfície de ruptura. Para LESHCHINSKY e BOEDEKER (1989), o reforço é mais

eficiente quando se encontra tangente a esta superfície ($\theta_j = \beta_j$), resultando em menor tração necessária para o equilíbrio. A posição horizontal ($\theta_j = 0$) representa uma situação conservativa, pois resulta em maior tração necessária para garantir o equilíbrio.

De maneira geral, em condições de trabalho, a deformação da estrutura é pequena o suficiente para considerar-se a hipótese de $\theta_j = 0$ satisfatória (EHRlich, 1998).

O método de LESHCHINSKY e BOEDEKER (1989) consiste na determinação da tração máxima utilizando uma análise por equilíbrio limite variacional através de equações analíticas fechadas. O método fornece a resultante das forças de tração atuando nas diferentes camadas de reforço. Para determinar a tração em cada camada, estes autores também admitem uma distribuição triangular com a profundidade.

O método destes autores apresenta a vantagem de satisfazer todas as condições de equilíbrio e utilizar parâmetros simples da mecânica dos solos para o cálculo das estruturas de solo reforçado. Entretanto, não considera a influência da rigidez do solo e do reforço. De acordo com esta análise, não haveria diferença de comportamento entre estruturas idênticas executadas com geossintéticos de diferentes rigidezes, como por exemplo geotêxtil e geogrelha. Outro fator desprezado por este método é o efeito da compactação, não sendo recomendado o seu uso quando for utilizada compactação pesada.

2.2.3 - MÉTODO DE JURAN e CHEN (1989)

JURAN e CHEN (1989) desenvolveram um método de cálculo de estruturas de solo reforçado de qualquer inclinação, com solo puramente friccional, reforço rígido e poro-pressão nula, submetidas ao peso próprio. Este método considera a influência da rigidez do reforço, da dilatância e da compactação do solo e a compatibilidade de deformações no solo e no reforço na estabilidade interna da estrutura.

Estes autores entendem a estabilidade da estrutura como o deslizamento entre dois blocos quasi-rígidos, a zona ativa deslocando-se sobre a zona resistente, mantidos unidos por uma fina camada de solo reforçado em cisalhamento, fig. 2.3. O comportamento desta camada é análogo ao do ensaio de cisalhamento direto, fig. 2.3b.

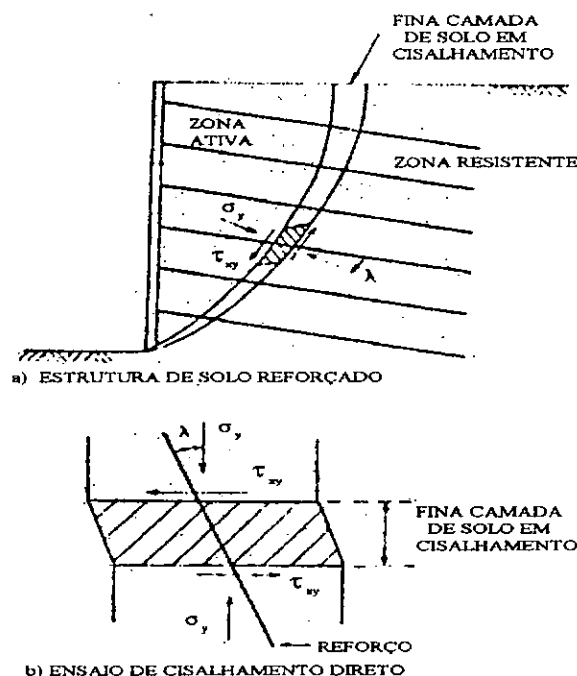


Fig. 2.3: Analogia entre o comportamento da estrutura de solo reforçado e o ensaio de cisalhamento direto (apud JURAN e CHEN, 1989).

Segundo JURAN e CHEN (1989), em condições de trabalho, o solo na região em torno da superfície potencial de ruptura encontra-se plastificado. Valendo-se desta hipótese, estes autores utilizaram uma análise por equilíbrio limite para prever o comportamento da estrutura em condições de trabalho.

JURAN e CHEN (1989) admitem o solo como um material elastoplástico e o reforço como elástico linear. O parâmetro adotado para representar o endurecimento ou amolecimento do solo - as deformações elásticas são desprezadas - é a deformação cisalhante ao longo da superfície de potencial ruptura. Esta deformação e o ângulo de dilatação mobilizado definem o estado de tensões no solo e no reforço, pois estes autores consideram a compatibilidade de deformações entre estes elementos da estrutura. A deformação do reforço é calculada a partir das condições de deformação do solo no ensaio de cisalhamento direto, supondo aderência perfeita solo-reforço.

JURAN e CHEN (1989) estabeleceram a superfície potencial de ruptura de tal forma que representasse uma solução cinematicamente admissível. Esta superfície, segundo estes autores, é uma espiral logarítmica com a característica de ser vertical no topo da estrutura, fig. 2.3a, porém com inclinação na base a ser definida na análise. O ângulo de dilatação mobilizado também influencia na posição desta superfície.

O método de JURAN e CHEN (1989) consiste em estabelecer a deformação cisalhante e a inclinação da superfície potencial de ruptura na base que proporcionam o equilíbrio das forças atuantes na zona ativa. A deformação cisalhante de equilíbrio deve ser compatível com a performance esperada da estrutura, com relação aos deslocamentos da face em condições de trabalho. Além disso, não deve ser responsável por gerar tração no reforço acima do limite admissível.

Estes autores modelaram a influência do processo construtivo e da compactação como responsáveis por induzir uma distorção inicial no solo. A influência destes fatores é máxima quando a distorção é tal que mobiliza toda a resistência do solo logo no início da construção. Neste caso, o solo é modelado como rígido plástico.

As análises de JURAN e CHEN (1989) utilizando solo rígido plástico indicaram uma redução da tração a ser suportada pelos reforços, sendo conservativas quando o efeito da compactação é desprezado. Estes resultados, entretanto, contrariam os obtidos por ADIB (1988) e EHRLICH e MITCHELL (1994), que mostram um aumento nesta tração com a compactação.

Em relação aos outros métodos apresentados, este método considera as forças de tração em cada camada de reforço para estabelecer o equilíbrio e não apenas o módulo e a direção da resultante. Portanto, não é necessário admitir uma certa distribuição destas forças tal que explique esta resultante. Em contrapartida, este método adota uma distribuição de deformação cisalhante ao longo da superfície potencial de ruptura, que, no caso de reforços rígidos, é admitida constante.

2.2.4 - MÉTODO DE JURAN et al. (1990)

JURAN et al. (1990) desenvolveram um método de cálculo de estruturas de solo reforçado de qualquer inclinação, com solo puramente friccional, reforço flexível e poro-pressão nula, submetidas ao peso próprio. Este método considera a influência da rigidez do reforço, da dilatância e da compactação do solo e a compatibilidade de deformações no solo e no reforço na estabilidade interna da estrutura.

Este método adota a mesma modelagem de JURAN e CHEN (1989). A diferença é a superfície potencial de ruptura, que é planar, e a possibilidade de reorientação do reforço ao longo desta superfície, fig. 2.4. Outra mudança é a introdução na análise da distribuição de deformação cisalhante crescente ao longo desta superfície. Segundo

JURAN et al. (1990), esta distribuição representa melhor o comportamento da estrutura em condições de trabalho, apesar de ser mais complexa a formulação.

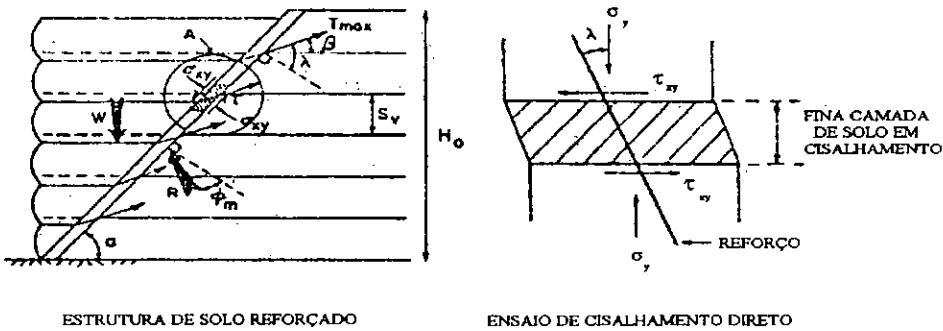


Fig. 2.4: Analogia entre o comportamento da estrutura de solo reforçado e o ensaio de cisalhamento direto (apud JURAN et al., 1990).

O método de JURAN et al.(1990) consiste em estabelecer a deformação cisalhante e a inclinação da superfície potencial de ruptura que proporcionam o equilíbrio das forças atuantes na zona ativa.

Com relação à reorientação do reforço na superfície potencial de ruptura, as análises destes autores indicam que ela pode ser desprezada para fins de uso prático.

2.3 - MÉTODOS BASEADOS EM CONDIÇÕES DE TRABALHO

A característica desses métodos é calcular a estrutura de solo reforçado prevendo o seu comportamento sob as condições de carregamento em serviço. Para prever este comportamento, é necessário o entendimento do fenômeno e as suas implicações na estabilidade da estrutura.

O fenômeno em si pode ser entendido como uma massa de solo em um determinado estado de tensão e deformação tal que sua estabilidade, para o talude em que se encontra, é garantida pela inclusão de reforços, devido aos mecanismos de interação. O cálculo envolve a determinação deste estado de tensão e deformação e da interação solo-reforço para a obtenção da tração máxima. A tração máxima é, então, comparada com o limite admissível no reforço, sendo considerada aceitável para um fator de segurança mínimo usual de 1,50. A estrutura ainda é verificada quanto ao arrancamento do reforço e à estabilidade externa.

A seguir, são apresentados alguns destes métodos.

2.3.1 - MÉTODO DE ADIB (1988)

ADIB (1988) desenvolveu um método para determinação da tração máxima no reforço de estruturas de solo reforçado de talude vertical, com solo puramente friccional ou não, reforço de rigidez qualquer e poro-pressão nula, submetidas ao peso próprio. O método considera os efeitos do movimento relativo entre o solo e o reforço, da rigidez do reforço e do solo e da compactação do solo na determinação da tração máxima no reforço.

Segundo ADIB (1988), a tração máxima no reforço (T) é obtida a partir do equilíbrio horizontal local de cunhas da zona resistente com espessura (S_v) e largura transversal (S_h), fig. 2.5. S_v e S_h são respectivamente os espaçamentos vertical e horizontal entre reforços adjacentes. Esta tração (T) distribuída na área ($S_v \cdot S_h$) deve ser igual à tensão horizontal média (σ_h) atuante nesta área. O equilíbrio é estabelecido admitindo-se compatibilidade de deformações no solo, no reforço e na interface solo-reforço.

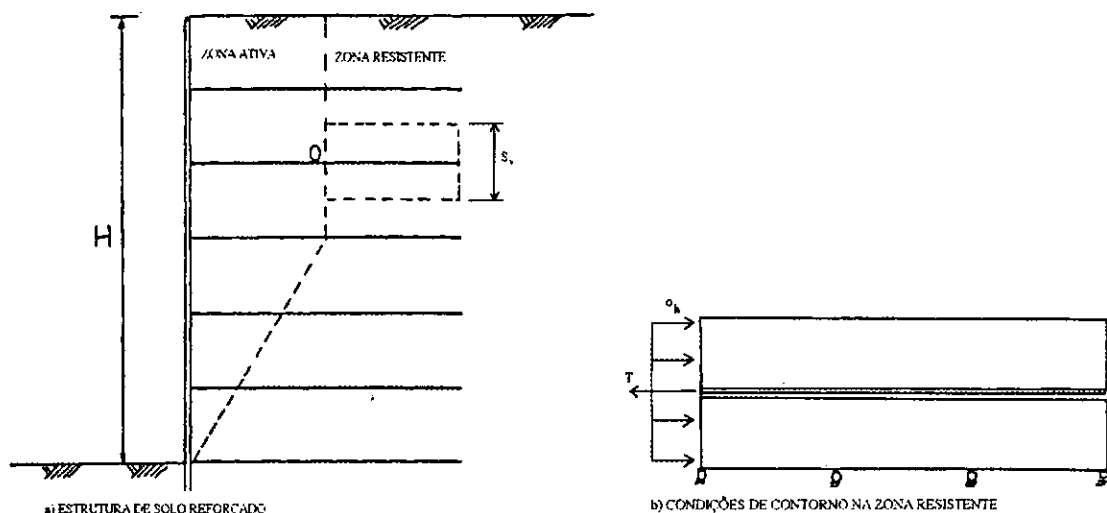


Fig. 2.5: Modelagem do equilíbrio interno (apud ADIB, 1988)

Este autor considera que as deformações no solo e no reforço não são iguais ao longo do comprimento deste, apenas coincidindo no ponto de tração máxima. A diferença entre as deformações no solo e no reforço é a deformação da interface. O movimento relativo entre estes elementos da estrutura é o necessário para mobilizar tensão cisalhante na interface solo-reforço e, conseqüentemente, tração no reforço. O

Para uso analítico do método, entretanto, ADIB (1988) utiliza o procedimento manual simplificado de SEED e DUNCAN (1986) para estabelecer a tensão residual induzida pela compactação em cada camada.

Tanto em SEED (1983) como em SEED e DUNCAN (1986), a compactação representa uma alteração do estado de tensões no solo sob condições K_0 . Esta modelagem se aproxima do comportamento real quanto mais rígida for a estrutura.

De qualquer forma, a modelagem adotada por ADIB (1988) para considerar a compactação não possibilitou o desenvolvimento de equações fechadas. Esta solução é analiticamente fechada para situações em que não ocorre compactação da estrutura.

2.3.2 - MÉTODO DE EHRLICH e MITCHELL (1994)

EHRLICH e MITCHELL (1994) desenvolveram um método analítico fechado de cálculo de estruturas de solo reforçado de talude vertical, com solo puramente friccional ou não, reforço de rigidez qualquer e poro-pressão nula, submetidas ao peso próprio. Este método considera explicitamente na análise a influência da rigidez do reforço e do solo, da compactação do solo e da compatibilidade de deformações no solo e no reforço.

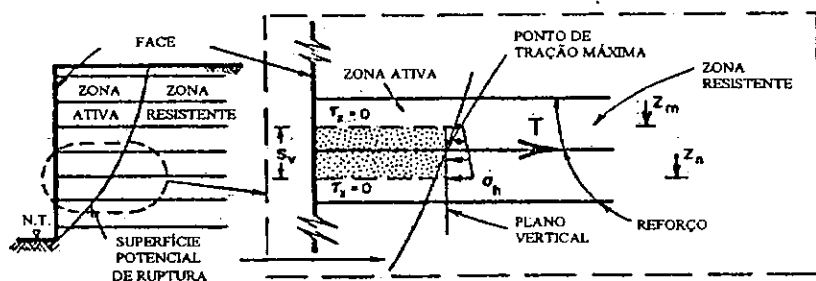


Fig. 2.7: Equilíbrio interno (apud EHRLICH e MITCHELL, 1994)

Segundo EHRLICH e MITCHELL (1994), a tração máxima no reforço (T) pode ser obtida considerando o equilíbrio horizontal local de cunhas da zona ativa com espessura (S_v) e largura transversal (S_h), fig. 2.7. S_v e S_h são respectivamente os espaçamentos vertical e horizontal entre reforços adjacentes. Esta tração T distribuída na área ($S_v \cdot S_h$) deve ser igual à tensão horizontal média ($\sigma_{h \text{ ave}}$) atuante nesta área. O equilíbrio é estabelecido admitindo-se compatibilidade de deformações e aderência perfeita entre solo e reforço no ponto de tração máxima. Com esta hipótese, as deformações no reforço e no solo devem ser iguais neste ponto.

O método de EHRLICH e MITCHELL (1994) consiste em determinar o estado de tensão no solo, no ponto de tração máxima, que provoca uma deformação no reforço tal que a tração máxima T resultante proporcione o equilíbrio horizontal da cunha em questão.

Estes autores modelaram o solo como elástico não linear, sendo utilizada uma versão modificada da formulação hiperbólica de DUNCAN et al. (1980), e o reforço como elástico linear.

O caminho de tensões de um elemento do solo, no ponto de tração máxima, adotado por EHRLICH e MITCHELL (1994) é uma simplificação dos vários ciclos de carregamento e descarregamento que ocorrem durante a construção, fig. 2.8. Para cada camada, todo o processo construtivo, incluindo o lançamento e compactação e mais o peso das camadas sobrejacentes, é representado por um único ciclo de carga e descarga. Com esta modelagem, as tensões em cada camada são calculadas somente uma única vez, sendo este cálculo independente das demais camadas, considerando a altura final da estrutura. Por hipótese, os planos principais permanecem na horizontal e na vertical.

Na fig. 2.8, o carregamento é representado pelos segmentos 1-2-3 e o descarregamento pelos segmentos 3-4-5. Tanto o carregamento como o descarregamento foram considerados, por conveniência analítica, em duas etapas: uma em que não se permite (segmentos 1-2 e 3-4) e outra em que é permitida (segmentos 2-3 e 4-5) a deformação lateral do solo. Com este procedimento, estes autores puderam calcular separadamente as deformações no carregamento e no descarregamento, o que representa um avanço em relação à modelagem de ADIB (1988).

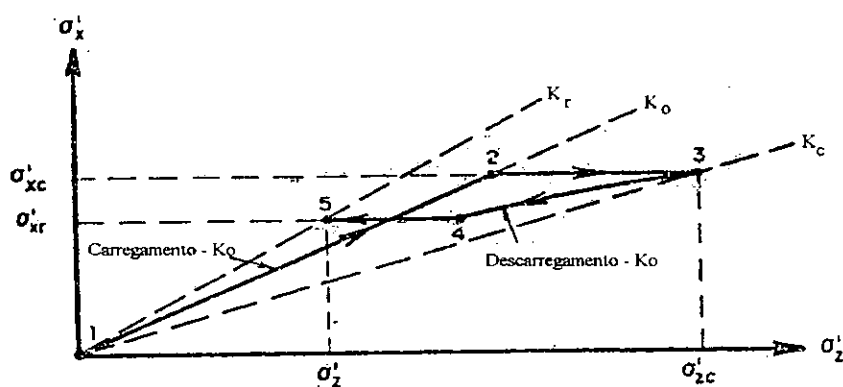


Fig. 2.8: Caminho de tensões (apud EHRLICH e MITCHELL, 1994)

O efeito da compactação foi modelado considerando a tensão vertical na camada para a situação final da estrutura. No caminho de tensões da fig. 2.8, a tensão σ'_{zc} , que é a maior tensão vertical já aplicada ao solo no nível da camada em questão, expressa este efeito. A tensão σ'_{zc} pode ser considerada como uma espécie de tensão de sobreadensamento e pode ser determinada como a seguir. Para cada camada, compara-se a tensão vertical devido ao peso das camadas sobrejacentes (σ'_z) com a tensão vertical induzida pela compactação ($\sigma'_{zc,i}$), fig. 2.9. Caso prevaleça o peso próprio ($\sigma'_z > \sigma'_{zc,i}$), o caminho de tensões é modelado admitindo que o solo é submetido a um carregamento único para o estado de tensões de equilíbrio com $\sigma'_{zc} = \sigma'_z$ (ou seja, segmentos 1-2-3≡5 da fig. 2.8, não há descarregamento). Esta também é a situação caso não haja compactação, pois σ'_{zc} é sempre igual a σ'_z .

Se a compactação prevalecer ($\sigma'_{zc,i} > \sigma'_z$), estes autores incluem no caminho de tensões o descarregamento de $\sigma'_{zc,i}$ para σ'_z (vide fig. 2.9), sendo o equilíbrio nesta situação representado pelo ponto 5 da fig. 2.8, com $\sigma'_{zc} = \sigma'_{zc,i}$ (ou seja, segmentos 1-2-3-4-5).

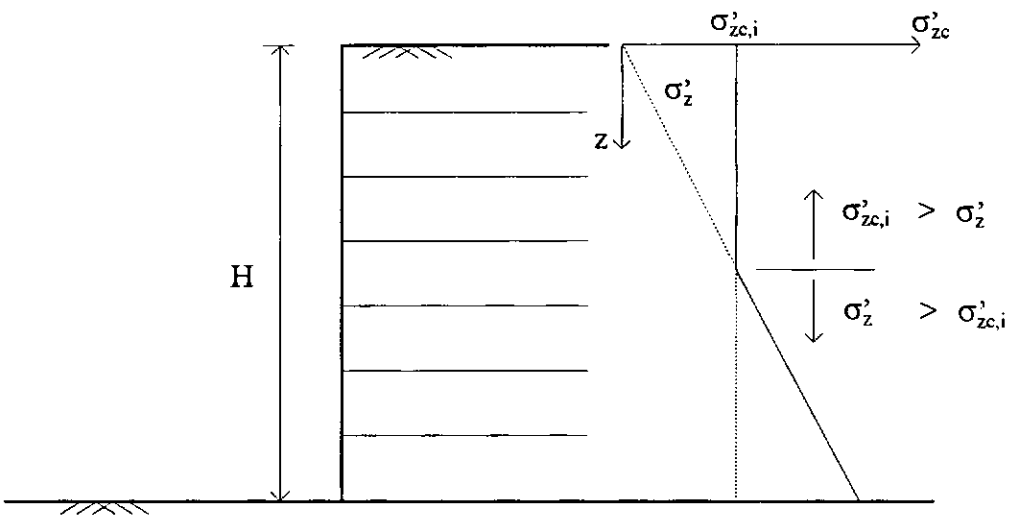


Fig. 2.9: Ilustração esquemática para a determinação de σ'_{zc} .

A tensão $\sigma'_{zc,i}$, segundo o procedimento de EHRLICH e MITCHELL (1994), é considerada constante com a profundidade e determinada conforme o tipo de equipamento de compactação utilizado. Para placas vibratórias, $\sigma'_{zc,i}$ é a tensão vertical média atuando na base do equipamento. Para rolos compactadores, $\sigma'_{zc,i}$ é calculada analiticamente baseada na teoria de capacidade de carga.

2.3.3 - MÉTODO DE SILVA e ABRAMENTO (1996)

SILVA e ABRAMENTO (1996) desenvolveram um método analítico fechado para determinar a distribuição da tração ao longo de reforços planos de estruturas de talude vertical, submetidas ou não a um carregamento uniforme no topo. Aplica-se a reforços do tipo geossintético, solo qualquer desde que com poro-pressão nula.

O modelo analítico desenvolvido por estes autores é baseado na formulação “shear lag”. Esta formulação foi aplicada com sucesso, conforme ABRAMENTO (1995), para analisar e interpretar os resultados de ensaios em um novo equipamento de laboratório, o “Automated Plane Strain Reinforcement (APSR) cell”. Este equipamento permite determinar a tração ao longo do reforço à medida que a massa de solo ao redor é cisalhada, sob condições de deformação plana.

Na modelagem destes autores, o comportamento tensão-deformação do solo e do reforço é considerado elástico linear. Como condição de contorno do elemento de solo reforçado, admite-se a tensão vertical $\sigma_z = \gamma \cdot z + q$ (q = sobrecarga) e a tensão horizontal correspondente ao estado ativo. A rotação das tensões principais é um parâmetro arbitrado para a aplicação do método. Não se modelou a influência da compactação.

Nesta formulação, a tensão no reforço é função da geometria deste elemento, das propriedades elásticas dos materiais (solo e reforço) e do nível de tensões externas.

As análises de SILVA e ABRAMENTO (1996) utilizando o método foram capazes de representar os resultados da monitoração de um muro experimental de 3 metros de altura com duas diferentes sobrecargas, executado no Royal Military College, Canadá (BATHURST et al., 1988). Para obter estes resultados, entretanto, foi necessário alterar significativamente alguns parâmetros ao longo da profundidade sem uma indicação de sistematização que fosse aplicável a estruturas genéricas.

CAPÍTULO 3

DESENVOLVIMENTO DE UM MÉTODO DE ANÁLISE DE TALUDES REFORÇADOS SOB CONDIÇÕES DE TRABALHO

3.1 - INTRODUÇÃO

Todos os métodos apresentados anteriormente, exceto o de LESHCHINSKY e BOEDEKER (1989), consideram a influência da rigidez do reforço e do solo na determinação da tração máxima em estruturas de solo reforçado. ADIB (1988) e EHRLICH e MITCHELL (1994) mostraram, também, a importância da consideração da compactação do solo. Basicamente, são estes fatores, juntamente com a geometria, que determinam o comportamento destas estruturas e, portanto, devem ser considerados na abordagem do problema.

Neste capítulo, é apresentado um novo método analítico fechado para determinação das tensões máximas nos reforços de estruturas de solo reforçado de inclinação qualquer. A abordagem utilizada no desenvolvimento do método é similar à adotada por EHRLICH e MITCHELL (1994). Para a situação de talude vertical, o novo método propõe uma alteração no método dos referidos autores quando se considera a compactação. Quando esta não é considerada, ambos os métodos são idênticos.

O novo método pode ser aplicado através de equações ou de ábacos adimensionais.

Como nos métodos de ADIB (1988) e EHRLICH e MITCHELL (1994), este método pressupõe fundação rígida.

3.2 - DESENVOLVIMENTO DO MÉTODO

A análise da estabilidade interna de uma estrutura de solo reforçado passa pela determinação da tensão máxima atuante nos reforços, que é o aspecto mais importante para esta etapa de projeto. Os reforços devem ser dimensionados de forma que, sob ação das cargas, estes não se rompam e que haja embutimento suficiente tal que não sejam arrancados da zona resistente, fig. 3.1.

O método proposto é baseado em condições de trabalho. A seguir descrevem-se as hipóteses básicas do método.

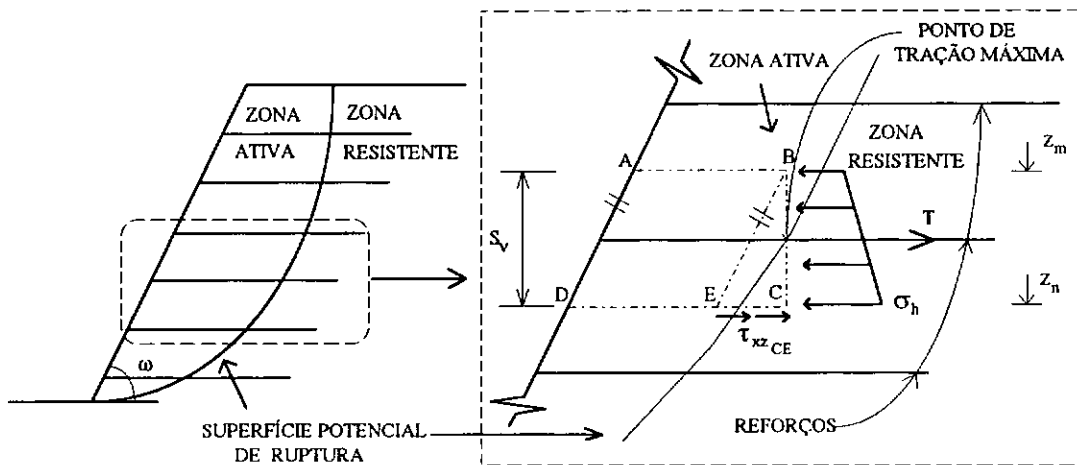


Fig. 3.1: Equilíbrio interno de uma estrutura de solo reforçada de inclinação qualquer

3.2.1 - EQUILÍBRIO INTERNO

Considera-se que cada reforço é responsável pelo equilíbrio horizontal da camada correspondente na zona ativa de espessura S_v e largura S_h , fig. 3.1, onde S_v e S_h são os espaçamentos vertical e horizontal entre reforços adjacentes, respectivamente.

A inclinação da face da estrutura leva a uma redução da tração máxima a ser suportada pelos reforços, em relação a uma mesma estrutura com face vertical. Tal se dá em vista de a hipótese de se considerar nula a resultante das tensões cisalhantes atuantes ao longo de \overline{AB} e \overline{DC} , \vec{F}_{AB} e \vec{F}_{DC} , respectivamente, não se apresentar válida neste caso.

$$\vec{F}_{AB} + \vec{F}_{DC} \neq 0 \quad (3.1)$$

Considerou-se no desenvolvimento do método a eq. 3.2 como representativa das condições de equilíbrio da fatia, fig. 3.1.

$$T - S_v \cdot S_h \cdot (\sigma_h)_{méd} + \overline{EC} \cdot S_h \cdot \tau_{xz_{EC}} = 0 \quad (3.2)$$

onde: $\tau_{xz_{EC}}$ = tensão cisalhante atuante ao longo de \overline{EC} ;

$(\sigma_h)_{méd}$ = tensão horizontal média entre z_m e z_n atuando no plano vertical normal ao reforço no ponto de tração máxima;

\overline{EC} = comprimento entre os pontos E e C da fig. 3.1; $\overline{EC} = \frac{S_v}{\tan \omega}$; e

ω = ângulo de inclinação da face da estrutura com a horizontal.

Tomou-se por hipótese $\tau_{xz_{bc}} = \tau_{xz}$, sendo τ_{xz} a tensão cisalhante no solo atuante no ponto de máxima tensão no reforço.

Desta forma, a eq. (3.2) pode ser reescrita como:

$$T - S_v \cdot S_h \cdot (\sigma_h)_{méd} + S_v \cdot S_h \cdot \frac{\tau_{xz}}{\tan \omega} = 0 \quad (3.3)$$

3.2.2 - O SOLO

O solo é admitido como elástico não linear, sendo utilizada na sua representação a expressão adotada por EHRlich e MITCHELL (1994). Esta expressão é uma reformulação do modelo hiperbólico de DUNCAN et al. (1980), descrita no apêndice 1.

A expressão para o módulo de Young no carregamento é apresentada a seguir.

$$E = \kappa \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \cdot \left(1 - \frac{K_{aa}}{K^p} \right)^2 \cdot (1 - K_{aa})^{-2} \quad (3.4)$$

onde: E = módulo de Young para carregamento;

Pa = pressão atmosférica;

κ, n = parâmetros adimensionais do módulo de Young;

K_{aa} = coeficiente equivalente ao empuxo ativo de Rankine definido no apêndice 1;

K^p = coeficiente de empuxo lateral em termos de tensões principais; e

σ_3 = tensão principal menor.

Para descarregamento, tem-se

$$E_{ur} = \kappa_{ur} \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \quad (3.5)$$

onde E_{ur} = módulo de Young para descarregamento e recarregamento;

κ_{ur} = parâmetro adimensional do módulo de Young para descarregamento e recarregamento.

O coeficiente de Poisson durante o carregamento é considerado constante e igual ao correspondente às condições de carregamento K_o :

$$\nu_o = \frac{K_o}{1 + K_o} \quad (3.6)$$

onde ν_o = coeficiente de Poisson durante o carregamento; e

K_o = coeficiente de empuxo no repouso.

O coeficiente K_o pode ser estimado a partir da correlação de Jaky (1944)

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi \quad (3.7)$$

onde ϕ = ângulo de atrito do solo.

Durante o descarregamento ou recarregamento, o coeficiente de Poisson é considerado constante e igual ao valor para condições de descarregamento K_o , baseado no procedimento de DUNCAN e SEED (1986), conforme adotado por EHRLICH e MITCHELL (1994):

$$\nu_{un} = \frac{K_{\Delta 2}}{1 + K_{\Delta 2}} \quad (3.8)$$

em que

$$K_{\Delta 2} = K_o \cdot \frac{OCR - OCR^\alpha}{OCR - 1} \quad (3.9)$$

onde: ν_{un} = coeficiente de Poisson durante o descarregamento ou recarregamento;

$K_{\Delta 2}$ = coeficiente de decréscimo do empuxo lateral para o descarregamento sob condições K_o ;

α = parâmetro adimensional de DUNCAN e SEED (1986) para o descarregamento;

OCR = razão de sobreadensamento = $\frac{\sigma_{zc}}{\sigma_{ze}}$, considerada constante;

σ_{zc} = máxima tensão vertical atuante durante todo o processo construtivo, incluindo as tensões induzidas pela compactação; e

σ_{ze} = tensão vertical atuante no reforço devido apenas a uma camada da estrutura.

EHRLICH e MITCHELL (1994) propuseram a seguinte correlação para o parâmetro α , baseando-se em resultados de ensaios de laboratório de BELLOTI et. al. (1983):

$$\alpha = 0,7 \cdot \text{sen } \phi \quad (3.10)$$

A definição de $K_{\Delta 2}$ acima é uma alteração da formulação de EHRLICH e MITCHELL (1994), já que a OCR é considerada constante, independente do nível do reforço, o que resulta em $K_{\Delta 2}$ e ν_{un} também constantes. Esta modificação altera a modelagem do caminho de tensões no solo em relação à adotada por estes autores. Uma discussão sobre esta modificação é apresentada no subitem 3.3.

3.2.3 - O REFORÇO E A INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO

O reforço é modelado como elástico linear, admitindo-se que no ponto de tração máxima há aderência perfeita com o solo adjacente, ou seja, não há movimento relativo neste ponto. Desta forma, neste ponto, as deformações no solo e no reforço devem ser iguais. Segundo EHRLICH e MITCHELL (1994), sob condições de trabalho, JEWELL (1980) e DYER e MILLIGAN (1984) mostraram que a hipótese de aderência perfeita é válida e bastante razoável.

A tração máxima (T), então, pode ser calculada por:

$$T = E_r \cdot A_r \cdot \varepsilon_{xr} \quad (3.11)$$

onde E_r = módulo de Young do reforço;

A_r = área transversal do reforço; e

ε_{xr} = deformação específica do reforço no ponto de tração máxima.

Admitindo-se aderência perfeita neste ponto, tem-se

$$\varepsilon_{xr} = \varepsilon_{xs} \quad (3.12)$$

onde ε_{xs} = deformação específica do solo na direção do reforço no ponto de tração máxima

Portanto, a eq. (3.3) tem uma solução fechada se a deformação ε_{xs} , a tensão $(\sigma_h)_{méd}$ e a tensão τ_{xz} puderem ser escritas em função de uma mesma incógnita. O caminho de tensões descrito a seguir é um dos fatores que possibilitaram atingir este objetivo.

3.2.4 - O CAMINHO DE TENSÕES

O caminho de tensões a que se sujeita o solo é fundamental para o cálculo das deformações no solo. Quanto mais próximo do caminho de tensões real no solo, mais preciso é o cálculo destas deformações. Particularmente neste método, a deformação do solo no ponto de tração máxima é o objeto do cálculo, portanto, o caminho de tensões adotado refere-se a este ponto, fig. 3.2. Este caminho de tensões é uma extensão, para o caso de taludes de inclinação qualquer, do modelo adotado por EHRLICH e MITCHELL (1994).

Segundo estes autores, os múltiplos ciclos de tensão devido ao lançamento e compactação de uma camada de solo, durante a construção, podem ser simplificados utilizando-se um único ciclo de carregamento e descarregamento. O carregamento é proporcionado pelo peso das camadas sobrejacentes e pelas tensões induzidas pela compactação, segmento 1-2-3 da fig. 3.2. Quando estas tensões induzidas prevalecem sobre o peso próprio, é introduzido o descarregamento no caminho de tensões, segmento 3-4-5 (vide fig. 2.9). O ponto 5 representa o estado de tensão residual final do solo.

Nesta modelagem, cada camada pode ser calculada isoladamente, e o estado de tensão final é determinado utilizando um procedimento de cálculo não-histerético, baseado na altura final da estrutura.

O ponto 3 da fig. 3.2, em que o estado de tensões é σ_{1c} e σ_{3c} , representa as maiores tensões já aplicadas no solo durante o processo construtivo. A tensão σ_{1c} representa o peso das camadas sobrejacentes e o efeito da compactação, sendo adotado o que for maior para a situação final da estrutura. A compactação é considerada responsável por induzir tensões no solo nas direções vertical e horizontal, que, no caminho de tensões adotado, são expressas em termos de tensões principais. O procedimento para determinar este efeito é uma adaptação, para o caso em que as tensões vertical e horizontal não são principais, do procedimento de EHRLICH e MITCHELL (1994).

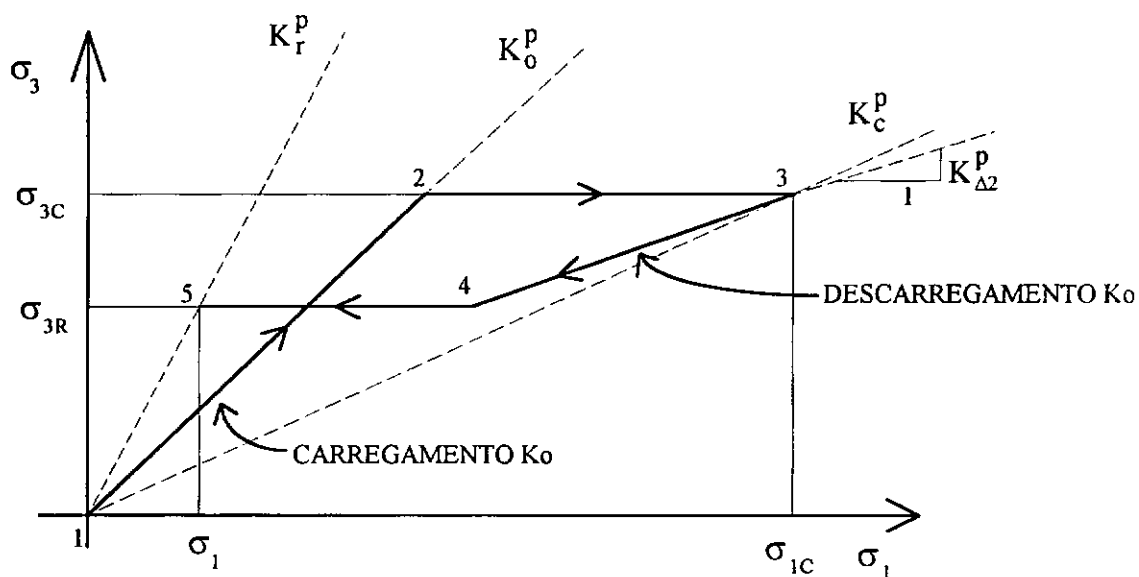


Fig. 3.2: Caminho de tensões a que se sujeita um elemento de solo no ponto de tração máxima

Para a situação em que não há compactação ou na qual o peso das camadas sobrejacentes é superior à tensão vertical máxima induzida pela compactação, caso em que os efeitos desta não mais prevalecem no solo, a tensão σ_{1c} é igual a σ_1 , que é a tensão principal maior devido apenas ao peso próprio. Neste caso, o ponto 5 é igual ao ponto 3 na fig. 3.2, não havendo descarregamento. O caminho de tensões, então, é modelado considerando que o solo é submetido a somente um carregamento até o estado de tensão final.

O carregamento é considerado em duas etapas, por conveniência analítica: (1) carregamento sem deformação lateral, isto é, sob condições K_0 , segmento 1-2; e (2) carregamento com deformação lateral, sob tensão principal menor constante, segmento 2-3. O descarregamento para o ponto 5 também é considerado em duas etapas, por conveniência analítica: (1) descarregamento para a tensão principal menor residual (σ_{3r}), no ponto 4, sem deformação lateral; e (2) descarregamento com deformação lateral, sob tensão principal menor constante, para a tensão σ_1 , ponto 5.

No caminho de tensões da fig. 3.2, as tensões principais, em condições de trabalho, não atuam necessariamente nos planos horizontal e vertical. Nas estruturas de talude vertical, esta hipótese conduz a resultados satisfatórios, conforme atestam as análises de EHRLICH e MITCHELL (1994). Entretanto, para estruturas inclinadas, esta hipótese não é razoável, pois certamente conduz a resultados muito conservativos.

Admite-se, então, que as tensões principais atuam em planos que fazem um ângulo δ com a horizontal ou vertical. No carregamento, este ângulo pode ser obtido do Círculo de Mohr, fig. 3.3, onde:

$$2\theta + 2\delta_c = 90 + \phi_m \quad (3.13)$$

onde θ = ângulo que a superfície potencial de ruptura faz com a horizontal no ponto de tração máxima;

ϕ_m = ângulo de atrito mobilizado no solo; e

δ_c = ângulo que os planos principais fazem com a horizontal ou vertical no carregamento.

Adotando θ constante e, por simplificação, igual ao resultante de uma análise do tipo Rankine, tem-se

$$\theta = \frac{\omega + \phi_m}{2} \quad (3.14)$$

Rearranjando as eqs. (3.13) e (3.14), resulta em

$$\delta_c = \frac{90 - \omega}{2} \quad (3.15)$$

No descarregamento, certamente há uma modificação neste ângulo δ . Por simplificação, adotou-se

$$\delta_d = 0,9 \cdot \delta_c \quad (3.16)$$

onde δ_d = ângulo que os planos principais fazem com a horizontal ou vertical no descarregamento.

A eq. (3.16) representou adequadamente os resultados das análises numéricas considerando a compactação.

De acordo com as eqs. (3.15) e (3.16), os ângulos δ_c e δ_a são considerados constantes para todos os níveis de reforço, sendo função somente da geometria do talude.

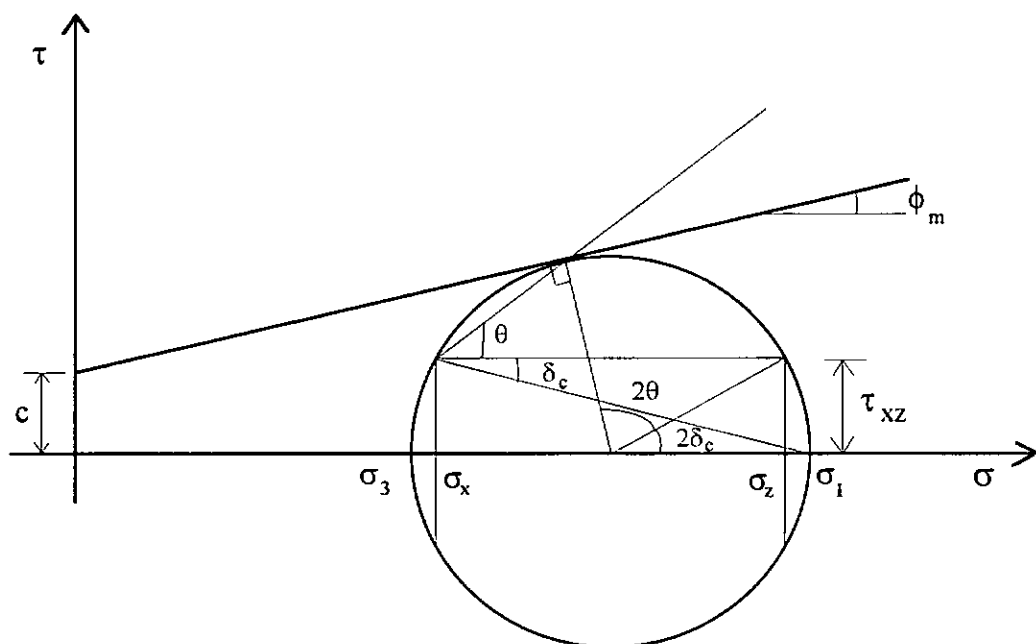


Fig. 3.3 Círculo de Mohr de um elemento de solo próximo ao ponto de tração máxima

Note que, para talude vertical, o ângulo ω é igual a 90° , resultando em δ_c e δ_d iguais a zero, o que torna o caminho de tensões da fig. 3.2 idêntico ao de EHRlich e MITCHELL (1994) apenas no carregamento.

Definidos os ângulos δ_c e δ_d , podem ser estabelecidos os coeficientes K_o^p , $K_{\Delta 2}^p$, K_c^p e K_r^p .

O coeficiente K_0^p representa o caminho de tensões principais em que não há deformação lateral no carregamento, denominado de carregamento K_0 na fig. 3.2, segmento 1-2.

Admite-se que o estado de tensões principais num talude é tal que não ocorrem deformações laterais no carregamento quando a relação entre as tensões horizontal (σ_x) e vertical (σ_z) for igual ao coeficiente de empuxo lateral no repouso (K_0). Esta situação é ilustrada na fig. 3.4. O estado de tensões para um elemento de solo ao longo do segmento 1-2 da fig. 3.2 é apresentado na fig. 3.4a. Este pode ser considerado isoladamente no estado de tensões normais (fig. 3.4b) e cisalhantes (fig. 3.4c). Os Círculos de Mohr de deformações das figs. 3.4d e 3.4e referem-se aos estados de tensões das figs. 3.4b e 3.4c, respectivamente. Da observação da fig. 3.4, verifica-se que a hipótese de deformação lateral (ϵ_x) nula ao longo do segmento 1-2 da fig. 3.2 é razoável.

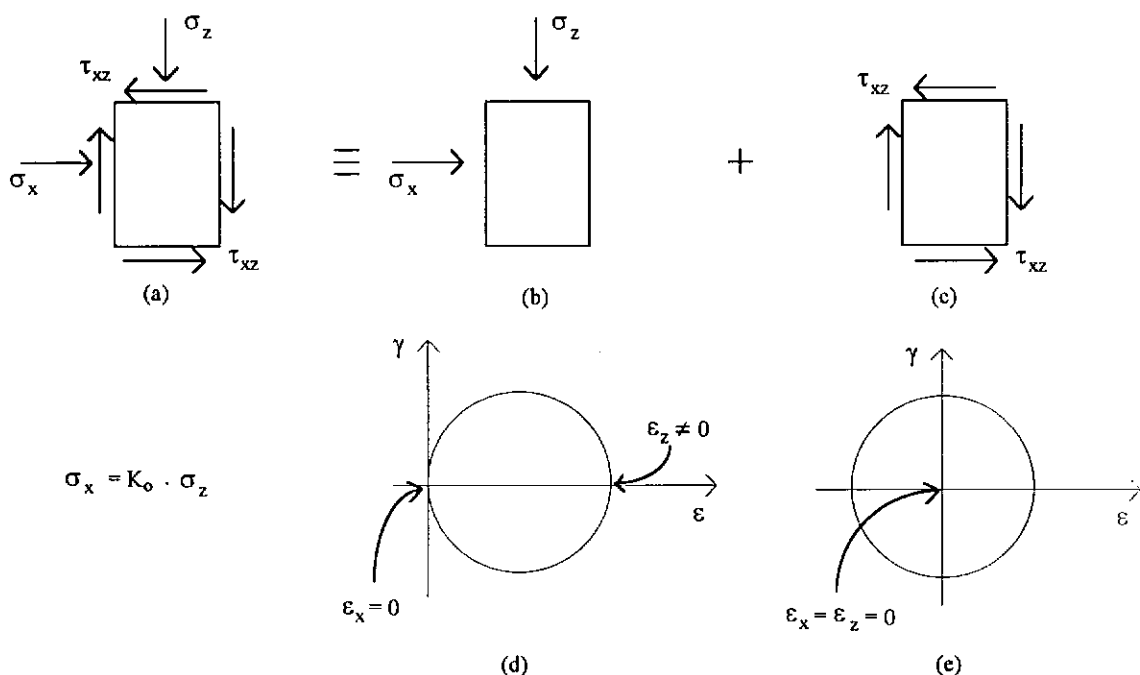


Fig. 3.4: Ilustração do estado de tensões e deformações em um elemento de solo sujeito a carregamento em que não ocorrem deformações laterais, quando as tensões principais não coincidem com as tensões horizontal e vertical: (a) estado de tensões composto de (b) estado de tensões horizontal e vertical e de (c) estado de cisalhamento puro. (d) Círculo de Mohr de deformações correspondente ao estado de tensões (b); e (e) Círculo de Mohr de deformações correspondente ao estado de tensões (c).

Assim, se

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_z} = K_o \quad (3.16)$$

as tensões principais resultantes desta situação, pelo Círculo de Mohr da fig. 3.3, são

$$\sigma_3 = \left(\frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} \right) - \left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} \right) \cdot \frac{1}{\cos 2\delta_c} = \frac{\sigma_z}{2} \cdot \left[(1 + K_o) - \left(\frac{1 - K_o}{\cos 2\delta_c} \right) \right] \quad (3.18)$$

$$\sigma_1 = \left(\frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} \right) + \left(\frac{\sigma_z - \sigma_x}{2} \right) \cdot \frac{1}{\cos 2\delta_c} = \frac{\sigma_z}{2} \cdot \left[(1 + K_o) + \left(\frac{1 - K_o}{\cos 2\delta_c} \right) \right] \quad (3.19)$$

Definindo

$$K_o^p = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1 + K_o - \frac{(1 - K_o)}{\cos 2\delta_c}}{1 + K_o + \frac{(1 - K_o)}{\cos 2\delta_c}} \quad (3.20)$$

O segmento 3-4 representa um caminho de tensões principais de descarregamento em que não há deformações laterais, denominado na fig. 3.2 de descarregamento K_o .

Admite-se que o estado de tensões principais num talude é tal que não ocorrem deformações laterais no descarregamento quando a relação entre os decréscimos de tensões horizontal ($\Delta\sigma_x$) e vertical ($\Delta\sigma_z$) for igual ao coeficiente $K_{\Delta 2}$, procedimento definido por DUNCAN e SEED (1986). Assim, se

$$\frac{\Delta\sigma_x}{\Delta\sigma_z} = K_{\Delta 2} \quad (3.21)$$

então, os decréscimos de tensões principais podem ser definidos por

$$\Delta\sigma_3 = \left(\frac{\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_x}{2} \right) - \left(\frac{\Delta\sigma_z - \Delta\sigma_x}{2} \right) \cdot \frac{1}{\cos 2\delta_d} = \frac{\Delta\sigma_z}{2} \cdot \left[(1 + K_{\Delta 2}) - \left(\frac{1 - K_{\Delta 2}}{\cos 2\delta_d} \right) \right] \quad (3.22)$$

$$\Delta\sigma_1 = \left(\frac{\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_x}{2} \right) + \left(\frac{\Delta\sigma_z - \Delta\sigma_x}{2} \right) \cdot \frac{1}{\cos 2\delta_d} = \frac{\Delta\sigma_z}{2} \cdot \left[(1 + K_{\Delta 2}) + \left(\frac{1 - K_{\Delta 2}}{\cos 2\delta_d} \right) \right] \quad (3.23)$$

Definindo

$$K_{\Delta 2}^p = \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1} = \frac{1 + K_{\Delta 2} - \frac{(1 - K_{\Delta 2})}{\cos 2\delta_d}}{1 + K_{\Delta 2} + \frac{(1 - K_{\Delta 2})}{\cos 2\delta_d}} \quad (3.24)$$

Na fig. 3.2, K_c^p é o coeficiente de empuxo lateral, em termos de tensões principais, de equilíbrio no carregamento, incluindo a compactação. Para este estado de tensões principais, K_c é o correspondente coeficiente de empuxo lateral em termos de tensões horizontal e vertical. K_r^p é o coeficiente de empuxo lateral residual, em termos de tensões principais, de equilíbrio no descarregamento, ao final do processo construtivo. Para este estado de tensões principais, K_r é o correspondente coeficiente de empuxo lateral em termos de tensões horizontal e vertical. σ_{3c} é a tensão principal menor de equilíbrio no carregamento e σ_{3r} , no descarregamento.

K_c^p e K_r^p são definidos de forma análoga a K_o^p :

$$K_c^p = \frac{1 + K_c - \frac{(1 - K_c)}{\cos 2\delta_c}}{1 + K_c + \frac{(1 - K_c)}{\cos 2\delta_c}} \quad (3.25)$$

e

$$K_r^p = \frac{1 + K_r - \frac{(1 - K_r)}{\cos 2\delta_d}}{1 + K_r + \frac{(1 - K_r)}{\cos 2\delta_d}} \quad (3.26)$$

3.2.5 - O EFEITO DA COMPACTAÇÃO DO SOLO

A modelagem da compactação aqui descrita é uma adaptação da modelagem de EHRLICH e MITCHELL (1994), visando determinar sua contribuição no plano principal maior, que no caso de taludes inclinados não pode ser tomado como o plano horizontal.

A compactação pode ser considerada como um carregamento superficial, vertical, unidimensional e transitório. O solo ao ser compactado tem seu estado de tensões alterado pelas tensões induzidas pela compactação. Estas tensões atuam tanto na horizontal como na vertical. A tensão vertical máxima induzida ($\sigma_{zc,i}$) pode ser considerada independente do estado de deformações induzido no solo, mas a tensão horizontal máxima ($\sigma_{xp,i}$) não (DUNCAN e SEED, 1986). Uma vez alterado o estado de deformação horizontal, a tensão horizontal também se altera. Desta forma, a tensão $\sigma_{zc,i}$ pode ser obtida por

$$\sigma_{zc,i} = \frac{\sigma_{xp,i}}{K_o} \quad (3.27)$$

se a tensão $\sigma_{xp,i}$ for calculada admitindo-se que não há deformação horizontal. Este procedimento é idêntico ao de DUNCAN e SEED (1986).

Segundo EHRLICH e MITCHELL (1994), em um processo construtivo envolvendo várias camadas, tipicamente, as camadas são relativamente pouco espessas, de 0,15 m a 0,30 m, o que permite considerar que todos os pontos de cada camada estão igualmente compactados. Assim, a tensão $\sigma_{xp,i}$ pode ser considerada constante ao longo da camada.

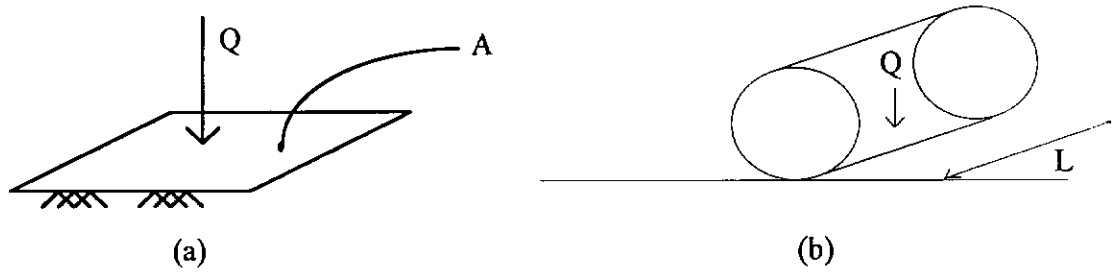


Fig. 3.5: Ilustração esquemática: (a) de uma placa vibratória; e (b) de um rolo compactador

O procedimento desses autores para determinar a tensão $\sigma_{zc,i}$ admite que esta tensão é constante e igual em todos os níveis de reforço, se for utilizado um mesmo esforço, e é função do tipo de equipamento de compactação utilizado. Ou seja, se todas as camadas forem compactadas exatamente da mesma forma, a tensão vertical induzida ($\sigma_{zc,i}$) será idêntica em todas as camadas. Para placas vibratórias, fig. 3.5a, $\sigma_{zc,i}$ é calculada diretamente e é igual à tensão vertical máxima capaz de atuar na base da placa. Admitindo-se como Q a força vertical máxima de impacto e a área da base como A, tem-se

$$\sigma_{zc,i} = \frac{Q}{A} \quad (3.28)$$

Para rolos compactadores, fig. 3.5b, a tensão $\sigma_{zc,i}$ é calculada indiretamente a partir de $\sigma_{xp,i}$ (eq. 3.27), utilizando uma expressão desenvolvida por EHRLICH e MITCHELL (1994) baseada na teoria de capacidade de carga, dada por

$$\sigma_{xp,i} = v_o \cdot (1 + K_a) \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot Q \cdot \frac{N_\gamma}{L} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.29)$$

com
$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.30)$$

$$e \quad N_{\gamma} = \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \left[\tan^4\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) - 1\right] \quad (3.31)$$

onde K_a = coeficiente de empuxo ativo de Rankine;

γ = peso específico do solo;

Q e L = força vertical máxima de operação e comprimento do rolo, respectivamente; e

N_{γ} = fator de capacidade de carga, calculado pela teoria das cunhas de Rankine.

A compactação funciona como uma espécie de sobreadensamento do solo. Enquanto a tensão $\sigma_{zc,i}$ for superior à tensão vertical atuante no ponto considerado para a situação da estrutura no fim do processo construtivo (σ_z), o efeito da compactação prevalece no solo. Caso σ_z ultrapasse $\sigma_{zc,i}$, a compactação deixa de exercer influência no comportamento tensão-deformação do solo, prevalecendo o peso próprio. Pode-se definir a tensão vertical máxima a que já se submeteu o solo (σ_{zc}) como (vide fig. 2.9):

$$se \quad \sigma_z < \sigma_{zc,i} \Rightarrow \sigma_{zc} = \sigma_{zc,i} \quad (3.32a)$$

$$ou \text{ caso } \sigma_z > \sigma_{zc,i} \Rightarrow \sigma_{zc} = \sigma_z \quad (3.32b)$$

Considerando o Círculo de Mohr da fig. 3.3, pode-se obter a tensão principal maior a partir das tensões vertical e horizontal. Quando a tensão vertical é $\sigma_{zc,i}$ e a horizontal é $\sigma_{xp,i}$, a tensão principal maior, admitindo-se a rotação δ_c e utilizando a eq. (3.27), é $\sigma_{1c,i}$, dada por

$$\sigma_{1c,i} = \left(\frac{\sigma_{zc,i} + \sigma_{xp,i}}{2}\right) + \left(\frac{\sigma_{zc,i} - \sigma_{xp,i}}{2}\right) \cdot \frac{1}{\cos 2\delta_c} = \frac{\sigma_{zc,i}}{2} \left[(1 + K_o) + \left(\frac{1 - K_o}{\cos 2\delta_c}\right) \right] \quad (3.33)$$

onde $\sigma_{1c,i}$ é a tensão principal maior máxima induzida pela compactação.

Quando a tensão vertical é σ_z , a tensão principal maior é σ_1 , dada por

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_z}{2} \left[(1 + K) + \left(\frac{1 - K}{\cos 2\delta}\right) \right] \quad (3.34)$$

onde σ_1 = tensão principal maior atuante no ponto considerado para a situação da estrutura no fim do processo construtivo;

K = coeficiente de empuxo lateral na situação de equilíbrio. No caso de carregamento, ($K = K_c$). No caso de descarregamento, ($K = K_r$); e

$\delta = \delta_c$ ou δ_d , conforme situação de carregamento ou descarregamento, respectivamente.

A tensão σ_{1c} é análoga a σ_{zc} , denominada de tensão principal maior máxima a que já se submeteu o solo. Como a compactação induz tensões verticais e não principais, a tensão σ_{1c} depende da comparação entre σ_z e $\sigma_{zc,i}$ para ser definida. Portanto, analiticamente, tem-se que

$$\text{se} \quad \sigma_z < \sigma_{zc,i} \Rightarrow \sigma_{1c} = \sigma_{1c,i} \quad (3.35a)$$

$$\text{ou caso} \quad \sigma_z > \sigma_{zc,i} \Rightarrow \sigma_{1c} = \sigma_1 \quad (3.35b)$$

3.2.7 - DETERMINAÇÃO DA TRAÇÃO MÁXIMA

A tração máxima é obtida a partir do cálculo dos coeficientes de empuxo lateral no carregamento, incluindo os esforços de compactação durante o processo construtivo (K_c), e no descarregamento para a condição final ao término da construção (K_r). As expressões para o cálculo destes coeficientes encontram-se deduzidas no apêndice 3.

Para o carregamento, K_c é calculado por tentativas utilizando a seguinte expressão

$$\begin{aligned} & \frac{(1 - \nu_o^2) \cdot (1 - K_{aa})^2 \cdot (K_o^p \cdot \sigma_{1c} - \sigma_{3c}) \cdot \sigma_{3c}}{K_c \cdot \sigma_{zc} \cdot (\sigma_{3c} - K_{aa} \cdot \sigma_{1c}) \cdot (K_o^p - K_{aa})} \cdot (K_o \cdot \cos^2 \delta_c - \sin^2 \delta_c) - \\ & - \frac{1}{S_i} \cdot \left(\frac{\sigma_{3c}}{Pa} \right)^n \cdot \left[1 - \frac{1 - K_c}{2 \cdot K_c} \cdot \frac{\tan 2\delta_c}{\tan \omega} \right] = 0 \end{aligned} \quad (3.36)$$

onde σ_{1c} é dada pelas eqs. (3.35a) e (3.35b);

$$\sigma_{3c} = \frac{\sigma_{zc}}{2} \left[(1 + K_c) - \left(\frac{1 - K_c}{\cos 2\delta_c} \right) \right]; \quad (3.37)$$

$S_i = \frac{E_r \cdot A_r}{S_v \cdot S_h \cdot \kappa \cdot Pa}$, é o índice de rigidez relativa solo-reforço; e

$$K_{aa} = \frac{K_a}{\frac{(1 - K_a) \cdot \left(1 + \frac{c}{\sigma_{3c} \cdot \tan \phi} \right)}{R_f} + K_a}, \text{ definido no apêndice 1.}$$

Caso a coesão (c) não for nula, a solução da eq. (3.36) envolve um procedimento iterativo, pois, neste caso, K_{aa} também é função de K_c .

Caso não haja compactação ou σ_z for superior a $\sigma_{zc,i}$, a tração máxima (T) é calculada por

$$T = S_v \cdot S_h \cdot K_c \cdot \sigma_{zc} - S_v \cdot S_h \cdot \frac{\sigma_{zc}}{2} \cdot (1 - K_c) \cdot \frac{\tan 2\delta_c}{\tan \omega} \quad (3.38)$$

Para o descarregamento, K_r é calculado por tentativas, sendo também função de K_c , σ_{1c} e σ_{3c} , utilizando a seguinte expressão

$$\begin{aligned} & \frac{(1 - \nu_{un}^2)}{\frac{K_{ur}}{K}} \cdot \left(\sigma_{1c} - \sigma_1 - \frac{\sigma_{3c} - \sigma_{3r}}{K_{\Delta 2}^p} \right) \cdot (K_{\Delta 2}' \cdot \cos^2 \delta_d - \sin^2 \delta_d) - \\ & - \frac{1}{S_i} \cdot \left(\frac{\sigma_{3r}}{Pa} \right)^n \cdot \left\{ K_c \cdot \sigma_{zc} - K_r \cdot \sigma_z - \left[\frac{\sigma_{zc}}{2} \cdot (1 - K_c) \cdot \frac{\tan 2\delta_c}{\tan \omega} - \frac{\sigma_z}{2} \cdot |1 - K_r| \cdot \frac{\tan 2\delta_d}{\tan \omega} \right] \right\} = 0 \end{aligned} \quad (3.39)$$

onde σ_1 é dada pela eq. (3.34); e

$$\sigma_{3r} = \frac{\sigma_z}{2} \left[(1 + K_r) - \left(\frac{1 - K_r}{\cos 2\delta_d} \right) \right] \quad (3.40)$$

Neste caso, a tração máxima (T) é dada por

$$T = S_v \cdot S_h \cdot K_r \cdot \sigma_z - S_v \cdot S_h \cdot \frac{\sigma_z}{2} \cdot |1 - K_r| \cdot \frac{\tan 2\delta_d}{\tan \omega} \quad (3.41).$$

3.3 - COMPARAÇÃO ENTRE O MÉTODO PROPOSTO E O DE EHRLICH e MITCHELL (1994)

No caso de taludes verticais, a diferença básica entre o método proposto e o de EHRLICH e MITCHELL (1994) refere-se à forma de representar o descarregamento no caminho de tensões do solo.

Na fig. 3.6, comparam-se os caminhos de tensões adotados por EHRLICH e MITCHELL (1994) e o proposto no presente trabalho, para estruturas de talude vertical. Para melhor visualização das diferenças, o caso representado compreende uma estrutura muito rígida. O caminho de tensões adotado por EHRLICH e MITCHELL (1994) para

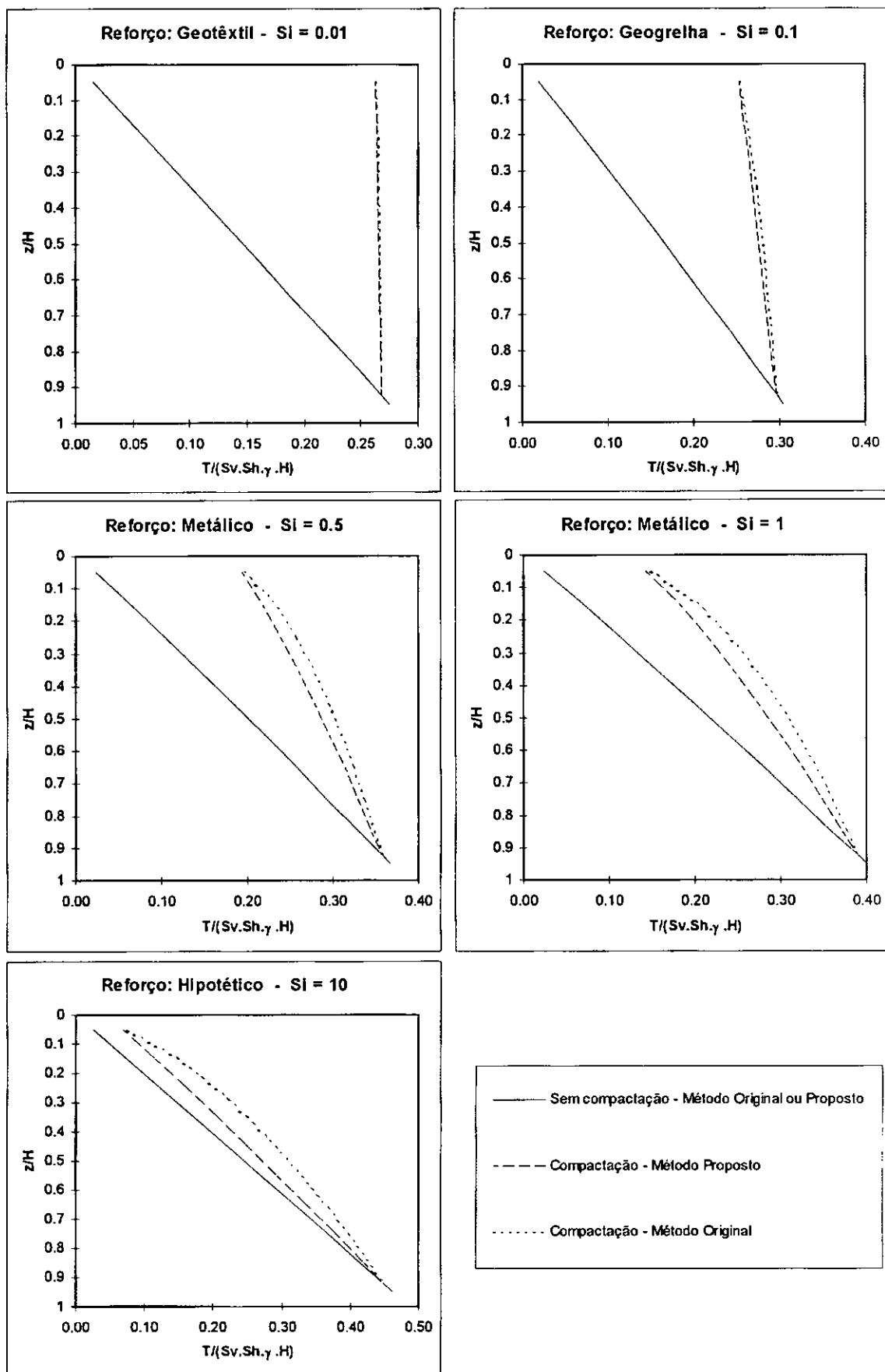


Fig. 3.7: Comparação entre o método original de EHRlich e MITCHELL (1994) e o método analítico proposto neste trabalho

A fig. 3.7 mostra a comparação entre o método proposto e o de EHRLICH e MITCHELL (1994) para talude de 90° com altura de 5 metros e ângulo de atrito de 30°, considerando dados típicos de rigidez de reforço e compactação.

A diferença entre os dois métodos aumenta com a rigidez (S_i). A situação de rigidez muito elevada (S_i igual a 10) representa os maiores desvios, chegando a cerca de 29%. Para o caso de reforço metálico (S_i igual a 1), os desvios são de cerca de 13%. Desta forma, para a faixa usual de rigidezes, a diferença entre as duas abordagens não é muito significativa.

3.4 - ÁBACOS

De acordo com as expressões apresentadas para a determinação da tração máxima nos reforços, os principais fatores de influência neste cálculo são: (1) a inclinação da face da estrutura; (2) os parâmetros de resistência do solo, c e ϕ ; (3) a tensão vertical, σ_z ; (4) a relação entre a tensão vertical atuante no ponto considerado e a máxima tensão vertical a que já se submeteu o solo, incluindo a compactação, $\frac{\sigma_z}{\sigma_{zc}}$; e (5) a extensibilidade relativa entre solo e reforço, β , definida por EHRLICH e MITCHELL (1994) como

$$\beta = \left(\frac{\sigma_{zc}}{Pa} \right)^n \cdot \frac{1}{S_i} \quad (3.42)$$

Os ábacos adimensionais das figs. 3.8 a 3.11 são uma compilação da influência de todos estes fatores para o caso de ($c = 0$) e ($R_f = 0,8$). O erro máximo em usar estes ábacos para a faixa normal de variação do R_f , de 0,7 a 1,0, é de cerca de 20%. Os estados ativo, de repouso e passivo estão indicados nestas figuras por linhas tracejadas.. Observa-se que estes ábacos são similares aos de EHRLICH e MITCHELL (1994), sendo acrescentada a inclinação da estrutura.

A relação $\frac{\sigma_z}{\sigma_{zc}}$ expressa o efeito da compactação. Para a situação em que não há compactação ou a profundidades em que a tensão vertical induzida pela compactação ($\sigma_{zc,i}$) for menor do que a tensão vertical no ponto (σ_z), $\frac{\sigma_z}{\sigma_{zc}}$ é igual a 1.

TALUDE 1:1

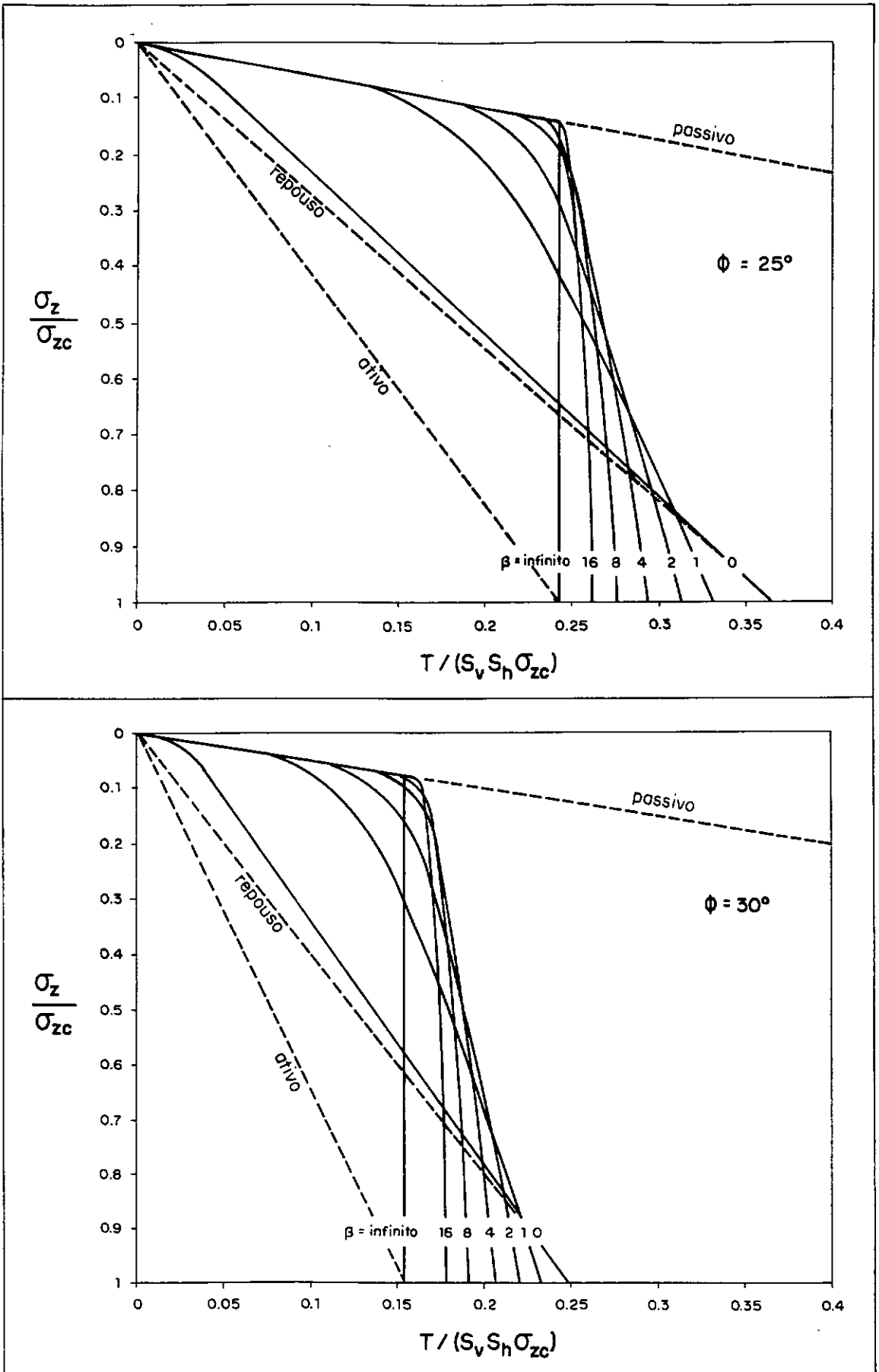


Fig. 3.8: Ábaco adimensional para taludes 1 (H): 1 (V) (45°)

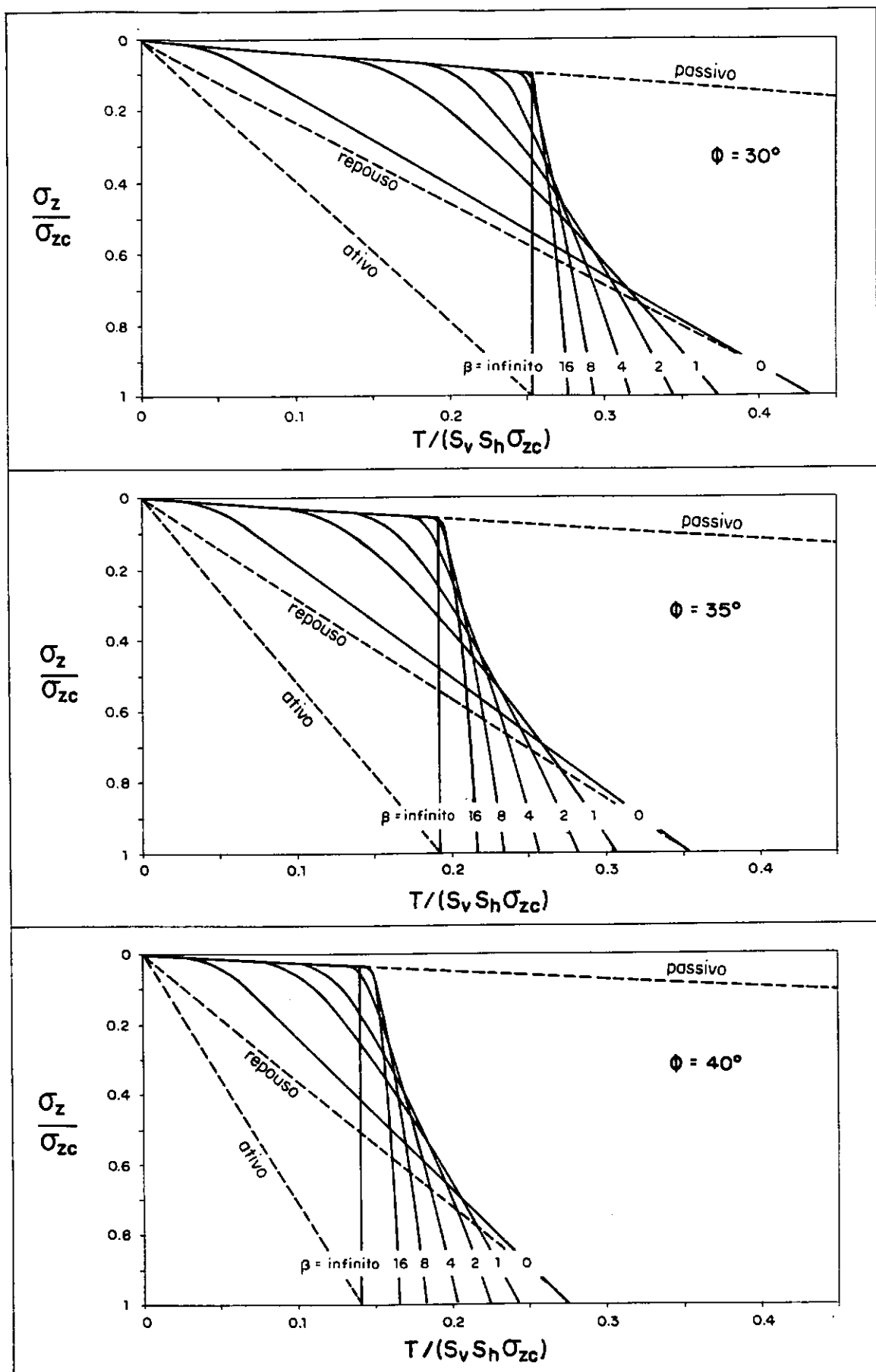


Fig. 3.9: Ábaco adimensional para taludes 1 (H): 2 (V) (63,4°)

TALUDE 1:3

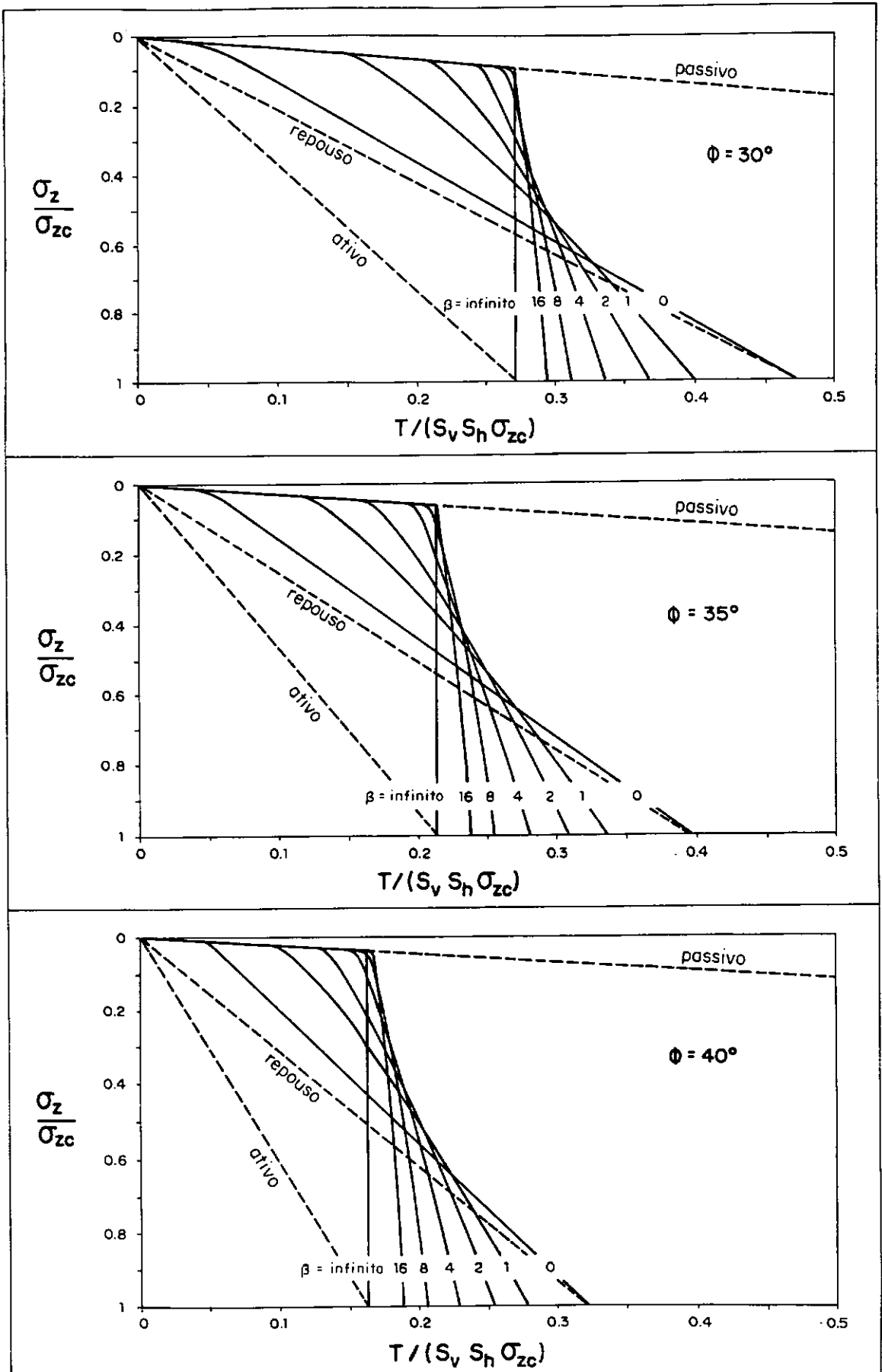


Fig. 3.10: Ábaco adimensional para taludes 1 (H): 3 (V) (71,6°)

TALUDE VERTICAL

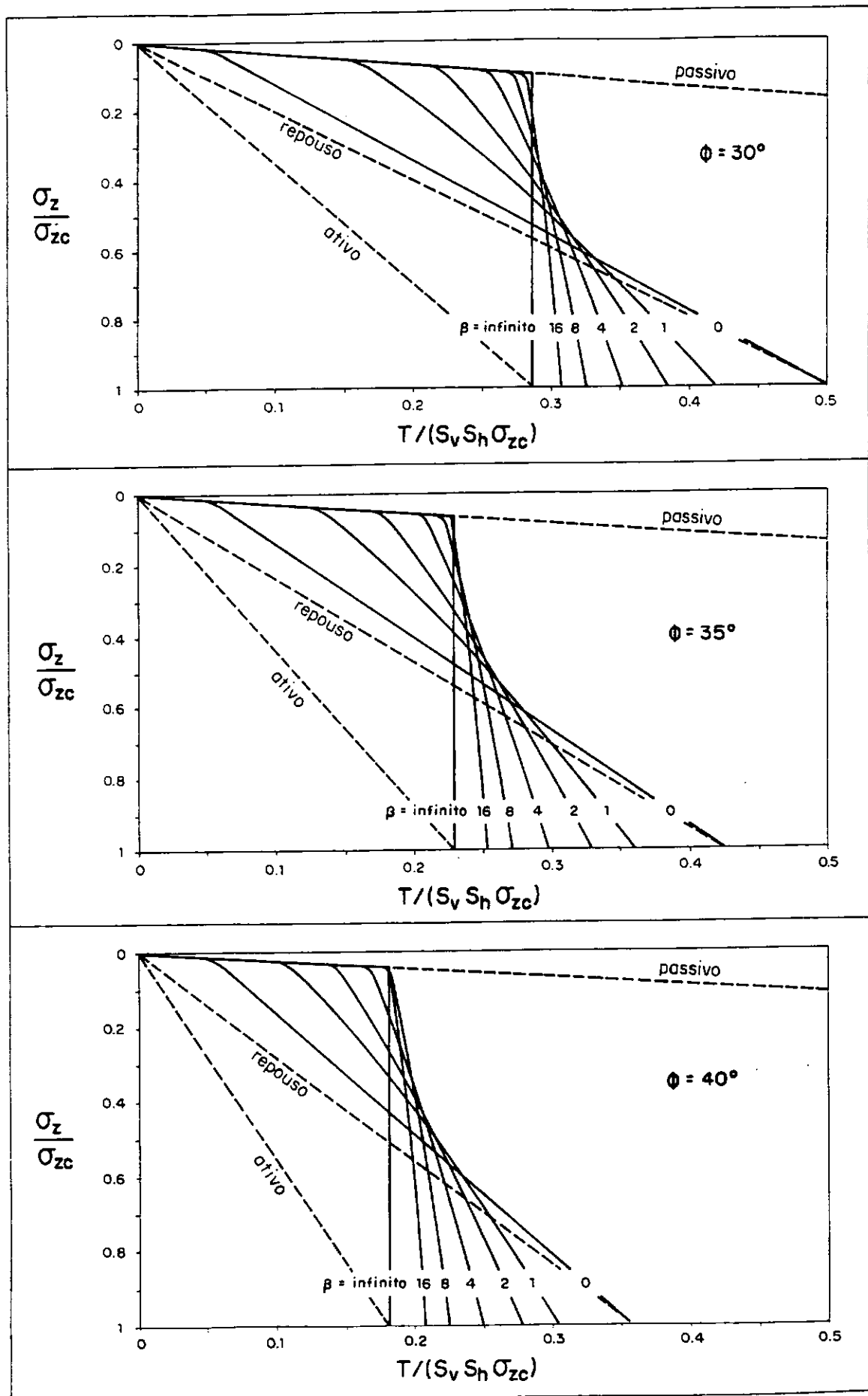


Fig. 3.11: Ábaco adimensional para taludes de 90°

3.5 - PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

O método desenvolvido permite o dimensionamento interno de estruturas de solo reforçado de inclinação qualquer, sob condições de trabalho, a partir de um procedimento analítico fechado para a determinação da tração máxima no reforço, incluindo, explicitamente, o efeito da compactação.

A tração máxima no reforço pode ser determinada por equações ou através de ábacos adimensionais (figuras 3.8 a 3.11). Os ábacos foram construídos considerando quatro inclinações típicas: taludes (1:1), taludes (1:2), taludes (1:3) e taludes verticais.

A formulação analítica não estimula o uso manual, pois é bastante trabalhoso. Neste caso, o uso computacional é praticamente uma necessidade. No apêndice 4, é listada uma planilha do software matemático “Mathematica for Windows”, desenvolvida para este fim.

A utilização dos ábacos envolve as seguintes etapas:

1. determinar $\sigma_{zc,i}$ usando a eq. (3.28) ou as eqs. (3.29) e depois (3.27), função do tipo de equipamento de compactação utilizado;
2. determinar a tensão vertical σ_z no nível do reforço em questão, utilizando o procedimento descrito no subitem 4.6;
3. determinar σ_{zc} de acordo com as eqs. (3.32a) e (3.32b);
4. assumir um valor adequado de S_i para o tipo de reforço em questão, baseado na tabela 3.1, e determinar β , eq. (3.42);
5. Com os valores de β , σ_z e σ_{zc} , determinar a tração máxima a partir dos ábacos das fig. 3.8 a 3.11;

Tabela 3.1: Valores típicos de S_i função do tipo de reforço (apud ERHLICH e MITCHELL, 1994)

Tipo de Reforço	S_i
Metálico	0,500 - 3,200
Plástico	0,030 - 0,120
Geotêxtil	0,003 - 0,012

6. com a tração máxima, determinar as dimensões necessárias ao reforço e calcular um novo S_i , comparando-o com o valor assumido previamente;
7. repetir as etapas 2 a 6 até que os valores calculado e assumido para o S_i sejam coerentes.

Se a rigidez ($E_r \cdot A_r$) do material for conhecida, não é necessária iteração, eliminando-se a etapa 7 acima, pois, neste caso, já fica estabelecido o S_i da estrutura. Isto ocorre, tipicamente, quando são utilizados geossintéticos como elementos de reforço.

O reforço ainda deve ser verificado quanto aos efeitos de corrosão, no caso de metálicos, e de perda de resistência, para os geossintéticos. Estas análises podem ser encontradas, por exemplo, em MITCHELL e VILLET (1987).

O comprimento do reforço deve ser verificado quanto ao arrancamento na zona resistente. MITCHELL e VILLET (1987) fornecem expressões, para vários tipos de reforços, que possibilitam esta análise.

Com relação aos parâmetros hiperbólicos do solo (n , κ , κ_u e R_f), ensaios triaxiais com diferentes pressões de confinamento podem ser utilizados para determiná-los. Outra alternativa é utilizar uma tabela de valores conservativos para vários tipos de solo fornecida em DUNCAN et al. (1980), adequada para análises preliminares.

No apêndice 5, encontra-se um exemplo do dimensionamento interno de uma estrutura com talude (1:2) reforçada com geogrelha.

3.6 - INFLUÊNCIA TÍPICA DA COMPACTAÇÃO DO SOLO E RIGIDEZ DO REFORÇO

A importância da consideração da influência da compactação e da rigidez relativa solo-reforço pode ser visualizada nas figuras 3.12 a 3.14, para taludes com três alturas (H) diferentes: 5, 10 e 15 metros. Foram considerados os seguintes parâmetros para o solo, o reforço e a compactação. Para o solo: $\gamma = 19,6 \text{ kN/m}^3$, $n = 0,5$, $R_f = 0,8$, $c = 0$, $\phi = 35^\circ$. Os valores de S_i de 0,01, 0,1 e 1, representam reforços típicos: geotêxtil, geogrelha e metálico, respectivamente. A compactação foi proporcionada por um equipamento equivalente ao rolo vibratório DYNAPAC CA25 ($Q = 160 \text{ kN}$, $L = 2,1 \text{ m}$).

Nestas figuras também são apresentadas as curvas calculadas utilizando o método de LESHCHINSKY e BOEDEKER (1989). De forma a se ter uma semelhança de

parâmetros para efeito de comparação com o método proposto, considerou-se coeficiente de segurança igual a 1 no cálculo destas curvas. No apêndice 5 comparam-se ambos os métodos considerando uma situação de dimensionamento interno de uma estrutura de solo reforçado. Neste caso adotou-se o coeficiente de segurança recomendado por LESHCHINSKY e BOEDEKER (1989).

A análise destas figuras conduz às seguintes conclusões:

- A modelagem adotada indica que, para taludes com altura (H) menor do que 10 metros e inclinação (ω) menor do que 60° , a compactação é o fator determinante da tração máxima no reforço;
- A influência da compactação varia com a inclinação (ω), tendo maior importância nos taludes menos inclinados;
- O efeito da compactação varia com a rigidez do reforço (S_i), tendo maior influência para baixos valores de S_i . Note que, para $S_i = 0,01$, a tração máxima no reforço é praticamente constante, independente da profundidade;
- Verifica-se, em todas as condições estudadas, uma significativa influência da rigidez do reforço. De forma geral, quanto mais rígido o reforço, maior é a tração desenvolvida. Entretanto, pode ocorrer o contrário a pequenas profundidades e próximo à base do talude, quando se considera a compactação;
- Taludes menos íngremes levam a tensões mais baixas no solo e no reforço;
- A tensão máxima no reforço varia conforme a posição da camada no talude. Existe uma correspondência entre esta tensão e a altura de terra acima do ponto de tração máxima, apresentada detalhadamente no capítulo 4. Para os taludes estudados ($45^\circ \leq \omega \leq 70^\circ$), as tensões mais elevadas ocorreram em camadas situadas entre $0,55 H$ e $0,80 H$;
- Para $S_i = 1$, as tensões no reforço são próximas à correspondente à condição de repouso, afastando-se ligeiramente à medida que aumenta a inclinação. Para $S_i = 0,01$, tem-se as tensões no reforço próximas à correspondente à condição ativa, aproximando-se ainda mais com o aumento da inclinação.
- Nota-se que tanto o método de LESHCHINSKY e BOEDEKER (1989) como o proposto nesta tese, para reforços flexíveis ($S_i \leq 0,1$) e não considerando o efeito da compactação, apresentam resultados semelhantes, havendo, no entanto, uma diferença marcante com relação à distribuição ao longo da

profundidade. Quando é considerada a compactação, as tensões nos reforços praticamente não variam com a profundidade segundo o método proposto ($S_i \leq 0,1$). Nesta condição, o método de LESHCHINSKY e BOEDEKER (1989) apresenta-se contra a segurança (vide também apêndice 5, fig. A5.2), e a distribuição de tração triangular com a profundidade mostra-se bastante falha.

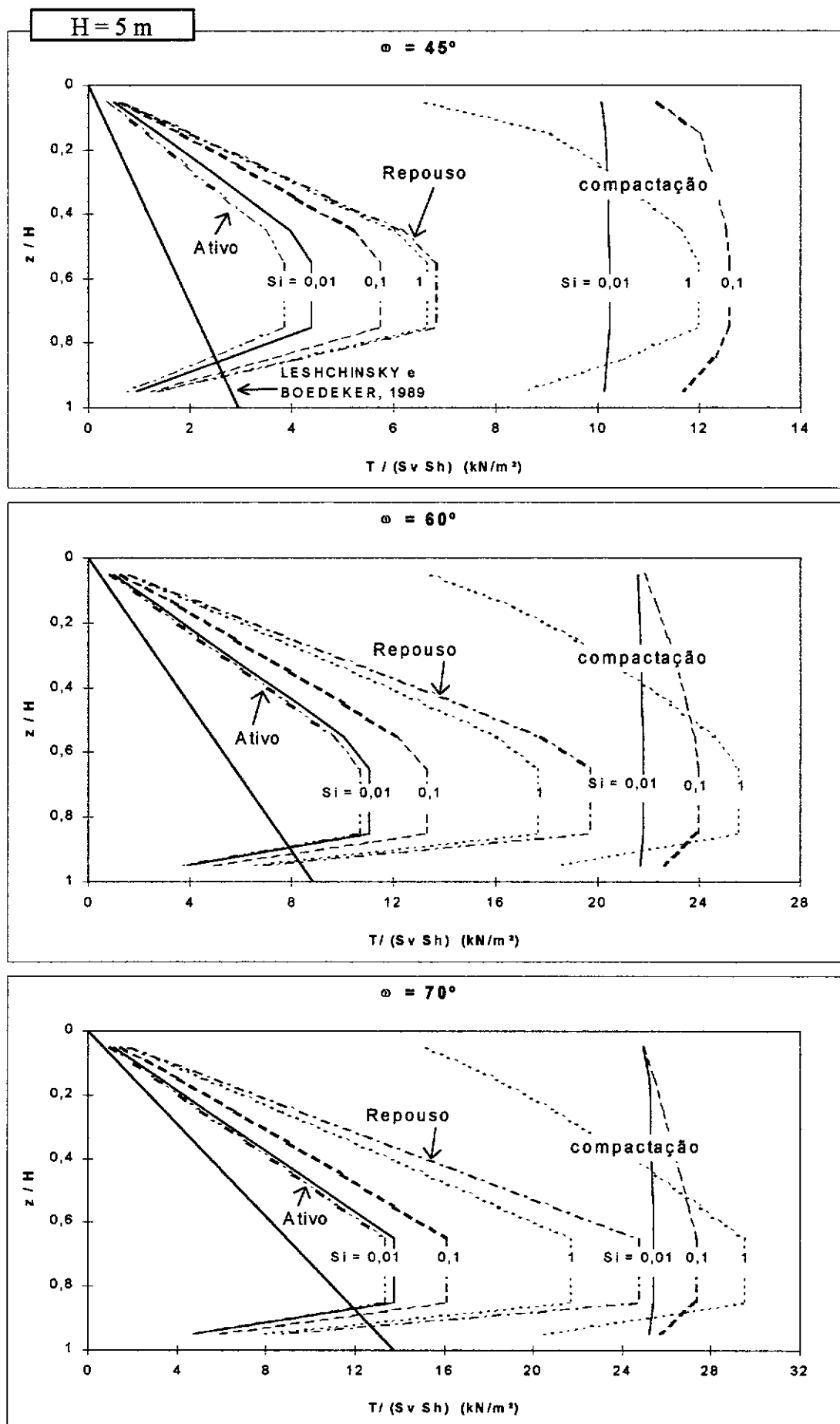


Fig. 3.12: Influência típica da compactação e da rigidez para taludes com $H = 5 \text{ m}$

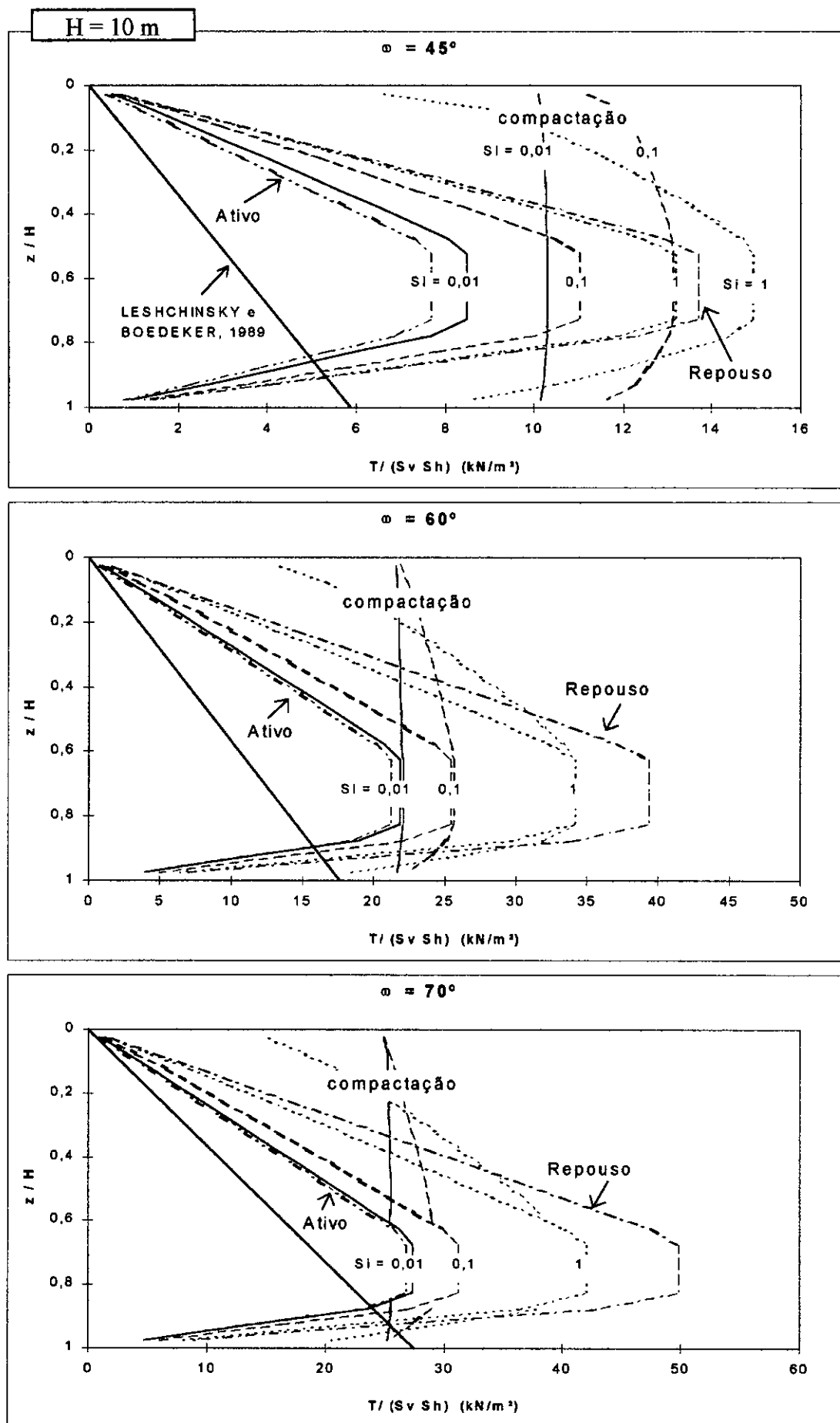


Fig. 3.13: Influência típica da compactação e da rigidez em taludes com H = 10 m

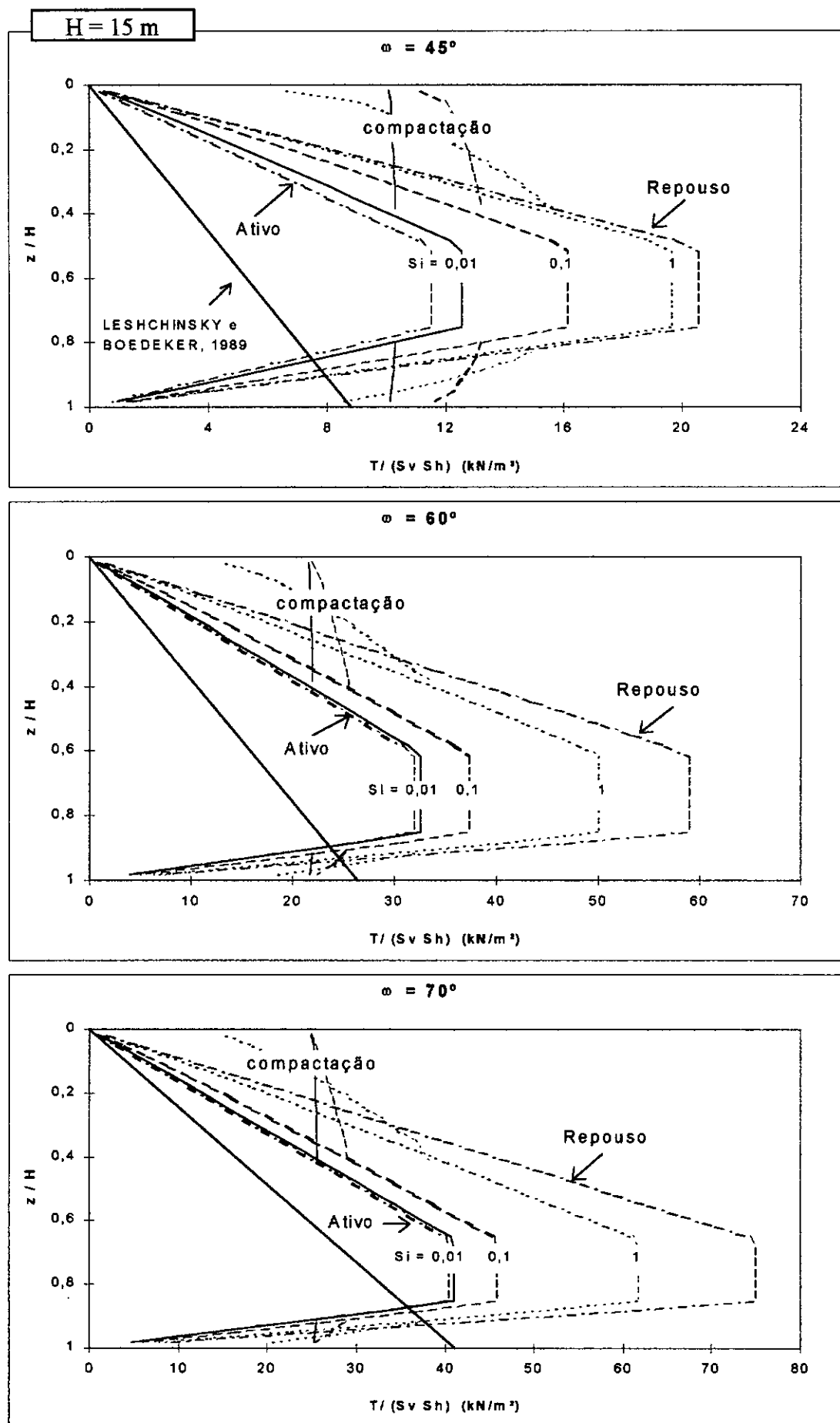


Fig. 3.14: Influência típica da compactação e da rigidez em taludes com $H = 15 \text{ m}$

CAPÍTULO 4

ANÁLISE NÚMERICA DE SOLO REFORÇADO

4.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo, são apresentadas análises numéricas com o objetivo de validar o método analítico desenvolvido.

As análises foram conduzidas de forma que representassem adequadamente a compilação de todos os fatores que influem no comportamento de uma estrutura de solo reforçado. Foram consideradas a variação da inclinação, da altura, do ângulo de atrito do solo, da rigidez do reforço e a compactação para verificar a capacidade de previsão do método analítico.

O programa de elementos finitos CRISP92-SC (“CRISP92 with Soil Compaction”), uma implementação do programa CRISP92 feita por ITURRI (1996), foi utilizado devido a sua versatilidade para modelagem de problemas geotécnicos e aos recursos introduzidos pelo referido autor.

O capítulo consta de uma breve descrição do programa CRISP92-SC, da apresentação da modelagem utilizada para solo reforçado e dos resultados das análises executadas. Comparam-se estes resultados com os calculados pelo método analítico proposto. Apresenta-se, ainda, um procedimento para determinação da tensão vertical atuante no ponto de máxima tração no reforço.

4.2 - O PROGRAMA CRISP92-SC

O programa CRISP92-SC é uma versão implementada originária do programa CRISP92, executável em microcomputadores do tipo 386 ou superior.

O programa CRISP92 foi desenvolvido na Universidade de Cambridge, Inglaterra, em 1975, sendo escrita a primeira versão por ZYTYNSKI (1976) (BRITTO e GUNN, 1990). É um programa de elementos finitos para modelagem de problemas geotécnicos estáticos, sob condições monotônicas de carga e descarga (ITURRI, 1996).

Análises drenadas, não-drenadas e de adensamento (utilizando ou não a teoria do adensamento acoplado de Biot) em estado plano de deformação ou em condições

axissimétricas ou tridimensionais são possíveis no CRISP92. Nas análises axissimétricas existe a restrição de o carregamento também ser axissimétrico.

O CRISP92 dispõe de uma ampla biblioteca de elementos, apresentados na tabela 4.1.

Tabela 4.1: Elementos disponíveis no CRISP92 (apud BRITTO e GUNN, 1990)

Nome do Elemento	Número de Dimensões	Deslocamento	Deformação Específica	Excesso de Poro-pressão (Δu)
Barra	1	Quadrático	Linear	N / D
Triângulo (LST)	2	Quadrático	Linear	N / D
LST com Δu linear	2	Quadrático	Linear	Linear
Quadrilátero (LSQ)	2	Quadrático	Linear	N / D
LSQ com Δu linear	2	Quadrático	Linear	Linear
Cúbico (CUST)	3	4ª ordem	Cúbico	N / D
CUST com Δu cúbico	3	4ª ordem	Cúbico	Cúbico
Paralelepípedo (LSB)	3	Quadrático	Linear	N / D
LSB com Δu linear	3	Quadrático	Linear	Linear
Viga	1	Quadrático	Linear	N / D
Interface	1	Quadrático	Linear	N / D

Nota: N / D - Não disponível

Os seguintes modelos de solo podem ser considerados neste programa: elástico linear isotrópico/anisotrópico, elástico linear com o módulo elástico variando linearmente com a profundidade, Cam-Clay, Cam-Clay modificado, elasto-plástico perfeito (com superfície de escoamento/ruptura dadas pelo critério de Tresca, von Mises, Mohr-Coulomb ou Drucker-Prager) e o modelo de Schofield (SCHOFIELD, 1980).

O CRISP92 utiliza a técnica incremental, através da aproximação da rigidez tangente, para representar a não-linearidade física do material (BRITTO e GUNN, 1990).

ITURRI (1996) implementou o programa CRISP92 introduzindo o modelo de solo baseado na formulação hiperbólica de DUNCAN et al. (1980), a modelagem da compactação conforme SEED e DUNCAN (1986) e outras implementações complementares, denominando esta nova versão de CRISP92-SC ("CRISP92 with Soil Compaction"). Também foram introduzidas variações da formulação hiperbólica original, como a combinação desta formulação com o modelo de Drucker-Prager para representar situações próximas da ruptura, e a implementação da formulação hiperbólica com variação linear da coesão e do módulo de elasticidade inicial.

O modelo histerético de SEED e DUNCAN (1986) é o mesmo usado por ADIB (1988) para simular a compactação. Admite-se o solo sob condições K_0 esteja ele em carregamento, descarregamento ou recarregamento. A compactação é considerada como um carregamento superficial unidimensional transitório, responsável por induzir tensões residuais no solo. De acordo com este modelo, estas tensões residuais são aplicadas como forças iniciais na malha previamente ao cálculo dos deslocamentos e das tensões e deformações do solo. Desta forma, considera-se que durante o processo de compactação não há deformação lateral da estrutura.

Esta modelagem é uma aproximação do comportamento real do solo quando compactado, pois este se deforma como resposta a qualquer solicitação, seja de carregamento, descarregamento ou recarregamento. Esta aproximação é tão melhor quanto mais rígida, ou menos deformável, for a estrutura analisada.

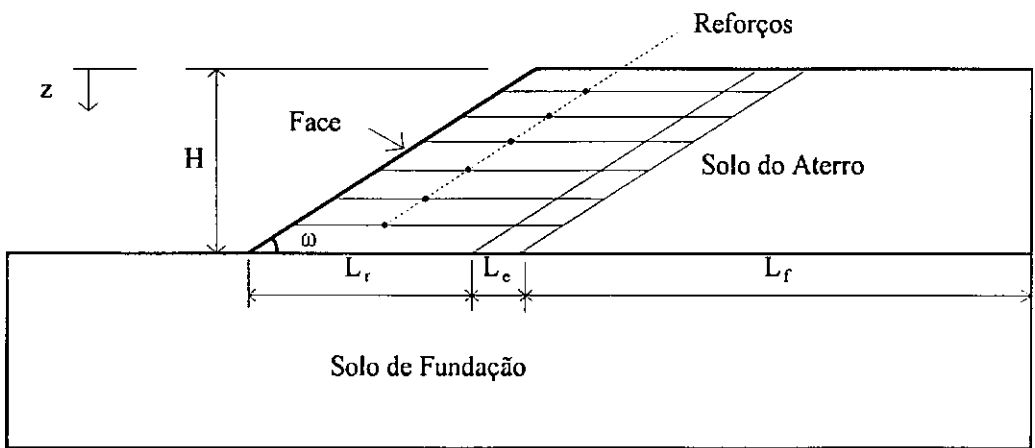
A formulação hiperbólica do CRISP92-SC é exatamente a mesma do método analítico proposto, mas a modelagem da compactação é diferente. Por este motivo, as análises incluindo a compactação foram feitas para uma estrutura mais rígida, situação em que a diferença entre as modelagens tende a ser menor. As análises sem compactação são idênticas, em termos de modelagem de solo e reforço, tanto no CRISP92-SC como no método analítico proposto.

4.3 - MODELAGEM

A capacidade de previsão do método analítico proposto foi verificada fazendo-se uso de análises numéricas de 89 estruturas diferentes. O objetivo foi englobar todos os fatores que influenciam no comportamento da estrutura através da variação da altura, da inclinação, da rigidez do reforço e do ângulo de atrito do solo, além da consideração da compactação. As análises também tiveram por objetivo fornecer informações globais que pudessem servir de base para hipóteses do método analítico, como, por exemplo, quanto à distribuição da tensão vertical no talude. A fig. 4.1 ilustra esquematicamente as diferentes estruturas modeladas. Na tabela 4.2, apresentam-se as características destas estruturas.

As estruturas com talude de 90° foram utilizadas para calibrar as análises numéricas, uma vez que o método analítico proposto, para a situação sem compactação, é idêntico ao de EHRLICH e MITCHELL (1994), que obtiveram boa correlação com resultados de monitoração de obras e com análises de elementos finitos executadas por outros autores. Tendo obtido resultados satisfatórios para as malhas com talude de 90°, apenas as estruturas com 45°, 60°, 70° e 80° foram analisadas, sendo este o objetivo principal das análises deste capítulo.

O comprimento total das malhas variou conforme a altura da estrutura, de forma a evitar a influência da extremidade nos resultados das análises numéricas. Neste sentido, foi alterado o comprimento L_r (fig. 4.1) para atender esta condição. A tabela 4.2 mostra os valores adotados.



Nota: O comprimento L_e foi ampliado para melhor visualização

Fig.4.1: Esquema das estruturas de solo reforçado modeladas (sem escala).

Tabela 4.2: Características das estruturas de solo reforçado modeladas

	Estruturas sem compactação				Estruturas com compactação
Altura, H (m)	5	10	10	10	5
Inclinação, β	45°; 60°; 70°; 80; 90°	45°	45°; 60°; 70°; 80; 90°	45°; 60°; 70°	45°; 60°; 70°;90°
S_i para cada inclinação	0,01; 0,1; 0,5; 1; 10	0,01; 0,1; 0,5; 1; 10	0,01; 0,1; 0,5; 1; 10	0,01; 0,1; 0,5; 1; 10	1
ϕ	35°	25°	35°	30°; 40°	35°
Comprimento do reforço, L_r (m)	4	8	8	8	4
Espaçamento vertical entre reforços, S_v (m)	0,5	1,0	1,0	1,0	0,5
Espaçamento horizontal entre reforços, S_h (m)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
L_f (m)	16,475	21,95	21,95	21,95	16,475

A seguir são apresentadas as características do solo, do reforço, da interação solo-reforço, da face, da compactação e das malhas de elementos finitos consideradas nas análises.

4.3.1 - PROPRIEDADES DO SOLO

Tanto o solo de fundação como o do aterro foram modelados como elástico hiperbólico, utilizando elementos quadriláteros.

4.3.1.1 - SOLO DE FUNDAÇÃO

Os parâmetros hiperbólicos do solo de fundação foram os mesmos de ADIB (1988). Estes parâmetros representam uma areia fina a média, medianamente compacta,

com traços de pedregulho, classificação SP-SW. Este solo foi utilizado, pois é adequado para a condição de fundação competente para estruturas do porte das que foram analisadas, conforme os resultados das análises de ADIB (1988). Estes parâmetros são apresentados na tabela 4.3.

O solo de fundação é o mesmo para todas as análises.

4.3.1.2 - SOLO DO ATERRO

Os parâmetros do solo do aterro foram estimados baseados nas análises paramétricas de EHRLICH e MITCHELL (1994) e na tabela de valores conservativos fornecida em DUNCAN et al. (1980). Os valores adotados representam um solo arenoso e são apresentados na tabela 4.3.

Nas análises, variou-se apenas o ângulo de atrito do solo, mantendo-se constantes os demais parâmetros. Além de avaliar a capacidade de previsão do método, a alteração do ângulo de atrito também teve o objetivo de verificar a influência deste fator na posição do ponto de tração máxima.

Tabela 4.3: Parâmetros dos solos utilizados nas análises

Parâmetro	Solo de Fundação	Solo do Aterro
γ (kN/m ³)	20,4	19,6
κ	600	480
n	0,25	0,5
R_f	0,7	0,8
κ_b	450	100
m	0	0,5
c (kN/m ²)	0	0
ϕ	36°	25°, 30°, 35°, 40°
$\Delta\phi$	1	0
κ_{ur}	900	720

onde: γ = peso específico;

κ , n = parâmetros adimensionais do módulo de Young;

R_f = relação de ruptura;

κ_b, m = parâmetros adimensionais do módulo volumétrico;

c = coesão;

ϕ = ângulo de atrito;

$\Delta\phi$ = taxa de redução do ângulo de atrito;

κ_{ur} = parâmetro adimensional do módulo de Young no trecho de descarregamento-recarregamento.

4.3.2 - PROPRIEDADES DO REFORÇO

O reforço foi considerado linear elástico, modelado por elementos de barra somente capazes de transmitir esforço axial. Foram considerados reforços com cinco diferentes rigidezes, tabela 4.4. De forma geral, rigidezes correspondentes a todos os tipos comuns de reforço foram simulados. O valor de S_i igual a 10 foi utilizado para avaliar a consistência das análises numéricas quando aplicada a uma estrutura hipoteticamente muito rígida, sendo S_i o índice de rigidez relativa solo-reforço, dado por

$$S_i = \frac{E_r \cdot A_r}{S_v \cdot S_h \cdot \kappa \cdot Pa} \quad (4.1)$$

Tabela 4.4: Propriedades dos reforços utilizados nas análises

Reforço		Estruturas com H = 5 m		Estruturas com H = 10 m	
Tipo	S_i	$E_r \cdot A_r$ (kN/m)	ν	$E_r \cdot A_r$ (kN/m)	ν
Geotêxtil	0,01	243,18	0	486,36	0
Geogrelha	0,1	2431,8	0	4863,6	0
Metálico	0,5	12159	0	24318	0
	1	24318	0	48636	0
Hipotético	10	243180	0	486360	0

Tabela 4.5: Propriedades dos elementos do reforço na extremidade oposta à face

	Estruturas com H = 5 m	Estruturas com H = 10 m
$E_r \cdot A_r$ (kN/m)	0,0024318	0,0048636
ν	0	0
Comprimento, L_e (cm)	2,5	5,0

Na tabela 4.4 são mostrados os dados referentes à rigidez axial, $E_r.A_r$, (produto do módulo de Young e da área transversal) e ao coeficiente de Poisson, ν , dos elementos de barra do CRISP92-SC utilizados para modelar estes reforços.

Para impor a condição de tração nula no reforço na extremidade oposta à face, foi utilizado um elemento de barra de pequeno comprimento, L_e (fig.4.1), com rigidez axial muito baixa. Admitiu-se este elemento como tendo um S_i igual a 10^{-7} , ou seja, com rigidez bem menor do que o solo. A tabela 4.5 apresenta as propriedades deste elemento.

Na discretização das malhas de elementos finitos, incluiu-se este comprimento L_e tanto no aterro como na fundação, figuras 4.3 a 4.6.

4.3.3 - INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO

Em todas as análises executadas, não foram utilizados elementos de interface que permitissem deslocamento relativo entre solo e reforço. Este procedimento implica na hipótese de aderência perfeita entre solo e reforço, e também foi usado nas análises de CHALATURNYK e SCOTT (1990). JEWELL (1980) e DYER e MILLIGAN (1984), conforme EHRLICH e MITCHELL (1994), mostraram que, sob condições de trabalho, esta é uma hipótese bastante razoável.

4.3.4 - PROPRIEDADES DA FACE

Em todas as análises foi utilizada face flexível, modelada como elementos de barra somente capazes de suportar esforços axiais, funcionando como uma espécie de membrana. Admitiu-se este elemento como tendo um S_i igual a 10^{-3} , simulando um elemento bastante flexível. A tabela 4.6 mostra as propriedades deste elemento.

Tabela 4.6: Propriedades das faces utilizadas nas análises

	Estruturas com H = 5 m	Estruturas com H = 10 m
$E_r.A_r$ (kN/m)	24,318	48,636
ν	0	0

4.3.5 - COMPACTAÇÃO

O objetivo dessas análises foi caracterizar o efeito da compactação em estruturas sob diferentes inclinações da face. As análises foram conduzidas simulando estruturas com 5 m de altura, ângulo de atrito do solo de 35° e reforços metálicos ($S_i = 1$).

Somente reforços rígidos foram considerados, pois nesta condição as modelagens do CRISP92-SC e do modelo proposto tendem a se aproximar.

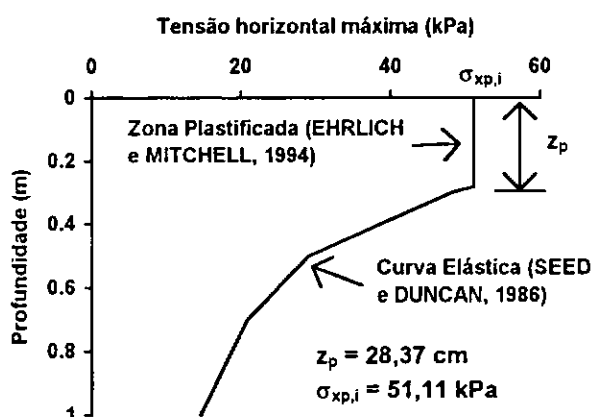


Fig. 4.2: Tensão horizontal máxima induzida pela compactação considerada nas análises

Admitiu-se que a compactação foi proporcionada por um equipamento equivalente ao rolo vibratório DYNAPAC CA25, com força vertical máxima de operação, Q , de 160 kN e comprimento do tambor, L , de 2,1 m. A curva de tensão horizontal máxima induzida pela compactação proporcionada por este equipamento é apresentada na fig. 4.2. Esta curva é resultante do procedimento sugerido por EHRlich e MITCHELL (1994) para a profundidade plastificada e por SEED e DUNCAN (1986) no trecho elástico. A tensão $\sigma_{xp,i}$ foi calculada utilizando a eq. (3.29).

4.3.6 - MALHAS DE ELEMENTOS FINITOS

Foram utilizadas malhas idênticas em termos do número de nós e de elementos para todas as análises. Nas figuras 4.3 a 4.6 são apresentadas as malhas referentes a todas as estruturas de 45° , 60° , 70° e 90° , respectivamente. A tabela 4.7 apresenta resumidamente as características das malhas.

Tabela 4.7: Resumo das malhas das análises

Malha	Nós	Elementos de solo	Elementos de barra do reforço	Elementos de barra da face
Todas	425	380	110	11

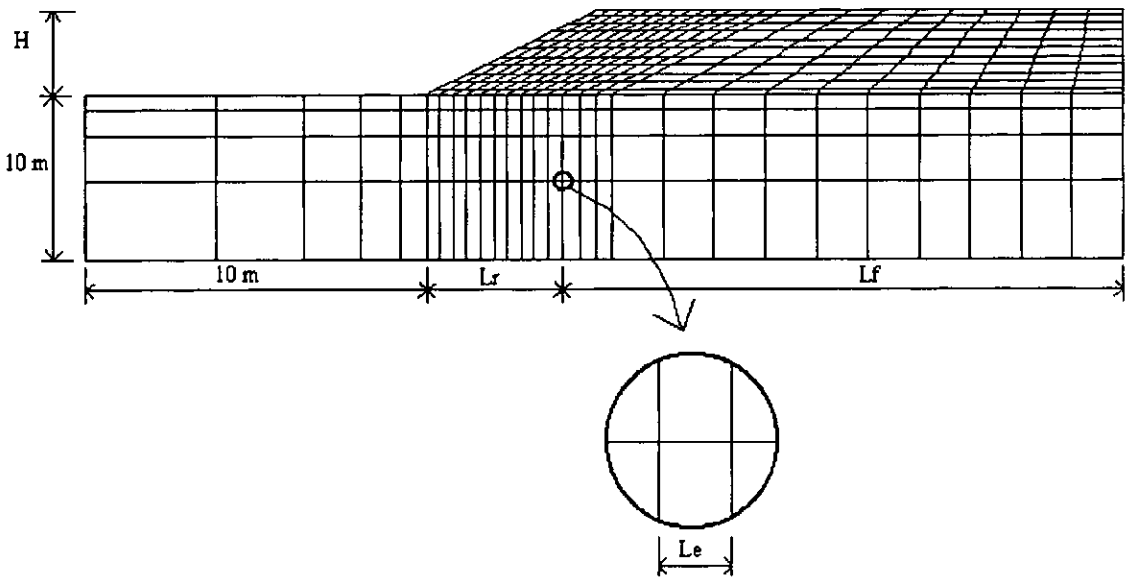


Fig. 4.3: Malha das estruturas de solo reforçado inclinadas de 45°

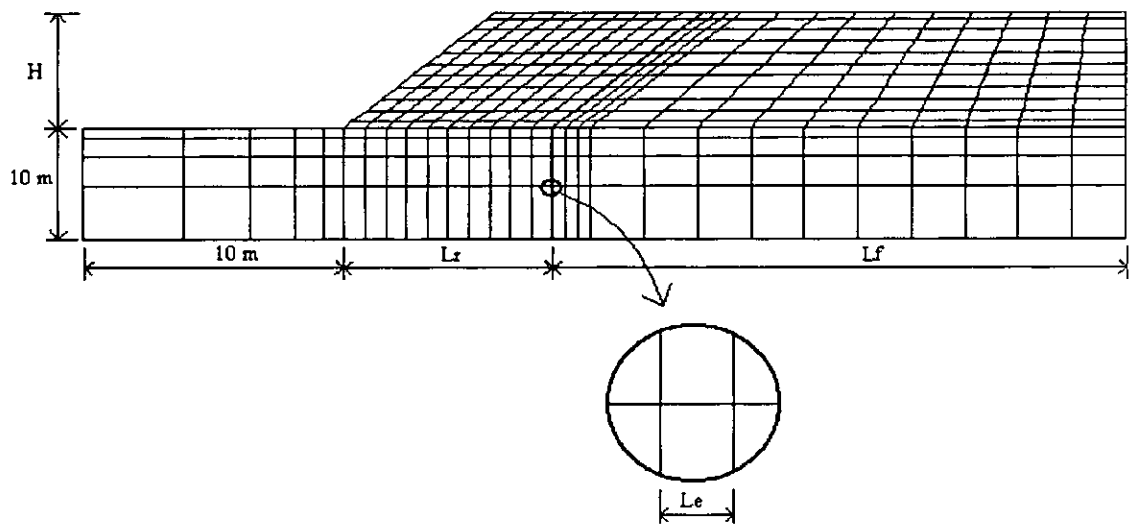


Fig. 4.4: Malha das estruturas de solo reforçado inclinadas de 60°

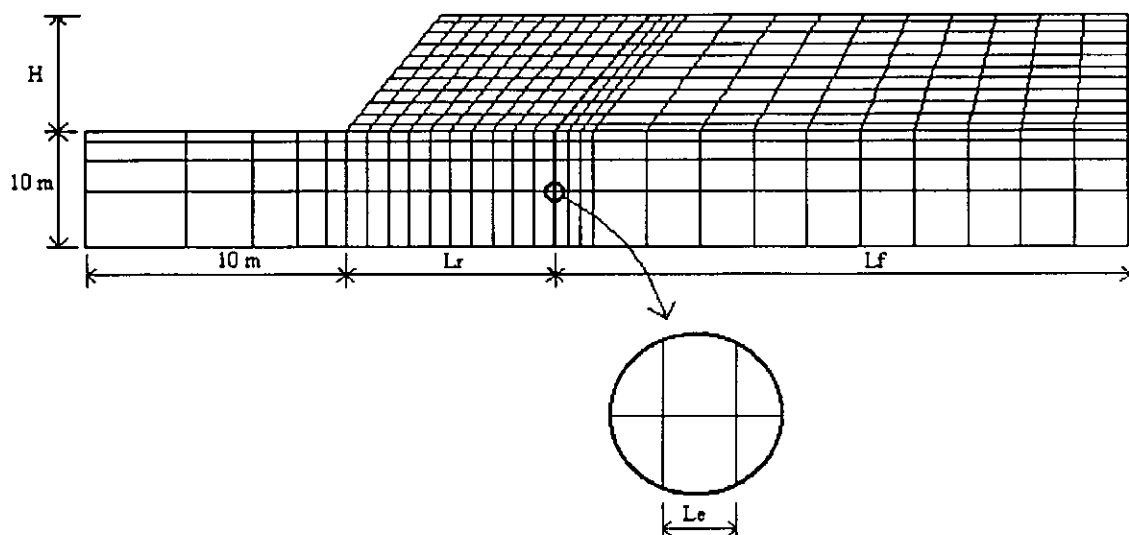


Fig. 4.5: Malha das estruturas de solo reforçado inclinadas de 70°

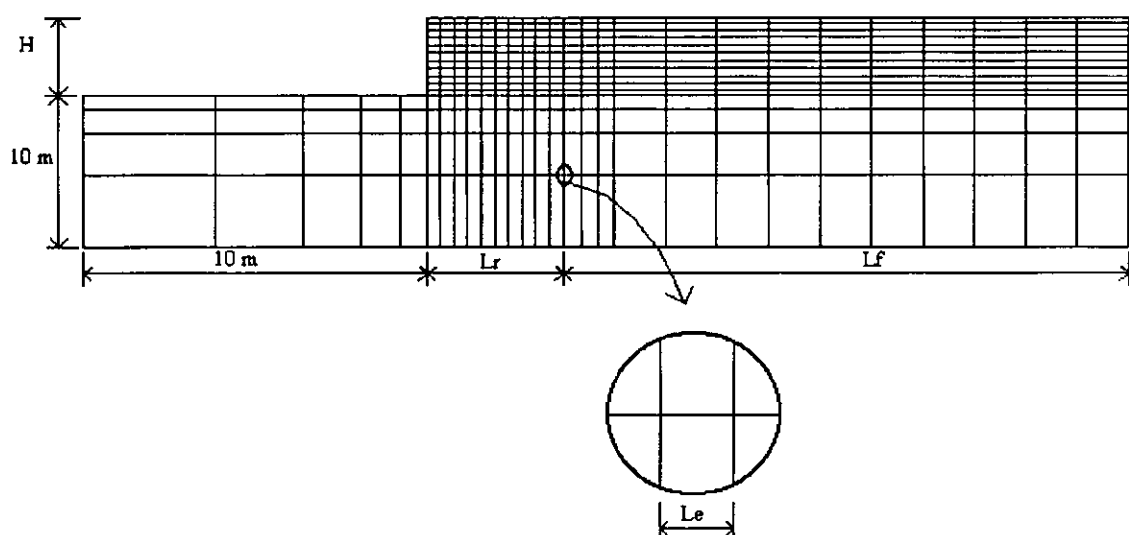


Fig. 4.6: Malha das estruturas de solo reforçado inclinadas de 90°

A partir da base, o primeiro nível de reforço encontra-se a uma altura de $(S_v / 2)$ e, a partir daí, utiliza-se o espaçamento vertical S_v .

Em todas as estruturas, o solo de fundação foi considerado com uma espessura de 10 m.

O processo construtivo das estruturas compactadas foi diferente das não compactadas. Isto ocorreu devido à restrição do CRISP92-SC em lidar com apenas 10 etapas de construção quando considerada a compactação. As estruturas não compactadas foram construídas em 11 etapas.

As etapas consistiram em construir a estrutura até o nível de reforço imediatamente superior, sendo a primeira e a última com espessura igual a $(S_v / 2)$ no caso das estruturas não compactadas, e, para as compactadas, a última etapa teve a sua espessura aumentada para $1,5 S_v$. Para considerar a não-linearidade física do solo, cada etapa de construção de um estrutura não compactada foi discretizada em 50 incrementos de carga, o que em um microcomputador do tipo "Pentium 200 MMX" consumiu 17,5 minutos para completar a análise. Nas estruturas compactadas, o número de incrementos de carga por etapa foi variável, chegando a 11 nas últimas. Este procedimento é similar ao adotado em algumas malhas de ITURRI (1996). Com isto, o tempo de processamento reduziu para cerca de 3,5 minutos.

4.4 - RESULTADOS

Para cada análise, a tração máxima e a sua posição, e a distribuição de tração ao longo do reforço foram organizados nos gráficos apresentados a seguir.

4.4.1 - TRAÇÃO MÁXIMA

Os resultados das análises numéricas são apresentados, juntamente com os obtidos com base no método analítico proposto, nas figuras 4.7 a 4.11, na forma de gráficos adimensionais. As figuras 4.7 a 4.10 apresentam as análises sem compactação. A influência da compactação é apresentada na fig. 4.11. Não constam das figuras os resultados correspondentes aos taludes com inclinação de 80° . Estes resultados foram basicamente os mesmos observados para os taludes de 90° .

4.4.2 - DISTRIBUIÇÃO DA TRAÇÃO AO LONGO DO REFORÇO

A distribuição da tração ao longo do reforço é apresentada apenas para a estrutura com 10 metros de altura e ϕ igual a 35° para evitar um excessivo número de figuras, já que esta distribuição não é prevista pelo método analítico e tem menor importância para os objetivos deste trabalho. A fig. 4.12 apresenta estes resultados.

4.4.3 - POSIÇÃO DOS PONTOS DE TRAÇÃO MÁXIMA

A posição dos pontos de tração máxima pode ser vista nas figuras 4.13 e 4.14. Também nestas figuras apresentam-se curvas representativas da tendência destes pontos.

4.4.4 - DESLOCAMENTOS

Na fig. 4.15, apresentam-se os vetores de deslocamento para a estrutura com 10 metros de altura, $\phi = 35^\circ$ e $S_i = 0,01$. O comportamento qualitativo é basicamente o mesmo para as demais condições analisadas. Como se desejava, as movimentações da fundação são pouco significativas, não conflitando com o método analítico, que considera a hipótese de fundação rígida.

4.5 - ANÁLISE DOS RESULTADOS NUMÉRICOS

As fig. 4.7 a 4.10 mostram que as análises numéricas apresentaram resultados coerentes com relação ao ângulo de atrito, pois quanto menor este ângulo, maior é a tração necessária para manter o equilíbrio. A coerência das análises numéricas também pode ser verificada com relação ao índice de rigidez relativa, S_i , pois quanto maior este índice, maior é a tração desenvolvida no reforço. Além disso, as análises com talude vertical (figuras 4.10 e 4.11) mostraram boa concordância com os resultados previstos pelo método de EHRLICH e MITCHELL (1994).

Outro indicativo da qualidade das análises numéricas é a distribuição de tração ao longo do reforço, fig. 4.12. Esta distribuição foi bastante similar à distribuição característica para este tipo de estrutura.

Desta forma, credita-se boa confiabilidade à modelagem numérica utilizada para representar estruturas de solo reforçado.

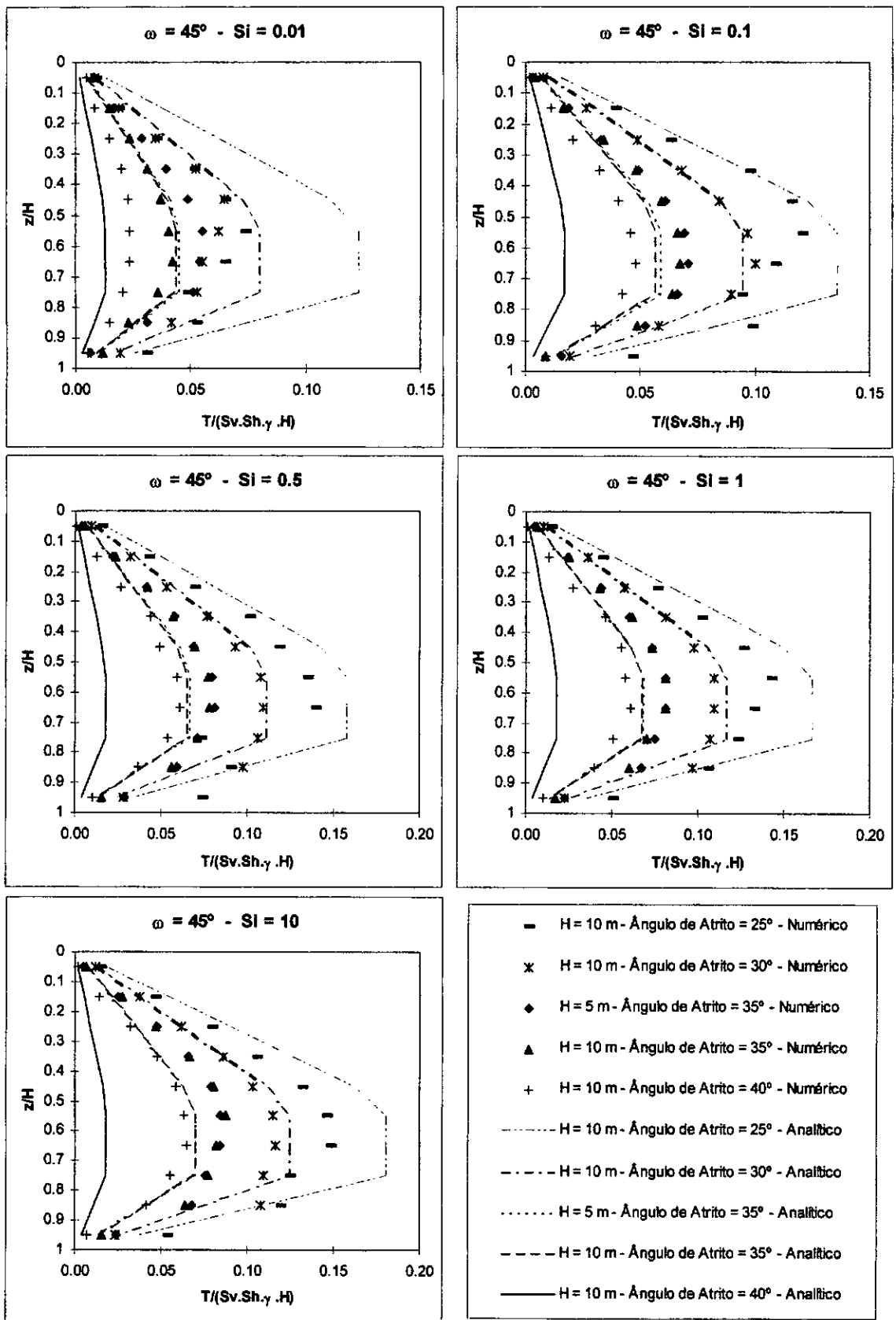


Fig. 4.7: Gráficos adimensionais da tração máxima no reforço das estruturas de 45° : análise numérica (pontos) e método analítico (curvas)

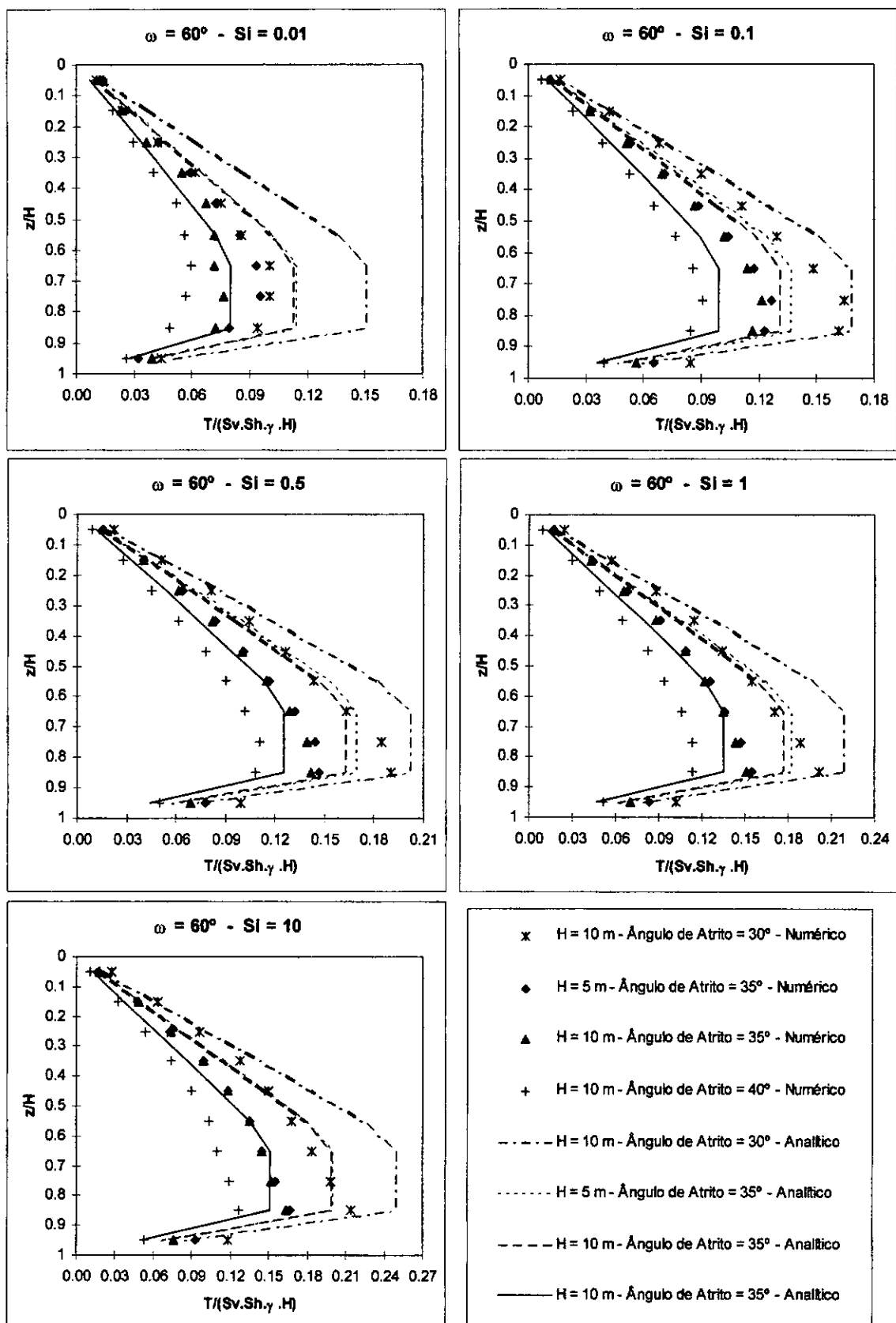


Fig. 4.8: Gráficos adimensionais da tração máxima no reforço das estruturas de 60° : análise numérica (pontos) e método analítico (curvas)

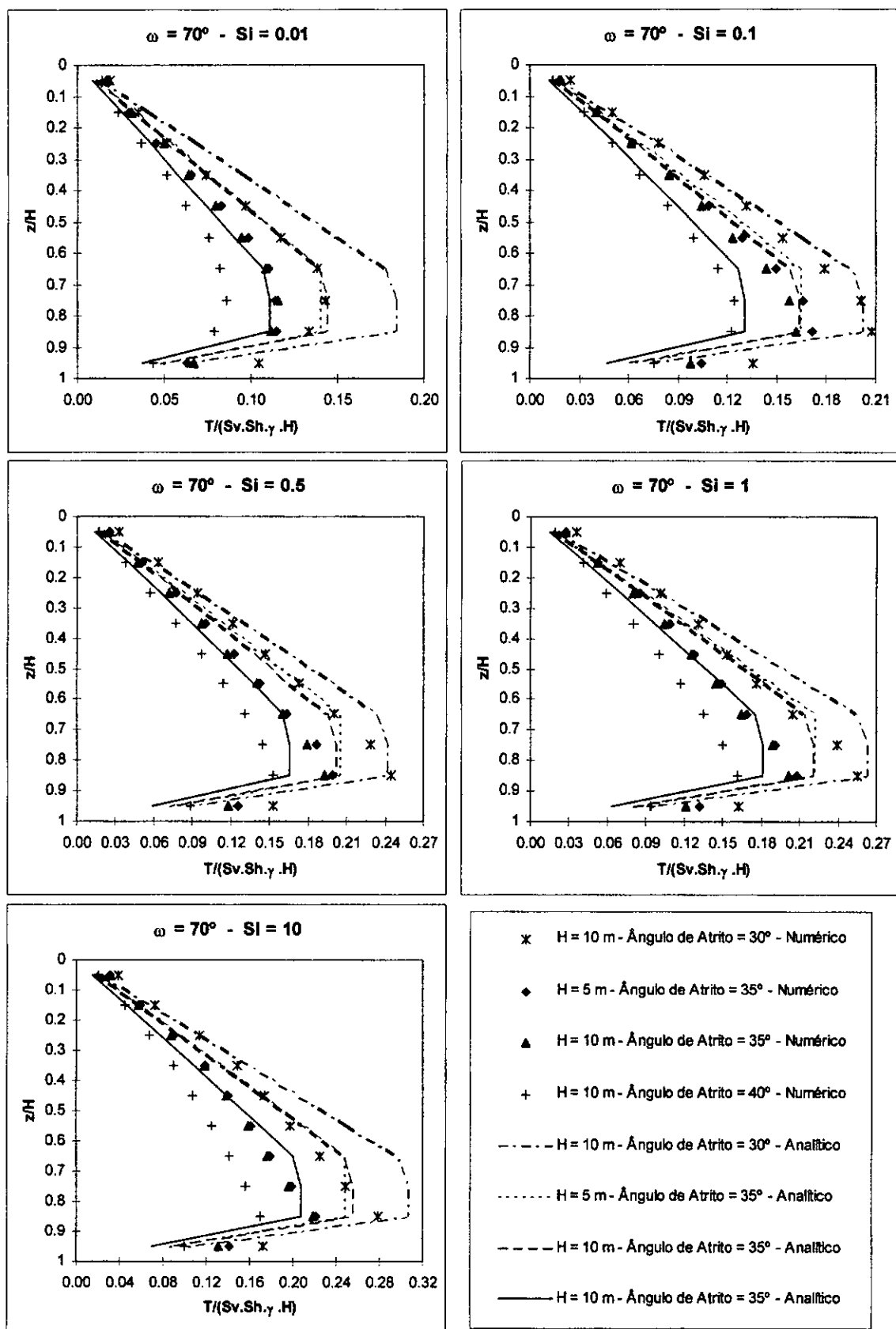


Fig. 4.9: Gráficos adimensionais da tração máxima no reforço das estruturas de 70° : análise numérica (pontos) e método analítico (curvas)

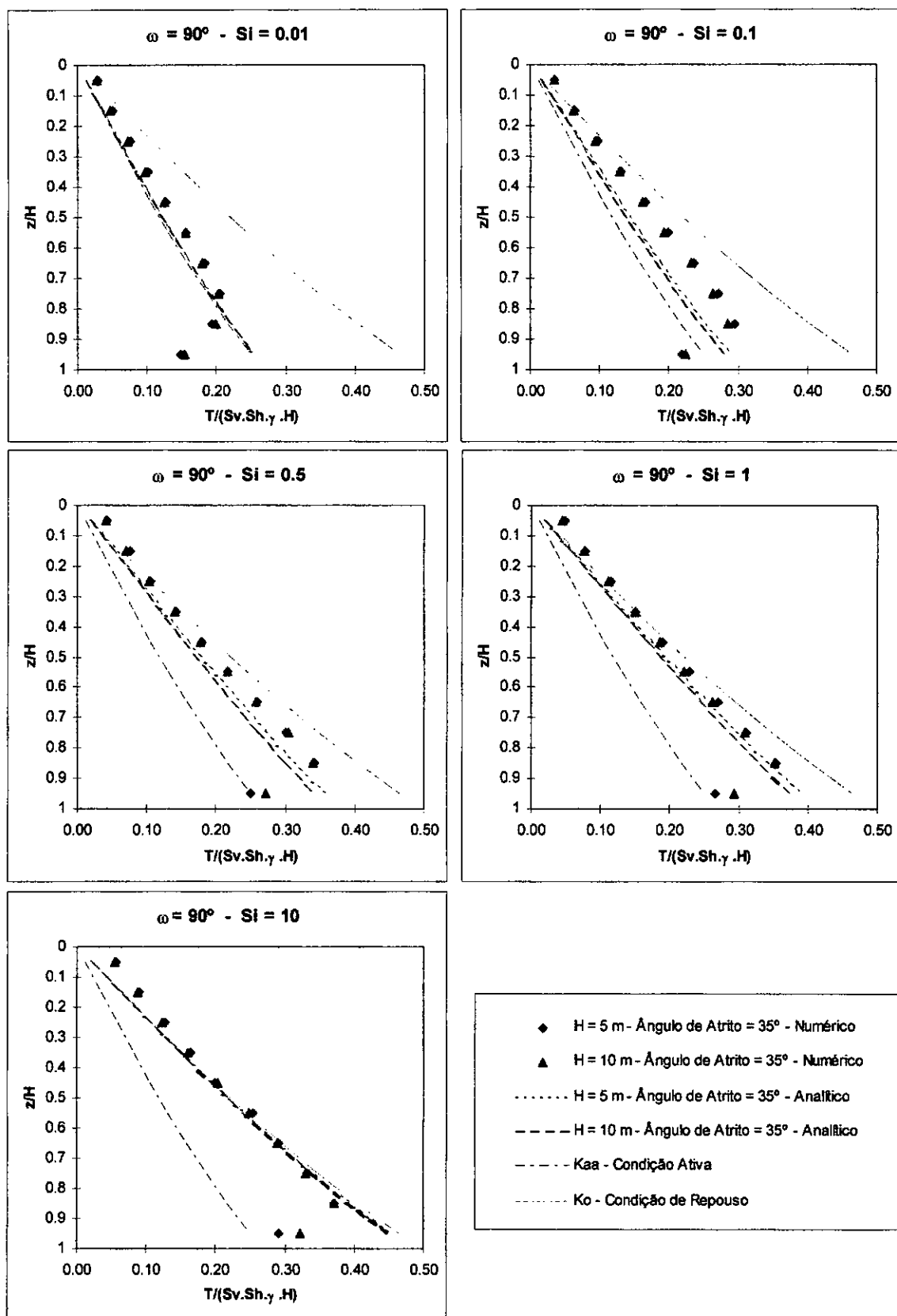


Fig. 4.10: Gráficos adimensionais da tração máxima no reforço das estruturas de 90° : análise numérica (pontos) e método analítico (curvas)

$$H = 5 \text{ m} \quad \phi = 35^\circ$$

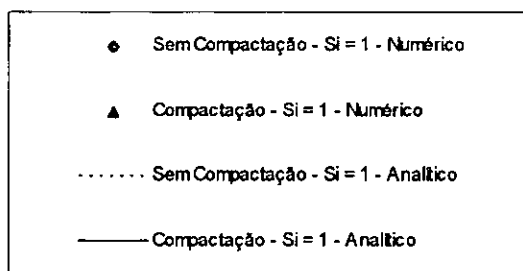
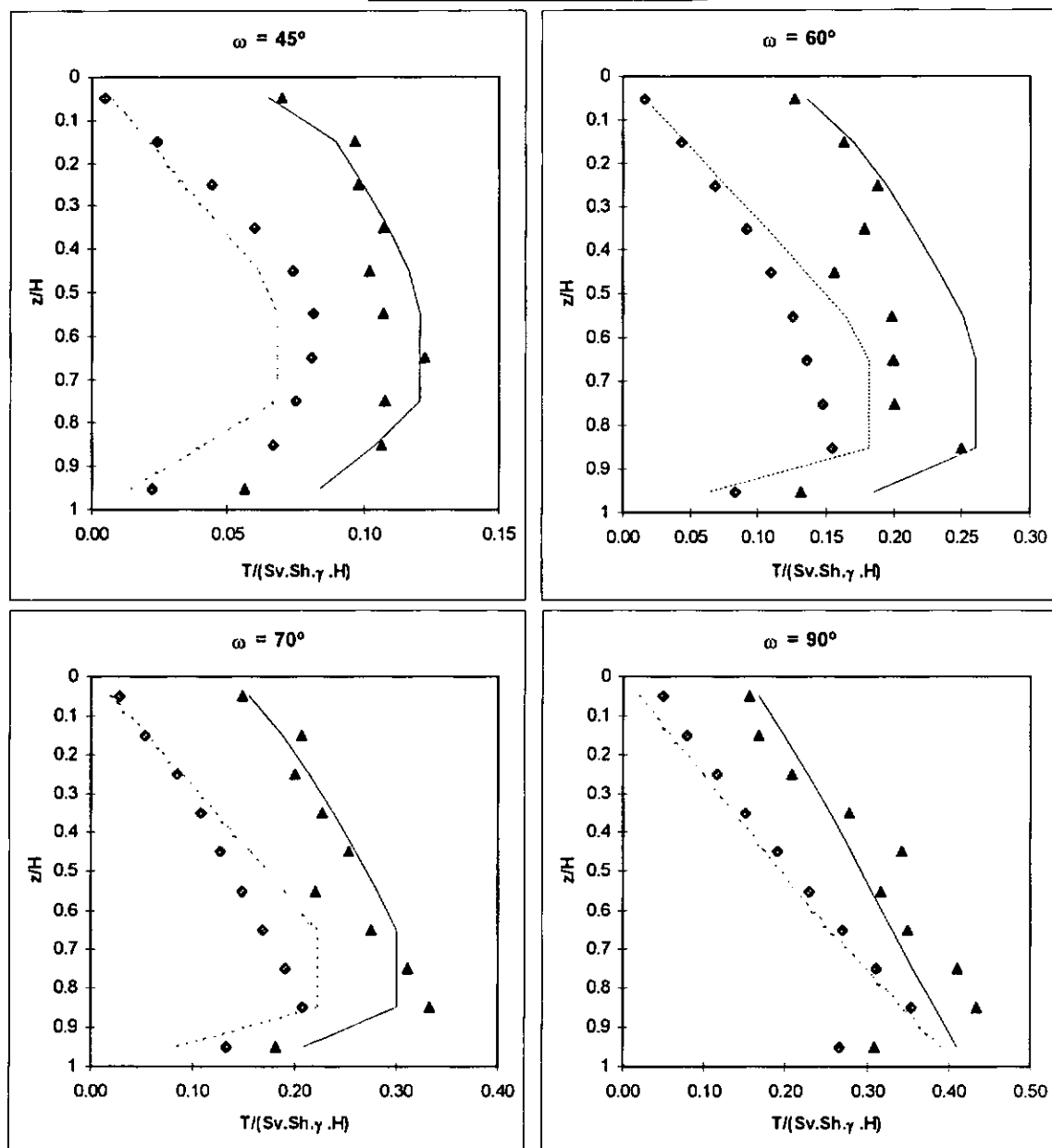


Fig. 4.11: Gráficos adimensionais da tração máxima no reforço incluindo o efeito da compactação: análise numérica (pontos) e método analítico (curvas)

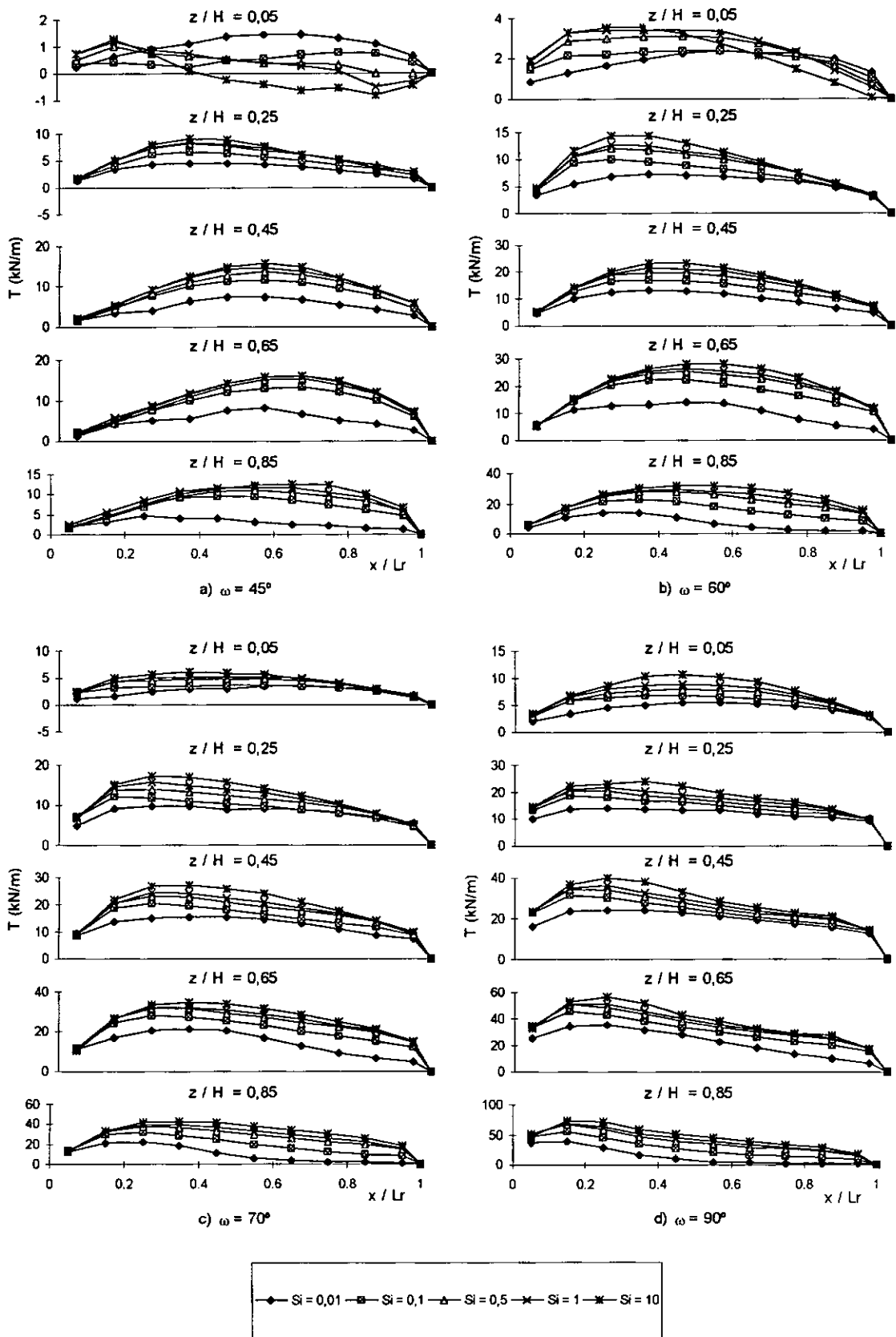


Fig. 4.12: Distribuição de tração ao longo do reforço para a estrutura de $H = 10$ m e $\phi = 35^\circ$ com: a) $\omega = 45^\circ$; b) $\omega = 60^\circ$; c) $\omega = 70^\circ$; d) $\omega = 90^\circ$

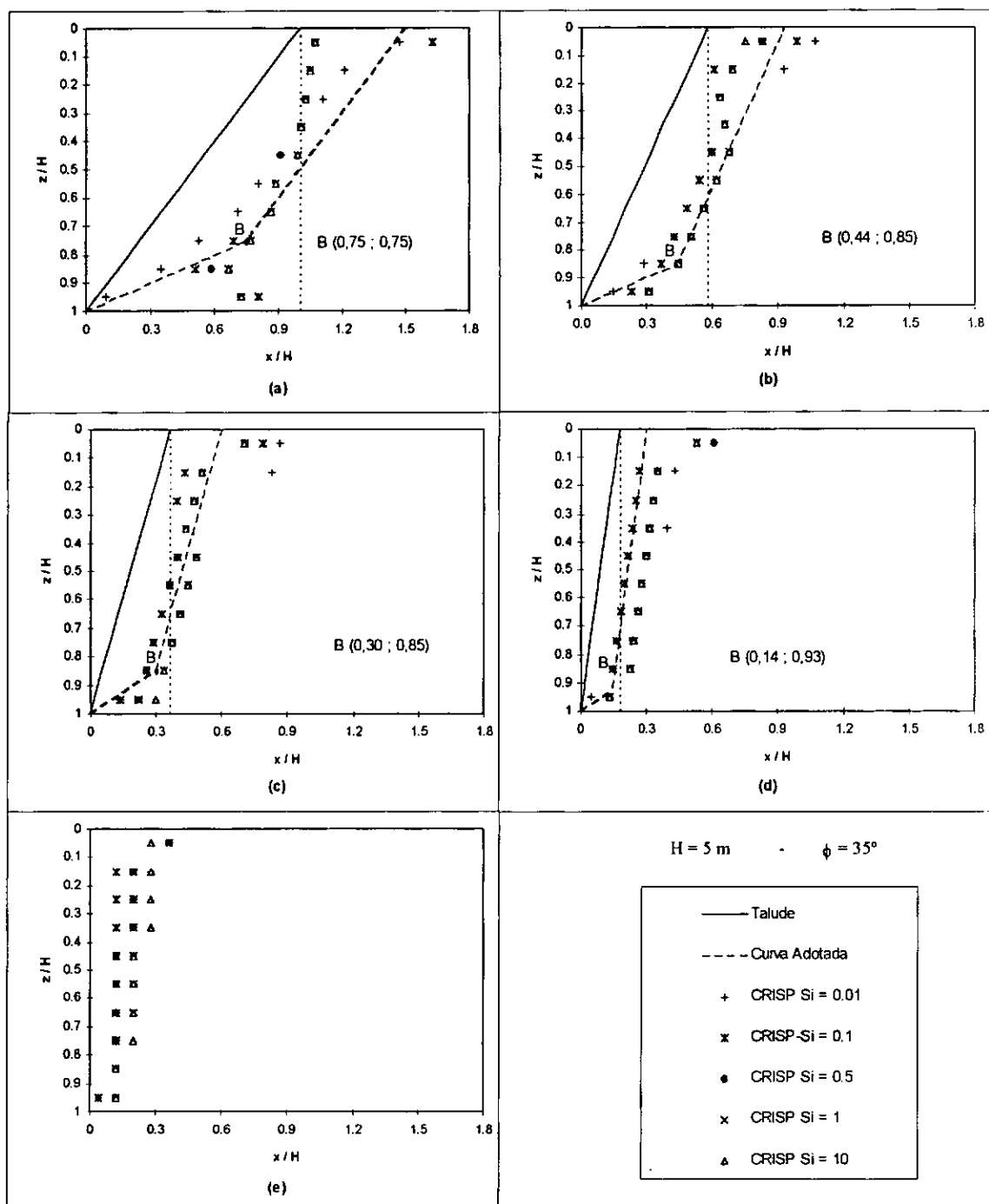


Fig. 4.13: Posição dos pontos de tração máxima nas estruturas com 5 m de altura, com talude de: a) 45° ; b) 60° ; c) 70° ; d) 80° ; e) 90°

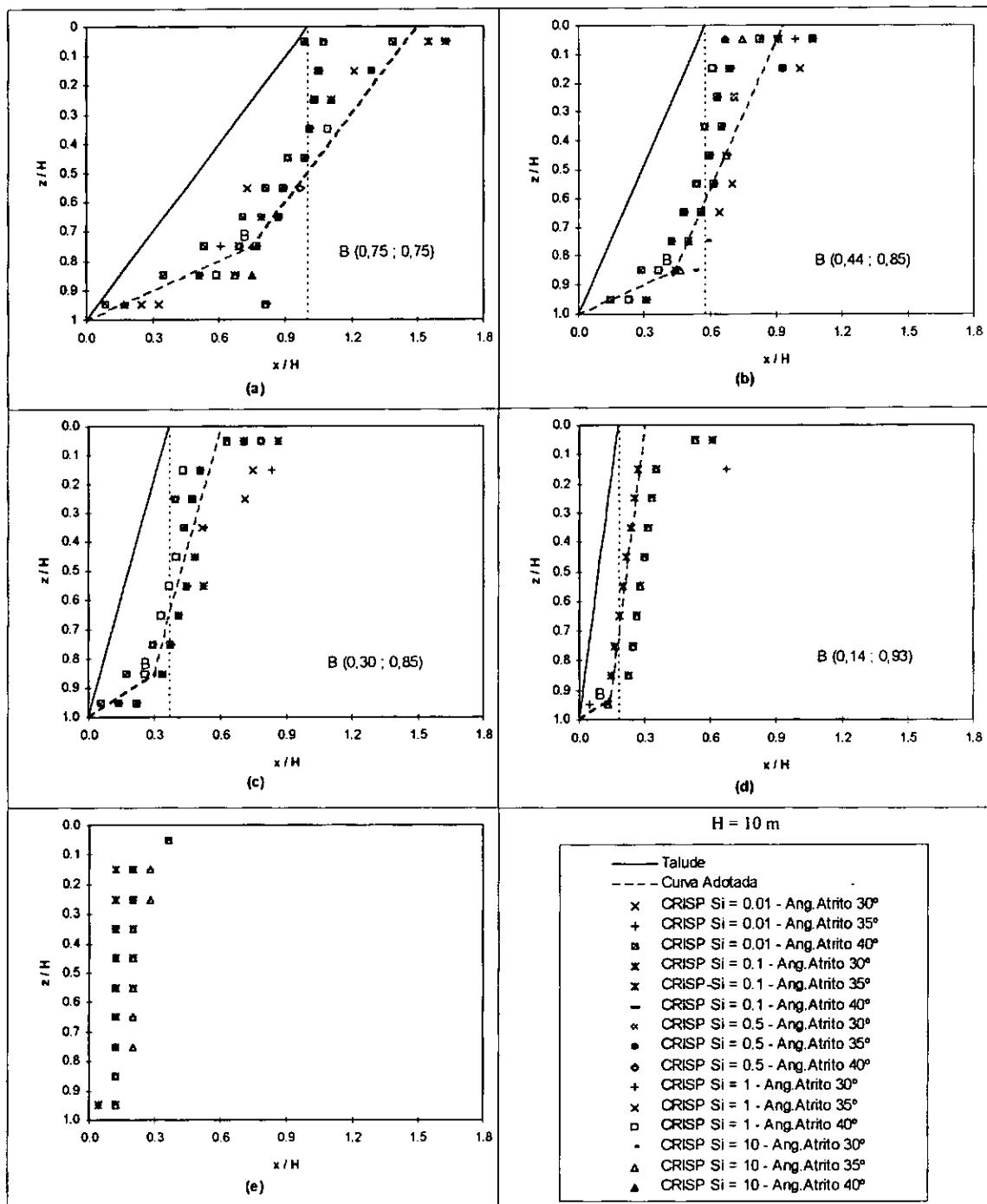


Fig. 4.14: Posição dos pontos de tração máxima nas estruturas com 10 m de altura, com talude de: a) 45°; b) 60°; c) 70°; d) 80°; e) 90°

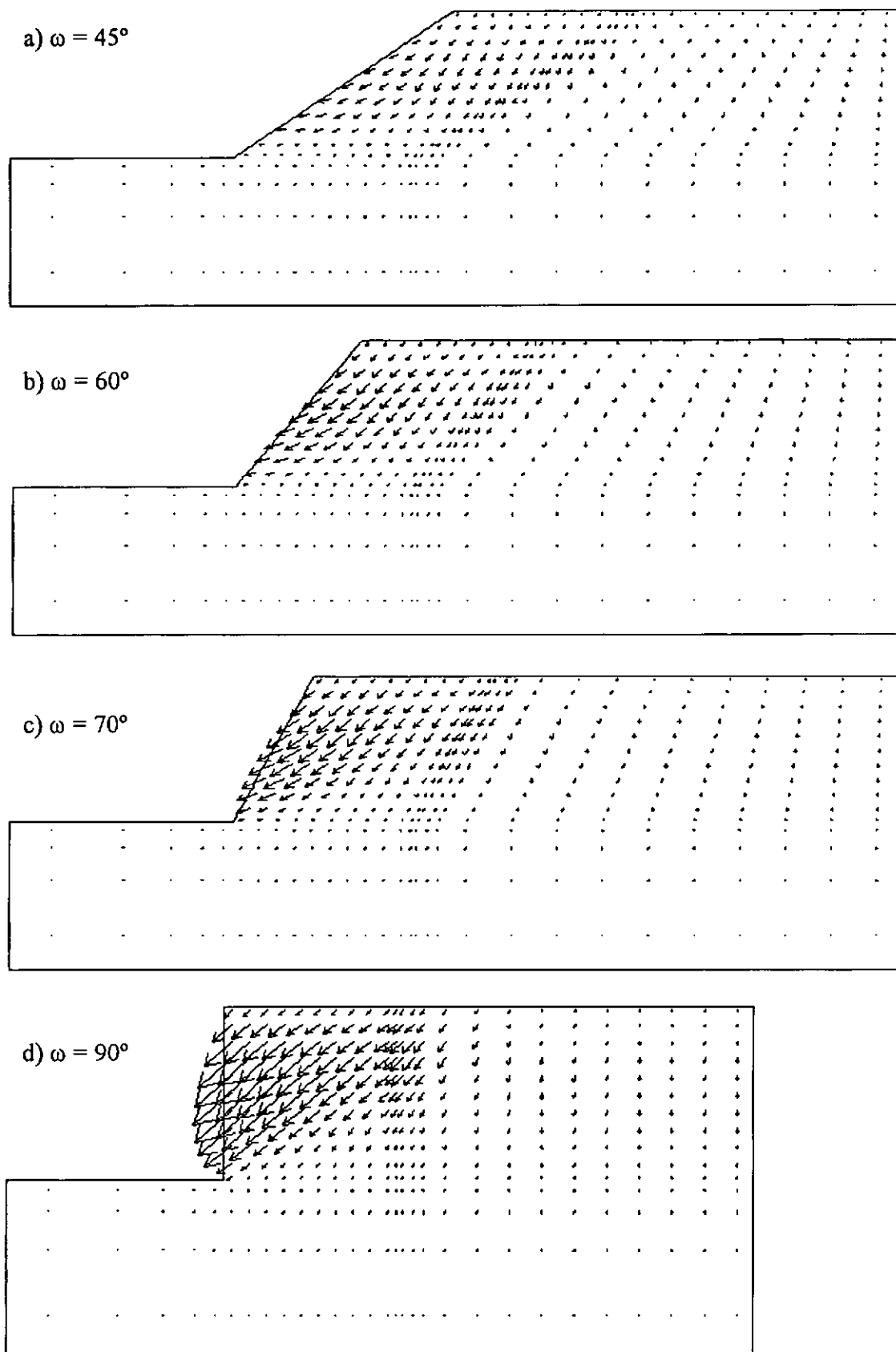


Fig. 4.15: Vetores de deslocamento para a estrutura de $H = 10$ m, $\phi = 35^\circ$ e $S_i = 0,001$:

a) $\omega = 45^\circ$; b) $\omega = 60^\circ$; c) $\omega = 70^\circ$ e d) $\omega = 90^\circ$

4.6 - DETERMINAÇÃO DA TENSÃO VERTICAL ATUANTE NO PONTO DE MÁXIMA TRAÇÃO NO REFORÇO

Com base nos resultados numéricos, estabeleceu-se um procedimento para o cálculo das tensões verticais em estruturas de solo reforçado, atuantes nos pontos de máxima tensão nos reforços. A determinação desta tensão faz-se necessária quando do emprego do método analítico proposto.

A tensão vertical no ponto de tração máxima no reforço deve ser tomada como o peso de solo acima deste ponto. Portanto, a localização destes pontos deve ser conhecida.

Verifica-se nas figs. 4.13 e 4.14 que, para as diferentes inclinações, a posição dos pontos de tração máxima pode ser aproximadamente representada por uma única curva independente da rigidez do reforço, do ângulo de atrito do solo e da altura do talude.

Na fig. 4.16, apresenta-se o procedimento proposto para um talude genérico com inclinação ω . A partir do ponto B traça-se uma reta paralela à inclinação do talude obtendo o ponto D, e uma outra unindo o ponto B ao ponto A, situado no pé do talude.

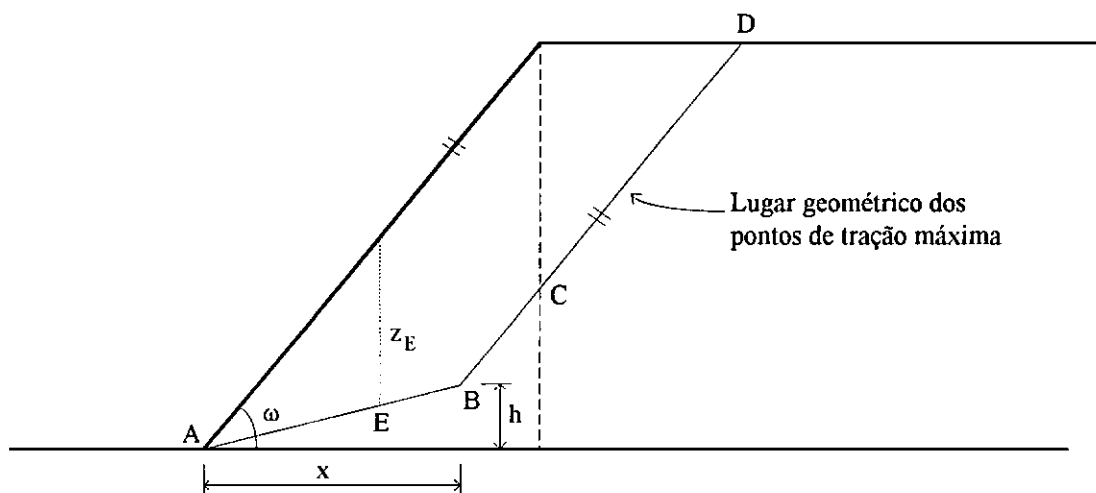


Fig. 4.16: Lugar geométrico dos pontos de tração máxima

A tensão vertical (σ_z) num ponto qualquer desta curva, por exemplo o ponto E, é igual a

$$\sigma_z = \gamma \cdot z_E \quad (4.2)$$

onde γ = peso específico do solo; e

z_E = altura de solo acima do ponto E.

O ponto B pode ser determinado pelos comprimentos x e h , função da geometria do talude:

$$\text{Para } 45^\circ \leq \omega \leq 65^\circ \Rightarrow x = \frac{0,75 \cdot H}{\tan \omega} \quad \text{e} \quad h = \frac{x}{3} \quad (4.3)$$

$$\text{Para } 65^\circ < \omega < 90^\circ \Rightarrow x = \frac{0,8 \cdot H}{\tan \omega} \quad \text{e} \quad h = \frac{x}{2} \quad (4.4)$$

Por este procedimento, verifica-se que, para taludes verticais, tem-se $A \equiv B$ e a reta \overline{BD} passa, então, a facear o talude, em contradição com o observado em obras reais e também com os resultados numéricos, figuras 4.13e e 4.14e. Nesta condição a tensão vertical passa a

$$\sigma_z = \gamma \cdot z \quad (4.5)$$

onde z = profundidade da camada de reforço considerada.

Para $\omega = 90^\circ$, EHRlich e MITCHELL (1994) sugerem a eq. (4.6) para o cálculo da tensão vertical em taludes sem sobrecarga, fazendo uma analogia, para muros de solo reforçado, com a distribuição de tensões proposta por MEYERHOF (1955) para o caso de carregamento excêntrico em sapatas (vide fig. 4.17).

$$\sigma_z = \frac{\gamma \cdot z \cdot L_r}{L_r - 2 \cdot e} = \gamma \cdot \frac{z}{\left[1 - \left(\frac{K_a}{3} \right) \cdot \left(\frac{z}{L_r} \right)^2 \right]} \quad (4.6)$$

onde e = excentricidade; e

L_r = comprimento do reforço.

A excentricidade das cargas pode se tornar importante para muros esbeltos ($\frac{H}{L_r}$ elevados) ou sujeitos a carregamentos externos. No entanto, sua influência é pequena para muros típicos de solo reforçado ($0,6 < \frac{L_r}{H} < 0,8$) e decresce significativamente com a inclinação da face.

Desta forma, como demonstram as análises em que se utilizou o método, julga-se o procedimento ora proposto adequado para calcular as tensões verticais em taludes reforçados inclinados, assentes sobre fundações resistentes.

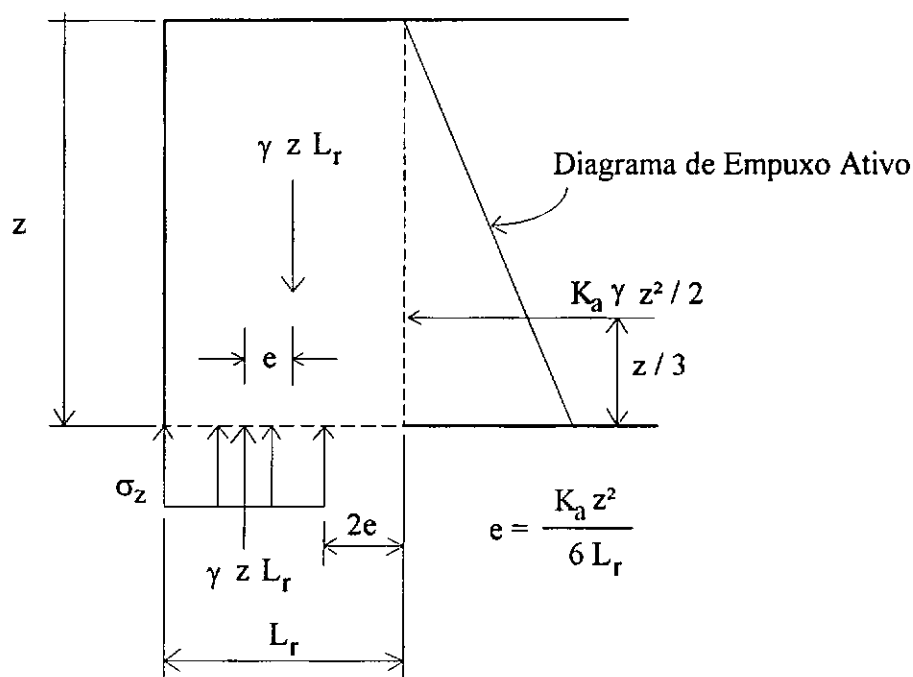


Fig. 4.17: Ilustração esquemática para determinação da tensão vertical em taludes de 90°

Com este procedimento, para os pontos entre C e D (fig. 4.16), a tensão vertical é calculada como se a estrutura tivesse talude de 90°, ou seja, nesta região, a inclinação não tem influência significativa sobre esta tensão. De acordo com esta abordagem, esta influência ocorre somente para os pontos localizados sob a parte inclinada da estrutura, isto é, para os pontos situados à esquerda do ponto C.

Para os pontos entre B e C, a tensão vertical é constante, pois a altura de solo entre estes dois pontos é constante. Assim sendo, a tração nos reforços situados entre estes dois pontos também é constante (vide figuras 4.7 a 4.11).

Na base do talude, este procedimento indica que no ponto A a tensão vertical é nula, levando também a um valor nulo para a tensão no reforço nesta primeira camada. Uma redução significativa nas tensões atuantes nesta camada de reforço de fato pode ocorrer, função das restrições impostas às movimentações, no caso de fundações muito resistentes. No entanto, sob o ponto de vista prático, tal não representa problemas, visto que, em geral, os reforços são dimensionados com comprimento e resistência suficientes a suportar o maior valor de tração calculado para as diferentes camadas.

O efeito da restrição das movimentações no pé do talude pode ser facilmente visualizado para a estrutura de 90°, fig. 4.10. No caso de taludes inclinados, o procedimento proposto para determinar a tensão vertical levou, provavelmente por compensação de erros, a resultados condizentes com os calculados numericamente.

4.7 - COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS NUMÉRICOS E ANALÍTICOS

Nas fig. 4.7 a 4.11, verifica-se, de maneira geral, uma boa concordância entre os resultados numéricos e analíticos. Constata-se, também, a coincidência dos resultados normalizados tanto numéricos como analíticos, independente da altura do talude ($H = 5$ e 10 m).

Os estudos paramétricos, nos quais variaram-se os valores de S_i , da inclinação e altura do talude, demonstraram que a formulação analítica forneceu, relativamente aos obtidos por via numérica, resultados conservativos.

A excessão ocorreu para o talude com inclinação de 45° . Há uma franca discordância entre os resultados, para as análises sem compactação, quando são considerados os ângulos de atrito do solo de 35° e 40° . Nesta condição, os resultados analíticos apresentaram-se muito inferiores aos numéricos. No entanto, para $\phi = 25^\circ$ e 30° , os resultados apresentaram-se bons. O mesmo se verifica para as análises nas quais inclui-se a compactação (fig. 4.11).

Acredita-se que esta discordância tenha origem, principalmente, nas simplificações adotadas no desenvolvimento do método analítico, particularmente, nas hipóteses da rotação de tensões principais e da tensão cisalhante.

Sob aspecto prático, recomenda-se a utilização do método analítico somente quando se tenha

$$\omega - \phi \geq 15^\circ \quad (4.7)$$

Para os casos que não se encaixam nesta condição, o método analítico pode ser aplicado utilizando um ângulo de atrito reduzido para

$$\phi = \omega - 15^\circ \quad (4.8)$$

A utilização deste procedimento fornece sempre valores conservativos para a tração no reforço, tanto maiores quanto maior for o ângulo de atrito do solo.

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

5.1 - CONCLUSÕES

O método desenvolvido na presente tese possibilita o dimensionamento interno de estruturas de solo reforçado de inclinação qualquer, sob condições de trabalho, utilizando um procedimento analítico fechado para o cálculo da tração máxima nos reforços. As tensões induzidas pela compactação e a rigidez do solo e do reforço são consideradas explicitamente na formulação.

O método foi desenvolvido a partir de uma abordagem similar à de EHRLICH e MITCHELL (1994) para paredes verticais, adaptado de forma a possibilitar a consideração da inclinação da face. Dentre as modificações, alterou-se ligeiramente a modelagem do caminho de tensões, basicamente, a definição do coeficiente $K_{\Delta 2}$. Tal modificação leva a que o método proposto forneça resultados de tração nos reforços um pouco menores do que os calculados pelo método original, quando considerada a compactação, no caso de paredes verticais (vide fig. 3.6).

De acordo com a modelagem adotada, a compactação e a rigidez do reforço têm fundamental importância no cálculo da tração máxima nos reforços de taludes reforçados, não podendo ser desprezadas na análise e projeto de tais estruturas, como já haviam demonstrado EHRLICH e MITCHELL (1994) para a situação de talude vertical. Com relação a estes dois fatores, as seguintes conclusões se aplicam (vide figuras 3.12 a 3.14):

- a compactação é o fator determinante da tensão nos reforços em taludes com altura (H) inferior a 10 metros e inclinação (ω) inferior a 60° ;
- a influência da compactação varia com a inclinação (ω), tendo maior importância nos taludes menos inclinados;
- o efeito da compactação varia com a rigidez do reforço (S_i), tendo maior influência para baixos valores de S_i ;
- de forma geral, quanto mais rígido o reforço, maior é a tração desenvolvida; entretanto, pode ocorrer o contrário a pequenas profundidades e próximo à

base do talude, quando se considera a compactação, devido às baixas tensões verticais;

A tração máxima é função, principalmente, da inclinação do talude (ω), dos parâmetros de resistência do solo (c , ϕ), do índice de rigidez relativa solo-reforço (S_i), da tensão vertical (σ_z) e da compactação ($\sigma_{zc,i}$).

Nos taludes de menor inclinação, como seria esperado, desenvolvem-se tensões mais baixas no solo e no reforço. Da mesma forma, o aumento do ângulo de atrito do solo também é responsável por reduzir estas tensões. O aumento da tensão vertical (σ_z) e da induzida pela compactação ($\sigma_{zc,i}$) resulta no aumento da tração no reforço.

No caso de taludes inclinados, a posição dos pontos de tração máxima é o fator determinante da tensão vertical nestes pontos. As análises numéricas mostraram que, sob condições de trabalho, a posição destes pontos não é significativamente afetada pelo ângulo de atrito do solo ou pela rigidez do reforço. Baseado nestes resultados, foi desenvolvido um procedimento para a determinação da tensão vertical como função apenas da geometria do talude, tendo sido obtidas boas comparações com as análises numéricas.

A comparação com os resultados das análises numéricas mostrou a boa capacidade de previsão do método, considerando a variação de parâmetros do solo, do reforço e da geometria dos taludes estudados. Neste sentido, o programa CRISP92-SC, implementado por ITURRI (1996), mostrou-se uma boa ferramenta para a modelagem de estruturas de solo reforçado.

5.2 - SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Aprofundamento teórico dos efeitos da compactação, contando com um número maior de análises numéricas, e da coesão do solo em taludes reforçados.

Desenvolvimento de estudos experimentais para verificar a capacidade de previsão do método proposto.

Avaliação do comportamento viscoso do sistema solo-reforço.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABRAMENTO, M., (1995), "Analysis and measurement of stresses in planar soil reinforcements", *Solos e Rochas*, v. 18, n. 1, pp. 3-17.
- ADIB, M. E., (1988), *Internal lateral earth pressure in earth walls*. Ph.D. dissertation, University of California, Berkeley, California, USA.
- BATHURST, R. J., WAWRYCHUCK, W. F. e JARRET, P. M., (1988), "Laboratory investigation of two large-scale geogrid reinforced soil walls". In: *The Application of Polymeric Reinforcement in Soil Retaining Structures*. Proc. NATO Advanced Research Workshop, Kingston, Kluwer Publishers, pp. 71-125.
- BELLOTI, R., GHIONNA, V. e JAMIOLKOWSKI, M., (1983), "K_o-OCR relationships in soil", *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 109, n. 6, pp. 859-861.
- BRITTO, A. M. e GUNN, M. J., (1990), *CRISP90: User's and Programmer's Guide*. Engineering Department, Cambridge University, Cambridge, England.
- CHALATURNYK, R. J. e SCOTT, J. D., (1990), "Stresses and deformations in a reinforced soil slope", *Canadian Geotechnical Journal*, v. 27, pp. 224-232.
- DUNCAN, J. M., BYRNE, P., WONG, K. S. e MABRY, P., (1980), *Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses*. Geotech. Engrg. Res. Rep. No. UCB/GT/80-01, University of California, Berkeley, California, USA.
- DUNCAN, J. M. e SEED, R. B., (1986), "Compaction-induced earth pressures under K_o-conditions", *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 112, n. 1, pp. 1-22.
- DYER, N. R. e MILLIGAN, G. W. E., (1984), "A photoelastic investigation of the interaction of a cohesionless soil with reinforcement placed at different orientations". *Proc. Int. Conf. on In Situ Soil and Rock Reinforcement*, pp. 257-262.
- EHRlich, M., (1998), Comunicação pessoal.
- EHRlich, M. e MITCHELL, J. K., (1994), "Working stress design method for reinforced soil walls", *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 120, n. 4, pp. 625-645.
- ITURRI, E. A. Z., (1996), *Análise numérica da influência da compactação em aterros sobre fundação de baixa capacidade de suporte*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

- JAKY, J., (1944), "The coefficient of earth pressure at rest", *J. Soc. of Hungarian Archits. and Engrs.*, Hungary.
- JEWELL, R. A., (1980), *Some effects of reinforcement on the mechanical behavior of soils*. Ph.D. dissertation, Univ. of Cambridge, Cambridge, England.
- JEWELL, R. A., (1985), "Limit equilibrium analysis of reinforced soil walls". *Proc. of 11th Int. Conf. on Soil Mech. and Foundations*, pp. 1705-1708, San Francisco, USA.
- JURAN, I. e CHEN, C. L., (1989), "Strain compatibility design method for reinforced earth walls", *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 115, n. 4, pp. 435-456.
- JURAN, I., IDER, H. M. e FARRAG, K., (1990), "Strain compatibility analysis for geosynthetics reinforced soil walls", *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 116, n. 2, pp. 312-329.
- LESHCHINSKY, D. e BOEDEKER, R. H., (1989), "Geosynthetic reinforced soil structures", *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 115, n. 10, pp. 1459-1478.
- MEYERHOF, G. G., (1955), "The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads". *Proc. 3rd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, Zurich, Switzerland, vol. I, pp. 440-445.
- MITCHELL, J. K. e VILLET, W. C. B., (1987), *Reinforcement of earth slopes and embankments*. NCHRP Rep. No. 290, Transportation Research Board, Washington, D.C., USA.
- SCHOFIELD, A. N., (1980), "Cambridge geotechnical centrifuge operations", *Géotechnique*, v. 30, n. 3, pp. 227-268.
- SEED, R. B., (1983), *Soil-structure interaction effects of compaction-induced stresses and deflections*. Ph.D. dissertation, University of California, Berkeley, California, USA.
- SEED, R. B. e DUNCAN, J. M., (1986), "FE analysis: compaction-induced stresses and deformations", *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 112, n. 1, pp. 23-43.
- SILVA, L. C. R. e ABRAMENTO, M., (1996), "Shear-lag analysis of a geosynthetic reinforced soil wall". In: *Earth Reinforcement*, Ochiai, Yasufuku e Omine (eds), vol. 1, Balkema, Rotterdam, pp. 497-500.
- ZYTYNSKI, M., (1976), *First year research report*. Engineering Department, Cambridge University, Cambridge, England.

APÊNDICE 1

DEDUÇÃO DAS EXPRESSÕES DO MÓDULO DE YOUNG

Esta dedução foi extraída de uma versão preliminar do trabalho de EHRLICH e MITCHELL (1994).

De acordo com DUNCAN et al. (1980), o módulo de Young quando o solo se encontra em carregamento (E) é dado por

$$E = \kappa \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \cdot \left[1 - \frac{R_f \cdot (1 - \sin \phi) \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 \cdot c \cdot \cos \phi + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \sin \phi} \right]^2 \quad (A1.1)$$

onde E = módulo de Young para o carregamento;

κ, n = parâmetros adimensionais do módulo de Young para o carregamento;

σ_1, σ_3 = tensões principais maior e menor, respectivamente;

ϕ = ângulo de atrito do solo;

c = coesão do solo;

R_f = relação de ruptura; e

Pa = pressão atmosférica.

Por definição:

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = K^p \quad (A1.2)$$

$$e \quad K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (A1.3)$$

onde K^p = coeficiente de empuxo lateral em termos de tensões principais; e

K_a = coeficiente de empuxo ativo de Rankine.

Rearranjando as eqs. (A1.1) a (A1.3), tem-se

$$E = \kappa \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \cdot \left[1 - \frac{R_f \cdot \left(\frac{1}{K^p} - 1 \right)}{\left(\frac{1}{K_a} - 1 \right) \cdot \left(1 + \frac{c}{\sigma_3 \cdot \tan \phi} \right)} \right]^2 \quad (A1.5)$$

Fazendo

$$K_{aa} = \frac{K_a}{\frac{(1 - K_a) \cdot \left(1 + \frac{c}{\sigma_3 \cdot \tan \phi}\right)}{R_f} + K_a} \quad (A1.6)$$

onde K_{aa} = coeficiente de empuxo ativo de Rankine equivalente.

Resultando, após rearranjar as eqs. (A1.5) e (A1.6), na eq. (3.4)

$$E = \kappa \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right)^n \cdot \left(1 - \frac{K_{aa}}{K^p}\right)^2 \cdot (1 - K_{aa})^{-2} \quad (3.4)$$

É importante notar que a eq. (3.4) mostra que o menor valor que o coeficiente K^p pode assumir, segundo esta formulação, é K_{aa} , ocorrendo, nesta situação, uma ruptura por empuxo ativo equivalente. Para um solo não coesivo e R_f igual a 1, K_{aa} é igual a K_a .

O módulo de Young para o caso de descarregamento ou recarregamento não sofreu alterações com relação à formulação original, sendo dado pela eq. (3.5).

APÊNDICE 2

CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES DO SOLO NO PONTO DE TRAÇÃO MÁXIMA

No caso de estruturas de solo reforçado, é razoável considerar o estado plano de deformação como representativo do estado de tensão-deformação no solo. Utilizando elasticidade incremental, a deformação do solo na direção do reforço no ponto de tração máxima (ε_{xs}) é dada por

$$d\varepsilon_{xs} = \frac{1}{E_*} \cdot d[\sigma_x - \nu_* \cdot (\sigma_y + \sigma_z)] \quad (\text{A2.1})$$

$$\sigma_y = \nu_* \cdot (\sigma_x + \sigma_z) \quad (\text{A2.2})$$

ou em termos de deformações principais

$$\varepsilon_{xs} = \varepsilon_{1s} \cdot \sin^2 \delta + \varepsilon_{3s} \cdot \cos^2 \delta \quad (\text{A2.3})$$

em que

$$d\varepsilon_{1s} = \frac{1}{E_*} \cdot d[\sigma_1 - \nu_* \cdot (\sigma_2 + \sigma_3)] \quad (\text{A2.4})$$

$$\sigma_2 = \nu_* \cdot (\sigma_1 + \sigma_3) \quad (\text{A2.5})$$

$$d\varepsilon_{3s} = \frac{1}{E_*} \cdot d[\sigma_3 - \nu_* \cdot (\sigma_1 + \sigma_2)] \quad (\text{A2.6})$$

onde E_* = módulo de Young;

ν_* = coeficiente de Poisson;

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ = tensões no solo na interface com o reforço nas direções x, y e z, respectivamente;

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ = tensões principais no solo na interface com o reforço nas direções principais maior, intermediária e menor, respectivamente;

$\varepsilon_{1s}, \varepsilon_{3s}$ = deformação do solo nas direções principais maior e menor, respectivamente, no ponto de tração máxima.

CARREGAMENTO

Na fig. 3.2, compreende os segmentos 1-2 e 2-3. Neste caso, o módulo de Young (E_*) e o coeficiente de Poisson (ν_*) são dados pelas eqs. (3.4) e (3.6), respectivamente. A deformação é calculada separadamente nos segmentos 1-2 e 2-3.

No segmento 1-2, a deformação pode ser calculada a partir do rearranjo das eqs. (A2.1) e (A2.2):

$$d\varepsilon_{s(1-2)} = \frac{1 - \nu_o^2}{E} \cdot d \left[\sigma_x - \frac{\nu_o}{1 - \nu_o} \cdot \sigma_z \right] \quad (\text{A2.7})$$

Como neste segmento as tensões σ_x e σ_z encontram-se em condições de carregamento K_o e

$$\frac{\nu_o}{1 - \nu_o} = K_o \quad (\text{A2.8})$$

resulta em

$$d\varepsilon_{s(1-2)} = \frac{1 - \nu_o^2}{E} \cdot d \left[\sigma_x \cdot \left(1 - \frac{K_o}{K_o} \right) \right] = 0 \quad (\text{A2.9})$$

No segmento 2-3, a deformação pode ser calculada a partir das deformações principais, rearranjando as eqs. (A2.4) a (A2.6). Inicialmente calcula-se a deformação $\varepsilon_{1s(2-3)}$.

$$d\varepsilon_{1s(2-3)} = \frac{1 - \nu_o^2}{E} \cdot d \left[\sigma_1 - \frac{\nu_o}{1 - \nu_o} \cdot \sigma_3 \right] \quad (\text{A2.10})$$

$$d\varepsilon_{1s(2-3)} = \frac{1 - \nu_o^2}{E} \cdot \left[d\sigma_1 - \frac{\nu_o}{1 - \nu_o} \cdot d\sigma_3 \right] \quad (\text{A2.11})$$

No segmento 2-3, a tensão σ_3 é constante e igual a σ_{3c} , resultando em ($d\sigma_3 = 0$).

Com isto

$$d\varepsilon_{1s(2-3)} = \frac{1 - \nu_o^2}{\kappa \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_{3c}}{Pa} \right)^n \cdot \left(1 - \frac{K_{aa}}{K^p} \right)^2 \cdot (1 - K_{aa})^{-2}} \cdot d\sigma_1 \quad (\text{A2.12})$$

Para a situação de $\sigma_3 = \sigma_{3c}$,

$$K^p = \frac{\sigma_{3c}}{\sigma_1} \quad (\text{A2.13})$$

o que resulta em

$$\varepsilon_{1s(2-3)} = \frac{(1 - \nu_o^2) \cdot (1 - K_{aa})^2}{\kappa \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_{3c}}{Pa}\right)^n} \cdot \int_{\frac{\sigma_{3c}}{K_o^p}}^{\sigma_1} \frac{1}{\left(1 - \frac{K_{aa}}{\sigma_{3c}} \cdot \sigma_1\right)^2} \cdot d\sigma_1 \quad (A2.14)$$

A resolução da integral da eq. (A2.14) fornece:

$$\varepsilon_{1s(2-3)} = \frac{(1 - \nu_o^2) \cdot (1 - K_{aa})^2 \cdot \sigma_{3c}}{\kappa \cdot Pa \cdot K_{aa} \cdot \left(\frac{\sigma_{3c}}{Pa}\right)^n} \cdot \left[\frac{1}{\left(1 - \frac{K_{aa}}{\sigma_{3c}} \cdot \sigma_{1c}\right)} - \frac{1}{\left(1 - \frac{K_{aa}}{K_o^p}\right)} \right] \quad (A2.15)$$

A simplificação da equação (A2.15) conduz a

$$\varepsilon_{1s(2-3)} = \frac{(1 - \nu_o^2) \cdot (1 - K_{aa})^2 \cdot (K_o^p \cdot \sigma_{1c} - \sigma_{3c}) \cdot \sigma_{3c}}{\kappa \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_{3c}}{Pa}\right)^n \cdot (\sigma_{3c} - K_{aa} \cdot \sigma_{1c}) \cdot (K_o^p - K_{aa})} \quad (A2.16)$$

A deformação $\varepsilon_{3s(2-3)}$ é calculada por

$$d\varepsilon_{3s(2-3)} = \frac{1 - \nu_o^2}{E} \cdot \left[d\sigma_3 - \frac{\nu_o}{1 - \nu_o} \cdot d\sigma_1 \right] \quad (A2.17)$$

Da mesma forma que no cálculo de $\varepsilon_{1s(2-3)}$, ($\sigma_3 = \sigma_{3c}$) e ($d\sigma_3 = 0$), e utilizando a eq. (A2.8), a eq. (A2.17) resulta em

$$d\varepsilon_{3s(2-3)} = \frac{1 - \nu_o^2}{E} \cdot (-K_o) \cdot d\sigma_1 \quad (A2.18)$$

A eq. (A2.18) é idêntica à eq. (A2.12) exceto pela constante $(-K_o)$, o que conduz a

$$\varepsilon_{3s(2-3)} = \frac{(1 - \nu_o^2) \cdot (1 - K_{aa})^2 \cdot (K_o^p \cdot \sigma_{1c} - \sigma_{3c}) \cdot \sigma_{3c}}{\kappa \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_{3c}}{Pa}\right)^n \cdot (\sigma_{3c} - K_{aa} \cdot \sigma_{1c}) \cdot (K_o^p - K_{aa})} \cdot (-K_o) \quad (A2.19)$$

As eqs. (A2.16) e (A2.19) são, então, substituídas na eq. (A2.3), resultando na deformação lateral de extensão

$$\varepsilon_{xs(2-3)} = \frac{(1 - \nu_o^2) \cdot (1 - K_{aa})^2 \cdot (K_o^p \cdot \sigma_{1c} - \sigma_{3c}) \cdot \sigma_{3c}}{\kappa \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_{3c}}{Pa}\right)^n \cdot (\sigma_{3c} - K_{aa} \cdot \sigma_{1c}) \cdot (K_o^p - K_{aa})} \cdot (\sin^2 \delta_c - K_o \cdot \cos^2 \delta_c) \quad (A2.20)$$

Então, a deformação do solo na direção do reforço devido ao carregamento do solo, $\varepsilon_{xs(1-3)}$, é de extensão e igual à deformação $\varepsilon_{xs(2-3)}$, pois ($\varepsilon_{xs(1-2)} = 0$)

$$\varepsilon_{xs(1-3)} = \frac{(1 - \nu_o^2) \cdot (1 - K_{aa})^2 \cdot (K_o^p \cdot \sigma_{1c} - \sigma_{3c}) \cdot \sigma_{3c}}{\kappa \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_{3c}}{Pa}\right)^n \cdot (\sigma_{3c} - K_{aa} \cdot \sigma_{1c}) \cdot (K_o^p - K_{aa})} \cdot (\sin^2 \delta_c - K_o \cdot \cos^2 \delta_c) \quad (A2.21)$$

em que $\sigma_{3c} = \frac{\sigma_{zc}}{2} \left[(1 + K_c) + \left(\frac{1 - K_c}{\cos 2\delta_c} \right) \right]$ (A2.22)

onde σ_{1c} é definida pelas eqs. (3.35a) e (3.35b);

σ_{zc} é definido pelas eqs. (3.32a) e (3.32b).

K_o^p é definido pela eq. (3.20);

δ_c é definido pela eq. (3.15); e

K_{aa} é definido pela eq. (A1.6);

DESCARREGAMENTO

Na fig. 3.2, compreende os segmentos 3-4 e 4-5. Neste caso, o módulo de Young (E_*) e o coeficiente de Poisson (ν_*) são dados pelas eqs. (3.5) e (3.8), respectivamente.

No segmento 3-4, a deformação pode ser calculada a partir do rearranjo das eqs. (A2.1) e (A2.2):

$$d\varepsilon_{xs(3-4)} = \frac{1 - \nu_{un}^2}{E_{ur}} \cdot d \left[\Delta\sigma_x - \frac{\nu_{un}}{1 - \nu_{un}} \cdot \Delta\sigma_z \right] \quad (A2.23)$$

em que $\frac{\nu_{un}}{1 - \nu_{un}} = K_{\Delta 2}$ e $\frac{\Delta\sigma_x}{\Delta\sigma_z} = K_{\Delta 2}$

Assim,

$$d\varepsilon_{xs(3-4)} = \frac{1 - \nu_{un}^2}{E_{ur}} \cdot d \left[\Delta\sigma_x \cdot \left(1 - \frac{K_{\Delta 2}}{K_{\Delta 2}} \right) \right] = 0 \quad (A2.24)$$

No segmento 4-5, a deformação pode ser calculada a partir das deformações principais, rearranjando as eqs. (A2.4) a (A2.6). Inicialmente calcula-se a deformação

$\varepsilon_{1s(4-5)}$.

$$d\varepsilon_{1s(4-5)} = \frac{1 - \nu_{un}^2}{E_{ur}} \cdot [d\sigma_1 - K_{\Delta 2} \cdot d\sigma_3] \quad (A2.25)$$

No segmento 4-5, a tensão σ_3 é constante e igual a σ_{3r} , resultando em ($d\sigma_3 = 0$).

Com isto:

$$d\varepsilon_{1s(4-5)} = \frac{1 - \nu_{un}^2}{\kappa_{ur} \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_{3r}}{Pa}\right)^n} \cdot d\sigma_1 \quad (A2.26)$$

o que resulta em

$$\varepsilon_{1s(4-5)} = \frac{1 - \nu_{un}^2}{\kappa_{ur} \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_{3r}}{Pa}\right)^n} \cdot \int_{\sigma_{1c} - \frac{\sigma_{3c} - \sigma_{3r}}{K_{\Delta 2}^p}}^{\sigma_1} d\sigma_1 \quad (A2.27)$$

A resolução da integral da eq. (A2.27) fornece

$$\varepsilon_{1s(4-5)} = \frac{1 - \nu_{un}^2}{\kappa_{ur} \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_{3r}}{Pa}\right)^n} \cdot \left(\sigma_1 - \sigma_{1c} + \frac{\sigma_{3c} - \sigma_{3r}}{K_{\Delta 2}^p} \right) \quad (A2.28)$$

A deformação $\varepsilon_{3s(4-5)}$ é calculada por

$$d\varepsilon_{3s(4-5)} = \frac{1 - \nu_{un}^2}{E_{ur}} \cdot [d\sigma_3 - K_{\Delta 2} \cdot d\sigma_1] \quad (A2.29)$$

Da mesma forma que em $\varepsilon_{1s(4-5)}$, ($\sigma_3 = \sigma_{3r}$) e ($d\sigma_3=0$), o que resulta em

$$d\varepsilon_{3s(4-5)} = \frac{1 - \nu_{un}^2}{E_{ur}} \cdot (-K_{\Delta 2}) \cdot d\sigma_1 \quad (A2.30)$$

A eq. (A2.30) é idêntica à eq. (A2.26) exceto pela constante $(-K_{\Delta 2})$, o que conduz a

$$\varepsilon_{3s(4-5)} = \frac{1 - \nu_{un}^2}{\kappa_{ur} \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_{3r}}{Pa}\right)^n} \cdot \left(\sigma_1 - \sigma_{1c} + \frac{\sigma_{3c} - \sigma_{3r}}{K_{\Delta 2}^p} \right) \cdot (-K_{\Delta 2}) \quad (A2.31)$$

As eqs. (A2.28) e (A2.31) são, então, substituídas na eq. (A2.3), resultando na deformação lateral de compressão do solo:

$$\varepsilon_{xs(4-5)} = \frac{1 - \nu_{un}^2}{\kappa_{ur} \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_{3r}}{Pa}\right)^n} \cdot \left(\sigma_{1c} - \sigma_1 - \frac{\sigma_{3c} - \sigma_{3r}}{K_{\Delta 2}^p} \right) \cdot (K_{\Delta 2} \cdot \cos^2 \delta_d - \sin^2 \delta_d) \quad (A2.32)$$

A deformação do solo na direção do reforço devido ao descarregamento, $\varepsilon_{xs(3-5)}$, é de compressão e igual à deformação $\varepsilon_{xs(4-5)}$, pois ($\varepsilon_{xs(3-4)} = 0$):

$$\varepsilon_{xs(3-5)} = \frac{1 - \nu_{un}^2}{\kappa_{ur} \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_{3r}}{Pa}\right)^n} \cdot \left(\sigma_{1c} - \sigma_1 - \frac{\sigma_{3c} - \sigma_{3r}}{K_{\Delta 2}^p} \right) \cdot (K_{\Delta 2} \cdot \cos^2 \delta_d - \sin^2 \delta_d) \quad (A2.33)$$

$$\text{em que} \quad \sigma_3 = \frac{\sigma_z}{2} \left[(1 + K_r) + \left(\frac{1 - K_r}{\cos 2\delta_d} \right) \right] \quad (\text{A2.34})$$

σ_1 é definida pela eq. (3.34);

$K_{\Delta 2}^p$ é definido pela eq. (3.24); e

$K_{\Delta 2}$ é definido pela eq. (3.9);

As equações que definem as deformações $\epsilon_{xs(1-3)}$ e $\epsilon_{xs(3-5)}$ são função do módulo de Young, do coeficiente de Poisson, da tensão vertical (σ_{zc} , σ_z), da rotação das tensões principais (δ) e do coeficiente de empuxo lateral (K_c , K_r).

APÊNDICE 3

DEDUÇÃO DAS EXPRESSÕES PARA CÁLCULO DE K_c E K_r

Rearranjando as eqs. (3.3), (3.11) e (3.12) e admitindo-se

$$(\sigma_h)_{méd} = \sigma_x \quad (A3.1)$$

tem-se

$$E_r \cdot A_r \cdot \varepsilon_{xs} - S_v \cdot S_h \cdot \sigma_x + S_v \cdot S_h \cdot \frac{\tau_{xz}}{\tan \omega} = 0 \quad (A3.2)$$

A eq. (A3.2) é resolvida separadamente para carregamento e para descarregamento. As deformações ε_{xs} são calculadas no apêndice 2.

CARREGAMENTO

Nesta situação, a tensão τ_{xz} do ponto de tração máxima pode ser obtida do Círculo de Mohr da fig. 3.3 por

$$\tau_{xz} = \frac{\sigma_{zc}}{2} \cdot (1 - K_c) \cdot \tan 2\delta_c \quad (A3.3)$$

A tensão σ_x é igual a

$$\sigma_x = \sigma_{xc} = K_c \cdot \sigma_{zc} \quad (A3.4)$$

onde σ_{zc} , σ_{xc} = estado de tensão vertical e horizontal no ponto 3 da fig. 3.2;

K_c = coeficiente de empuxo lateral de equilíbrio no carregamento.

A deformação $\varepsilon_{xs(1-3)}$ no carregamento é obtida da eq. (A2.21):

$$\varepsilon_{xs(1-3)} = \frac{(1 - \nu_o^2) \cdot (1 - K_{aa})^2 \cdot (K_o^p \cdot \sigma_{1c} - \sigma_{3c}) \cdot \sigma_{3c}}{\kappa \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_{3c}}{Pa}\right)^n \cdot (\sigma_{3c} - K_{aa} \cdot \sigma_{1c}) \cdot (K_o^p - K_{aa})} \cdot (K_o \cdot \cos^2 \delta_c - \sin^2 \delta_c) \quad (A3.5)$$

A eq. (A3.5) é igual a (A2.21) com o sinal trocado para resultar em deformação positiva, pois já é admitida na eq. (A3.2) a tração do reforço com sinal positivo.

Substituindo (A3.3), (A3.4) e (A3.5) em (A3.2), tem-se

$$E_r \cdot A_r \cdot \frac{(1 - \nu_o^2) \cdot (1 - K_{aa})^2 \cdot (K_o^p \cdot \sigma_{1c} - \sigma_{3c}) \cdot \sigma_{3c}}{\kappa \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_{3c}}{Pa}\right)^n \cdot (\sigma_{3c} - K_{aa} \cdot \sigma_{1c}) \cdot (K_o^p - K_{aa})} \cdot (K_o \cdot \cos^2 \delta_c - \sin^2 \delta_c) - \quad (A3.6)$$

$$-S_v \cdot S_h \cdot K_c \cdot \sigma_{zc} + S_v \cdot S_h \cdot \frac{\sigma_{zc}}{2} \cdot (1 - K_c) \cdot \frac{\tan 2\delta_c}{\tan \omega} = 0$$

Multiplicando a eq. (A3.6) por $\left[\frac{\kappa \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_{3c}}{Pa}\right)^n}{E_r \cdot A_r \cdot K_c \cdot \sigma_{zc}} \right]$, resulta em

$$\frac{(1 - \nu_o^2) \cdot (1 - K_{aa})^2 \cdot (K_o^p \cdot \sigma_{1c} - \sigma_{3c}) \cdot \sigma_{3c}}{K_c \cdot \sigma_{zc} \cdot (\sigma_{3c} - K_{aa} \cdot \sigma_{1c}) \cdot (K_o^p - K_{aa})} \cdot (K_o \cdot \cos^2 \delta_c - \sin^2 \delta_c) - \quad (A3.7)$$

$$- \frac{1}{S_i} \cdot \left(\frac{\sigma_{3c}}{Pa}\right)^n \cdot \left[1 - \frac{1 - K_c}{2 \cdot K_c} \cdot \frac{\tan 2\delta_c}{\tan \omega} \right] = 0$$

onde $S_i = \frac{E_r \cdot A_r}{S_v \cdot S_h \cdot \kappa \cdot Pa}$, é o índice de rigidez relativa solo-reforço;

σ_{1c} , σ_{3c} e K_{aa} são funções de K_c .

DESCARREGAMENTO

Nesta situação, a tensão τ_{xz} do ponto de tração máxima pode ser obtida de forma análoga ao carregamento

$$\tau_{xz} = \frac{\sigma_z}{2} \cdot |1 - K_r| \cdot \tan 2\delta_d \quad (A3.8)$$

O módulo $|1 - K_r|$ é necessário no descarregamento, pois, devido à compactação, a pequenas profundidades, a tensão horizontal pode ser superior à tensão vertical, o que resultaria em $(1 - K_r)$ negativo (K_r é maior do que um nestes casos), significando uma mudança de sentido da tensão cisalhante. Esta situação causaria um aumento na tração no reforço com a inclinação da estrutura, o que não se verificou nas análises numéricas, além de ser incompatível fisicamente com o fenômeno em si. Esta incoerência matemática é corrigida com a utilização do módulo $|1 - K_r|$.

A tensão σ_x é igual a

$$\sigma_x = \sigma_{xr} = K_r \cdot \sigma_z \quad (A3.9)$$

onde σ_z, σ_{xr} = estado de tensão vertical e horizontal no ponto 5 da fig. 3.2;

K_r = coeficiente de empuxo lateral residual de equilíbrio no descarregamento.

A deformação $\varepsilon_{xs(3-5)}$ no descarregamento é obtida a partir da eq. (A2.33):

$$\varepsilon_{xs(3-5)} = \frac{(1 - \nu_{un}^2)}{\kappa_{ur} \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_{3r}}{Pa}\right)^n} \cdot \left(\sigma_{1c} - \sigma_1 - \frac{\sigma_{3c} - \sigma_{3r}}{K_{\Delta 2}^p} \right) \cdot (K_{\Delta 2} \cdot \cos^2 \delta_d - \sin^2 \delta_d) \quad (A3.10)$$

O descarregamento representa um alívio na tração do reforço. A equação de equilíbrio nesta situação é dada por

$$T_5 - S_v \cdot S_h \cdot \sigma_{xr} + S_v \cdot S_h \cdot \frac{\sigma_z}{2} \cdot |1 - K_r| \cdot \frac{\tan 2\delta_d}{\tan \omega} = 0 \quad (A3.11)$$

onde $T_5 = T_3 - \Delta T_{3-5}$ (A3.12)

$$T_3 = S_v \cdot S_h \cdot \left[\sigma_{xc} - \frac{\sigma_{zc}}{2} \cdot (1 - K_c) \cdot \frac{\tan 2\delta_c}{\tan \omega} \right] \quad (A3.13)$$

$$\Delta T_{3-5} = E_r \cdot A_r \cdot \varepsilon_{xs(3-5)} \quad (A3.14)$$

em que T_5 = tração no ponto 5 da fig. 3.2 = tração de equilíbrio no descarregamento;

T_3 = tração no ponto 3 da fig. 3.2 = tração de equilíbrio no carregamento.

Substituindo (A3.12) e (A3.13) em (A3.11), tem-se

$$S_v \cdot S_h \cdot \left[\sigma_{xc} - \frac{\sigma_{zc}}{2} \cdot (1 - K_c) \cdot \frac{\tan 2\delta_c}{\tan \omega} \right] - \Delta T_{3-5} - S_v \cdot S_h \cdot \left[\sigma_{xr} - \frac{\sigma_z}{2} \cdot |1 - K_r| \cdot \frac{\tan 2\delta_d}{\tan \omega} \right] = 0 \quad (A3.15)$$

Substituindo (A3.14), multiplicando por $\left[\frac{\kappa \cdot Pa \cdot \left(\frac{\sigma_{3r}}{Pa}\right)^n}{E_r \cdot A_r} \right]$ e fazendo as simplificações

adequadas em (A3.15), resulta em

$$\begin{aligned} & \frac{(1 - \nu_{un}^2)}{\frac{\kappa_{ur}}{\kappa}} \cdot \left(\sigma_{1c} - \sigma_1 - \frac{\sigma_{3c} - \sigma_{3r}}{K_{\Delta 2}^p} \right) \cdot (K_{\Delta 2} \cdot \cos^2 \delta_d - \sin^2 \delta_d) - \\ & - \frac{1}{S_i} \cdot \left(\frac{\sigma_{3r}}{Pa} \right)^n \cdot \left\{ K_c \cdot \sigma_{zc} - K_r \cdot \sigma_z - \left[\frac{\sigma_{zc}}{2} \cdot (1 - K_c) \cdot \frac{\tan 2\delta_c}{\tan \omega} - \frac{\sigma_z}{2} \cdot |1 - K_r| \cdot \frac{\tan 2\delta_d}{\tan \omega} \right] \right\} = 0 \end{aligned} \quad (A3.16)$$

onde σ_1 e σ_{3r} são função de K_r .

APÊNDICE 4

LISTAGEM DA PLANILHA DESENVOLVIDA PARA CÁLCULO AUTOMÁTICO DA TRAÇÃO MÁXIMA NO REFORÇO

Foi utilizado o software matemático “Mathematica for Windows”, versão 2.2. A listagem é fornecida a seguir entre os colchetes, o restante do texto são instruções de uso. A listagem deve ser digitada exatamente como mostrada, particularmente quanto ao uso de letras maiúsculas e minúsculas.

Entrada de dados

Correspondência entre as variáveis utilizadas na planilha e a simbologia utilizada no método analítico:

c= coesão (c);

rf= relação de ruptura (R_f);

ku= parâmetro adimensional do módulo de Young no descarregamento (κ_u);

k= parâmetro adimensional do módulo de Young no scarregamento (κ);

n= parâmetro adimensional do módulo de Young no carregamento (n);

pa= pressão atmosférica (Pa);

fi= ângulo de atrito do solo (ϕ);

omega= ângulo de inclinação do talude (ω);

moduloarearef= rigidez ($E_r \cdot A_r$) do reforço;

kdelta2= coeficiente ($K_{\Delta 2}$);

sv= espaçamento vertical (S_v);

sh= espaçamento horizontal (S_h);

deltac= rotação das tensões principais no carregamento(δ_c);

deltad= rotação das tensões principais no descarregamento(δ_d);

ko= coeficiente (K_o);

kop= coeficiente (K_o^p);

kdelta2p= coeficiente ($K_{\Delta 2}^p$);

alfa= parâmetro adimensional de DUNCAN e SEED (1986) para o descarregamento (α);

ka= coeficiente K_a ;

v = coeficiente de Poisson no carregamento (v);

v_{descar} = coeficiente de Poisson no descarregamento (v_{un});

s_i = índice de rigidez relativa (S_i).

c = ;

r_f = ;

k_u = ;

k = ;

n = ;

p_a = ;

f_i = /180 Pi ;

ω = /180 Pi ;

moduloarearef = ;

$k_{\Delta 2}$ = ;

s_v = ;

s_h = ;

$\Delta \alpha = (\text{Pi}/2 - \omega)/2$;

$\Delta \alpha_d = 0.9 \Delta \alpha$;

$k_o = 1 - \sin[f_i]$;

$k_{op} = ((1+k_o) - (1-k_o)/\cos[2 \Delta \alpha]) / ((1+k_o) + (1-k_o)/\cos[2 \Delta \alpha])$;

$k_{\Delta 2p} = (1+k_{\Delta 2} - (1-k_{\Delta 2})/\cos[2 \Delta \alpha_d]) / (1+k_{\Delta 2} + (1-k_{\Delta 2})/\cos[2 \Delta \alpha_d])$;

$\alpha = 0.7 \sin[f_i]$;

$k_a = (1 - \sin[f_i]) / (1 + \sin[f_i])$;

$v = k_o / (1 + k_o)$;

$v_{descar} = k_{\Delta 2} / (1 + k_{\Delta 2})$;

$s_i = \text{moduloarearef} / (k s_v s_h p_a)$;

Efeito do peso próprio e/ou da tensão vertical máxima induzida pela compactação

- As tensões verticais devem ser entradas na lista “tensaovert” separadas por vírgulas;
- A tensão vertical máxima induzida pela compactação deve ser a última da lista “tensaovert” para que sejam passados os parâmetros corretos para a etapa de cálculo seguinte;
- A variável “numPontos” deve ser substituída pelo número de pontos de tensão vertical fornecidos em “tensaovert”;

- As variáveis “aprox1” e “aprox2” devem ser substituídas por aproximações adequadas dentro da faixa esperada para os valores do ângulo de atrito mobilizado no solo para o S_i em questão;
- O arquivo “Arq1” representa a saída dos resultados desta etapa;
- São gravados a tensão vertical, o ângulo de atrito mobilizado, o coeficiente K_c e a tração máxima desenvolvida no reforço, nesta ordem;
- O ângulo de atrito mobilizado serve para verificar se as aproximações fornecidas convergiram adequadamente para um valor dentro da faixa esperada para o S_i em questão;
- Para visualizar os resultados na tela, basta retirar o ponto e vírgula (;) no fim de cada linha.

```

arq=OpenWrite["Arq1"];
tensaovert={ , , };
i=0;
While[i < numPontos, i=i+1;
szc=Part[tensaovert,i];
kc=(1/Cos[2 deltac]-Sin[fimob]-2 c Cos[fimob]/szc)/(1/Cos[2 deltac]+Sin[fimob]);
s1c=szc ((1+kc)/2+(1-kc)/(2 Cos[2 deltac]));
s3c=szc ((1+kc)/2-(1-kc)/(2 Cos[2 deltac]));
kaa=ka/((1-ka) (1+c/(s3c Tan[fi]))/rf+ka);
carga=((1-v^2) (1-kaa)^2 (kop s1c-s3c) s3c)/(kc szc (s3c-kaa s1c) (kop-kaa))
(ko (Cos[deltac])^2-Sin[deltac]^2)-(1/si) (s3c/pa)^n (1-(1-kc)/(2 kc)
Tan[2 deltac]/Tan[omega]);
resp=FindRoot[carga==0,{fimob, aprox1, aprox2},MaxIterations->30];
fiaux=N[Part[resp,1,2]/Degree];
kc=N[ReplaceAll[kc,resp]];
s1c=N[ReplaceAll[s1c,resp]];
s3c=N[ReplaceAll[s3c,resp]];
t=sv sh szc (kc - (1-kc)/2 Tan[2 deltac]/Tan[omega]);
Write[arq, "",szc,"",fiaux,"",kc,"",N[ReplaceAll[t,resp]],"" ];
Close[arq];

```

Efeito da compactação sobre a tração no reforço

- O arquivo “Arq2” representa a saída dos resultados desta etapa;
- São gravados a tensão vertical, o ângulo de atrito mobilizado, o coeficiente K_r e a tração máxima desenvolvida no reforço, nesta ordem;
- O ângulo de atrito mobilizado serve para verificar se as aproximações fornecidas convergiram adequadamente para um valor dentro da faixa esperada para o S_i em questão;

```
arq=OpenWrite["Arq2"];
tensaovert={, , };
i=0;
While[i < numPontos,i=i+1;
sz=Part[tensaovert,i];
kr=(1/Cos[2 deltad]-Sin[fimob]-2 c Cos[fimob]/sz)/(1/Cos[2 deltad]+Sin[fimob]);
s1=sz ((1+kr)/2+(1-kr)/(2 Cos[2 deltad]));
s3=sz ((1+kr)/2-(1-kr)/(2 Cos[2 deltad]));
descarga=(1-vdescar^2)/(ku/k) (((s1-s1c)+(s3c-s3)/kdelta2p)
(Sin[deltad]^2-kdelta2 Cos[deltad]^2)/(s3/pa)^n)-(1/si) ((kc szc-kr sz)-
(szc (1-kc)/2 Tan[2 deltac]/Tan[omega]-sz Abs[(1-kr)/2 Tan[2 deltad]/Tan[omega]]));
resp=FindRoot[descarga==0,{fimob, aprox1, aprox2},MaxIterations->30];
fiaux=N[Part[resp,1,2]/Degree];
kr=N[ReplaceAll[kr,resp]];
t=sv sh sz (kr-Abs[(1-kr)/2 Tan[2 deltad]/Tan[omega]);
Write[arq,"",sz,"",fiaux,"",kr,"",N[ReplaceAll[t,resp]],""];
Close[arq];
```

APÊNDICE 5

EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO INTERNO UTILIZANDO O MÉTODO ANALÍTICO DESENVOLVIDO

Seja dimensionar o talude (1:2) reforçado por geogrelha do tipo Tensar SR2 com as seguintes características:

Geometria: $H = 5 \text{ m}$; $S_v = 0,5 \text{ m}$; $S_h = 1 \text{ m}$

Reforço: $E_r \cdot A_r = 290 \text{ kN/m}$ R_t (resistência admissível) = 17,19 kN/m

Solo: $\gamma = 19,6 \text{ kN/m}^3$; $\phi = 35^\circ$; $\kappa = 480$; $n = 0,5$

Compactação: Rolo vibratório DYNAPAC CA25 ($Q = 160 \text{ kN}$; $L = 2,1 \text{ m}$)

Solução

Utilizar-se-á o ábaco da fig. 3.9, conforme o procedimento de cálculo descrito no capítulo 3.

- $\sigma_{xp,i} = 51,11 \text{ kN/m}^2$ (conforme eq. 3.29);
- $\sigma_{zc,i} = 119,86 \text{ kN/m}^2$ (conforme eq. 3.27);
- A posição dos pontos de tração máxima é mostrada na fig. A5.1;
- $S_i = 290 / (480 \cdot 101,325 \cdot 0,5 \cdot 1) = 0,012$;
- Comprimento do reforço: adotado $L_r = 0,8 H = 4 \text{ m}$;
- Os cálculos são mostrados na tabela A5.1 e na fig. A5.2, a comparação com o método de LESHCHINSKY e BOEDEKER (1989), calculado com fator de segurança para ϕ igual a 1,5.

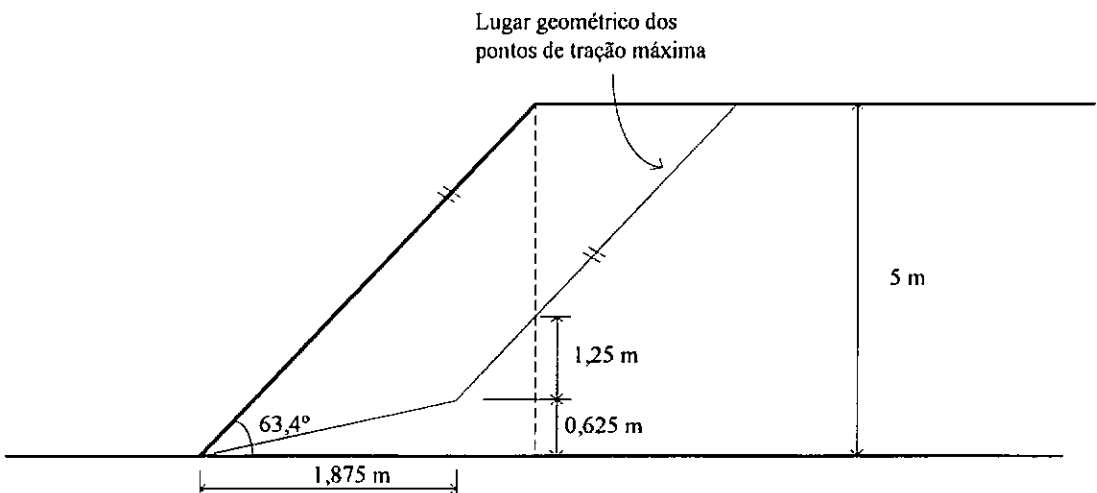


Fig. A5.1: Posição dos pontos de tração máxima

Tabela A5.1: Dimensionamento interno da estrutura

Nível do Reforço	Prof. (m)	σ_z (kN/m ²)	$\sigma_{zc,i}$ (kN/m ²)	σ_{zc} (kN/m ²)	β	T (kN/m)	FS Ruptura	FS Arrancamento
1	0,50	10,2	---	---	---	11,58	1,48	1,79
2	1,00	20,4	---	---	---	11,61	1,48	3,57
3	1,50	30,6	---	---	---	11,63	1,48	5,34
4	2,00	40,8	---	---	---	11,65	1,48	7,11
5	2,50	51,0	---	---	---	11,68	1,47	8,87
6	3,00	61,2	119,86	119,86	91,20	11,70	1,47	10,63
7	3,50	63,75	---	---	---	11,70	1,47	11,07
8	4,00	63,75	---	---	---	11,70	1,47	11,07
9	4,50	51,0	---	---	---	11,68	1,47	9,09
10	5,00	0	---	---	---	0	---	---

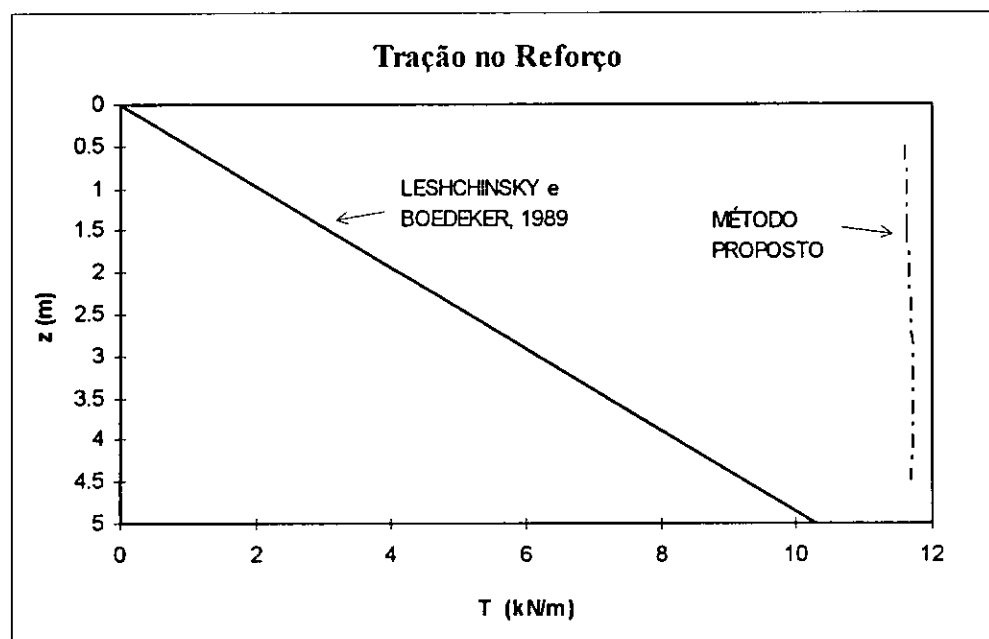


Fig. A5.2: Comparação entre o método proposto e o de LESHCHINSKY e BOEDEKER (1989)

Os valores utilizados para a rigidez (E_r . A_r) e para a resistência admissível R_t da geogrelha representam o comportamento do material para um período de 100 anos, considerando o solo como uma areia média a fina (p.57, MITCHELL e VILLET, 1987).

O coeficiente de segurança com relação ao arrancamento foi verificado utilizando a expressão de Jewell (p.58, MITCHELL e VILLET, 1987). Adotou-se a superfície potencial de ruptura para o estabelecimento da zona resistente como idêntica à posição dos pontos de tração máxima, fig. A5.1.

A estrutura ainda deve ser verificada quanto à estabilidade externa, ou seja, ao deslizamento, tombamento, capacidade de carga da fundação e ruptura global.