

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO  
CENTRO TECNOLÓGICO  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

RITA DE CÁSSIA MOROSINI BERLICH DE ALMEIDA

**ESTUDO DO EFEITO DA FACE SOBRE O EQUILÍBRIO DE  
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE SOLO REFORÇADO SOB  
CONDIÇÕES DE TRABALHO**

Vitória  
2014

RITA DE CÁSSIA MOROSINI BERLICH DE ALMEIDA

**ESTUDO DO EFEITO DA FACE SOBRE O EQUILÍBRIO DE  
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE SOLO REFORÇADO SOB  
CONDIÇÕES DE TRABALHO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para a obtenção de título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas / Geotecnia

Orientadora: Prof.<sup>a</sup> Dr.<sup>a</sup> Kátia Vanessa Bicalho

Coorientador: Prof. Dr. Bruno Teixeira Dantas

Vitória

2014

Dados Internacionais de Catalogação-na-publicação (CIP)  
(Biblioteca Setorial Tecnológica,  
Universidade Federal do Espírito Santo, ES, Brasil)

---

447e Almeida, Rita de Cássia Morosini Berlich de, 1987-  
Estudo do efeito da face sobre o equilíbrio de estruturas de  
contenção de solo reforçado sob condições de trabalho / Rita de  
Cássia Morosini Berlich de Almeida. – 2014.  
134 f. : il.

Orientador: Kátia Vanessa Bicalho.  
Coorientador: Bruno Teixeira Dantas.  
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade  
Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico.

1. Construção civil. 2. Solo reforçado. 3. Estrutura de  
contenção. 4. Face (Construção Civil). I. Bicalho, Kátia Vanessa.  
II. Dantas, Bruno Teixeira. III. Universidade Federal do Espírito  
Santo. Centro Tecnológico. IV. Título.

CDU: 624

---

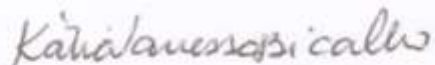
**UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO**

**ESTUDO DO EFEITO DA FACE SOBRE O EQUILÍBRIO DE  
ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE SOLO REFORÇADO SOB  
CONDIÇÕES DE TRABALHO**

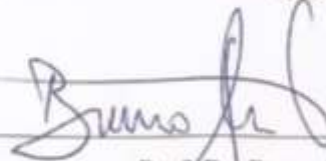
**Rita de Cássia Morosini Berlich de Almeida**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia Civil do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de Estruturas/Geotecnia.

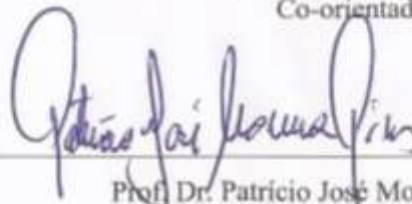
Aprovada no dia **13 de junho de 2014** por:



Prof. Dra. Kátia Vanessa Bicalho  
Doutora em Engenharia Civil  
Orientadora - UFES



Prof. Dr. Bruno Teixeira Dantas  
Doutor em Engenharia Civil  
Co-orientador - UFES



Prof. Dr. Patrício José Moreira Pires  
Doutor em Engenharia Civil  
Membro Interno - UFES



Prof. Dr. Mauricio Ehrlich  
Doutor em Engenharia Civil  
Membro Externo - COPPE/UFRJ

À minha família, com todo o carinho.

## AGRADECIMENTOS

---

Aos meus professores, por sempre estarem dispostos a ensinar, em especial ao professor Bruno Dantas, que acreditou e confiou em meu trabalho, por me orientar e pelas palavras de motivação. À professora Kátia e ao professor Patrício, pela solicitude e pelo auxílio ao longo do curso de mestrado.

Aos funcionários do PPGEC, pelo bom atendimento e pela paciência. Ao professor Maurício Ehrlich, por ter aceitado participar da banca de avaliação desta dissertação.

Ao meu marido Rodolfo, por suportar as minhas ausências e reclusões no período em que me dediquei quase exclusivamente ao desenvolvimento deste trabalho, pelo carinho e pela ajuda que recebi em todos os dias de estudo. Aos meus pais, pelo apoio e pelas orações. Ao meu irmão, à minha cunhada e aos familiares, pelo carinho.

Aos meus colegas da Geoconsult, engenheiros e estagiários, por me darem suporte nos momentos em que precisei me ausentar. Ao Dr. Uberescilas, pelo incentivo à conclusão deste trabalho e por ser meu mestre em Engenharia Geotécnica cotidianamente.

À CAPES e à UFES, pelo apoio financeiro.

A Deus, por colocar pessoas maravilhosas na minha vida que me ajudaram muito a chegar até aqui.

“Se o poeta é o que sonha o que vai ser real, vou sonhar coisas boas que o homem faz e esperar pelos frutos no quintal.”

Milton Nascimento

## RESUMO

---

Os métodos de análise de estruturas de contenção de solo reforçado sob condições de trabalho, em geral, desconsideram a contribuição da face para o equilíbrio da estrutura. Visando estudar a influência do peso específico da face e das propriedades relacionadas à rigidez da mesma sobre o desempenho das estruturas de solo reforçado, são realizadas simulações numéricas de diversas estruturas, utilizando a versão de dupla precisão do programa CRISP92-SC. Avalia-se, também, o emprego de diferentes tipos de elementos para a representação da face. Verifica-se que a face rígida impõe redução significativa das solicitações máximas de tração nos reforços e dos deslocamentos das estruturas de solo reforçado. A influência do peso específico da face sobre a estabilidade interna dos maciços reforçados mostra-se desprezível e constata-se que a rigidez à flexão e a rigidez axial da face, função da sua geometria e do seu módulo de Young, são parâmetros influentes no comportamento das estruturas de contenção de solo reforçado. As variações da tração no reforço e da resultante de força cortante na face, em decorrência do enrijecimento da face, são analisadas e propõe-se uma relação entre elas. Quanto à forma de representação de uma face com rigidez expressiva, na simulação de uma estrutura de solo reforçado com o CRISP92-SC, é observado que a representação da face, seja por elementos de viga, seja por elementos quadriláteros, não altera os resultados da análise.

Palavras-chave: Solo reforçado. Estrutura de contenção. Face.



## ABSTRACT

---

In general, analysis methods of reinforced soil retaining walls, under operational conditions, overlook the contribution of the facing panel to the balance of the structure. To study the influence of the facing unit weight and rigidity properties upon the performance of the reinforced soil structures, numerical modeling of several structures are carried out, utilizing a double precision version of the program CRISP92-SC. The use of different types of elements to represent the facing unit is also evaluated. It appears that a rigid facing unit imposes significant reduction of the maximum axial forces along the reinforcements and of displacements of reinforced soil structures. The influence of the specific weight of the facing panel on the internal stability of reinforced soil is shown irrelevant. It is found that the bending stiffness and the axial stiffness of the facing panel, functions of its geometry and its Young's modulus, are influential parameters on the performance of reinforced soil retaining walls. Variations of the reinforcement stress and of the shear force on the facing panel, resulting from the stiffening of the face, are analyzed and a relationship between them is suggested. Regarding the representation of a facing panel with significant rigidity, the simulation of a reinforced soil structure with CRISP92- SC shows that either the representation by beam, or by quadrilateral elements does not affect the analysis results.

Keywords: Reinforced soil. Retaining wall. Facing panel.

## LISTA DE FIGURAS

---

Figura 2.1: Terra Armada .....	26
Figura 2.2: Ponto de atuação da tração máxima: (a) reforços extensíveis; (b) reforços inextensíveis.....	33
Figura 2.3: Variação da relação $K/K_a$ do coeficiente de pressão horizontal com a profundidade da ECSR .....	36
Figura 2.4: Empuxo sobre a face da ECSR .....	39
Figura 2.5: Equilíbrio interno de uma ECSR de inclinação qualquer.....	42
Figura 2.6: Fator de ajuste da tensão de cisalhamento.....	43
Figura 2.7: Caminho de tensões a que se sujeita um elemento de solo no ponto de tração máxima.....	45
Figura 2.8: Ábacos adimensionais para determinação da tração nos reforços de estrutura de solo reforçado com talude de $90^\circ$ .....	47
Figura 2.9: Influência da rigidez da face na tração atuante nos reforços, sem considerar a compactação: (a) $S_i=0,01$ ; (b) $S_i=0,1$ ; (c) $S_i=1$ .....	51
Figura 2.10: Gráfico de deslocamento horizontal da face <i>versus</i> profundidade.....	52
Figura 2.11: Efeito da rigidez do painel de face nas cargas dos reforços .....	55
Figura 2.12: Efeito da rigidez do painel de face no deslocamento horizontal.....	55
Figura 2.13: Efeito da espessura do painel de face nas solicitações máximas dos reforços: (a) construção incremental; (b) lançamento integral.....	56
Figura 2.14: Efeito da espessura do painel no deslocamento da face da estrutura: (a) construção incremental; (b) lançamento integral .....	57
Figura 2.15: Equilíbrio interno de uma ECSR de inclinação qualquer.....	58
Figura 2.16: Vista esquemática dos deslocamentos horizontais e verticais dos muros no final do teste .....	60
Figura 3.1: Ilustração esquemática das estruturas modeladas .....	65
Figura 3.2: Malha de ECSR com face de 10 cm de espessura modelada com elementos quadriláteros .....	71
Figura 3.3: Malha de ECSR com face de 20 cm de espessura modelada com elementos quadriláteros .....	72

Figura 3.4: Malha de ECSR com face de 40 cm de espessura modelada com elementos quadriláteros .....	72
Figura 3.5: Malha de ECSR com faces modeladas com elementos de barra ou de viga, com detalhe do último elemento de reforço .....	73
Figura 4.1: Esquema das ECSR .....	79
Figura 4.2: Tração atuante nos reforços $S_i=0,01$ das ECSR com face rígida e com face flexível .....	80
Figura 4.3: Tração atuante nos reforços das ECSR com face rígida e com face flexível: (a) $S_i=1$ ; (b) $S_i=0,1$ .....	81
Figura 4.4: Relação entre a força de tração na conexão e a máxima força de tração no reforço das ECSR com face rígida e com face flexível: (a) $S_i=1$ ; (b) $S_i=0,01$ ....	82
Figura 4.5: Resultados de tração máxima nos reforços das ECSR com face rígida e com face flexível: (a) $S_i=1$ ; (b) $S_i=0,1$ ; (c) $S_i=0,01$ .....	85
Figura 4.6: Tensões na interface solo-reforço das ECSR com $S_i=1$ de face rígida e de face flexível: (a) Vertical; (b) Horizontal.....	88
Figura 4.7: Tensões na interface solo-reforço das ECSR com $S_i=0,1$ de face rígida e de face flexível: (a) Vertical; (b) Horizontal .....	89
Figura 4.8: Configuração deformada das ECSR de $S_i=0,1$ : (a) Face rígida; (b) Face flexível .....	91
Figura 4.9: Deslocamentos das ECSR com $S_i=0,1$ de face rígida e de face flexível	91
Figura 4.10: Tração atuante nos reforços das ECSR com faces de diferentes densidades e mesmo módulo de Young: (a) $E=2,1 \times 10^4$ kPa; (b) $E=2,1 \times 10^7$ kPa .....	94
Figura 4.11: Deslocamentos das ECSR com faces de diferentes densidades e mesmo módulo de Young: (a) $E=2,1 \times 10^4$ kPa; (b) $E=2,1 \times 10^7$ kPa .....	95
Figura 4.12: Tração atuante nos reforços das ECSR com faces de diferentes espessuras e $E=2,1 \times 10^4$ kPa: (a) $S_i=1$ ; (b) $S_i=0,01$ .....	97
Figura 4.13: Resultados de tração máxima nos reforços das ECSR com faces de diferentes espessuras e $E=2,1 \times 10^4$ kPa: (a) $S_i=1$ ; (b) $S_i=0,1$ ; (c) $S_i=0,01$ .....	98
Figura 4.14: Resultados de tração máxima nos reforços das ECSR com faces de diferentes espessuras e $E=2,1 \times 10^7$ kPa: (a) $S_i=0,1$ ; (b) $S_i=0,01$ .....	99
Figura 4.15: Distribuição de tensão vertical na face das ECSR de $S_i=0,1$ : (a) $E=2,1 \times 10^4$ kPa; (b) $E=2,1 \times 10^7$ kPa.....	101

Figura 4.16: Deslocamentos dos maciços reforçados das ECSR de $S_i=0,01$ ; com faces de diferentes espessuras e $E=2,1 \times 10^4$ kPa .....	102
Figura 4.17: Resultados de tração máxima nos reforços das ECSR com faces de diferentes módulos de elasticidade: (a) $S_i=1$ ; (b) $S_i=0,1$ ; (c) $S_i=0,01$ .....	104
Figura 4.18: Deslocamentos dos maciços reforçados das ECSR de $S_i=0,01$ com faces de diferentes módulos de elasticidade.....	105
Figura 4.19: Relação entre a tração na conexão e a tração máxima no reforço $S_i=0,1$ das ECSR com faces de diferentes módulos de elasticidade .....	107
Figura 4.20: Estimativa da tração máxima nos reforços das ECSR de $E=2,1 \times 10^7$ kPa: (a) $S_i=1$ ; (b) $S_i=0,1$ ; (c) $S_i=0,01$ .....	111
Figura 4.21: Resultados de tração máxima nos reforços $S_i=0,01$ das ECSR com faces de diferentes rigidezes axiais.....	113
Figura 4.22: Deslocamentos dos maciços reforçados das ECSR de $S_i=0,1$ com faces de diferentes rigidezes axiais .....	114
Figura 4.23: Distribuição da tração na face das ECSR com faces de diferentes rigidezes axiais: (a) $S_i=0,1$ ; (b) $S_i=0,01$ .....	115
Figura 4.24: Tração atuante nos reforços das ECSR com faces de $E= 2,1 \times 10^4$ kPa simuladas por elementos quadriláteros e por elementos de viga: (a) $S_i=1$ ; (b) $S_i=0,1$ ; (c) $S_i=0,01$ .....	117
Figura 4.25: Tração atuante nos reforços das ECSR com faces de $E=2,1 \times 10^7$ kPa simuladas por elementos quadriláteros e por elementos de viga: (a) $S_i=1$ ; (b) $S_i=0,1$ ; (c) $S_i=0,01$ .....	118
Figura 4.26: Deslocamentos dos maciços reforçados das ECSR de $S_i=0,01$ ; com faces de $E=2,1 \times 10^4$ kPa simuladas por elementos quadriláteros e por elementos de viga.....	120
Figura 4.27: Configuração deformada das ECSR de $S_i=0,1$ ; com faces de $E=2,1 \times 10^4$ kPa simuladas por elementos dos tipos: (a) Quadrilátero; (b) Barra.....	122
Figura 4.28: Deslocamentos dos maciços reforçados das ECSR de $S_i=0,1$ ; com faces de $E=2,1 \times 10^4$ kPa simuladas por elementos quadriláteros e por elementos de barra.....	122
Figura 4.29: Tração atuante nos reforços das ECSR de $S_i=0,1$ : (a) $E=2,1 \times 10^4$ kPa; (b) $E=2,1 \times 10^7$ kPa.....	124

Figura 4.30: Resultados de tração máxima nos reforços Si=0,01 de ECSR com faces de  $E=2,1 \times 10^7$  kPa simuladas por elementos quadriláteros e por elementos de barra ..... 125

## LISTA DE TABELAS

---

Tabela 2.1: Valores conservativos do fator de correção do efeito de escala .....	37
Tabela 2.2: Fator de calibração.....	40
Tabela 3.1: Elementos no CRISP92-SC para análises 2D.....	63
Tabela 3.2: Parâmetros dos solos adotados nas simulações numéricas .....	66
Tabela 3.3: Propriedades do reforços .....	67
Tabela 3.4: Propriedades das faces de elementos de barra .....	68
Tabela 3.5: Propriedades das faces de elementos quadriláteros.....	68
Tabela 3.6: Propriedades das faces de elementos de viga.....	69
Tabela 3.7: Resumo das características principais das malhas de elementos finitos .....	74
Tabela 4.1: Identificação da face das ECSR das classes F7 e B1B .....	79
Tabela 4.2: Resumo das propriedades de face das ECSR das classes F7 e B1B....	79
Tabela 4.3: Comparação dos valores de tração máxima nos reforços das ECSR de face flexível e de face rígida.....	84
Tabela 4.4: Deslocamento horizontal máximo nas ECSR de face rígida e face flexível .....	92
Tabela 4.5: Resumo das propriedades de face das ECSR consideradas na avaliação da influência do peso específico .....	93
Tabela 4.6: Resumo das propriedades de face das ECSR consideradas na avaliação da influência da espessura.....	96
Tabela 4.7: Percentual de redução da tração máxima dentre todos reforços em decorrência de engrossamento da face .....	100
Tabela 4.8: Resumo das propriedades de face das ECSR das classes F4 e F7 ....	103
Tabela 4.9: Percentual de redução da tração máxima dentre todos reforços em decorrência do aumento de mil vezes do módulo de Young da face .....	106
Tabela 4.10: Tração máxima no reforços e resultante de força cortante na face das estruturas de face rígida e de face medianamente flexível .....	109
Tabela 4.11: Resumo das propriedades de face das ECSR das classes B1A, B3 e B6.....	112

Tabela 4.12: Resumo das propriedades de face das ECSR das classes F4, V4, F7 e V7 .....	116
Tabela 4.13: Resumo das propriedades de face das ECSR das classes F4, B3, F7 e B6 .....	121

## LISTA DE ABREVIATURAS

---

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
BSI	<i>British Standards Institution</i>
CRISP92-SC	<i>CRISP92 with Soil Compaction</i>
CUST	Triângulo de deformação cúbica
DIN	<i>Deutsches Institut für Normung</i>
ECSR	Estrutura de contenção de solo reforçado
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
FLAC	<i>Fast Lagrangian Analysis of Continua</i>
LSQ	Quadrilátero de deformação linear
LST	Triângulo de deformação linear
MS-DOS	<i>Microsoft Disk Operating System</i>
NBR	Norma Brasileira
SP-SW	Areia mal graduada a bem graduada
2D	Bidimensional



## LISTA DE SÍMBOLOS

---

$\sigma_{v,Mey}$	tensão vertical em estruturas de solo reforçado de talude vertical segundo Meyerhof (1955)
$\gamma$	peso específico do solo
$z$	profundidade em relação ao topo da estrutura de solo reforçado
$K_a$	coeficiente de empuxo ativo
$L$	largura da estrutura de contenção, comprimento do reforço
$T_{m\acute{a}x}$	tração máxima no reforço
$S_v$	espaçamento vertical entre reforços adjacentes
$(\sigma_h)_{med}$	tensão horizontal média no solo da camada reforçada atuando no ponto de tração máxima
$\gamma_p$	fator de carga para pressão vertical de terra
$\sigma_z$	tensão vertical geostática
$K$	coeficiente de empuxo lateral do solo
$\Delta\sigma_h$	tensão horizontal no solo ao nível do reforço resultante de força horizontal e de sobrecarga
$\emptyset_r$	fator de resistência para a tensão no reforço
$T_d$	resistência de projeto do reforço
$R_c$	raio de cobertura do reforço
$T_c$	força de tração na conexão do reforço à face
$\emptyset_c$	fator de resistência para a tensão na conexão do reforço à face
$T_{cd}$	resistência de projeto da conexão reforço-face
$L_r$	comprimento do reforço na zona resistente
$\emptyset_a$	fator de resistência para o arrancamento do reforço
$F^*$	fator de atrito ao arrancamento
$\alpha$	fator de correção do efeito de escala
$C$	fator de geometria da superfície global do reforço
$\emptyset$	ângulo de atrito interno efetivo do solo
$e_{face}$	pressão de terra na superfície externa
$E_{face}$	força de empuxo característica
$N_g$	fator de calibração em função da deformabilidade da face

$K_{agh,k}$	coeficiente de empuxo para a pressão de terra
$\gamma_G$	fator de segurança parcial para ações permanentes
$N_q$	fator de calibração em função da relação entre a profundidade analisada e a altura total da estrutura
$K_{aqh,k}$	coeficiente de empuxo para a sobrecarga
$q$	sobrecarga
$\gamma_Q$	fator de segurança parcial para ações variáveis
$H$	altura total da estrutura de solo reforçado
$P_r$	resistência de cálculo ao arrancamento da camada de reforço
$N$	número de camadas de reforço
$S_h$	espaçamento horizontal entre reforços adjacentes
$\overline{EC}$	distância entre os pontos E e C da Figura 2.5
$\tau_{xzEC}$	tensão cisalhante no solo atuante ao longo de $\overline{EC}$
$\omega$	ângulo de inclinação da face da estrutura com a horizontal
$f$	fator de ajuste da tensão de cisalhamento do solo
$\delta$	ângulo de rotação das tensões principais em relação à horizontal ou à vertical
$\epsilon_{xr}$	deformação específica do reforço no ponto de tração máxima
$\epsilon_{xs}$	deformação específica do solo na direção do reforço no ponto de tração máxima
$T$	tração solicitante do reforço
$E_r$	módulo de Young do reforço
$A_r$	área transversal do reforço
$\sigma_{1c}$	tensão principal maior de equilíbrio no carregamento
$\sigma_{3c}$	tensão principal menor de equilíbrio no carregamento
$\sigma_{3r}$	tensão principal menor de equilíbrio no descarregamento
$K_o$	coeficiente de empuxo no caso repouso
$K_o^p, K_r^p, K_c^p, K_{\Delta 2}^p$	coeficientes de empuxo lateral em termos de tensões principais
$K_c$	coeficiente de empuxo lateral no carregamento, incluindo esforços de compactação
$K_r$	coeficiente de empuxo lateral no descarregamento para a condição final ao término da construção

$\delta_c$ e $\bar{\delta}_c$	ângulo de rotação das tensões principais em relação à horizontal à vertical no carregamento e no descarregamento, respectivamente
$\sigma_{zc}$	máxima tensão vertical da história do elemento do solo
$\sigma_{zc,i}$	tensão vertical induzida pela compactação
$\beta$	extensibilidade relativa entre o solo e o reforço
$P_a$	pressão atmosférica
$n$	módulo expoente da curva de tensão x deformação do modelo hiperbólico
$S_i$	índice de rigidez relativa solo-reforço
$\kappa$	módulo tangente inicial da curva de tensão x deformação do modelo hiperbólico
$x$	distância horizontal a partir do lado interno da face
$\bar{\delta}_x$	deslocamento horizontal máximo da face
$T_{(C/FACE)}$	tração máxima no reforço incluindo a influência da face
$T_{(S/FACE)}$	tração máxima calculada no reforço desconsiderando a contribuição da face
$F_{BASE}$	força horizontal atuante na base da face
$F_{Pi}$	fator de distribuição de carga
$E$	módulo de elasticidade da face
$y$	distância vertical em relação à base da estrutura de solo reforçado
$I$	momento de inércia da face
$t$	espessura da face
$A$	seção transversal da face
$F_{ext}$	força horizontal que representa a ação da face sobre o equilíbrio interno da fatia
$K_B, M$	constante do módulo volumétrico
$R_f$	relação de ruptura
$K_{ur}$	constante do módulo de descarregamento e recarregamento
$\Delta\emptyset$	taxa de redução de $\emptyset$
$c$	intercepto de coesão do critério de resistência de Mohr-Coulomb
$L_e$	comprimento do elemento de barra de baixa rigidez localizado da extremidade do reforço
$S_{iF}$	índice de rigidez relativa solo-face

$\nu$	coeficiente de Poisson
$\gamma_F$	peso específico da face
$G$	módulo cisalhante da face
$b$	comprimento do elemento de face
$\Delta T_{\max}$	redução da tração máxima no reforço em decorrência do enrijecimento da face
$\% \Delta T_{\max}$	percentual de redução da tração máxima no reforço
$T_{\text{SUP}}$	máxima força de tração dentre todos os reforços da estrutura
$\delta_{x,\max}$	deslocamento horizontal máximo da face
$t'$	nova espessura da face
$\sigma_{v,F}$	tensão vertical na face das estruturas de solo reforçado
$T_{\text{RIG}}$	tração no reforço da ECSR de face mais rígida
$T_{\text{FLEX}}$	tração no reforço da ECSR de face mais flexível
$V_{\text{RIG}}$	força cortante na face mais rígida
$V_{\text{FLEX}}$	força cortante na face mais flexível
$F_F$	força de compressão solicitante da face

## SUMÁRIO

---

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	22
1.1 JUSTIFICATIVA .....	22
1.2 OBJETIVOS .....	23
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	23
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	25
2.1 ORIGEM E CONCEITO DE SOLO REFORÇADO .....	25
2.2 PROPRIEDADES E CONSTITUIÇÃO DAS ECSR.....	26
2.2.1 Características e tipos de face .....	28
2.3 MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA NOS SOLOS REFORÇADOS.....	31
2.4 DIMENSIONAMENTO QUANTO À ESTABILIDADE INTERNA DE ECSR.....	33
2.4.1 Método Simplificado .....	34
2.4.2 Método da Sociedade Alemã de Geotecnia.....	38
2.4.3 Método KC.....	40
2.4.4 Método de Dantas e Ehrlich (2000) .....	41
2.5 INFLUÊNCIA DA FACE NAS ECSR SOB CONDIÇÕES DE TRABALHO.....	48
2.5.1 Resultados de pesquisas sobre a face de ECSR .....	49
<b>3 PROCEDIMENTOS DE ANÁLISE</b> .....	61
3.1 INTRODUÇÃO.....	61
3.2 PROGRAMA CRISP92-SC.....	61
3.3 MODELAGEM COMPUTACIONAL EFETUADA.....	64
3.3.1 Estruturas modeladas .....	64
3.3.2 Modelagem e propriedades do solo e do reforço .....	65
3.3.3 Modelagem e propriedades da face .....	67
3.3.4 Modelagem do processo construtivo .....	70

<b>3.3.5 Malhas de elementos finitos</b> .....	71
<b>3.3.6 Análises e comparações</b> .....	74
3.3.6.1 ECSR de face rígida x ECSR de face flexível .....	74
3.3.6.2 Influência do peso específico da face .....	75
3.3.6.3 Influência da espessura da face .....	75
3.3.6.4 Influência do módulo de Young da face.....	76
3.3.6.5 Influência da rigidez axial da face.....	76
3.3.6.6 Emprego de elemento quadrilátero ou elemento de viga na simulação da face no programa CRISP92-SC .....	77
3.3.6.7 Emprego de elemento quadrilátero ou elemento de barra na simulação da face no programa CRISP92-SC .....	77
<b>4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS</b> .....	78
4.1 ESCR DE FACE RÍGIDA x ECSR DE FACE FLEXÍVEL.....	78
4.2 INFLUÊNCIA DO PESO ESPECÍFICO DA FACE .....	92
4.3 INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA FACE .....	96
4.4 INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE YOUNG DA FACE.....	103
4.5 INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ AXIAL DA FACE .....	112
4.6 EMPREGO DE ELEMENTO QUADRILÁTERO OU ELEMENTO DE VIGA NA SIMULAÇÃO DA FACE NO PROGRAMA CRISP92-SC.....	116
4.7 EMPREGO DE ELEMENTO QUADRILÁTERO OU ELEMENTO DE BARRA NA SIMULAÇÃO DA FACE NO PROGRAMA CRISP92-SC ...	121
<b>5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS</b> ....	126
5.1 CONCLUSÕES.....	126
5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	128
<b>6 REFERÊNCIAS</b> .....	130

# 1 INTRODUÇÃO

---

## 1.1 JUSTIFICATIVA

Os métodos mais difundidos de análise de estruturas de contenção de solo reforçado, como o Método Simplificado (ELIAS; CHRISTOPHER; BERG, 2001) e o método de Ehrlich e Mitchell (1994), não consideram a rigidez da face na avaliação do equilíbrio interno da estrutura. Nas estruturas de solo reforçado, considera-se que os reforços são os principais elementos responsáveis pela estabilidade do maciço e que a face tem um papel estrutural secundário (RICCIO FILHO, 2007).

Loiola (2001), Bathurst et al. (2006) e Vieira, Lopes e Caldeira (2008) atestam a contribuição da face para a estabilidade interna da estrutura de solo reforçado. O emprego de face rígida promove redução da tração máxima nos reforços e dos deslocamentos da estrutura. No entanto, nesses estudos não foram quantificadas as propriedades que conferem à face da ECSR desempenho de face rígida.

As faces das estruturas de solo reforçado são classificadas quanto à sua deformabilidade, a partir de análise qualitativa. Mas, para Tatsuoka (1993), as faces das ECSR distinguem-se pelos tipos de rigidez que apresentam, função de suas propriedades mecânicas. Faz-se, então, necessário avaliar o efeito estabilizante da face na estrutura de solo reforçado e correlacioná-lo às propriedades mecânicas da face.

No presente trabalho, postula-se que são parâmetros da face relevantes para o equilíbrio interno da ECSR: o peso específico, a espessura, o módulo de Young, a rigidez axial e a rigidez à flexão. Propõe-se no presente trabalho a análise quantitativa das propriedades relacionadas à rigidez da face, da solicitação nos reforços e dos esforços na face de uma estrutura de solo reforçado, bem como a avaliação do impacto da variação dessas propriedades.

Se conhecida a contribuição da face para a estabilidade interna das ECSR, o dimensionamento dessas estruturas seria otimizado e os projetos tornar-se-iam mais econômicos.

## 1.2 OBJETIVOS

O presente trabalho tem como objetivo estudar a influência da face sobre o equilíbrio de estruturas de contenção de solo reforçado sob condições de trabalho.

São objetivos específicos:

- Avaliar qualitativa e quantitativamente o papel da face rígida em relação ao equilíbrio interno e aos deslocamentos da estrutura, sob condições de trabalho;
- Estudar a influência do peso específico da face e das propriedades relacionadas à rigidez da mesma sobre o comportamento das estruturas de solo reforçado, considerando a utilização de três reforços de diferentes rigidezes;
- Avaliar o emprego de três diferentes tipos de elementos para representação da face na simulação numérica de estruturas de solo reforçado com o programa CRISP92-SC, considerando o impacto deles nos resultados da análise;
- Analisar as variações da tração no reforço e dos esforços na face de uma ECSR, em decorrência do enrijecimento da face, buscando a relação entre eles.

## 1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho é composto de cinco capítulos e da relação de referências. Ele se divide em três partes: na primeira apresenta-se a revisão bibliográfica necessária à compreensão da pesquisa; a segunda etapa contempla as



análises da pesquisa e a discussão dos resultados; e na terceira parte expõem-se as conclusões do trabalho e as recomendações para pesquisas futuras.

A primeira parte deste trabalho é composta pelo capítulo 2 e objetiva: à síntese do estágio atual do saber a respeito da influência da face em ECSR, à fundamentação teórica da pesquisa, à identificação de estudos analíticos sobre o comportamento da face em maciços de solo reforçado e ao levantamento das linhas de pesquisa em desenvolvimento. No capítulo 2 são expostos os conceitos básicos de solo reforçado; são apresentados os elementos que constituem as estruturas de contenção de solo reforçado (ECSR), tendo como ênfase a caracterização e a classificação das faces; mencionam-se algumas metodologias de dimensionamento e o método de Dantas e Ehrlich (2000) é explicado de forma mais detalhada, visto que ele fornece especificações para dimensionamento interno de estruturas de solo reforçado sob condições de trabalho; e, por fim, são expostos os resultados de pesquisas sobre o efeito da face no desempenho das ECSR.

Integram a segunda parte da dissertação os capítulos 3 e 4. No capítulo 3, são apresentados o programa computacional de simulação numérica usado nesta pesquisa, a metodologia dos estudos numéricos e as estruturas de solo reforçado analisadas. No capítulo 4, são mostrados os resultados das análises paramétricas das estruturas de solo reforçado modeladas e são discutidos os resultados.

Na última parte do presente trabalho, o capítulo 5, apresentam-se as conclusões finais e sugestões para pesquisas futuras.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

---

### 2.1 ORIGEM E CONCEITO DE SOLO REFORÇADO

O solo é empregado como material de construção desde tempos remotos em obras de barragens, edificações, muralhas... Ele era associado a elementos resistentes, como madeira, bambu e palha entrelaçados, e era empregado como matéria-prima principal de estruturas complexas. A civilização da Babilônia, há cerca de 5.000 anos, já utilizava o solo associado a reforços para construção de grandes templos, os *zigurates*. As superestruturas dos templos apresentavam cordas e caniços entrecruzados nas conexões de adobes<sup>1</sup> e, nos aterros, mantas horizontais de junco e galhos de árvores eram empregados para reforçar o solo (SANTIAGO, 2001; MITCHELL; VILLET, 1987, apud EHRLICH; BECKER, 2009). As comunidades neolíticas da China, de cerca de 5.000 a.C., construíam casas semienterradas, de planta oval, circular ou quadrada, usando solo e madeira (SANTIAGO, 2001). Durante os séculos XVII e XVIII, colonos franceses ao longo da Baía de Fundy, no Canadá, usaram varas de madeira para reforçar diques de terra (ELIAS; CHRISTOPHER; BERG, 2001).

No princípio da década de 1960, foi desenvolvido pelo arquiteto e engenheiro francês Henri Vidal um sistema de contenção baseado no uso de tiras metálicas galvanizadas regularmente espaçadas numa massa de solo (ELIAS; CHRISTOPHER; BERG, 2001; DANTAS, 2004). Tal técnica é denominada Terra Armada ou *Terre Armée* e está ilustrada na Figura 2.1. Posteriormente, passaram a ser utilizados outros tipos de reforços, como geogrelhas, geotêxteis e grelhas metálicas, em estruturas de contenção similares à Terra Armada. Tais estruturas são designadas genericamente de estruturas de contenção de solo reforçado (ECSR).

---

<sup>1</sup> Adobes são tijolos de *terra crua*. Na técnica construtiva *terra crua* o solo é empregado como matéria-prima principal e ele adquire resistência sem que haja a queima (SANTIAGO, 2001).

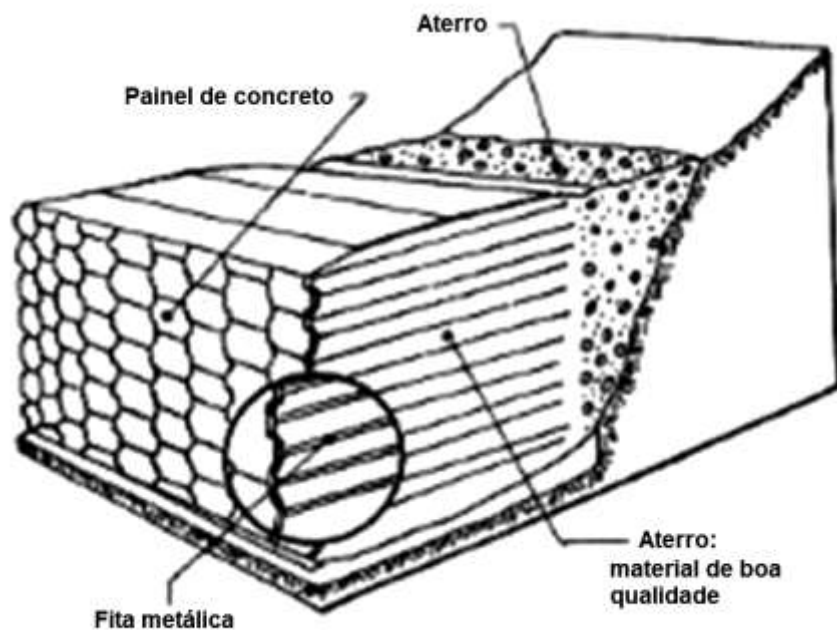


Figura 2.1: Terra Armada

Fonte: Mitchell e Villet (1987)

Dantas (2004, p.4) define a técnica de solo reforçado como “[...] um procedimento construtivo que busca a melhoria das propriedades mecânicas do solo pela inclusão de elementos resistentes à tração na massa”. Ehrlich e Becker (2009) explicam que o solo adequadamente compactado apresenta, em geral, boa resistência à compressão e ao cisalhamento. Contudo, sua resistência à tração é baixa ou nula. Assim, a associação do solo com os reforços geossintéticos ou metálicos forma um material composto com melhores características mecânicas e maior resistência à tração, similarmente ao que se verifica ao associar o concreto e o aço formando concreto armado.

## 2.2 PROPRIEDADES E CONSTITUIÇÃO DAS ECSR

Por muitos anos, as estruturas de contenção foram quase exclusivamente feitas em concreto, concebidas como muros de gravidade ou cantilever. Contudo, as ECSR têm se mostrado uma alternativa interessante aos muros de arrimo convencionais de concreto armado e de concreto ciclópico. Sob o ponto de vista

técnico, a grande tolerância a recalques da fundação é a principal vantagem das ECSR em relação às estruturas de contenção convencionais, que são rígidas e apresentam pequena tolerância a recalques. Por isso, a *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) e a *Federal Highway Administration* (FHWA) afirmam que o emprego de ECSR é particularmente indicado nos casos em que o recalque total e o recalque diferencial estimados forem significativos (ELIAS; CHRISTOPHER; BERG, 2001; AASHTO, 2012).

Outras vantagens das estruturas de solo reforçado são: o procedimento de execução é simples, rápido e não requer mão-de-obra especializada; há menor exigência de preparo do terreno do que outras técnicas; o impacto ambiental da ECSR é menor que o das outras técnicas de contenção; o espaço à frente da estrutura necessário às operações de construção é pequeno; é tecnicamente viável para alturas superiores a 25 metros; ao serem executadas com o solo local, poucos materiais industrializados são requeridos e o custo da solução é baixo (ELIAS; CHRISTOPHER; BERG, 2001; SAYÃO et al., 2004). A técnica possibilita a construção de taludes verticais e permite que sobre a estrutura de contenção sejam apoiados elementos tais como passarelas e rodovias, o que a torna interessante sob o ponto de vista de economia de espaço. De acordo com Tatsuoka (1993), em virtude da interação solo-reforço nas estruturas de solo reforçado, pequeno empuxo é mobilizado atrás da face, em relação às estruturas de contenção convencionais. O emprego de ECSR é bastante difundido em obras de infraestrutura viária, como na interface de pontes e viadutos com plataformas de terraplenagem, e na contenção de aterros em geral.

As ECSR apresentam três elementos essenciais: o solo, o reforço e a face. Seu processo construtivo é incremental e segue um ciclo simples e repetitivo, no qual predominam as operações de terraplenagem. O procedimento de execução da ECSR consiste basicamente na colocação dos elementos de face; no assentamento dos reforços em planos horizontais, em níveis previamente determinados, conectados ou não à face; e no espalhamento e compactação do solo selecionado em camadas. É recomendável que a compactação do aterro próximo à face seja realizada com compactador leve.

O reforço das estruturas de solo reforçado pode ser constituído por diversos materiais, como tiras metálicas, características do sistema Terra Armada; grelhas metálicas; geogrelhas; geotêxteis tecidos; e geotêxteis não-tecidos. Os geotêxteis e as geogrelhas são geossintéticos que, em sua maioria, são constituídos por polímeros sintéticos. Para fins de projeto, a resistência última do reforço geossintético deve ser dividida por fatores de redução que contemplem os efeitos de fluência, a possibilidade de danos de instalação e de degradação química e biológica (BSI STANDARDS PUBLICATION, 2010; EHRLICH; BECKER, 2009; SAYÃO et al., 2004). A Sociedade Alemã de Geotecnia (2011) define que, na obtenção da resistência de cálculo do reforço, também sejam considerados possíveis danos de transporte e de compactação, o impacto de juntas e conexões e os efeitos sísmicos.

O reforço metálico é geralmente constituído de aço-doce com cobertura galvanizada ou de epóxi, para minimizar a corrosão (AASHTO, 2012). Embora os reforços metálicos apresentem certa resistência à corrosão, a norma brasileira em vigor para especificação de estruturas do tipo Terra Armada, NBR 9286 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT, 1986) e os manuais técnicos das instituições norte-americanas AASHTO (2012) e FHWA (ELIAS; CHRISTOPHER; BERG, 2001) preconizam que, no dimensionamento de reforços metálicos, seja considerada uma espessura de sacrifício do material, em função da vida útil da obra e do grau de agressividade do meio, reduzindo a área do reforço. Já a norma britânica BS8006-1 (BSI STANDARDS PUBLICATION, 2010) especifica que a resistência nominal do reforço metálico seja minorada por fatores de redução parciais, relacionados às propriedades intrínsecas do material e aos efeitos ambientais e de construção, e recomenda que este tipo de reforço tenha espessura não inferior a 1,5 mm.

### **2.2.1 Características e tipos de face**

A norma BS8006-1 (BSI STANDARDS PUBLICATION, 2010) atribui as seguintes finalidades à face de uma ECSR: conferir forma externa à estrutura,

providenciar um aspecto estético adequado, impedir fuga do solo de enchimento em decorrência de intemperismo, acomodar e providenciar suporte para o solo entre reforços, contribuir para ancoragem do reforço na zona ativa. Assim, de acordo com a supracitada norma técnica, a face contribui para a durabilidade e fornece o acabamento da estrutura de contenção. Elias, Christopher e Berg (2001) afirmam que, em alguns casos, a face fornece vias para drenagem da estrutura.

Considera-se que a função estrutural da face de uma ECSR é secundária, sendo os reforços os principais elementos responsáveis pela estabilidade interna do maciço, e que, sob o ponto de vista mecânico, a face tem por atribuição equilibrar as massas de solo localizadas entre as camadas de reforço e próximas do faceamento (RICCIO FILHO, 2007; ABNT, 1986).

Tatsuoka (1993) relata que faces rígidas são frequentemente empregadas em estruturas de solo reforçado permanentes de grande importância, em função de sua maior durabilidade, melhor acabamento estético e facilidade construtiva. Segundo o pesquisador, a estrutura da face adquire maior importância à medida que:

- a declividade do talude de face aumenta;
- o solo torna-se mais fraco;
- a coesão e a cimentação do solo diminuem;
- a sobrecarga sobre a estrutura aumenta ou desloca-se para a crista do muro;
- o espaçamento entre os reforços aumenta;
- a rigidez e o comprimento dos reforços são reduzidos;
- a tolerância quanto à deformação diminui;
- a estrutura torna-se mais importante; e
- a vida útil da estrutura aumenta.

De acordo com Elias, Christopher e Berg (2001), os principais tipos de face de ECSR são: os painéis segmentais pré-fabricados de concreto; os muros de blocos modulares; as faces metálicas de aço galvanizado; as telas de arame soldado; os gabiões; as faces de geossintético autoenvelopadas; e as faces pós-

construídas, executadas com concreto projetado, concreto moldado *in loco*, ou painéis pré-fabricados de concreto ou madeira, para proteção das estruturas autoenvelopadas. As faces de metal apresentam a desvantagem de serem pouco duráveis, devido à corrosão. Os gabiões e as telas de arame soldado usados como faceamento de ECSR têm ainda a desvantagem de apresentar superfície irregular e de expor o solo de enchimento, o que torna as estruturas de solo reforçado mais suscetíveis à erosão e ao vandalismo. As estruturas de solo reforçado com taludes de até 45 graus de inclinação podem ser revestidas com vegetação apenas.

Em geral, as faces das ECSR são acopladas às camadas de reforço, por meio de conectores dimensionados para este fim. A conexão aos reforços acaba por conferir aos elementos de face esbeltos estabilidade com relação ao tombamento, relata Dantas (2004).

As faces moduladas de blocos ou painéis servem de fôrma para a construção da ECSR, enquanto que, na execução de estrutura autoenvelopada, é geralmente utilizada fôrma removível apropriada (EHRlich; BECKER, 2009). Por isso, os painéis e blocos de face necessitam serem projetados para resistir ao esforço de compactação do solo.

A Sociedade Alemã de Geotecnia (2011) classifica as faces de maciços reforçados em três categorias:

- Elementos não-deformáveis (ou rígidos): são os painéis ou blocos, normalmente pré-fabricados, com baixa compressibilidade vertical e alta rigidez à flexão;
- Elementos parcialmente deformáveis: compreendem as telas de aço pré-fabricadas e os gabiões, preenchidos com blocos de rocha, que apresentam alta compressibilidade vertical e baixa rigidez à flexão;
- Elementos deformáveis (ou flexíveis): são faces com rigidez desprezível, dentre elas a do sistema autoenvelopado, onde o solo de enchimento é envolvido pelo geossintético do próprio reforço, geralmente do tipo geotêxtil; e a face de sacos de areia, sem função estrutural.

Para Tatsuoka (1993), as faces apresentam uma rigidez local e uma global, que são função das propriedades mecânicas da face na direção vertical. A rigidez local decorre da elevada resistência de atrito do reforço com o solo da zona ativa, aliada à elevada tração na conexão face-reforço, e está relacionada à capacidade de ativar um empuxo no lado interno da face suficiente para estabilizar parte do maciço. Já a rigidez global é desmembrada em rigidez axial, rigidez cisalhante, rigidez à flexão e rigidez gravitacional. A rigidez axial retrata a capacidade de transmissão de esforço axial ao longo da altura da face; a rigidez ao cisalhamento está relacionada à transmissão de esforço cortante; e a rigidez à flexão associa-se à propagação de momento fletor. Apresenta rigidez gravitacional a face de ECSR cujo peso próprio é significativo em relação à resultante de empuxo que a solicita (RICCIO FILHO, 2007).

Segundo a NBR 9286 (ABNT, 1986), no sistema Terra Armada, que deu origem às estruturas de solo reforçado, emprega-se a face de painéis modulares cruciformes pré-fabricados em concreto, armado ou não, os quais são chamados de “escamas”. As escamas são interligadas, mas conservam, entre si, juntas para fins de drenagem e de articulação entre as peças. Os reforços são conectados aos painéis de face. Segundo Tatsuoka (1993), a presença de material compressível nas juntas dos painéis faz com que pequena força axial de compressão seja transmitida através da face, o que reflete na falta de rigidez axial, e as cavilhas que conectam os painéis evitam a ocorrência de deslocamento horizontal relativo entre painéis verticalmente adjacentes, conferindo à face rigidez ao cisalhamento, mas ínfima rigidez global a momento fletor.

## 2.3 MECANISMO DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA NOS SOLOS REFORÇADOS

O processo de transferência de carga entre o solo e o reforço se dá através do atrito entre eles e por resistência passiva do solo. Ambos os mecanismos podem contribuir para a resistência ao arrancamento do elemento de reforço, mas a colaboração de cada um é função: do tipo de reforço, inclusive das propriedades de



seu material, das características da sua superfície e da sua geometria; das propriedades do solo; do estado de tensões; e do método construtivo (LOIOLA, 2001). Segundo a Sociedade Alemã de Geotecnia (2011), as propriedades que governam a interação solo-reforço em estruturas reforçadas com geossintéticos são: a resistência ao cisalhamento efetiva entre o geossintético e o solo, a resistência à tração e a rigidez axial do geossintético no sistema.

Os mecanismos de interação solo-reforço apresentados pelos reforços em forma de grelha são diferentes dos que ocorrem em outros tipos de reforços. Nos geotêxteis e nas geobarras a transferência de tensões se dá apenas por atrito, em razão de sua forma. Já nas geogrelhas, por exemplo, que são vazadas, o solo ocupa os vazios de sua superfície e a interação solo-geossintético se dá por resistência ao cisalhamento e por resistência passiva contra os elementos transversais (EHRlich; BECKER, 2009). Juran e Chen (1988), citados por Ehrlich e Becker (2009), acrescentam um terceiro mecanismo de interação: o embricamento do solo preso entre os vazios. O estudo desses mecanismos de ação baseia-se em ensaios de cisalhamento de interface ou de arrancamento.

É comum interpretar o maciço de solo reforçado como sendo dividido em duas zonas de comportamento: a zona ativa e a zona passiva. A zona ativa compreende a porção do talude que tende ao escorregamento e é potencialmente instável. A zona passiva, ou zona resistente, é a região na qual a massa de solo é estável. A linha divisória das duas é a superfície potencial de ruptura, cuja posição é função do carregamento aplicado, da deformabilidade do reforço e da geometria do sistema (LOIOLA, 2001). A superfície potencial de ruptura é definida pelos pontos de máxima tração nos reforços. Christopher e outros (1990), mencionados por Ehrlich e Becker (2009), fornecem modelos da posição da superfície potencial de ruptura, retratados na Figura 2.2. A superfície potencial de ruptura é definida pelos pontos da tração máxima nos reforços ( $T_{m\acute{a}x}$ ).

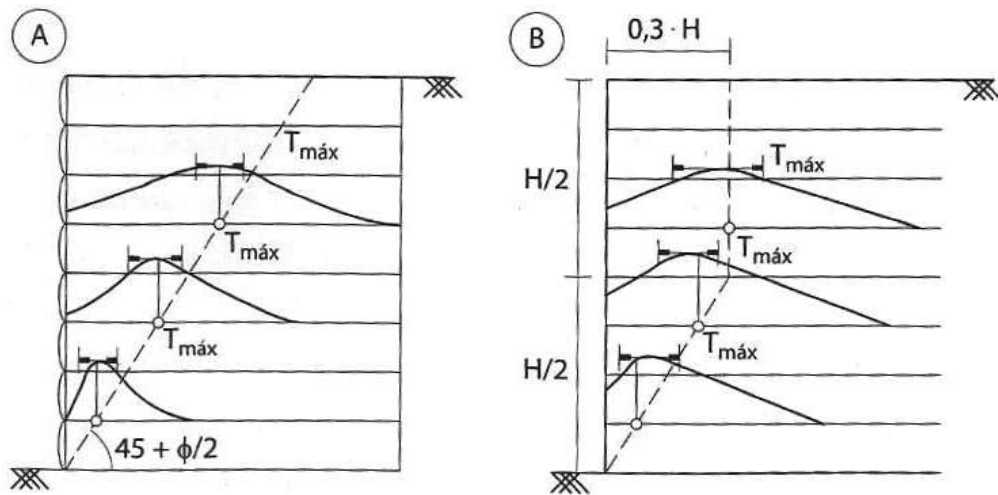


Figura 2.2: Ponto de atuação da tração máxima: (a) reforços extensíveis; (b) reforços inextensíveis

Fonte: Christopher e outros (1990), citado por Ehrlich e Becker (2009)

## 2.4 DIMENSIONAMENTO QUANTO À ESTABILIDADE INTERNA DE ECSR

Uma estrutura de solo reforçado deve atender a requisitos de estabilidade interna e externa. A análise da estabilidade interna trata-se de um aspecto particular do dimensionamento de maciços reforçados e, genericamente, seu objetivo é garantir que não ocorram rupturas localizadas dos reforços ou da face. Já a avaliação quanto ao equilíbrio externo é similar à dos muros de gravidade convencionais, considera-se que o maciço reforçado trabalha como uma estrutura de gravidade submetida à ação do empuxo promovido pela massa não reforçada.

De acordo com Becker (2006), as estruturas de solo reforçado podem ser dimensionadas quanto à estabilidade interna sob duas abordagens:

- Métodos de equilíbrio limite, que supõem a estrutura em situação de iminente colapso e a total mobilização da resistência ao cisalhamento do solo;
- Métodos baseados em condições de trabalho, que se baseiam na compatibilidade de deformações no solo e no reforço e consideram a

influência da rigidez relativa solo-reforço e da energia de compactação.

De forma geral, a verificação da estabilidade interna de uma ECSR contempla a avaliação da ruptura do reforço em dois pontos críticos de cada camada, no ponto de tração máxima e na conexão com a face, e a análise de arrancamento do reforço. Esta última análise permite definir o comprimento de ancoragem além da superfície potencial de ruptura do maciço necessário para cada reforço.

Ao final da construção de uma estrutura de solo reforçado, o solo da região reforçada encontra-se submetido a uma tensão vertical superior àquela gerada pelo peso próprio dos solos sobrejacentes. O empuxo lateral que atua contra a ECSR gera uma excentricidade no maciço, elevando a tensão de compressão no solo reforçado. Ehrlich e Mitchell (1994) sugerem a aplicação do método de Meyerhof (1955) para o cálculo da tensão vertical em ECSR de taludes verticais, cuja expressão é apresentada a seguir:

$$\sigma_{v,Mey} = \frac{\gamma z}{\left[1 - \left(\frac{K_a}{3}\right) \cdot \left(\frac{z}{L}\right)^2\right]} \quad (1)$$

onde  $\gamma$  é o peso específico do solo;  $z$  é a profundidade a partir do topo do maciço;  $K_a$  é o coeficiente de empuxo ativo, fornecido pela expressão de Rankine;  $L$  é o comprimento do reforço.

#### 2.4.1 Método Simplificado

O Método Simplificado, proposto por Elias, Christopher e Berg (2001), é um método empírico que possibilita a avaliação da estabilidade interna de uma estrutura de solo reforçado com face vertical ou próxima da vertical. O Método Simplificado é endossado pela FHWA e pela AASHTO. Sua peculiaridade é considerar a rigidez do reforço e a profundidade para determinar o coeficiente de pressão lateral de terra

(GUEVARA, 2007). Na América do Norte, o Método Simplificado da AASHTO é o mais difundido para análise de estabilidade interna de ECSR (BATHURST et al., 2006). Neste trabalho, utiliza-se o manual de projeto de pontes da AASHTO (2012) como referência para a apresentação do Método Simplificado.

O esforço máximo num determinado nível de reforço é dado por:

$$T_{\text{máx}} = S_v (\sigma_h)_{\text{med}} \quad (2)$$

em que:  $T_{\text{máx}}$  = tração máxima no reforço;  $(\sigma_h)_{\text{med}}$  = tensão horizontal média da fatia de solo atuando no ponto de máxima tração; e  $S_v$  = espaçamento vertical entre reforços.

A expressão da tensão horizontal é:

$$(\sigma_h)_{\text{med}} = \gamma_p \cdot (\sigma_z K + \Delta\sigma_h) \quad (3)$$

sendo que:  $\gamma_p$  é o fator de carga para pressão vertical de terra e varia de 1,00 a 1,35;  $\sigma_z$  é a tensão vertical geostática atuante no ponto de máxima tensão do reforço, resultante de forças gravitacionais de peso próprio do solo e de sobrecarga;  $K$  é o coeficiente de empuxo;  $\Delta\sigma_h$ : tensão horizontal no solo ao nível do reforço resultante de força horizontal e de sobrecarga.

O ábaco da Figura 2.3 fornece a relação  $K/K_a$  para vários tipo de reforços, em que  $K_a$  é o coeficiente de empuxo ativo, calculado, no caso de talude abatido, pela teoria de Coulomb com ângulo de atrito na interface nulo e, no caso de face vertical, pela equação de Rankine. O ábaco não se aplica ao reforço de tiras poliméricas.

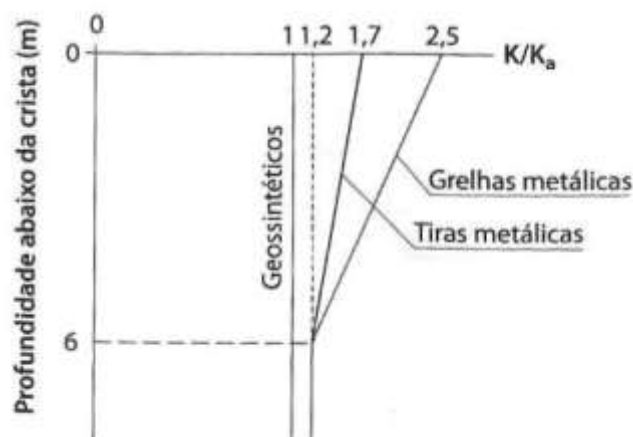


Figura 2.3: Variação da relação  $K/K_a$  do coeficiente de pressão horizontal com a profundidade da ECSR

Fonte: Elias, Christopher e Berg (2001), citado por Ehrlich e Becker (2009)

Para o equilíbrio interno do maciço de solo reforçado, a solicitação máxima no reforço deve ser:

$$T_{\text{máx}} \leq \emptyset_r T_d \cdot R_c \quad (4)$$

sendo:  $\emptyset_r$  = fator de resistência para a tensão no reforço, que varia de 0,65 a 0,90, em função do material e forma do reforço;  $T_d$  = resistência de projeto do reforço, que é a resistência última ponderada por fatores de redução;  $R_c$  = raio de cobertura do reforço, dado pela relação entre a largura unitária do reforço e o espaçamento horizontal entre reforços sucessivos,  $R_c = 1$  para reforços planares contínuos.

No que tange à análise da carga na extremidade do reforço em conexão com a face, considera-se que a força de tração na conexão ( $T_c$ ) é igual à máxima tensão no reforço, ou seja,  $T_c = T_{\text{máx}}$ . Similarmente à verificação da tração máxima ao longo do reforço, a tração na conexão deve ser limitada a:

$$T_c \leq \emptyset_c T_{cd} R_c \quad (5)$$

sendo:  $\emptyset_c$ = fator de resistência para a tensão na conexão do reforço à face, que varia de 0,65 a 0,75;  $T_{cd}$ = resistência de projeto da conexão reforço-face;  $R_c$ = raio de cobertura do reforço.

O dimensionamento do reforço quanto ao arrancamento consiste na determinação do comprimento do reforço na zona resistente ( $L_r$ ), que obedece à expressão:

$$L_r \geq \frac{T_{\text{máx}}}{\emptyset_a \cdot F^* \cdot \alpha \cdot \sigma_z \cdot C \cdot R_c} \quad (6)$$

em que:  $\emptyset_a$ = fator de resistência ao arrancamento do reforço,  $\emptyset_a = 0,90$ ;  $F^*$ = fator de atrito ao arrancamento;  $\alpha$ = fator de correção do efeito de escala;  $C$ = fator de geometria da superfície global do reforço,  $C=2$  para reforços com dois lados de contato como tiras, grelhas e reforços planares contínuos. Os parâmetros  $F^*$  e  $\alpha$  devem ser obtidos a partir de ensaio de arrancamento realizado com os materiais do reforço e do aterro de enchimento. Na ausência de ensaio, a AASHTO (2012) recomenda usar valor conservativo do fator de correção do efeito de escala ( $\alpha$ ), conforme Tabela 2.1, e sugere valores de fator de atrito ao arrancamento: para geotêxteis e geogrelhas,  $F^*=0,67 \tan \emptyset$ , sendo  $\emptyset$  o ângulo de atrito interno efetivo do solo; para tiras de aço lisas,  $F^*=0,4$ ; para os demais reforços de aço, valores de  $F^*$  variáveis com a profundidade do reforço.

Tabela 2.1: Valores conservativos do fator de correção do efeito de escala

<b>Tipo de reforço</b>	<b><math>\alpha</math></b>
Reforços de aço	1,0
Geogrelhas	0,8
Geotêxteis	0,6

Fonte: AASHTO (2012)

No Método Simplificado é desprezada a contribuição da face no equilíbrio interno da estrutura. Contudo, a AASHTO (2012) afirma ser aceitável incluir as

dimensões e o peso da face nas análises de deslizamento e de capacidade de carga da fundação, para verificação de estabilidade externa.

Para Allen e Bathurst (2013) e Bathurst et. al (2006), o Método Simplificado da AASHTO, baseado na teoria do equilíbrio limite, não contempla todos os fatores que contribuem para o equilíbrio interno do sistema de solo reforçado sob condições de trabalho e conduz a um dimensionamento muito conservativo de ECSR de face rígida, no que tange ao número e resistência dos reforços.

Leshchinsky (2009) realizou um teste referencial com o objetivo de avaliar preliminarmente a validade de três métodos de dimensionamento de ECSR, dentre eles o Método Simplificado da AASHTO. O parâmetro estudado foi o somatório das trações máximas de todos os níveis de reforços de uma ECSR. Para Leshchinsky (2009), o método em questão pode fornecer dimensionamento muito conservativo para uma ECSR com face de blocos segmentais, se a face for larga ou o muro de pequena altura. Mas, ao desprezar o efeito da face, como no caso de face autoenvelopada, o somatório das trações máximas obtidas através da aplicação do Método Simplificado e o resultado do teste referencial apresentam boa concordância.

#### **2.4.2 Método da Sociedade Alemã de Geotecnia**

A metodologia da Sociedade Alemã de Geotecnia (2011) considera a rigidez da face da ECSR no dimensionamento de conexão reforço-face, no estado limite último. A força transmitida pelo geossintético à face através da conexão é avaliada como um empuxo ativo na espessura de camada  $S_v$  à profundidade  $z$ , conforme Figura 2.4.

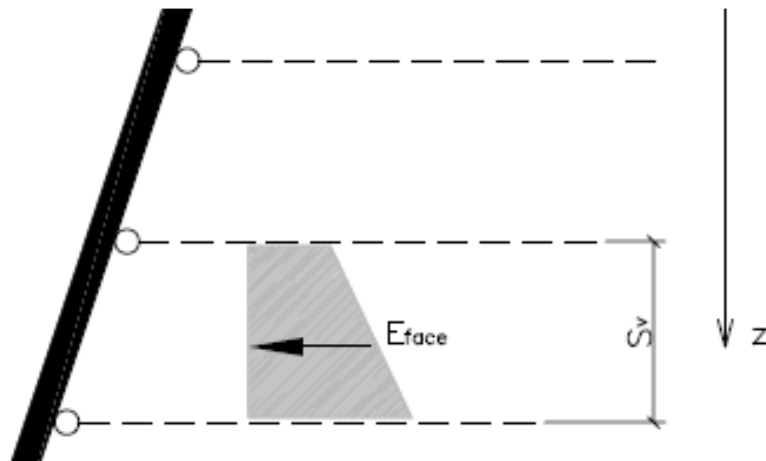


Figura 2.4: Empuxo sobre a face da ECSR

Fonte: Sociedade Alemã de Geotecnia (2011)

A pressão horizontal de terra na superfície externa ( $e_{face}$ ) e a força de empuxo característica ( $E_{face}$ ), segundo a norma alemã DIN 4085, apresentada pela Sociedade Alemã de Geotecnia (2011), são dadas por:

$$e_{face} = N_g \cdot K_{agh,k} \cdot \gamma \cdot z \cdot \gamma_G + N_q \cdot K_{aqh,k} \cdot q \cdot \gamma_Q \quad (7)$$

$$E_{face} = e_{face} \cdot S_v \quad (8)$$

onde:  $N_g$  e  $N_q$  são fatores de calibração;  $K_{agh,k}$  é o coeficiente de empuxo para a pressão de terra;  $K_{aqh,k}$  é o coeficiente de empuxo para a sobrecarga;  $\gamma$  é o peso específico do solo;  $z$  é a profundidade;  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  são fatores de segurança parciais para ações permanentes e variáveis, respectivamente; e  $q$  é a sobrecarga. Os fatores de calibração são apresentados na Tabela 2.2, em função da deformabilidade da face e da relação entre a profundidade analisada ( $z$ ) e a altura total da estrutura ( $H$ ).



Tabela 2.2: Fator de calibração

Tipo de face	Fator de calibração		
	$N_g$		$N_q$
	$0 < z \leq 0,4H$	$0,4H < z \leq H$	
Elementos de face não-deformáveis	1,0	1,0	1,0
Elementos de face parcialmente deformáveis		0,7	
Elementos de face deformáveis		0,5	

Fonte: Sociedade Alemã de Geotecnia (2011)

A análise de esforços na conexão do reforço com a face consiste na comparação da resistência na conexão, que leva em consideração aspectos estruturais e geotécnicos, com a força de empuxo característica ( $E_{face}$ ), conforme critério a seguir:

$$T_d \text{ ou } P_r \geq E_{face} \quad (9)$$

sendo  $T_d$ : resistência de projeto do reforço geossintético e  $P_r$ : resistência de cálculo ao arrancamento da referida camada de reforço, decorrente do atrito ou de uma força de conexão.

### 2.4.3 Método KC

“O método KC (Método da Compatibilidade Cinemática) é um método de análise que avalia as distribuições de deslocamento da face e de força de tração no reforço para dadas propriedades geométricas e de materiais” (KLAR; SAS, 2010, p. 352, tradução nossa). Seu emprego é semelhante ao dos métodos dos elementos finitos ou das diferenças finitas, mas o método KC requer menos dados de entrada. O referido método combina a análise de equilíbrio no estado limite último do maciço de solo reforçado com a avaliação da compatibilidade das deformações entre o reforço e a face (KLAR ; SAS, 2009).

Segundo os pesquisadores, o dimensionamento de uma ECSR consiste na solução de um sistema de equações representativas do equilíbrio do sistema e de restrições cinemáticas dos elementos. Tradicionalmente, ao se considerar a face como elemento estrutural, o sistema de equações torna-se indeterminado. Assumindo a compatibilidade de deformações e a existência de uma conexão rígida entre o reforço e a face, o método de Klar e Sas (2009) incorpora  $N$  equações ao sistema, sendo  $N$  o número de camadas de reforço do maciço. O problema é resolvido usando um algoritmo específico e resulta num sistema totalmente fechado, no qual o dimensionamento dos reforços superiores é afetado pelos resultados dos inferiores.

#### **2.4.4 Método de Dantas e Ehrlich (2000)**

Dantas e Ehrlich (2000) desenvolveram um método analítico fechado para dimensionamento interno de ECSR sob condições de trabalho, com foco na determinação da tração máxima no reforço. A abordagem utilizada no desenvolvimento do método de Dantas e Ehrlich (2000) é similar à adotada por Ehrlich e Mitchell (1994). A grande inovação do método de cálculo de Dantas e Ehrlich (2000) é a sua aplicabilidade no dimensionamento de maciços de solo reforçado com qualquer inclinação de face. As premissas do referido método são:

- o solo é admitido como um material elástico-não linear e seu comportamento tensão x deformação é representado pelo modelo hiperbólico de Duncan et al. (1980), reformulado por Ehrlich e Mitchell (1994);
- o reforço é considerado como um material elástico-linear;
- a influência da compactação e da rigidez do solo e do reforço são relevantes no modelo de dimensionamento da ECSR;
- considera-se que as relações constitutivas dos materiais e o estado de tensão na estrutura sejam aplicáveis a qualquer sistema de contenção, independentemente do tipo de reforço;

- é assumida a hipótese de aderência perfeita na interface solo-reforço no ponto de máxima tração, ou seja, nesse ponto as deformações sofridas pelo solo e pelo reforço são iguais;
- a contribuição da face para o equilíbrio de maciços de solo reforçado é desprezada.

Conforme Figura 2.5, considera-se que cada nível de reforço promove o equilíbrio horizontal da camada correspondente na zona ativa, de espessura  $S_v$  e largura  $S_h$ , em que  $S_v$  e  $S_h$  são os espaçamentos vertical e horizontal entre reforços adjacentes, respectivamente.

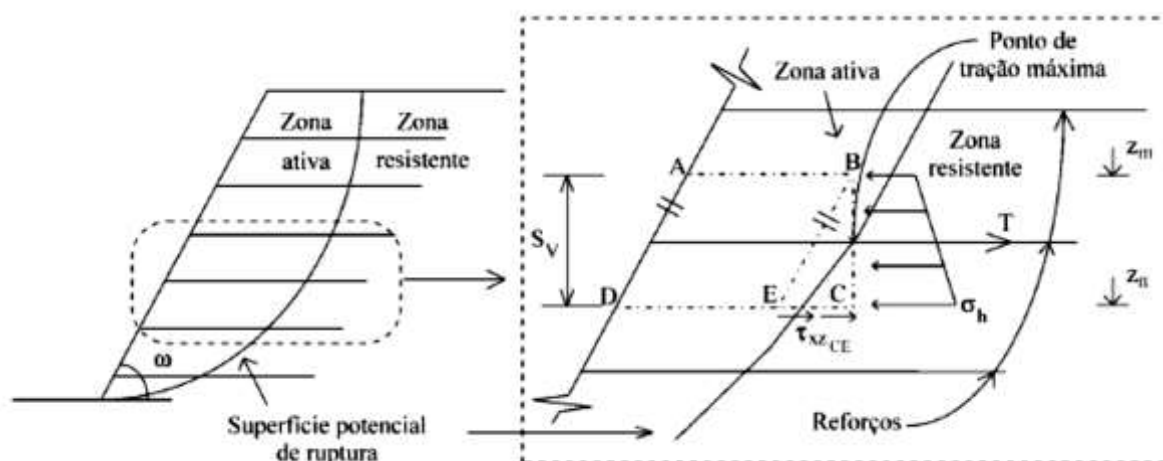


Figura 2.5: Equilíbrio interno de uma ECSR de inclinação qualquer

Fonte: Dantas e Ehrlich (2000)

Impondo o equilíbrio ao sistema, tem-se a expressão para determinação da máxima tração no reforço:

$$T_{\text{máx}} - S_v \cdot S_h \cdot (\sigma_h)_{\text{med}} + \overline{EC} \cdot S_h \cdot \tau_{xzEC} = 0 \quad (10)$$

em que:  $T_{\text{máx}}$  é a tração máxima no reforço;  $\overline{EC}$  é a distância entre os pontos E e C locados na Figura 2.5 ( $\overline{EC} = S_v / \tan \omega$ );  $\omega$  é o ângulo de inclinação da face da estrutura com a horizontal;  $\tau_{xzEC}$  é a tensão cisalhante no solo atuante ao longo de

$\overline{EC}$ ;  $(\sigma_h)_{med}$  é a tensão horizontal média no solo da camada reforçada atuando no ponto de tração máxima.

A tensão cisalhante  $\tau_{xzEC}$  e a tensão horizontal  $(\sigma_h)_{med}$  estão relacionadas pelo círculo de Mohr e são, portanto, variáveis dependentes. Como  $(\sigma_h)_{med}$  é função da tensão vertical atuante no ponto de máxima tensão do reforço ( $\sigma_z$ ) e do coeficiente de empuxo lateral do solo (K), a equação de equilíbrio pode ser escrita como:

$$T_{m\acute{a}x} - S_v \cdot S_h \cdot K \cdot \sigma_z + S_v \cdot S_h \cdot f \cdot \sigma_z \cdot \frac{1-K}{2} \cdot \frac{\tan 2\delta}{\tan \omega} = 0 \quad (11)$$

sendo que:  $f$  é o fator de ajuste da tensão de cisalhamento do solo, dado pelo ábaco da Figura 2.6;  $\delta$  é o ângulo de rotação das tensões principais em relação à horizontal ou à vertical, ele assume um valor na situação de carregamento e outro no descarregamento do solo.

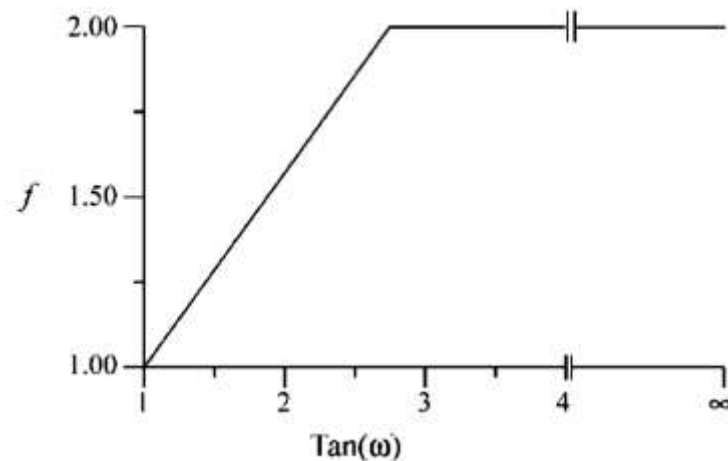


Figura 2.6: Fator de ajuste da tensão de cisalhamento

Fonte: Dantas e Ehrlich (2000)

Assim, as incógnitas do problema passam a ser a tração máxima no reforço ( $T_{m\acute{a}x}$ ) e o coeficiente de empuxo (K).

Visando à obtenção de um sistema fechado de equações para a solução do problema, Dantas e Ehrlich (2000) buscaram desenvolver outra relação entre  $T_{\text{máx}}$  e  $K$ , com base no trabalho de Ehrlich e Mitchell (1994). Partindo do pressuposto que não acontece deslizamento entre o solo e o reforço no ponto de tração máxima, se estabelece que:

$$\varepsilon_{x_r} = \varepsilon_{x_s} \quad (12)$$

sendo que  $\varepsilon_{x_r}$  e  $\varepsilon_{x_s}$  são a deformação específica do reforço e do solo, respectivamente, na mesma direção, no ponto de tração máxima.

Sendo  $T$  a tração solicitante,  $E_r$  o módulo de Young e  $A_r$  a área transversal do reforço, a deformação específica do reforço ( $\varepsilon_{x_r}$ ) é dada por:

$$\varepsilon_{x_r} = T / (E_r \cdot A_r) \quad (13)$$

Sintetizando as equações (12) e (13), obtém-se:

$$\varepsilon_{x_s} = T / (E_r \cdot A_r) \quad (14)$$

A deformação do solo depende de seu modelo constitutivo e do caminho de tensões. O processo executivo de uma ECSR envolve vários ciclos de lançamento e compactação do solo. O caminho de tensões ao qual é submetido o elemento de solo adjacente ao ponto de tração máxima durante um ciclo carga-descarga é apresentado na Figura 2.7, sendo  $\sigma_{1C}$ : tensão principal maior de equilíbrio no carregamento;  $\sigma_{3C}$ : tensão principal menor de equilíbrio no carregamento;  $\sigma_{3R}$ : tensão principal menor de equilíbrio no descarregamento;  $K_o$ : coeficiente de empuxo no repouso;  $K_o^P$ ,  $K_{\Delta 2}^P$ ,  $K_c^P$ ,  $K_r^P$ : coeficientes de empuxo lateral em termos de tensões principais.  $K_c^P$  é função de  $K_c$  e  $\delta_c$ ;  $K_r^P$  é função de  $K_r$  e  $\delta_r$ , em que  $K_c$  é o coeficiente de empuxo lateral no carregamento, incluindo esforços de compactação;  $K_r$  é o coeficiente de empuxo lateral no descarregamento para a condição final ao término da construção;  $\delta_c$  e  $\delta_d$  são os ângulos de rotação das tensões principais em relação à horizontal ou à vertical no carregamento e no descarregamento, respectivamente.

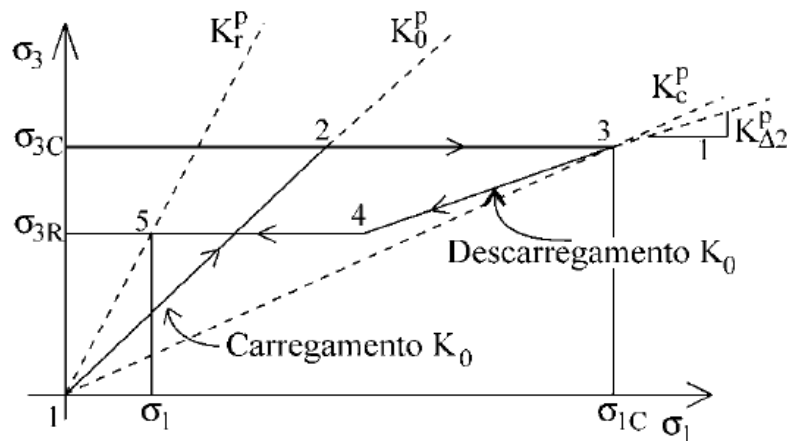


Figura 2.7: Caminho de tensões a que se sujeita um elemento de solo no ponto de tração máxima

Fonte: Dantas e Ehrlich (2000)

Dantas e Ehrlich (2000) definem que a máxima tensão vertical da história do elemento de solo ( $\sigma_{zc}$ ) é a maior entre a tensão vertical geostática ( $\sigma_z$ ) e a tensão induzida pela compactação ( $\sigma_{zc,i}$ ). No caso em que a tensão vertical geostática supera a tensão induzida pela compactação, não se considera o descarregamento no caminho de tensões da Figura 2.7, os segmentos 3-4-5 são reduzidos ao ponto  $3=5$  e admite-se que a deformação do solo decorra do carregamento apenas. Dantas e Ehrlich (2000) propuseram expressões para cálculo da deformação horizontal específica do solo durante o carregamento (trajeto 1-3 da Figura 2.7) e durante o descarregamento (trajeto 3-5 da Figura 2.7) e manipularam-nas com as equações (14) e (11), gerando uma relação entre o coeficiente de empuxo no carregamento ( $K_c$ ) e a tração máxima ( $T_{m\acute{a}x}$ ) e outra relação entre o coeficiente de empuxo no descarregamento ( $K_r$ ) e  $T_{m\acute{a}x}$ . Logo, se não houver compactação ou se a tensão geostática for superior à tensão induzida pela compactação, a tração máxima no reforço é dada pela equação (15), caso contrário, utiliza-se a expressão (16).

$$T_{m\acute{a}x} = S_v \cdot S_h \cdot K_c \cdot \sigma_{zc} - S_v \cdot S_h \cdot f \cdot \sigma_{zc} \cdot \frac{1 - K_c}{2} \cdot \frac{\tan 2\delta_c}{\tan \omega} \quad (15)$$

$$T_{m\acute{a}x} = S_v \cdot S_h \cdot K_r \cdot \sigma_z - S_v \cdot S_h \cdot f \cdot \sigma_z \cdot \frac{|1 - K_r|}{2} \cdot \frac{\tan 2\delta_d}{\tan \omega} \quad (16)$$

As expressões (15) e (16) mostram que os coeficientes de empuxo  $K_r$  e  $K_c$  e a tração máxima  $T_{m\acute{a}x}$  são incógnitas dependentes. Para facilitar a determinação da tração máxima nos reforços no maciço reforçado, Dantas e Ehrlich (2000) desenvolveram ábacos, cujos parâmetros de entrada são a extensibilidade relativa entre o solo e o reforço ( $\beta$ ) e a relação  $\sigma_z/\sigma_{zc}$ .

$$\beta = \left(\frac{\sigma_{zc}}{P_a}\right)^n \cdot Si \quad (17)$$

$$Si = \frac{E_r \cdot A_r}{S_v \cdot S_h \cdot \kappa \cdot P_a} \quad (18)$$

sendo:  $P_a$ = pressão atmosférica;  $n$ = módulo expoente da curva tensão x deformação do modelo hiperbólico;  $\kappa$ = módulo tangente inicial da curva tensão x deformação do modelo de Duncan et al. (1980);  $Si$ : índice de rigidez relativa solo-reforço.

Na Figura 2.8 são apresentados exemplos dos ábacos desenvolvidos por Dantas e Ehrlich (2000) para análise de equilíbrio interno de estruturas de solo reforçado de face vertical.

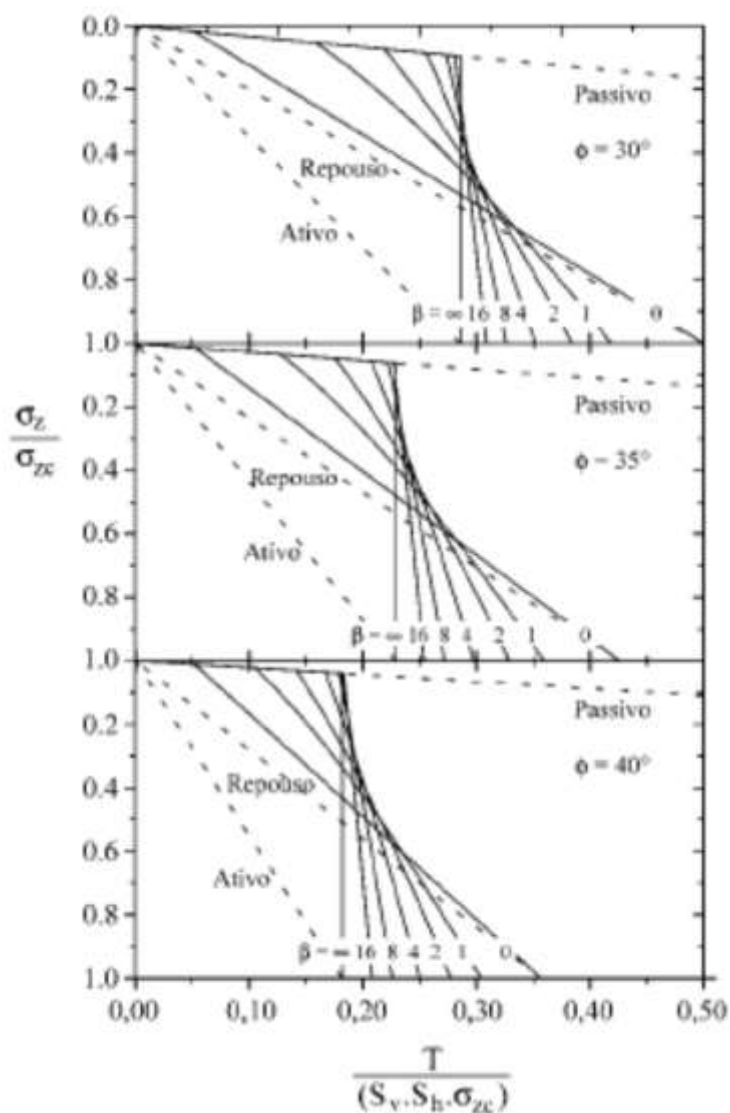


Figura 2.8: Ábacos adimensionais para determinação da tração nos reforços de estrutura de solo reforçado com talude de  $90^\circ$

Fonte: Dantas e Ehrlich (2000)

Para a avaliação do arrancamento do reforço na ECSR, Dantas e Ehrlich (2000) sugerem que sejam usadas as expressões de Mitchell e Villet (1987) apropriadas para o tipo de reforço adotado.



## 2.5 INFLUÊNCIA DA FACE NAS ECSR SOB CONDIÇÕES DE TRABALHO

Estudos analíticos, numéricos e experimentais publicados por diversos autores mostram que a face pode contribuir para o equilíbrio interno e externo da ECSR. Os principais aspectos do desempenho da face e de sua influência na estabilidade interna da ECSR são listados a seguir.

- Ao aumentar a rigidez da face, a força máxima de tração atuante na maioria dos reforços é reduzida, desde que haja atrito da face com a fundação (EHRlich; MIRMORADI, 2013; VIEIRA; LOPES; CALDEIRA, 2008; RICCIO FILHO, 2007; BATHURST et al., 2006; LOIOLA, 2001).
- Ao aumentar a rigidez da face, a força na conexão reforço-face aumenta. Em faces rígidas, o solo se desloca verticalmente mais que a face, arrastando consigo os reforços, que se alongam e ficam pendurados na conexão com a face; este fenômeno gera aumento da sollicitação no reforço próximo da face e na conexão (BATHURST et al., 2006; BARBOZA JÚNIOR, 2003; GUEDES, 2004; LOIOLA, 2001; TATSUOKA, 1993).
- Nas faces rígidas, a força na conexão reforço-face é significativamente afetada pela compactação e, de forma geral, ela aumenta de magnitude quando o solo junto à face é submetido à compactação (ALLEN; BATHURST, 2014; GUEDES, 2004; BARBOZA JÚNIOR, 2003; LOIOLA, 2001).
- Ao aumentar a rigidez da face, é verificada a redução dos deslocamentos da estrutura (EHRlich; MIRMORADI, 2013; RICCIO FILHO, 2007; BATHURST et al., 2006; BARBOZA JÚNIOR, 2003; LOIOLA, 2001; HELWANY et al., 1996; TATSUOKA, 1993).

- À medida que a inclinação da face em relação à horizontal aumenta, as tensões nos reforços e o deslocamento da face crescem (DANTAS, 2004; GUEDES, 2004; DANTAS; EHRLICH, 2000).
- Nas ECSR de face rígida, próximo à face ocorre redução da tensão vertical no solo (LOIOLA, 2001) e, como consequência, a solicitação vertical na base da face rígida é significativamente maior do que o peso próprio da face (DAMIANS et al. 2013; HUANG; BATHURST; HATAMI, 2009; BATHURST et al., 2000).

Tatsuoka (1993) explica que, quando a face torna-se mais rígida, o empuxo solicitante da face aumenta e isso propicia maior confinamento do solo adjacente à face, decorrendo em redução das deformações da estrutura.

Quanto à estabilidade externa, a ECSR comporta-se como um muro de gravidade cuja resistência horizontal advém do peso próprio da massa de solo atrás da face e, nas ECSR de face espessa, o peso próprio da face pode contribuir significativamente para o equilíbrio da estrutura, segundo a AASHTO (2012).

A seguir são apresentados mais detalhes do desempenho da face de estruturas de solo reforçado, obtidos através de análises numéricas, de experimentos de laboratório e do monitoramento de estruturas.

### **2.5.1 Resultados de pesquisas sobre a face de ECSR**

Bathurst e outros (2000) realizaram testes em quatro ECSR em escala real instrumentadas, visando avaliar o comportamento dos maciços reforçados durante a construção, na situação de trabalho e ao serem submetidos à carga próxima da ruptura. Três estruturas de contenção apresentavam face de alvenaria de blocos de concreto e uma apresentava face autoenvelopada com geossintético, ambas com inclinação de 8° em relação à vertical. Referente ao desempenho da face e da conexão, verificou-se que:

- Nas ECSR com face de blocos, na situação final de construção, a tração máxima nos reforços ocorreu no ponto de conexão com a face;
- A base suportou uma porção significativa do empuxo atuante na face rígida;
- A carga vertical na base da alvenaria de blocos foi maior que a soma dos pesos dos blocos, devido à sollicitação do maciço de solo atrás da face;
- A face rígida atuou como um elemento estrutural, propiciando a redução das sollicitações, em relação àquelas que ocorreram na estrutura de face flexível.

Loiola (2001) estudou a influência da rigidez da face na distribuição de tensões ao longo dos reforços e no deslocamento horizontal do maciço, em estruturas de solo reforçado verticais. A ferramenta empregada foi a simulação computacional, usando o programa CRISP92-SC (*CRISP92 with soil compaction*) de elementos finitos. Os resultados das análises numéricas foram expressos em termos de  $T_{máx}$ : tração máxima no reforço;  $S_v$  e  $S_h$ : espaçamentos vertical e horizontal entre reforços, respectivamente;  $\gamma$ : peso específico do solo;  $H$ : altura;  $x$ : distância horizontal a partir do lado interno da face;  $L$ : largura da estrutura de contenção; e  $S_i$ : rigidez relativa solo-reforço. A avaliação da carga no reforço, considerando diferentes valores de rigidez dos reforços e excluindo-se o efeito da compactação, encontra-se na Figura 2.9. Já na Figura 2.10 é apresentado o gráfico de deslocamento horizontal da face ( $\delta_x$ ) em função da profundidade ( $z$ ), obtido através da simulação de uma ECSR de reforço de  $S_i=0,1$ .

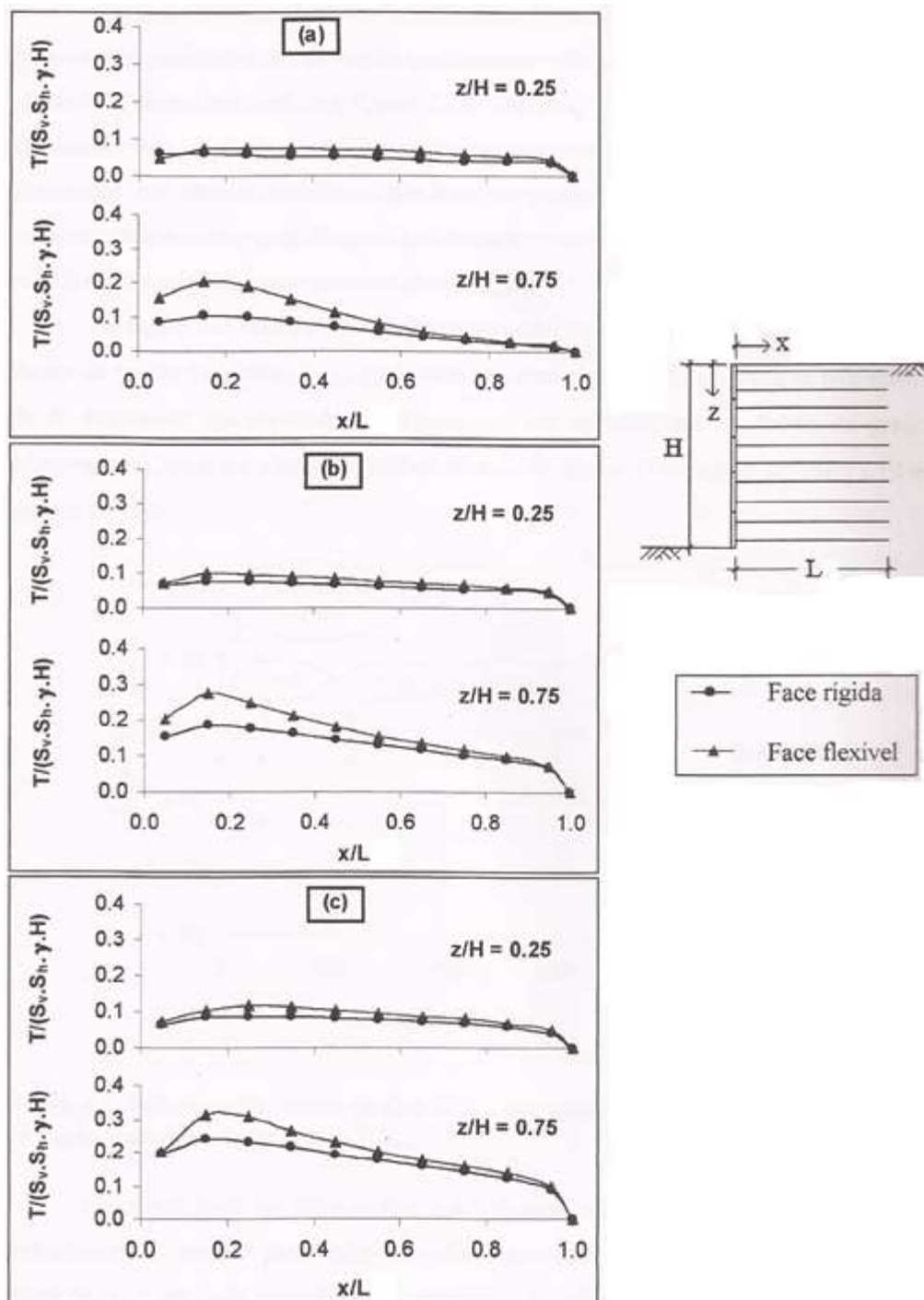


Figura 2.9: Influência da rigidez da face na tração atuante nos reforços, sem considerar a compactação: (a)  $S_i=0,01$ ; (b)  $S_i=0,1$ ; (c)  $S_i=1$

Fonte: Loiola (2001)

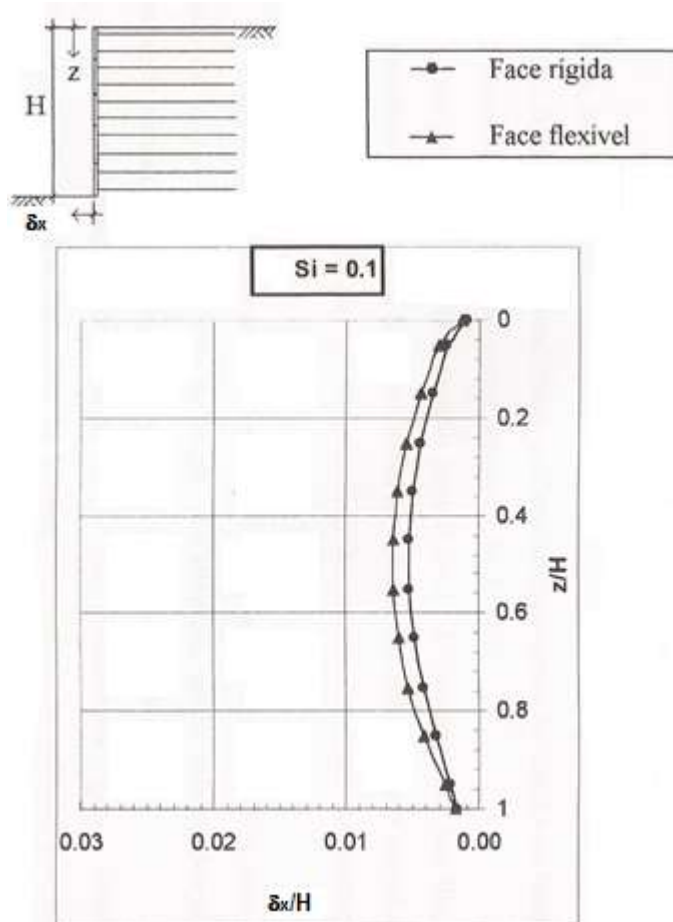


Figura 2.10: Gráfico de deslocamento horizontal da face *versus* profundidade

Fonte: Loiola (2001)

Observa-se que a presença de face rígida reduziu as forças de tração máximas atuantes em todas as camadas de reforço e o deslocamento horizontal da face. Nos diagramas de tensão ao longo dos reforços da Figura 2.9, verifica-se que a redução da sollicitação no reforço é mais acentuada em torno do afastamento normalizado da face  $x/L=0,2$ . Segundo a pesquisa de Loiola (2001), a máxima sollicitação no reforço não ocorre no ponto de conexão com a face, o que diverge de Bathurst e outros (2000).

Loiola (2001) concluiu que:

- O emprego de face com elevada rigidez reduz as máximas sollicitações atuantes e os deslocamentos horizontais, independentemente do tipo de reforço e da realização de compactação;

- Nas estruturas com face flexível, os deslocamentos verticais da face e do maciço ocorrem na mesma proporção, ou seja, sem recalque diferencial; já nas faces rígidas, o solo reforçado desloca-se mais que a face;
- A compactação induz maiores deslocamentos verticais do solo reforçado situado próximo da face, na fase construtiva;
- A tensão vertical do solo no ponto de máxima tração não apresenta variação significativa em função da rigidez da face e, no solo próximo à face rígida, há redução da tensão vertical, correspondendo, provavelmente, a uma transferência de tensões do solo para a face.

Riccio Filho (2007) monitorou os deslocamentos, as tensões nos blocos da face e as tensões nos reforços de uma ECSR real com face de blocos de concreto tipo Terra e W, com inclinação 1:10, e reforço de geogrelha, executada sobre laje estaqueada. O pesquisador concluiu que face rígida recebe parte da tração que poderia atuar nos reforços, o que faz com que os reforços se deformem menos e, conseqüentemente, o deslocamento horizontal total da estrutura seja reduzido. Segundo Riccio Filho (2007), quando empregada face rígida na estrutura de solo reforçado, as trações nos reforços sofrem um decréscimo proporcional à força horizontal exercida pela base do faceamento. Assim, ao se considerar o efeito estabilizante da face, o somatório das trações máximas seria dado pela equação (19) e a tração máxima em um nível de reforço seria dada por (20):

$$\sum_{i=1}^N T_{(C/FACE)} = \sum_{i=1}^N T_{(S/FACE)} - F_{BASE} \quad (19)$$

$$T_{(C/FACE)} = T_{(S/FACE)} - F_{BASE} \cdot F_{Pi} \quad (20)$$

sendo:

$T_{(C/FACE)}$  = tração máxima no reforço, incluindo a influência da face;

$T_{(S/FACE)}$  = tração máxima calculada no reforço, desconsiderando a contribuição da face;

$F_{BASE}$  = força horizontal atuante na base da face;

$N$  = número de níveis de reforços;

$F_{Pi}$  = fator de distribuição de carga, expresso pela equação (21).

$$F_{Pi} = \frac{T_{(S/FACE)}}{\sum_{i=1}^N T_{(S/FACE)}} \quad (21)$$

No que tange à força vertical sob a face de blocos, Riccio Filho (2007) constatou que ela mostrou-se crescente até a cota final da construção do muro e, quando da conclusão, apresentou valor 20% superior ao peso resultante do empilhamento vertical dos blocos, aproximadamente.

Vieira, Lopes e Caldeira (2008) realizaram um estudo numérico para avaliar o efeito da rigidez à flexão da face e da altura do muro sobre o deslocamento da face e sobre a tensão horizontal no reforço das ECSR. Foram simuladas estruturas com face de painel contínuo, usando o programa *Fast Lagrangian Analysis of Continua* (FLAC), de diferenças finitas. A influência da compactação não foi considerada. A Figura 2.11 e a Figura 2.12 ilustram, respectivamente, o desempenho relativo à tração máxima no reforço ( $T_{m\acute{a}x}$ ) e ao deslocamento horizontal da face ( $\delta_x$ ) de ECSR com faces de diferentes módulos de elasticidade (E), construídas incrementalmente. Nas referidas figuras, a máxima sollicitação no reforço e o deslocamento horizontal da face foram parametrizados, sendo que:  $y$  é a distância vertical em relação à base da estrutura de solo reforçado,  $K_a$  é o coeficiente de empuxo ativo;  $\gamma$  é o peso específico do solo;  $H$  é a altura da estrutura;  $S_v$  é o espaçamento vertical entre reforços adjacentes.

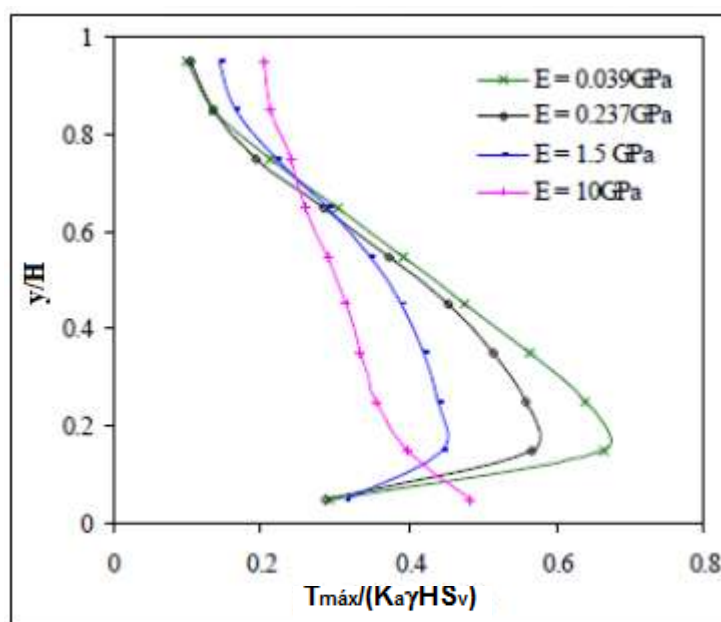


Figura 2.11: Efeito da rigidez do painel de face nas cargas dos reforços

Fonte: Vieira, Lopes e Caldeira (2008)

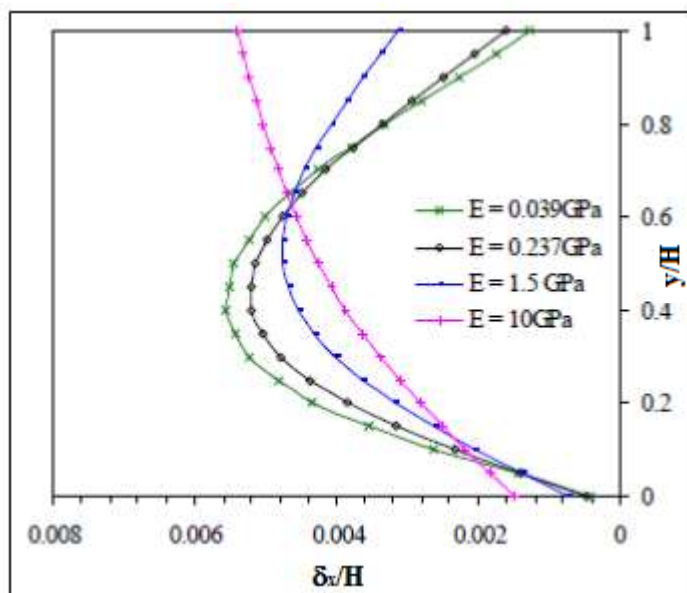


Figura 2.12: Efeito da rigidez do painel de face no deslocamento horizontal

Fonte: Vieira, Lopes e Caldeira (2008)

Diferentemente das demais pesquisas relatadas neste trabalho, Vieira, Lopes e Caldeira (2008) constataram a diminuição da tração no reforço com o aumento da rigidez da face apenas nas camadas de reforço inferiores da estrutura. Na Figura 2.11, visualiza-se que, a aproximadamente 70% da altura do maciço,



ocorre a inversão do comportamento da tração em relação à rigidez da face. Assim, nos reforços posicionados no terço superior do maciço, os maiores valores de tração foram constatados nas estruturas de faces mais rígidas. Quanto ao deslocamento horizontal da face, foi observado que a variação do deslocamento horizontal no trecho da face compreendido entre a base da estrutura e  $y/H=0,65$  foi inversamente proporcional à variação do módulo de Young e, acima desse nível, os maiores deslocamentos foram obtidos nas ECSR de face mais rígida. Os resultados de tração e de deslocamento são coerentes. Destes estudos, as pesquisadoras concluíram que a tensão no reforço e os deslocamentos horizontais da estrutura são fortemente influenciados pela rigidez à flexão da face ( $EI$ ), em que  $E$  é o módulo de elasticidade e  $I$  é o momento de inércia da face.

Na mesma obra, as autoras realizaram também comparações entre estruturas de solo reforçado variando a espessura da face ( $t$ ) e o módulo de elasticidade ( $E$ ), mas mantendo fixa a rigidez à flexão ( $EI$ ), realizando modelagem tanto de construção incremental, quanto de lançamento integral, cujos resultados podem ser vistos na Figura 2.13 e na Figura 2.14.

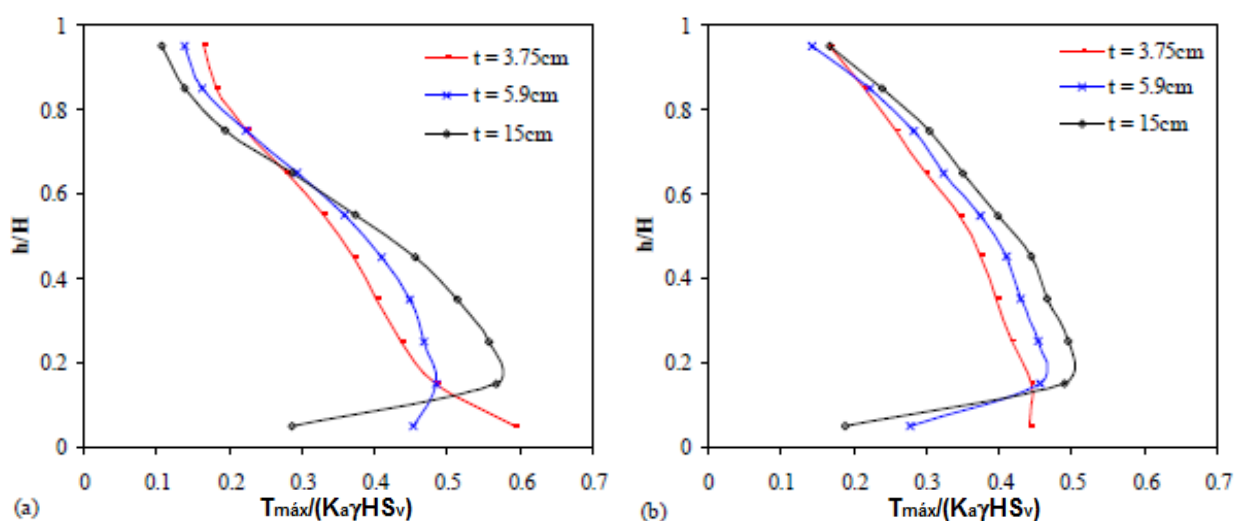


Figura 2.13: Efeito da espessura do painel de face nas solicitações máximas dos reforços: (a) construção incremental; (b) lançamento integral

Fonte: Vieira, Lopes e Caldeira (2008)

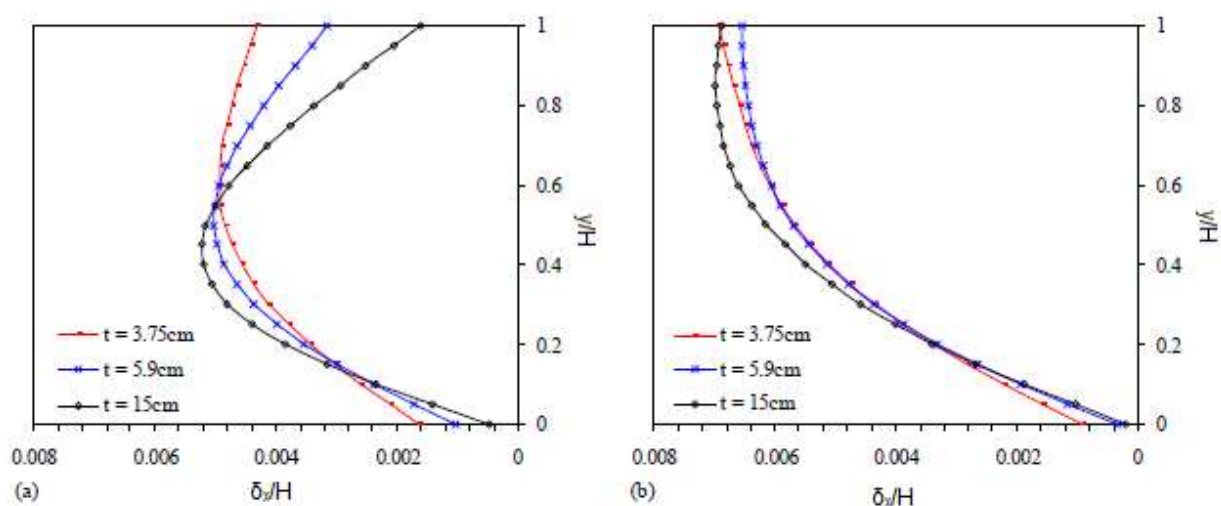


Figura 2.14: Efeito da espessura do painel no deslocamento da face da estrutura: (a) construção incremental; (b) lançamento integral

Fonte: Vieira, Lopes e Caldeira (2008)

Vieira, Lopes e Caldeira (2008) concluíram, ainda, que a influência da espessura do painel de face para mesma rigidez à flexão é mais significativa quando o muro é construído incrementalmente. Dada a diferença entre os esforços e os deslocamentos das estruturas de diferentes espessuras e mesma rigidez à flexão, nas Figuras 2.13 e 2.14, verifica-se que, além da rigidez à flexão, outros parâmetros da face afetam o comportamento da ECSR. Postula-se, no presente trabalho, que o peso e a rigidez axial da face  $EA$ , em que  $E$  é o módulo de elasticidade e  $A$  é a seção transversal da face, sejam os fatores que tenham influenciado o desempenho da estrutura em decorrência da alteração da espessura e do módulo de elasticidade de sua face.

Dantas (2004) explica que, numa estrutura de contenção de solo reforçado, a transmissão da carga aos reforços pressupõe a ocorrência de deformação na estrutura, já que os reforços trabalham no regime elástico. Embora uma ECSR possa manter-se estável sem elementos de face, esta ocasiona restrição dos deslocamentos do maciço, reduzindo as cargas nos reforços. Nesse caso, a ação da face pode ser representada como uma força externa à estrutura, de acordo com a Figura 2.15.

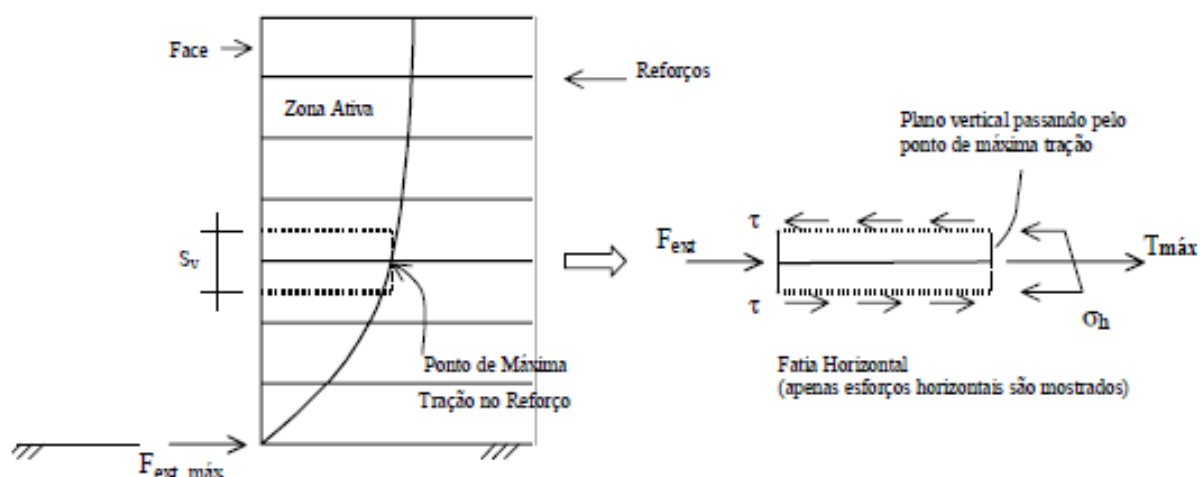


Figura 2.15: Equilíbrio interno de uma ECSR de inclinação qualquer

Fonte: Dantas (2004)

A equação que representa o equilíbrio das forças horizontais é dada por:

$$T_{\text{máx}} + F_{\text{ext}} - (\sigma_h)_{\text{med}} \cdot S_v \cdot S_h = 0 \quad (22)$$

em que:  $F_{\text{ext}}$  é a força horizontal que representa a ação da face sobre o equilíbrio interno da fatia e  $(\sigma_h)_{\text{med}}$  é tensão horizontal média no solo da camada reforçada no ponto de máxima tração.

O mecanismo descrito por Dantas (2004) só é válido para faces com a propriedade de transmitir esforços continuamente à fundação e compostas por elementos estruturais com rigidez suficiente para suportar os esforços com deformações horizontais menores do que as requeridas pela massa para a plena mobilização dos reforços. Nesse caso,  $F_{\text{ext}}$  tem o mesmo sentido da tração  $T_{\text{máx}}$  e promove redução da solicitação no reforço, independentemente de haver ou não conexão do reforço com a face.

Ehrlich e Becker (2009, p.54) afirmam que "[...] a conexão entre reforços e a face deve garantir a transferência para a face das forças de tração que ainda existam no reforço" e que, em geral, as conexões apresentam resistências inferiores às dos reforços, visto que a máxima solicitação numa camada de reforço não ocorre

no ponto de conexão com a face. Nas ECSR com reforço não conectado à face, considera-se que a sollicitação na extremidade do reforço adjacente à face é nula.

Rowe e Ho (1998, apud Riccio Filho, 2007) monitoraram muros de solo reforçado dotados de painéis contínuos de face e concluíram que o efeito da rigidez da face sobre a tração nos reforços e os deslocamentos do maciço reforçado é pouco importante se comparado ao efeito da rigidez do reforço. Ehrlich e Becker (2009) apontam que a magnitude da tração no reforço é fortemente influenciada pela rigidez relativa solo-reforço e pela tensão induzida pela compactação.

Ehrlich e Mirmoradi (2013) realizaram estudos numéricos e experimentais para avaliar a influência da rigidez da face e da resistência de pé, que é a resistência ao cisalhamento desenvolvida na base da face em contato com o solo de fundação, no comportamento de estruturas de solo reforçado com geossintético. O parâmetro relativo ao equilíbrio de ECSR analisado foi a soma das trações máximas de três camadas sucessivas de reforço, visando, segundo os pesquisadores, verificar o comportamento médio da estrutura. Eles constataram que, nos muros de solo reforçado sem atrito da base da face com a fundação, o valor da soma das trações nos reforços não é afetado pela rigidez da face e o desempenho é similar ao da ECSR autoenvelopada; e que, quando a base da face é impedida de se deslocar, independentemente da rigidez da face, o valor do somatório das forças, englobando as trações máximas nos reforços e a resistência de pé, mantém-se aproximadamente constante, com variação inferior a 5%.

Ehrlich e Mirmoradi (2013) verificaram experimentalmente menores deslocamentos horizontal e vertical em estrutura de face rígida, constituída de blocos de concreto, do que em muro autoenvelopado, mesmo não havendo resistência de atrito horizontal na base de cada uma das faces. A configuração deformada da estrutura encontra-se ilustrada na Figura 2.16, na obtenção dessa geometria os deslocamentos medidos foram multiplicados por quatro.

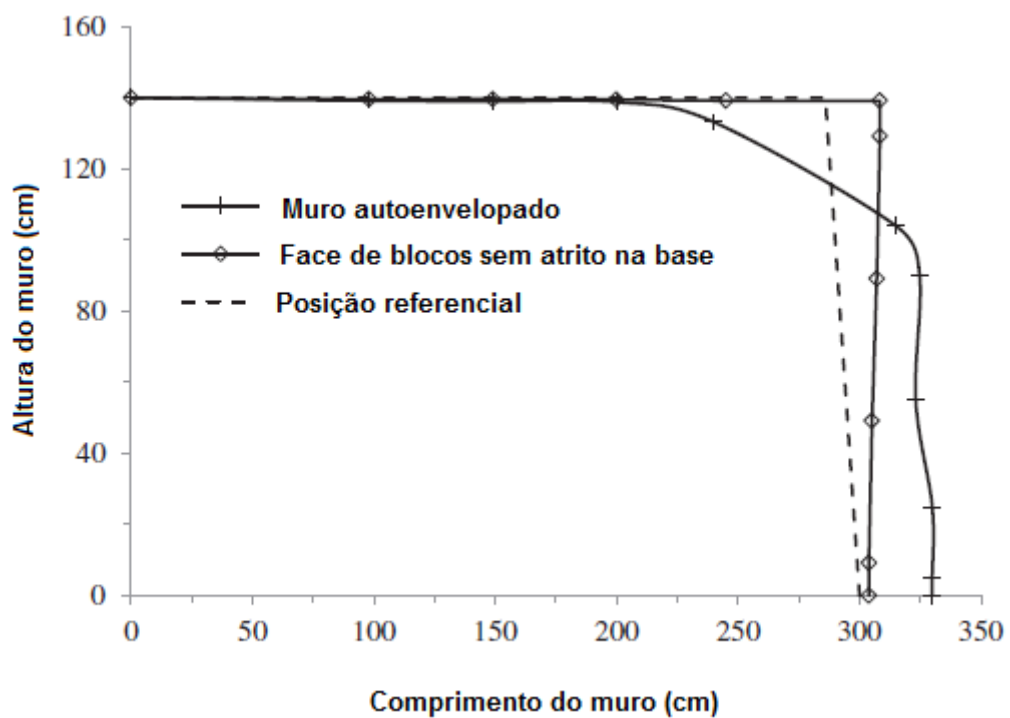


Figura 2.16: Vista esquemática dos deslocamentos horizontais e verticais dos muros no final do teste

Fonte: Ehrlich e Mirmoradi (2013)

## 3 PROCEDIMENTOS DE ANÁLISE

---

### 3.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo tem por objetivo apresentar os procedimentos de análise dos esforços internos e dos deslocamentos das estruturas de contenção de solo reforçado (ECSR) de diferentes propriedades de face. São mostrados o programa de modelagem numérica, a metodologia dos estudos numéricos e as características das estruturas de solo reforçado simuladas, contemplando a descrição da geometria, dos modelos constitutivos dos materiais e do método construtivo.

### 3.2 PROGRAMA CRISP92-SC

O CRISP92-SC é um programa de simulações numéricas que se utiliza de um código de elementos finitos. Ele possibilita a realização de “[...] análises de problemas geotécnicos estáticos, sob carregamentos monotônicos de carga e descarga” (ITURRI, 1996, p. 50). Para retratar a não-linearidade física do material, o CRISP92-SC emprega a técnica incremental, dividindo em determinado número de incrementos a carga aplicada e, nas análises de adensamento, dividindo também o tempo (LOIOLA, 2001). O programa CRISP92-SC apresenta alguns módulos de pré-processamento, análise e pós-processamento que operam no sistema operacional *Microsoft Disk Operating System* (MS-DOS).

O programa CRISP92 foi desenvolvido na Inglaterra, na Universidade de Cambridge, e sua versão inicial foi escrita e implementada por Zytynski, em 1975, segundo Britto e Gunn (1990). Iturri (1996) alterou o código original do programa CRISP92, criando a versão CRISP92-SC, para incorporar a formulação hiperbólica do solo de Duncan et al. (1980), possibilitar a modelagem da compactação segundo o modelo histerético de Seed e Duncan (1986), entre outras implementações complementares.

Loiola (2001) se deparou com problemas ao simular com o programa CRISP92-SC estruturas de solo reforçado com faces de elevada rigidez. Ocorreram erros de convergência das análises numéricas em virtude da diferença na ordem de grandeza das rigidezes dos materiais envolvidos no problema. Então, o código do Programa Principal do CRISP92-SC foi adequado para dupla precisão. A alteração do programa para dupla precisão denota simplificada que os números reais assumidos pelas variáveis e constantes do problema passaram a ser processados e armazenados na memória com mais algarismos significativos do que na versão de simples precisão. Com a versão de dupla precisão do programa CRISP92-SC, os erros numéricos das análises de ECSR com face rígida foram reduzidos a valores aceitáveis.

No que tange à constituição dos materiais, os modelos considerados pelo programa são: elástico linear isotrópico ou anisotrópico; elástico linear com o módulo elástico variando linearmente com a profundidade; Cam-Clay; Cam-Clay Modificado; elasto-plástico perfeito, com a forma da superfície de ruptura dada pelos critérios de Tresca, von Mises, Mohr-Coulomb ou Drucker-Prager; e o modelo de Schofield (1980).

Os elementos oferecidos pelo CRISP92-SC para compor as malhas bidimensionais (2D) e as suas propriedades são apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1: Elementos no CRISP92-SC para análises 2D

<b>Tipo</b>	<b>Nome</b>	<b>Deslocamento</b>	<b>Deformação específica</b>	<b>Excesso de Poropressão</b>
1	Barra de deformação linear	quadrático	linear	indisponível
2	Triângulo de deformação linear (LST)	quadrático	linear	indisponível
3	LST com variação linear do excesso de propressão	quadrático	linear	linear
4	Quadrilátero de deformação linear (LSQ)	quadrático	linear	indisponível
5	LSQ com variação linear do excesso de propressão	quadrático	linear	linear
6	Triângulo de deformação cúbica (CUST)	4º grau	cúbica	indisponível
7	CUST com variação cúbica do excesso de propressão	4º grau	cúbica	cúbico
8	Elemento de viga de deformação linear	quadrático	linear	indisponível
9	Elemento de interface de deformação linear	quadrático	linear	indisponível

Fonte: Britto e Gunn (1990), adaptado



### 3.3 MODELAGEM COMPUTACIONAL EFETUADA

As análises numéricas visaram simular o desempenho das ECSR de face vertical sob ação do peso próprio, logo após o término da construção. Não foram contempladas a compactação do solo nem a atuação de sobrecarga. Todas as simulações computacionais foram feitas com a versão de dupla precisão do programa CRISP92-SC. Como resultado de cada modelagem foram obtidos os seguintes dados: as solicitações nos reforços, tanto os valores de pico quanto a sua distribuição no plano do reforço; a distribuição das tensões verticais, horizontais e de cisalhamento do solo reforçado; os deslocamentos horizontal e vertical; os esforços atuantes na face da estrutura, sendo o tipo de solicitação na face dependente do tipo de elemento empregado na modelagem da face.

Na sequência deste trabalho são apresentadas as características de geometria das estruturas, as propriedades dos materiais envolvidos e o processo construtivo modelado. Enfocam-se exclusivamente as propriedades geométricas, mecânicas e de resistência dos materiais e os processos diretamente relacionados com o equilíbrio da massa logo após o término da construção da estrutura. Características de drenagem, durabilidade e de fluência não são abordadas. Por fim, são apresentados a organização e o objetivo das análises comparativas dos resultados das simulações computacionais.

#### 3.3.1 Estruturas modeladas

Nos estudos numéricos foram modeladas estruturas hipotéticas de solo reforçado com inclinação de  $90^\circ$  e altura de 5m, cujas características são mostradas na Figura 3.1. O maciço foi discretizado em região reforçada, região não reforçada, região de fundação e face, sendo que a região reforçada engloba o solo de enchimento (aterro) e os reforços.

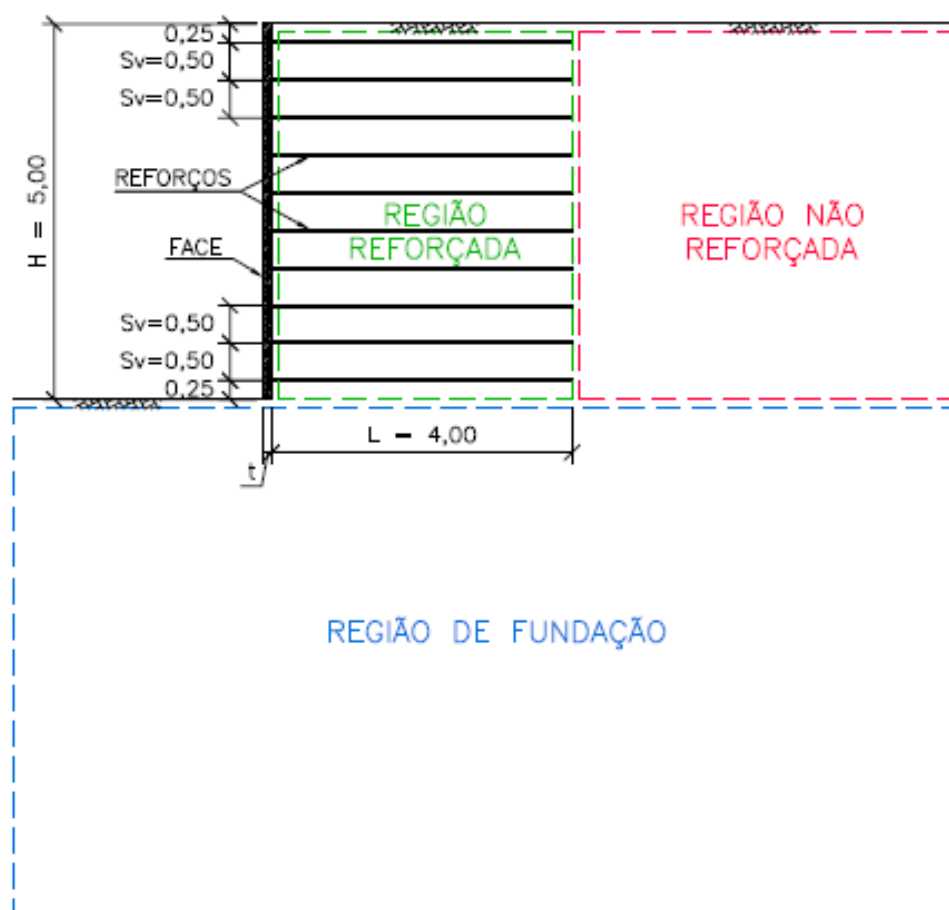


Figura 3.1: Ilustração esquemática das estruturas modeladas

Nota: Cotas em metros

Em todos os modelos utilizou-se uma relação fixa entre o comprimento dos reforços ( $L$ ) e a altura da estrutura ( $H$ ), dada por  $L/H=0,8$ . Foram adotados dez níveis de reforços e, assim, a relação entre o espaçamento vertical dos reforços ( $S_v$ ) e a altura foi definida em  $S_v/H=0,1$ . Os modelos analisados numericamente se diferenciaram quanto à rigidez do reforço e às propriedades da face, aspectos detalhados nos itens 3.3.2 e 3.3.3 deste trabalho.

### 3.3.2 Modelagem e propriedades do solo e do reforço

Nas simulações de ECSR realizadas, os elementos de solo foram modelados no CRISP92-SC com elementos quadriláteros isoparamétricos de oito nós (tipo 4 da Tabela 3.1). Considerou-se dois tipos de solo, um empregado apenas

na região de fundação e o outro nas regiões reforçada e não reforçada. O modelo constitutivo do solo é baseado na formulação hiperbólica de Duncan et al. (1980), implementado no programa CRISP92-SC por Iturri (1996), cujos parâmetros encontram-se na Tabela 3.2. Os parâmetros geotécnicos adotados baseiam-se nos trabalhos de Dantas (2004), Loiola (2001) e Dantas (1998) e representam solos arenosos. O solo de fundação trata-se de uma areia fina a média, medianamente compacta, com pedregulhos, e classifica-se como areia mal graduada a bem graduada (SP-SW).

Tabela 3.2: Parâmetros dos solos adotados nas simulações numéricas

Parâmetro	Região	
	Fundação	Reforçada e não reforçada
$\kappa$	600	480
$n$	0,25	0,50
$K_B$	450	100
$m$	0	0,5
$R_f$	0,7	0,8
$K_{ur}$	900	720
$\emptyset$ (°)	36	35
$\Delta\emptyset$ (°)	1	0
$c$ (kPa)	0	0
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,4	19,6

em que:

$\kappa$ : módulo tangente inicial da curva de tensão x deformação do modelo hiperbólico;

$n$ : módulo expoente da curva de tensão x deformação do modelo hiperbólico;

$K_B, m$ : constantes do módulo volumétrico;

$R_f$ : relação de ruptura;

$K_{ur}$ : constante do módulo de descarregamento e recarregamento;

$\emptyset$ : ângulo de atrito interno efetivo do solo;

$\Delta\emptyset$ : taxa de redução de  $\emptyset$ ;

$c$ : intercepto de coesão do critério de resistência de Mohr-Coulomb;

$\gamma$ : peso específico do solo.

O reforço foi modelado com elementos de barra de deformação linear (tipo 1 da Tabela 3.1), capazes de transmitir esforço axial, com coeficiente de Poisson nulo e rigidez axial variando de acordo com o tipo de reforço. Os tipos de reforço avaliados nos estudos numéricos foram geotêxtil, geogrelha e metálico, cujas propriedades de rigidez estão na Tabela 3.3, em que  $S_i$  é o índice de rigidez relativa solo-reforço,  $E_r$  é o módulo de Young do reforço e  $A_r$  é sua área transversal. A expressão ( $E_r A_r$ ) representa a rigidez à tração do reforço.

Tabela 3.3: Propriedades do reforços

Reforço		$E_r A_r$ (kN/m)
Tipo	$S_i$	
Geotêxtil	0,01	243,18
Geogrelha	0,1	2.431,80
Metálico	1	24.318,00

Para impor a condição de tração nula na extremidade do reforço oposta à face e representar adequadamente a distribuição de tensões ao longo do reforço, foi utilizado um elemento de barra com rigidez muito baixa, bem inferior à do solo,  $S_i=10^{-7}$ , de pequeno comprimento  $L_e= 0,025$  m.

### 3.3.3 Modelagem e propriedades da face

Para a modelagem das faces foram empregados elementos de barra, elementos de viga ou quadriláteros (tipos 1, 8 e 4, respectivamente, da Tabela 3.1). As faces constituem-se de materiais homogêneos e isotrópicos, com comportamento tensão x deformação elástico-linear. Para a representação geométrica de diferentes tipos de face de ECSR, cinco malhas foram adotadas.

Nas Tabelas 3.4, 3.5 e 3.6 são apresentadas as propriedades das faces modeladas com elementos de barra, elementos quadriláteros e elementos de viga, respectivamente, e a designação da classe da estrutura à qual a face pertence.

Tabela 3.4: Propriedades das faces de elementos de barra

Elemento	EA (kN/m)	Si <sub>F</sub>	v	Identificação
Barra	2,1000x10 <sup>1</sup>	0,00099	0,3	B1A
	2,4318x10 <sup>1</sup>	0,001	0	B1B
	2,1000x10 <sup>3</sup>	0,099	0,3	B3
	2,1000x10 <sup>6</sup>	99,0	0,3	B6

em que:

EA: rigidez axial, dada em função do módulo de Young e da área;

Si<sub>F</sub>: índice de rigidez relativa solo-face;

v: coeficiente de Poisson.

Tabela 3.5: Propriedades das faces de elementos quadriláteros

Elemento	t (m)	γ <sub>F</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	v	E (kPa)	G (kPa)	Identificação	
						Sigla	Conceito
Quadrilátero	0,1	11,6	0,3	2,1x10 <sup>4</sup>	8,07x10 <sup>3</sup>	X4	Leve
				2,1x10 <sup>7</sup>	8,07x10 <sup>6</sup>	X7	
		23,2		2,1x10 <sup>4</sup>	8,07x10 <sup>3</sup>	F4	Padrão
				2,1x10 <sup>7</sup>	8,07x10 <sup>6</sup>	F7	
		46,4		2,1x10 <sup>4</sup>	8,07x10 <sup>3</sup>	Y4	Pesada
				2,1x10 <sup>7</sup>	8,07x10 <sup>6</sup>	Y7	
	0,2	23,2		2,1x10 <sup>4</sup>	8,07x10 <sup>3</sup>	M4	Espessa
				2,1x10 <sup>7</sup>	8,07x10 <sup>6</sup>	M7	
	0,4	23,2		2,1x10 <sup>4</sup>	8,07x10 <sup>3</sup>	G4	Muito espessa
				2,1x10 <sup>7</sup>	8,07x10 <sup>6</sup>	G7	

sendo:

t: espessura;

$\gamma_F$ : peso específico;

E: módulo de Young;

G: módulo cisalhante.

Tabela 3.6: Propriedades das faces de elementos de viga

<b>Elemento</b>	<b>A (m<sup>2</sup>/m)</b>	<b>I (m<sup>4</sup>/m)</b>	<b>v</b>	<b>E (kPa)</b>	<b>Identificação</b>
Viga	0,1	8,33x10 <sup>-5</sup>	0,3	2,1x10 <sup>4</sup>	V4
				2,1x10 <sup>7</sup>	V7

sendo:

A: área;

I: momento de inércia.

O índice de rigidez relativa solo-face ( $S_{iF}$ ) trata-se de um parâmetro análogo ao índice de rigidez relativa solo-reforço ( $S_i$ ), dado pela equação (18), porém, o índice solo-face é calculado com o módulo de rigidez axial do elemento que compõe a face (EA).

Observa-se que as siglas apresentadas nas Tabelas 3.4 a 3.6 identificam as classes das ECSR e cada classe é composta de três estruturas, cada qual com um tipo específico de reforço. Portanto, a referência a cada ECSR simulada é feita através da sigla de designação da classe e do valor do índice de rigidez relativa solo-reforço ( $S_i=0,01$  para geotêxtil;  $S_i=0,1$  para geogrelha; e  $S_i=1$  para reforço metálico). Para citação das estruturas com face representada por elementos quadriláteros, a sigla pode ser substituída pelo conceito atribuído à estrutura mais o módulo de elasticidade do material.

A face da estrutura F7, usada como referência das comparações, representa um painel de concreto contínuo, uma vez que ela não apresenta juntas entre as placas (elementos quadriláteros). Já a face da estrutura B1B aproxima-se de uma face autoenvelopada de geotêxtil; contudo, a estrutura B1B não é dotada de reforços

secundários, que geralmente são usados para a ancoragem do geotêxtil da face autoenvelopada dentro do maciço.

### 3.3.4 Modelagem do processo construtivo

Nas análises computacionais das estruturas de solo reforçado foi considerado o processo construtivo incremental. Ele consistiu no simples lançamento dos elementos da região reforçada e daqueles da região não reforçada na malha, em etapas sucessivas até ser atingida a geometria final da estrutura. Cada ciclo da construção foi detalhado como um bloco incremental no programa de elementos finitos CRISP92-SC, englobando a execução de uma camada de solo reforçado e de uma camada de aterro do terrapleno da estrutura na região não reforçada, ambas no mesmo patamar e com espessura igual ao espaçamento vertical entre reforços ( $S_v$ ), e do trecho de face correspondente. Em cada bloco incremental, o programa processou o lançamento simultâneo dos elementos de face, de reforço e de solo das regiões reforçada e não-reforçada, pertencentes ao estrato em questão. Porém, na prática de engenharia, a execução de uma camada reforçada abrange as etapas de:

- Instalação dos elementos de face da camada considerada;
- Lançamento e compactação da camada de aterro até o nível do reforço, com espessura final igual à metade de  $S_v$ ;
- instalação do reforço; e
- lançamento e compactação de mais uma camada de solo, com espessura acabada igual a meio  $S_v$ .

No presente trabalho, a simulação numérica de uma ECSR totalizou dez blocos incrementais, cada qual com 50 incrementos de carga, perfazendo 500 incrementos por análise. A quantidade adotada de incrementos por bloco está em conformidade com os trabalhos de Dantas (2004) e de Loiola (2001) para simulação de ECSR construída sem compactação.

### 3.3.5 Malhas de elementos finitos

A malha de elementos finitos foi discretizada basicamente em elementos de face, elementos de reforço e dois tipos de elementos de solo. Assim como nos trabalhos de Loiola (2001) e Dantas (2004), não foram utilizados elementos de interface na malha. Pois, sob condições de trabalho, admite-se os deslocamentos e o estado de tensões da massa serem compatíveis com a hipótese de aderência perfeita entre os diferentes elementos. Em função de existirem cinco padrões de geometria da face como objetos desta pesquisa, foram empregadas cinco diferentes malhas nos estudos numéricos, ilustradas da Figura 3.2 à Figura 3.5. À exceção do tipo de elemento de representação da face, a malha com face de elementos de viga e aquela com face de elementos de barra são semelhantes e estão retratadas na Figura 3.5. Esta mesma ilustração apresenta em destaque a forma de modelagem da extremidade do reforço oposta à face, mencionada no item 3.3.2 do presente trabalho.

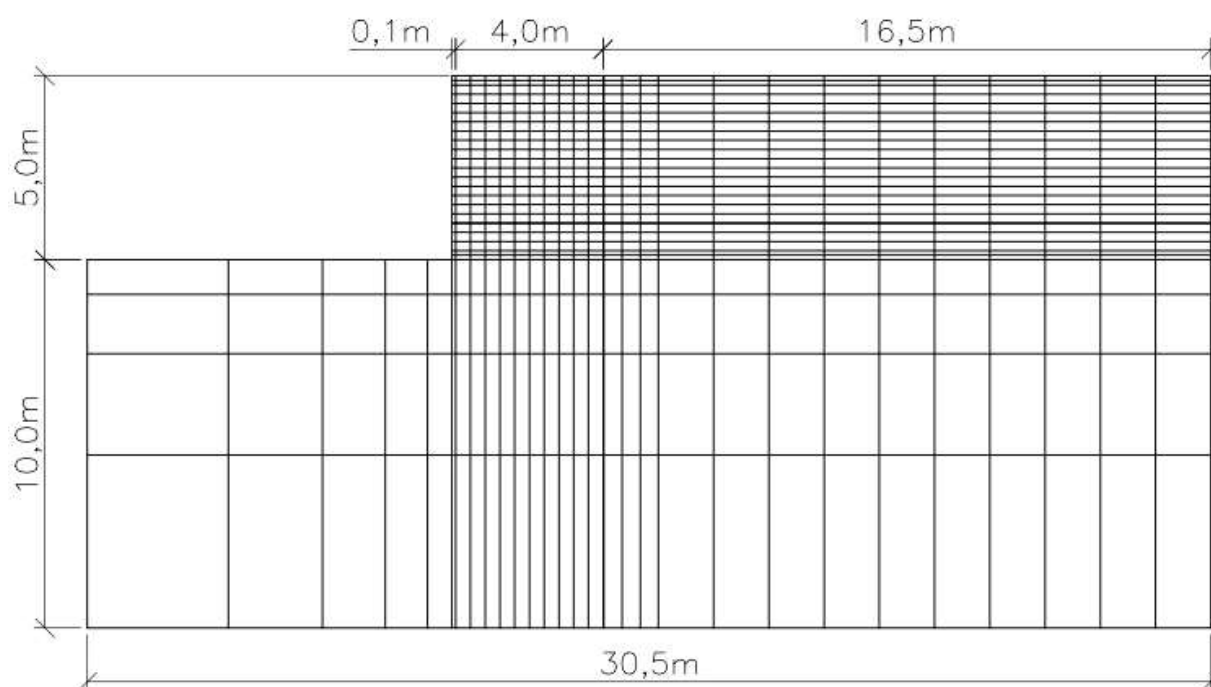


Figura 3.2: Malha de ECSR com face de 10 cm de espessura modelada com elementos quadriláteros



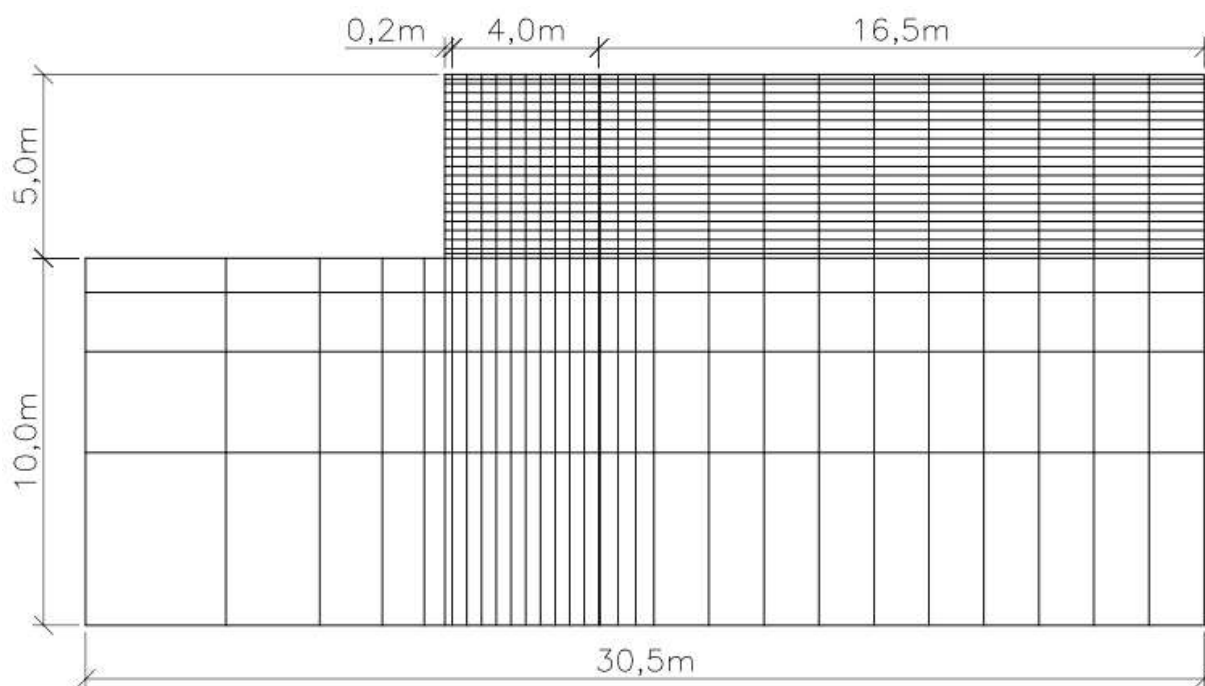


Figura 3.3: Malha de ECSR com face de 20 cm de espessura modelada com elementos quadriláteros

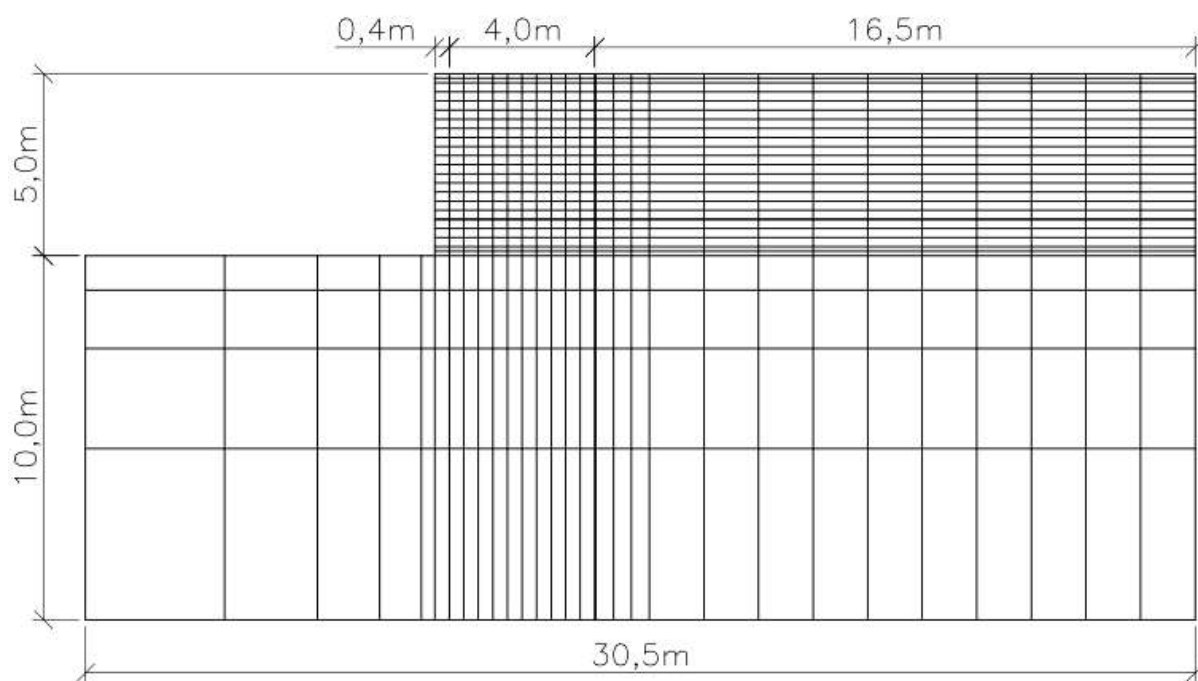


Figura 3.4: Malha de ECSR com face de 40 cm de espessura modelada com elementos quadriláteros

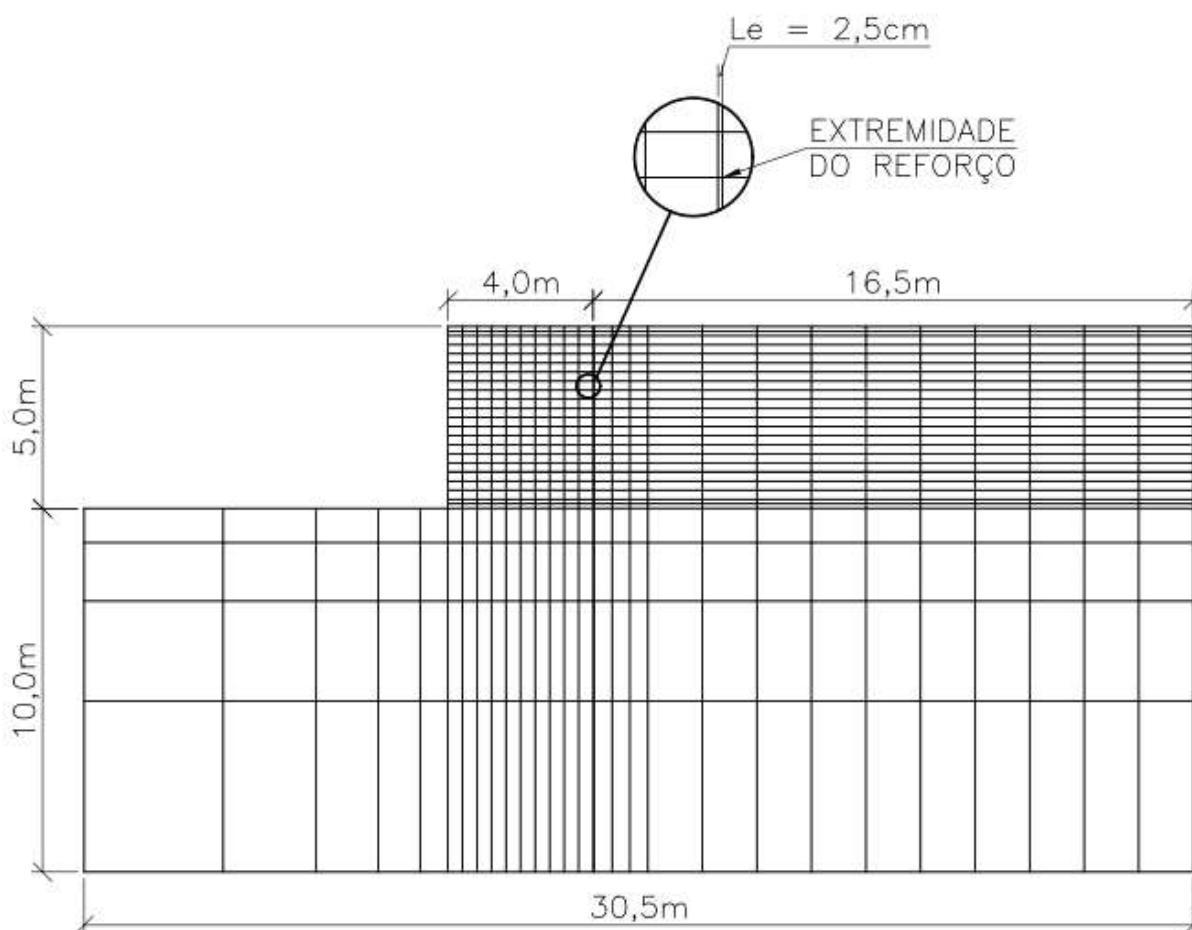


Figura 3.5: Malha de ECSR com faces modeladas com elementos de barra ou de viga, com detalhe do último elemento de reforço

Como condição de contorno das análises numéricas, o limite inferior da malha apresentou impedimento de deslocamento em ambas as direções e as extremidades laterais das malhas apresentaram restrição quanto ao deslocamento horizontal.

Na Tabela 3.7 está o resumo das características principais das malhas de elementos finitos quanto à quantidade de nós e de elementos.

Tabela 3.7: Resumo das características principais das malhas de elementos finitos

Malha	ECSR representada	Nós	Elementos			
			Face		Solo	Reforço
		Qtde.	Tipo	Qtde.	Qtde.	Qtde.
Figura 3.2	F4, F7, X4, X7, Y4, Y7	727	Quadrilátero	22	648	110
Figura 3.3	M4, M7	727	Quadrilátero		648	
Figura 3.4	G4, G7	727	Quadrilátero		648	
Figura 3.5	B1A, B1B, B3, B6	700	Barra		644	
	V4, V7	700	Viga	644		

### 3.3.6 Análises e comparações

As análises comparativas dos esforços internos e dos deslocamentos obtidos nas simulações numéricas de ECSR com diferentes tipos e propriedades de face objetivam:

- evidenciar a influência do peso próprio da face e de suas propriedades relativas à rigidez no comportamento das ECSR sob condições de trabalho;
- avaliar as diferentes formas de modelar numericamente a face de uma ECSR usando o programa CRISP92-SC.

Considerando as classes de estruturas de solo reforçado simuladas e a identificação contida no item 3.3.3 deste trabalho, apresenta-se a seguir como estão estruturadas as análises comparativas dos resultados das simulações de ECSR.

#### 3.3.6.1 ECSR de face rígida x ECSR de face flexível

Este item trata da comparação entre o modelo de estrutura com face de painel contínuo de concreto (F7) e o modelo de estrutura autoenvelopada (B1B). As

faces de concreto e autoenvelopada são os tipos mais tradicionais de face rígida e face flexível, respectivamente, das estruturas de solo reforçado e busca-se observar possíveis diferenças no desempenho dos maciços reforçados dotados destes dois tipos de face.

### 3.3.6.2 Influência do peso específico da face

No contexto deste trabalho, considera-se que as faces das estruturas simuladas X4 e X7 são leves e que as faces de Y4 e Y7 são pesadas. A avaliação da influência do peso específico da face baseia-se na comparação dos resultados das modelagens X4, F4 e Y4 e na comparação de X7, F7 e Y7. As faces dos modelos X4, F4 e Y4 apresentam módulo de Young  $2,1 \times 10^4$  kPa e se diferenciam apenas pelo peso específico. De maneira análoga, os faceamentos das estruturas X7, F7 e Y7 apresentam módulo de Young  $2,1 \times 10^7$  kPa e diferentes densidades.

### 3.3.6.3 Influência da espessura da face

Para evidenciar o efeito da variação da espessura da face, são confrontados os modelos de ECSR que se diferenciam apenas pela espessura da face, seja o faceamento composto de material rígido ou mais flexível. As duas avaliações envolvem as seguintes modelagens:

- F7, M7 e G7, cujas faces apresentam módulo de Young  $2,1 \times 10^7$  kPa e são, portanto, de material pouco deformável;
- F4, M4 e G4, cujas faces apresentam módulo de Young  $2,1 \times 10^4$  kPa, material que pode ser considerado medianamente flexível.

Tomando a face da estrutura F4 como referencial, cuja espessura é de 10 cm, tem-se que a face da estrutura M4 apresenta o dobro da espessura e a face da G4 o quádruplo da espessura, a mesma correspondência pode-se fazer com as estruturas simuladas F7, M7 e G7.

A espessura da face influi na área e no momento de inércia da mesma, e esses parâmetros geométricos estão diretamente relacionados à rigidez da face. O momento de inércia (I) da face é uma função cúbica de sua espessura, conforme expressão a seguir:

$$I = \frac{b \cdot t^3}{12} \quad (23)$$

em que b é o comprimento do elemento de face, medido na direção longitudinal do muro, t é a espessura da face. Numa análise bidimensional, assume-se b=1 m e o momento de inércia da face é obtido por metro de muro.

#### 3.3.6.4 Influência do módulo de Young da face

O módulo de Young da face (E), ou módulo de elasticidade, é a constante de proporcionalidade entre as tensões aplicadas e as deformações do material. Para verificação do comportamento das estruturas de solo reforçado com faces de módulos de elasticidade bem distintos, que variam de mil vezes, realiza-se a comparação das estruturas F7 e F4. Quanto maior este módulo, maior é a tensão necessária para a face atingir a mesma deformação específica e, portanto, mais rígida ela é.

#### 3.3.6.5 Influência da rigidez axial da face

Segundo Tatsuoka (1993), dispõem de rigidez axial as faces de muros de solo reforçado que apresentam capacidade de transmissão de esforços axiais ao longo de sua extensão, o que não acontece em faces segmentais com juntas flexíveis. A rigidez axial é uma das propriedades mais importantes de caracterização de geogrelha e geotêxtil. Ela é expressa por EA, sendo E: módulo de elasticidade, A: seção transversal da face (A=b.t), b: comprimento da face na direção longitudinal do muro, t: espessura da face. Nas análises bidimensionais considera-se b=1 m.

Para análise do papel da rigidez na estabilidade interna da ECSR, são confrontadas B1A, B3 e B6. As faces dessas estruturas foram modeladas com elementos de barra, que só possuem rigidez axial, possibilitando isolar a variável de interesse.

#### 3.3.6.6 Emprego de elemento quadrilátero ou elemento de viga na simulação da face no programa CRISP92-SC

O estudo deste item objetiva avaliar os resultados de modelagens equivalentes da face de estruturas de solo reforçado, uma com elementos quadriláteros e outra com elementos de viga. As faces examinadas apresentam rigidez expressiva. As análises comparativas são: F4 x V4 e F7 x V7.

#### 3.3.6.7 Emprego de elemento quadrilátero ou elemento de barra na simulação da face no programa CRISP92-SC

Nesta parte do trabalho, realiza-se a análise comparativa dos resultados de simulações de estruturas de solo reforçado semelhantes quanto às propriedades do maciço reforçado e à rigidez axial da face, mas que se distinguem quanto ao tipo de elemento (quadrilátero ou de barra) usado na representação da face no CRISP92-SC. Por definição, os elementos de barra são desprovidos de peso e de rigidez à flexão.

As comparações abrangem os seguintes modelos: F4 e B3, cuja rigidez axial é  $EA=2,1 \times 10^3$  kN/m, e F7 e B6, com  $EA=2,1 \times 10^6$  kN/m. Nas simulações F4 e F7 são empregados elementos quadriláteros na face, enquanto que nas simulações B3 e B6 utilizam-se elementos de barra.

## 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

---

Neste capítulo, apresentam-se os resultados das análises paramétricas das estruturas de solo reforçado modeladas com a versão de dupla precisão do programa CRISP92-SC. Os modelos de estruturas de contenção de solo reforçado (ECSR) com face de diferentes características são comparados, visando elucidar os efeitos das seguintes propriedades da face: peso específico, espessura, módulo de elasticidade e rigidez axial, na estabilidade interna da estrutura; e avaliar as diferentes maneiras de modelar numericamente a face de uma ECSR usando o programa CRISP92-SC. Os esforços internos e os deslocamentos obtidos nas simulações numéricas foram manipulados no âmbito da análise dimensional, detalhada por Dantas (2004), e apresentados na forma de parâmetros adimensionais.

Observa-se que as análises numéricas realizadas neste trabalho apresentaram boa convergência, o que ratifica que foram adequados: a técnica de modelagem numérica, o número de incrementos adotado e o emprego da versão de dupla precisão do CRISP92-SC. Os erros de equilíbrio das análises realizadas não ultrapassaram 0,1%, portanto são toleráveis, haja vista que, para Britto e Gunn (1990), o valor limite do erro das simulações feitas no CRISP92 é de 1%.

### 4.1 ESCR DE FACE RÍGIDA x ECSR DE FACE FLEXÍVEL

Na comparação genérica entre estruturas de solo reforçado de face rígida e de face flexível (comparação 1), são utilizadas as modelagens representativas de estruturas com faceamento de painel contínuo de concreto, identificadas no presente trabalho como classe F7, e de estruturas com face de geotêxtil autoenvelopada, identificadas como classe B1B. Tais estruturas se diferenciam pelas suas características de face, cujas informações estão na Tabela 4.1 e na Tabela 4.2, sendo t: espessura, E: módulo de elasticidade, EA: rigidez axial, EI: rigidez à flexão,  $\nu$ : coeficiente de Poisson.

Tabela 4.1: Identificação da face das ECSR das classes F7 e B1B

Identificação	Conceito
F7	Rígida
B1B	Flexível

Tabela 4.2: Resumo das propriedades de face das ECSR das classes F7 e B1B

Identificação	Elemento	t (m)	E (kPa)	EA (kN/m)	EI (kNm <sup>2</sup> /m)	$\nu$	$\gamma_F$ (kN/m <sup>3</sup> )
F7	Quadrilátero	0,1	$2,1 \times 10^7$	$2,1 \times 10^6$	$1,75 \times 10^3$	0,3	23,2
B1B	Barra	-	-	$2,4318 \times 10^1$	-	0	-

Na Figura 4.1 está o esquema das ECSR com os seus eixos coordenados, segundo os quais os resultados estão organizados, sendo H: altura da estrutura, L: largura da estrutura, x: distância horizontal a partir da face interna, y: distância vertical a partir da base.

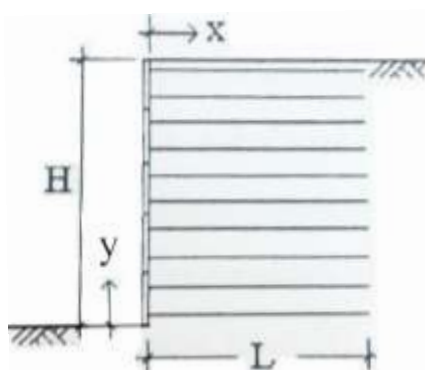


Figura 4.1: Esquema das ECSR

Fonte: Loiola (2001), adaptado

Os gráficos adimensionais de distribuição de tração (T) ao longo dos reforços das ECSR dotadas de face rígida e das estruturas de face flexível estão na Figura 4.2 ( $S_i=0,01$ ) e na Figura 4.3 ( $S_i=1$  e  $S_i=0,1$ ). Nessas figuras,  $S_v$  e  $S_h$  são, respectivamente, o espaçamento vertical e horizontal entre reforços;  $\gamma$  é o peso específico do solo de enchimento.



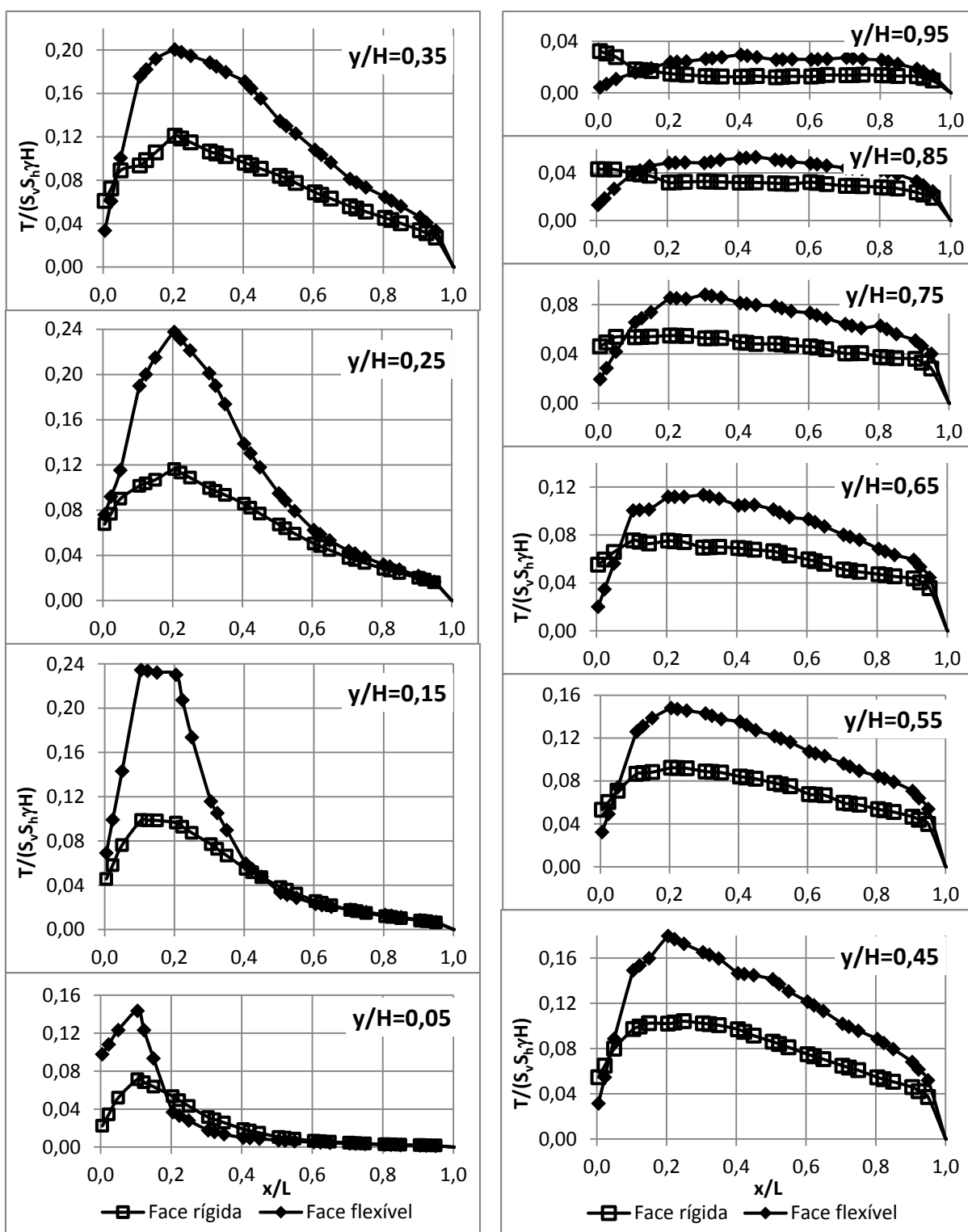


Figura 4.2: Tração atuante nos reforços  $S_i=0,01$  das ECSR com face rígida e com face flexível

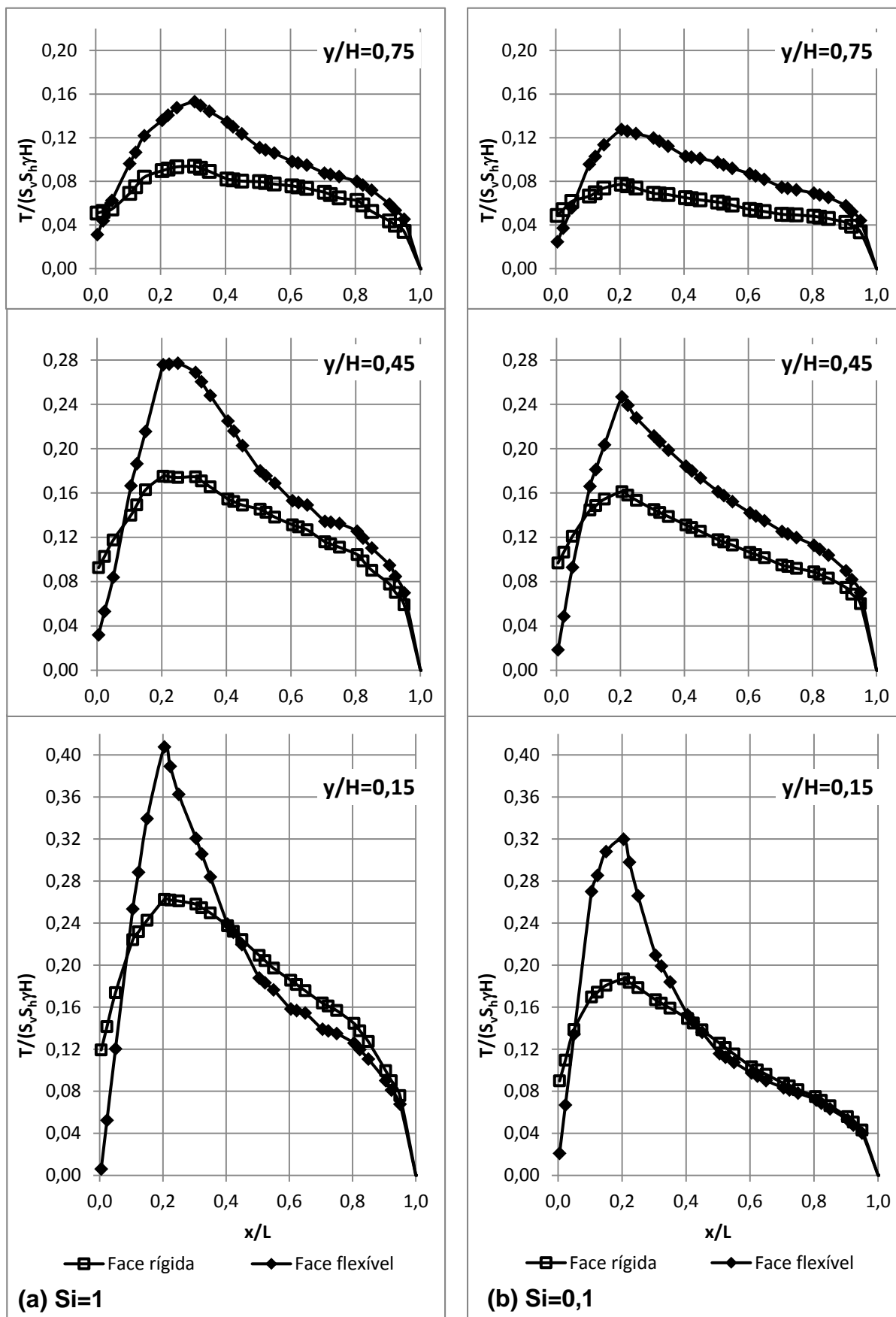


Figura 4.3: Tração atuante nos reforços das ECSR com face rígida e com face flexível: (a)  $S_i=1$ ; (b)  $S_i=0,1$

Observa-se nas Figuras 4.2 e 4.3 que, de forma geral, a presença de face rígida promove a redução das trações máximas nos reforços e eleva a sollicitação na conexão do reforço à face ( $T_c$ ). Verifica-se, ainda, que a tração máxima no reforço ocorre em torno da posição  $x/L=0,2$ , independentemente da altura da camada reforçada ou da rigidez do reforço.

Os resultados da relação entre a força de tração na conexão do reforço à face ( $T_c$ ) e a máxima força de tração no reforço ( $T_{m\acute{a}x}$ ) das ECSR de  $S_i= 1$  e  $S_i= 0,01$  estão na Figura 4.4.

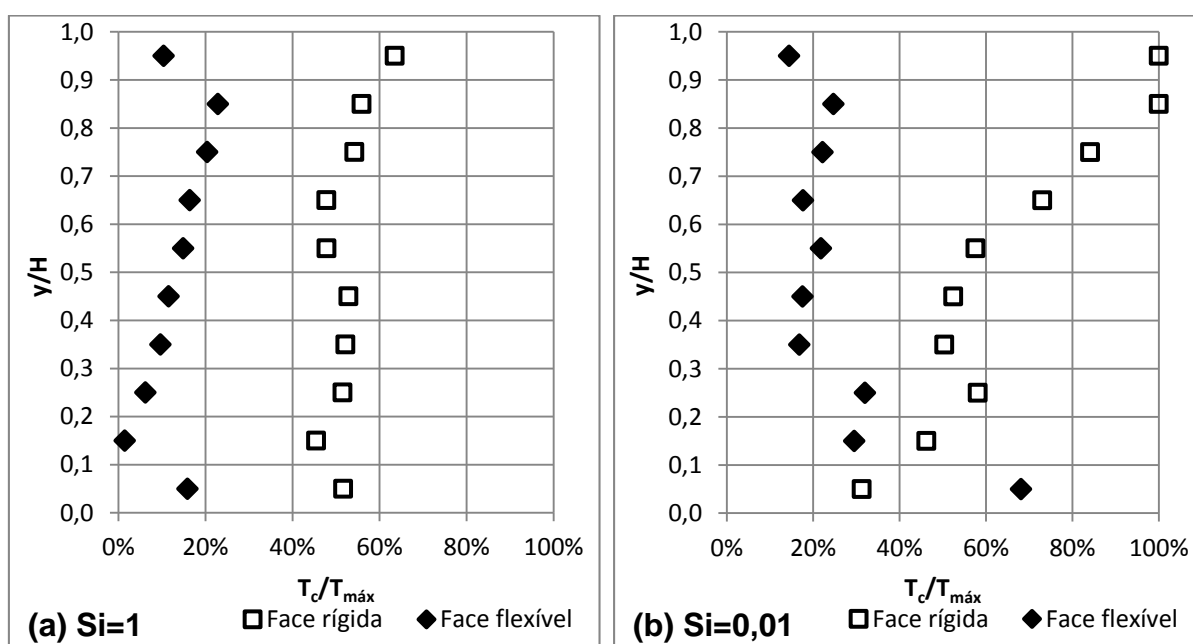


Figura 4.4: Relação entre a força de tração na conexão e a máxima força de tração no reforço das ECSR com face rígida e com face flexível: (a)  $S_i= 1$ ; (b)  $S_i= 0,01$

Analisando a Figura 4.4, constata-se que, nas estruturas de face rígida, a força na conexão aproxima-se mais da máxima sollicitação de sua camada de reforço e apresenta maior magnitude do que a força na conexão de uma estrutura de face flexível. Quanto à influência da rigidez do reforço, quando empregados reforços metálicos e face rígida na ECSR, a força na conexão é aproximadamente 50% da tração máxima; quando utilizados reforços de geotêxtil e face rígida, a relação  $T_c/T_{m\acute{a}x}$  tende a aumentar à medida que o reforço fica mais elevado, variando de 30% a 100%, e a força de ligação dos dois reforços superiores à face são as máximas de suas camadas de reforço. Nas estruturas de solo reforçado de face

flexível, o tipo de reforço pouco influencia na relação da tração na conexão face-reforço com a tração máxima, cujo valor mantém-se entre 5% e 30%.

Na Tabela 4.3 e na Figura 4.5 são apresentados os resultados de tração máxima nos reforços ( $T_{\text{máx}}$ ) em função da distância vertical do reforço em relação à base da estrutura de solo reforçado ( $y$ ).

Tabela 4.3: Comparação dos valores de tração máxima nos reforços das ECSR de face flexível e de face rígida

y/H	Si=1				Si=0,1				Si=0,01			
	T <sub>max</sub>		ΔT <sub>max</sub>	% ΔT <sub>max</sub>	T <sub>max</sub>		ΔT <sub>max</sub>	% ΔT <sub>max</sub>	T <sub>max</sub>		ΔT <sub>max</sub>	% ΔT <sub>max</sub>
	Flexível	Rígida			Flexível	Rígida			Flexível	Rígida		
0,95	3,26	1,84	1,42	44%	2,33	1,25	1,08	46%	1,45	1,59	-0,14	-10%
0,85	5,15	3,17	1,99	39%	4,16	2,44	1,72	41%	2,62	2,11	0,50	19%
0,75	7,50	4,60	2,90	39%	6,25	3,79	2,46	39%	4,32	2,69	1,63	38%
0,65	8,74	6,04	2,70	31%	7,55	5,35	2,20	29%	5,56	3,70	1,86	33%
0,55	11,34	7,39	3,95	35%	10,16	6,62	3,54	35%	7,25	4,52	2,73	38%
0,45	13,58	8,58	5,00	37%	12,09	7,90	4,19	35%	8,80	5,10	3,70	42%
0,35	16,16	10,23	5,93	37%	14,39	8,67	5,72	40%	9,82	5,93	3,90	40%
0,25	18,40	11,36	7,04	38%	15,85	9,32	6,53	41%	11,65	5,70	5,95	51%
0,15	19,97	12,86	7,11	36%	15,67	9,16	6,51	42%	11,49	4,84	6,65	58%
0,05	12,57	14,39	-1,82	-14%	10,07	8,13	1,94	19%	7,03	3,50	3,53	50%
<b>Soma</b>	<b>116,67</b>	<b>80,45</b>	<b>36,22</b>	<b>-</b>	<b>98,51</b>	<b>62,63</b>	<b>35,89</b>	<b>-</b>	<b>69,98</b>	<b>39,67</b>	<b>30,31</b>	<b>-</b>
<b>Máximo</b>	T <sub>SUP</sub>		<b>5,58</b>	<b>28%</b>	T <sub>SUP</sub>		<b>6,53</b>	<b>41%</b>	T <sub>SUP</sub>		<b>5,72</b>	<b>49%</b>
	<b>19,97</b>	<b>14,39</b>			<b>15,85</b>	<b>9,32</b>			<b>11,65</b>	<b>5,93</b>		

ΔT<sub>max</sub>: redução da tração máxima no reforço em decorrência do enrijecimento da face.

% ΔT<sub>max</sub>: percentual de redução da tração máxima no reforço.

T<sub>SUP</sub>: tração máxima dentre todos os reforços.

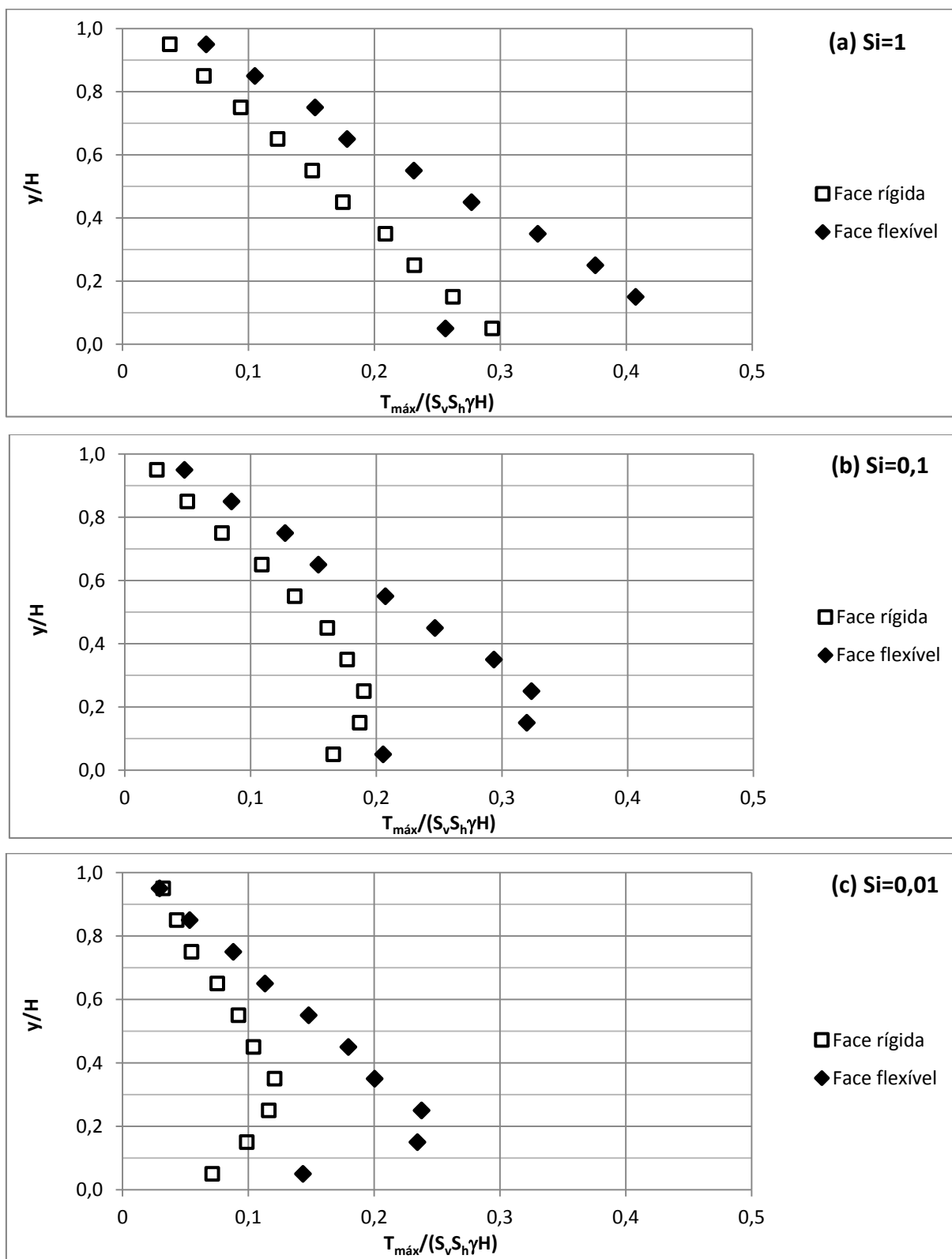


Figura 4.5: Resultados de tração máxima nos reforços das ECSR com face rígida e com face flexível: (a)  $S_i=1$ ; (b)  $S_i=0,1$ ; (c)  $S_i=0,01$

A partir da análise da Tabela 4.3 e da Figura 4.5, observa-se que a presença de face rígida promove a redução das trações máximas em praticamente todos os

níveis de reforço, exceções ocorreram no reforço superior da ECSR de  $S_i=0,01$  e no reforço inferior da ECSR de  $S_i=1$ . Observa-se boa concordância com os resultados obtidos por Loiola (2001), que, ao comparar estruturas semelhantes às estudadas no presente trabalho, observou diminuição da força máxima de tração em todas as camadas de reforço.

Em decorrência do emprego de face rígida nas ECSR, verifica-se redução média de 35% da tração máxima ( $T_{m\acute{a}x}$ ) e diminuição variável de 28% ( $S_i=1$ ) a 49% ( $S_i=0,01$ ) da máxima força dentre todos os reforços da estrutura ( $T_{SUP}$ ). É corrente a utilização de um único tipo de reforço, um material padrão, na estrutura de solo reforçado, especialmente no caso de pequena altura de contenção, e neste caso o dimensionamento estrutural do reforço considera a maior solicitação estimada considerando todos os reforços da estrutura. Por isso, o parâmetro tração máxima dentre todos os reforços da estrutura ( $T_{SUP}$ ) é utilizado para avaliação das estruturas no presente trabalho.

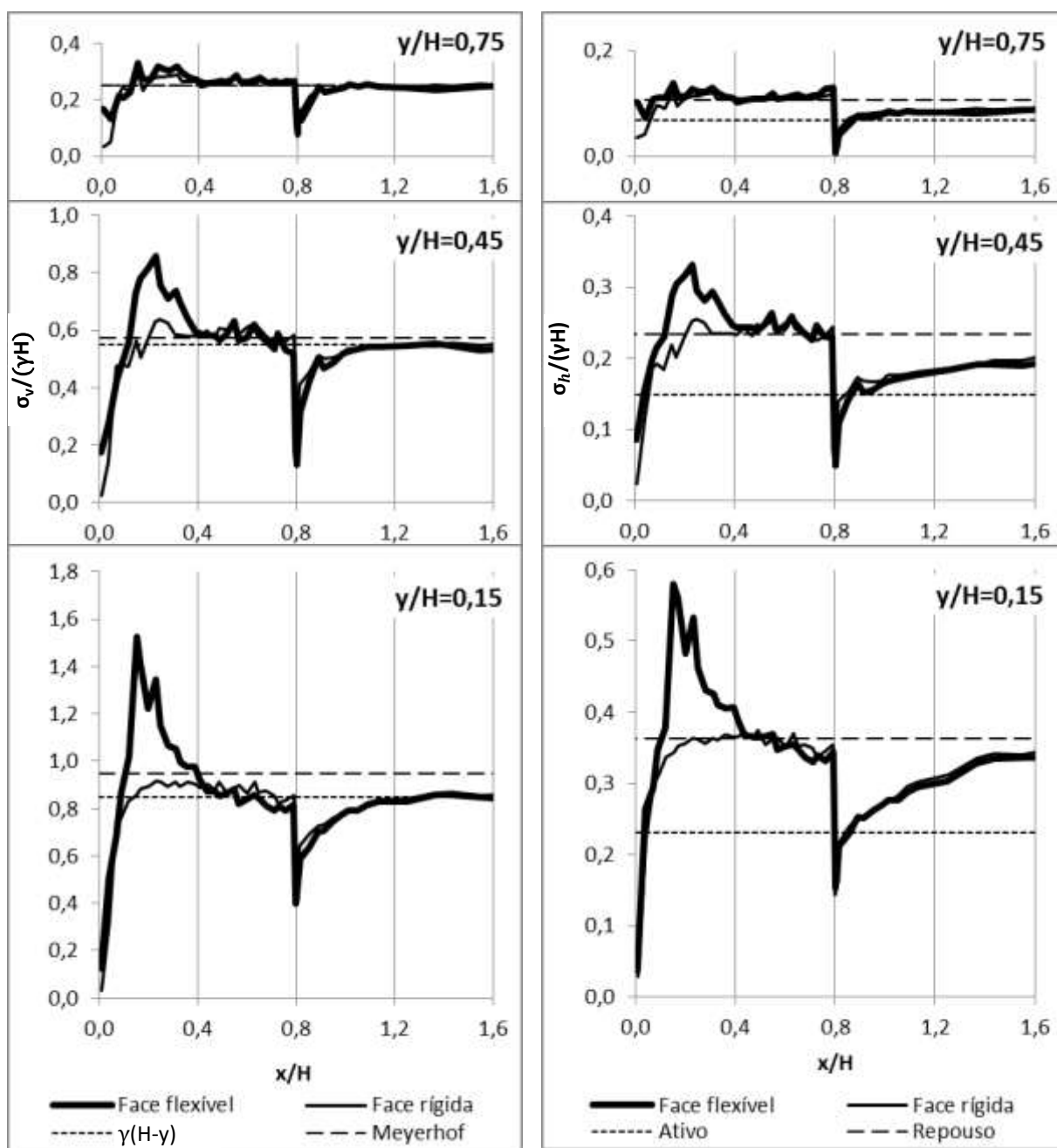
Nas estruturas de face flexível, a máxima força de tração observada dentre todos os reforços do maciço ocorre entre as alturas normalizadas  $y/H=0,15$  e  $y/H=0,25$  e, nas estruturas de face rígida, a ordenada deste ponto decresce com o aumento da rigidez relativa solo-reforço, variando de  $y/H=0,35$  para  $S_i=0,01$  a  $y/H=0,05$  para  $S_i=1$ .

As maiores reduções, em valores absolutos, da solicitação máxima no reforço ocorrem nas camadas aos níveis  $y/H=0,15$  e  $y/H=0,25$ . Há maior mobilização de carga nos reforços de uma ECSR quanto mais rígidos eles forem, o que é consistente com os resultados obtidos. Contudo, pode-se notar na Tabela 4.3 que a variação do somatório das trações máximas nos reforços, acarretada pelo enrijecimento da face, não foi muito influenciada pelo índice de rigidez relativa solo-reforço ( $S_i$ ).

Apresentam-se, a seguir, os gráficos das tensões verticais e horizontais na interface solo-reforço e no solo da região não reforçada das ECSR de face rígida e face flexível, com reforço  $S_i=1$  (Figura 4.6) e  $S_i=0,1$  (Figura 4.7). Neles são

retratados os resultados obtidos em três níveis de reforço: um próximo ao topo ( $y/H=0,75$ ), um intermediário ( $y/H=0,45$ ) e outro próximo à base ( $y/H=0,15$ ). Como o CRISP92-SC não fornece diretamente as tensões vertical e horizontal em nós de elementos de barra, os resultados apresentados nas referidas figuras são valores médios, tomados nos nós de elementos de solo imediatamente acima e abaixo dos reforços. Junto com os resultados de tensão vertical, foram plotadas retas representando a tensão vertical dada pela expressão de Meyerhof (1955), equação (1), e a tensão  $[\gamma(H-y)]$ , em que  $\gamma$  é o peso específico do solo,  $H$  é a altura do muro,  $y$  é a altura do reforço em relação à base da estrutura. Junto de cada gráfico de tensão horizontal, estão as retas que representam o empuxo ativo e o empuxo no repouso, calculadas com o coeficiente de empuxo ativo de Rankine ( $K_a$ ) ou o coeficiente de empuxo no repouso segundo Jaky ( $K_0$ ), conforme o caso, e a pressão vertical devido ao peso próprio dos solos subjacentes.





(a) Vertical

(b) Horizontal

Figura 4.6: Tensões na interface solo-reforço das ECSR com  $S_i=1$  de face rígida e de face flexível: (a) Vertical; (b) Horizontal

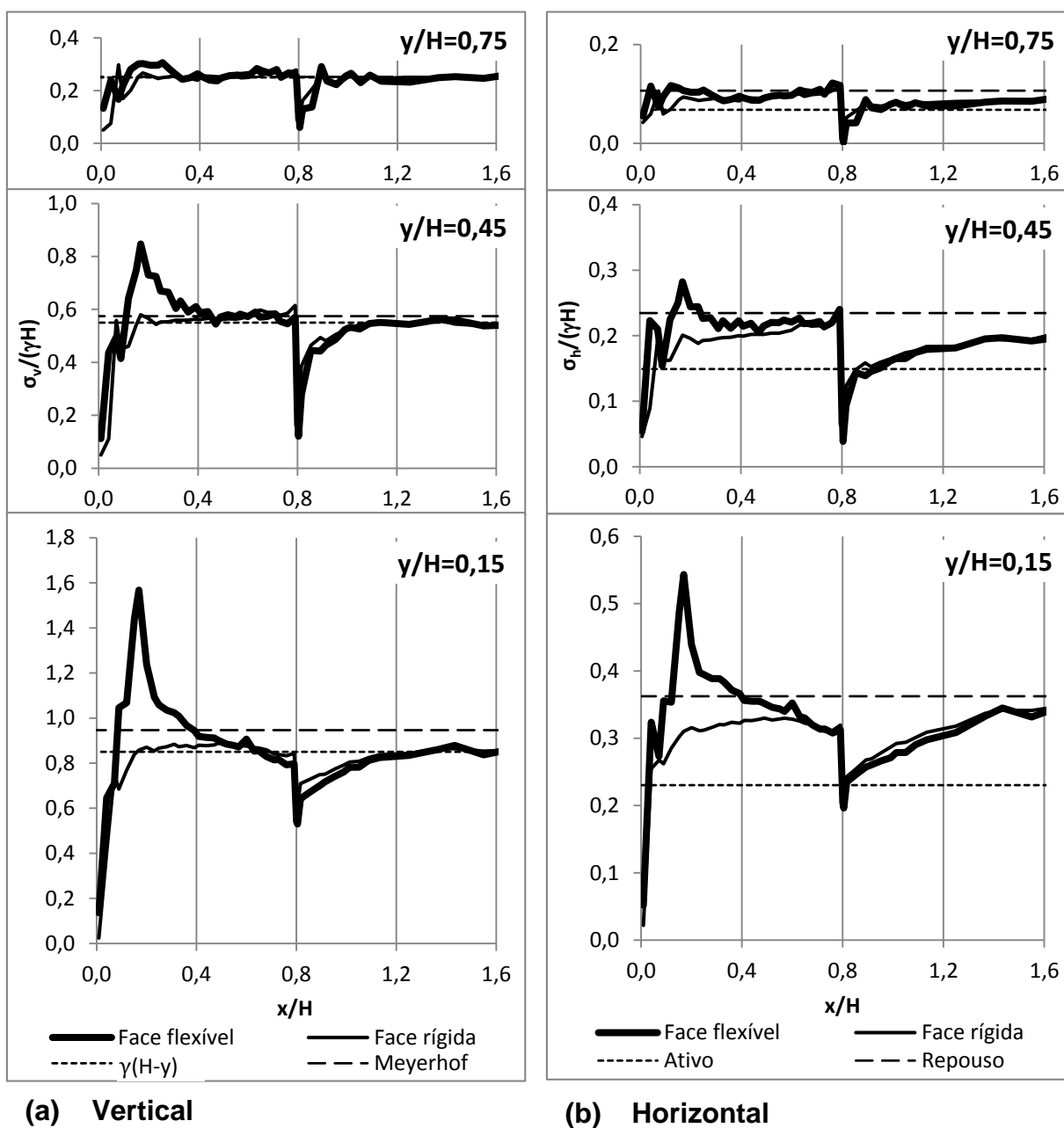


Figura 4.7: Tensões na interface solo-reforço das ECSR com  $S_i=0,1$  de face rígida e de face flexível: (a) Vertical; (b) Horizontal

Na Figura 4.6 e na Figura 4.7, nota-se:

- Próximo da face da ECSR ocorre redução das tensões no solo. A pressão vertical cai subitamente a um valor inferior a  $[\gamma(H-y)]$ , apresentando maior magnitude na ECSR de face flexível do que naquela de face rígida. De maneira análoga, a pressão horizontal junto à face da estrutura é inferior ao empuxo ativo.

- Na região reforçada há um predomínio de tensão vertical superior a  $[\gamma(H-y)]$ . Como o maciço reforçado comporta-se similarmente a uma estrutura de gravidade, o empuxo de terra impõe uma carga momento fletor no solo de enchimento, elevando sua tensão vertical.
- No limite entre a região reforçada e a não reforçada nota-se descontinuidade nos valores das tensões, sendo muito menor a tensão no solo não reforçado. Essa variação da tensão vertical deve estar associada à transferência de tensões por atrito na fronteira entre as regiões reforçada e não reforçada. À medida que se distanciam da ECSR, as tensões vertical e horizontal no solo não reforçado tendem, respectivamente, a  $[\gamma(H-y)]$  e ao empuxo no caso em repouso.
- Na estrutura de face flexível, existe um pico de pressão na interface solo-reforço em torno da posição  $x/H=0,16$ .

No presente trabalho, foi observada a redução da tensão vertical no solo ao aproximar-se da face, independentemente da rigidez da face. No entanto, Loiola (2001) só observou diminuição da tensão vertical junto à face rígida. Também foi verificado neste trabalho que, na interface solo-face, a tensão vertical é menor na estrutura de face rígida. Dantas (2004) obteve resultado adverso, ele analisou ECSR com face flexível, porém dotada de reforços secundários, e relatou que a tensão vertical é crescente para fora do talude em maciços verticais. Dantas (2004) constatou, ainda, aumento da tensão, em relação àquela gerada pelo peso próprio dos solos sobrejacentes, no fim do reforço, junto ao reaterro, enquanto que nesta pesquisa é notada tendência de redução da mesma.

Na Figura 4.8 são exibidas as configurações deformadas das malhas das estruturas de face rígida e de face flexível com  $S_i=0,1$ , nela a geometria teórica das estruturas é apresentada em linhas intermitentes. Na Figura 4.9, apresentam-se as feições externas dos maciços de solo reforçado, para tanto os deslocamentos verticais e horizontais foram escalados por fator dez.

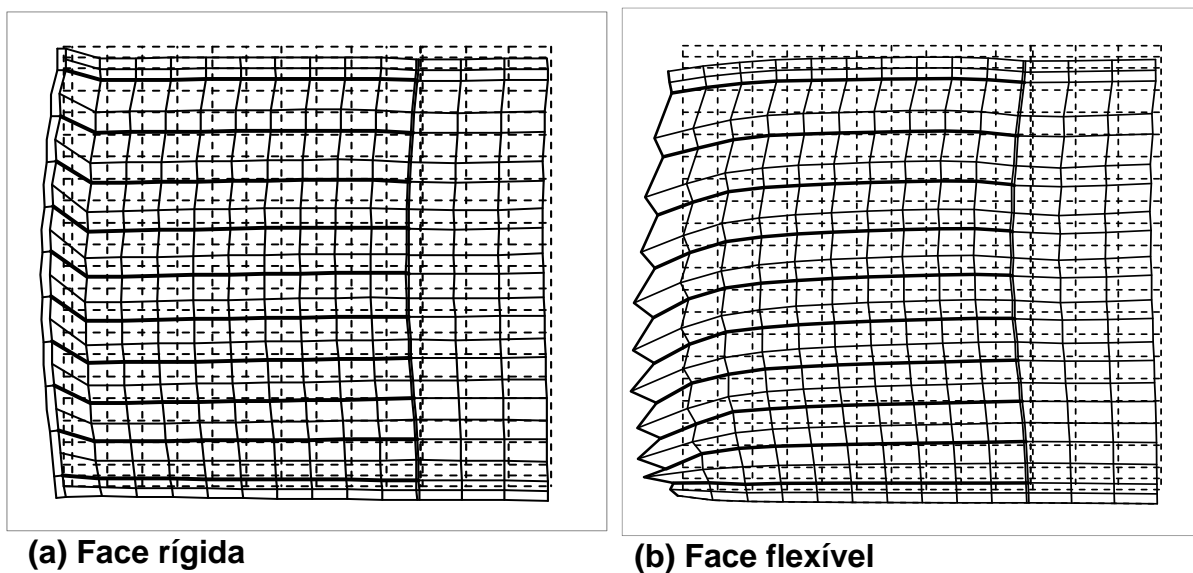


Figura 4.8: Configuração deformada das ECSR de  $S_i=0,1$ : (a) Face rígida; (b) Face flexível

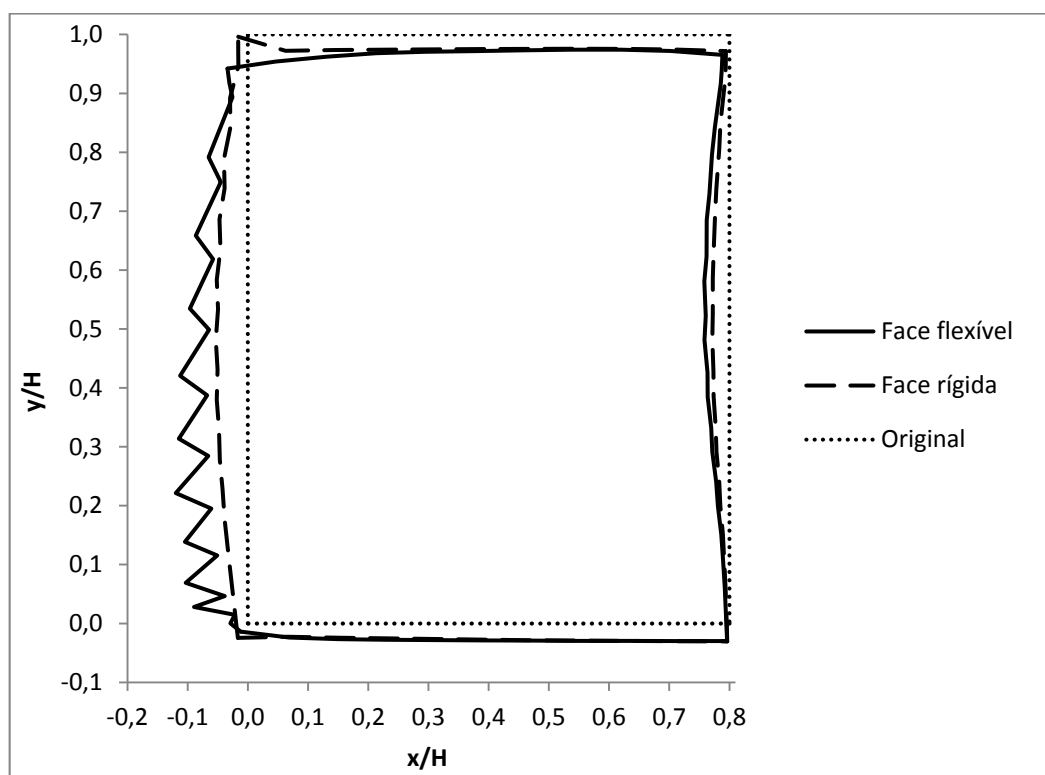


Figura 4.9: Deslocamentos das ECSR com  $S_i=0,1$  de face rígida e de face flexível

Apresenta-se na Tabela 4.4 a magnitude do deslocamento horizontal máximo da face ( $\delta_{x,máx}$ ) das ECSR em análise.

Tabela 4.4: Deslocamento horizontal máximo nas ECSR de face rígida e face flexível

Si	$\delta_{x,máx}$ (cm)	
	Rígida	Flexível
1	1,5	4,1
0,1	2,7	6,0
0,01	8,8	15,7

Verifica-se que a face rígida impõe redução significativa dos deslocamentos das estruturas de solo reforçado. Avaliando a configuração deformada da malha que simula a ECSR de face flexível do tipo autoenvelopada (Figura 4.8), observa-se que os deslocamentos horizontal e vertical do topo de maciço aumentam em direção à face. Já na estrutura de face rígida, nota-se deslocamento horizontal dos elementos da face formando uma pequena protuberância à meia altura da estrutura e constata-se que o recalque na superfície do solo reforçado ocorre de maneira uniforme, à exceção do entorno da face, onde há tendência de o solo “pendurar-se” nela. Tal tendência justifica a redução da tensão vertical no solo adjacente à face, retratada nas Figuras 4.6 e 4.7. Em relação à posição dos reforços, verifica-se que os reforços, especialmente os superiores, tendem a ser arrastados pela massa de solo em recalque e sofrer alongamento próximo da face, explicando a maior força de tração na conexão do reforço à face rígida, em relação àquela verificada na estrutura de face flexível.

Na Tabela 4.4 verifica-se que o deslocamento horizontal máximo da face flexível pode atingir 15,7 cm e o da face rígida 8,8 cm; o emprego de face de painel contínuo de concreto impõe 63%, 55% e 44% de redução do deslocamento horizontal máximo nas estruturas cujos reforços apresentam  $S_i=1$ ,  $S_i=0,1$  e  $S_i=0,01$ , respectivamente. Portanto, essa redução percentual do deslocamento é mais notável quanto mais rígidos forem os reforços.

## 4.2 INFLUÊNCIA DO PESO ESPECÍFICO DA FACE

A análise da influência do peso específica face baseia-se em duas comparações: das modelagens X4, F4 e Y4 e das modelagens X7, F7 e Y7. Na

Tabela 4.5 são descritas as propriedades da face das ECSR em análise, em que  $\gamma_f$  é o peso específico da face,  $E$  é o módulo de elasticidade,  $\nu$  é o coeficiente de Poisson,  $t$  é a espessura.

Tabela 4.5: Resumo das propriedades de face das ECSR consideradas na avaliação da influência do peso específico

<b>Comparação</b>	<b>Identificação</b>	<b>Conceito</b>	<b><math>\gamma_f</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>E (kPa)</b>	<b><math>\nu</math></b>	<b>t (m)</b>
2	X4	Leve	11,6	2,1x10 <sup>4</sup>	0,3	0,1
	F4	Padrão	23,2			
	Y4	Pesada	46,4			
3	X7	Leve	11,6	2,1x10 <sup>7</sup>	0,3	0,1
	F7	Padrão	23,2			
	Y7	Pesada	46,4			

Visando realizar as comparações entre estruturas de solo reforçado de faces de diferentes densidades e mesmo módulo de Young, são apresentados alguns resultados das estruturas simuladas com índice de rigidez relativa solo-reforço médio,  $S_i=0,1$ . São eles: distribuição de tração ao longo dos reforços (Figura 4.10) e os deslocamentos dos maciços reforçados (Figura 4.11), sendo que os valores de deslocamento foram multiplicados por dez.

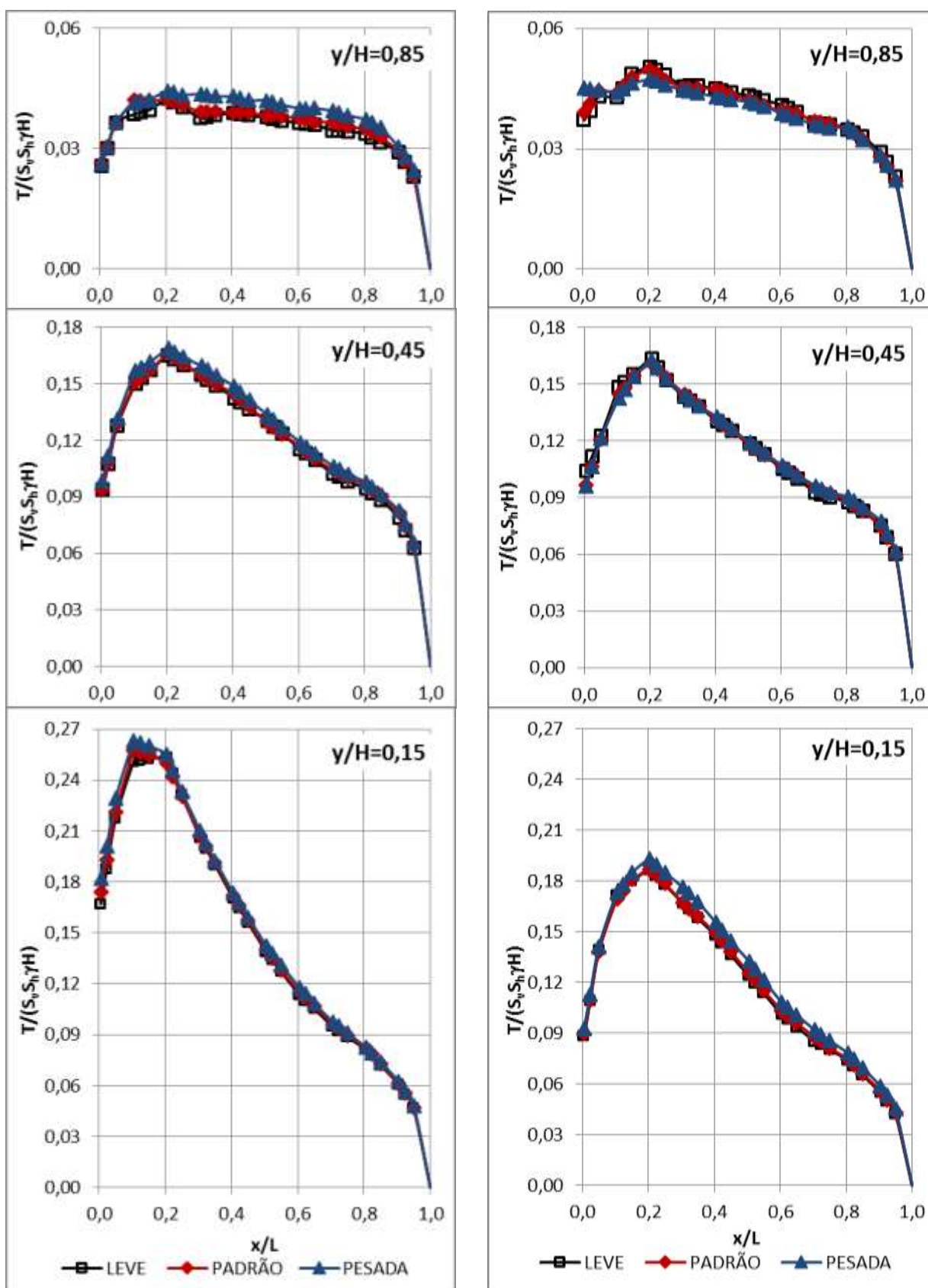


Figura 4.10: Tração atuante nos reforços das ECSR com faces de diferentes densidades e mesmo módulo de Young: (a)  $E = 2,1 \times 10^4$  kPa; (b)  $E = 2,1 \times 10^7$  kPa

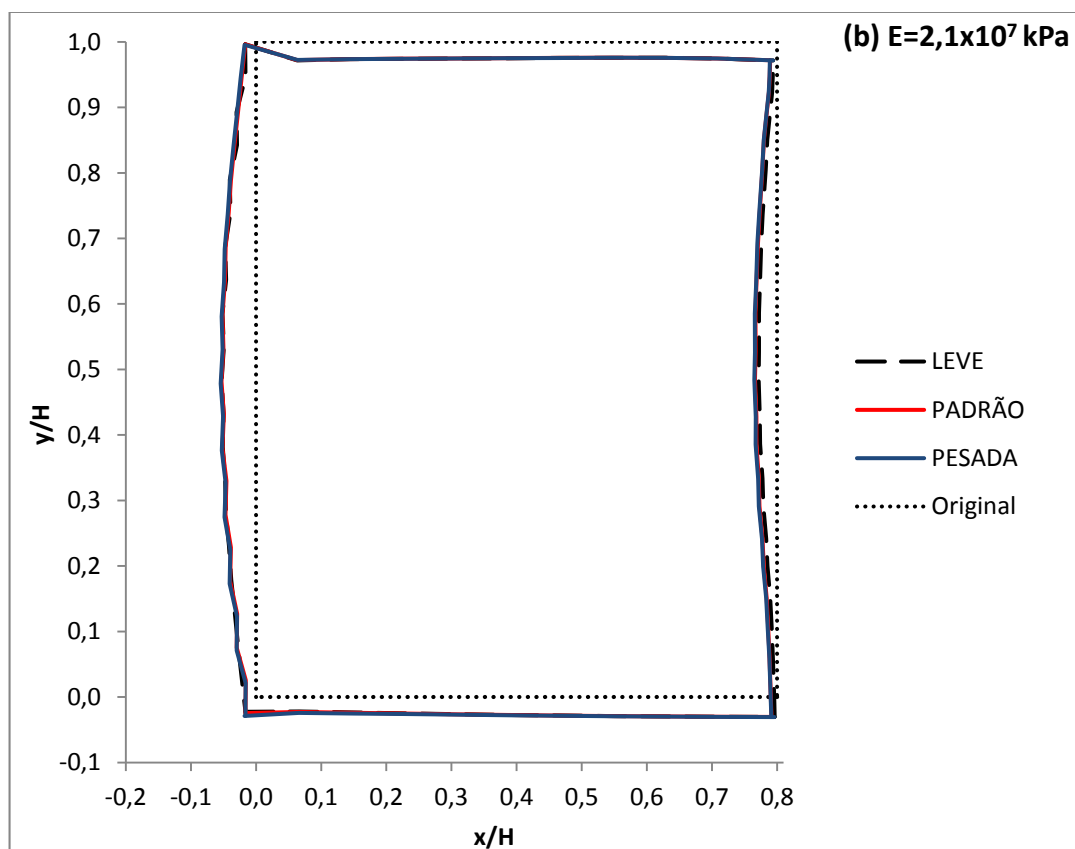
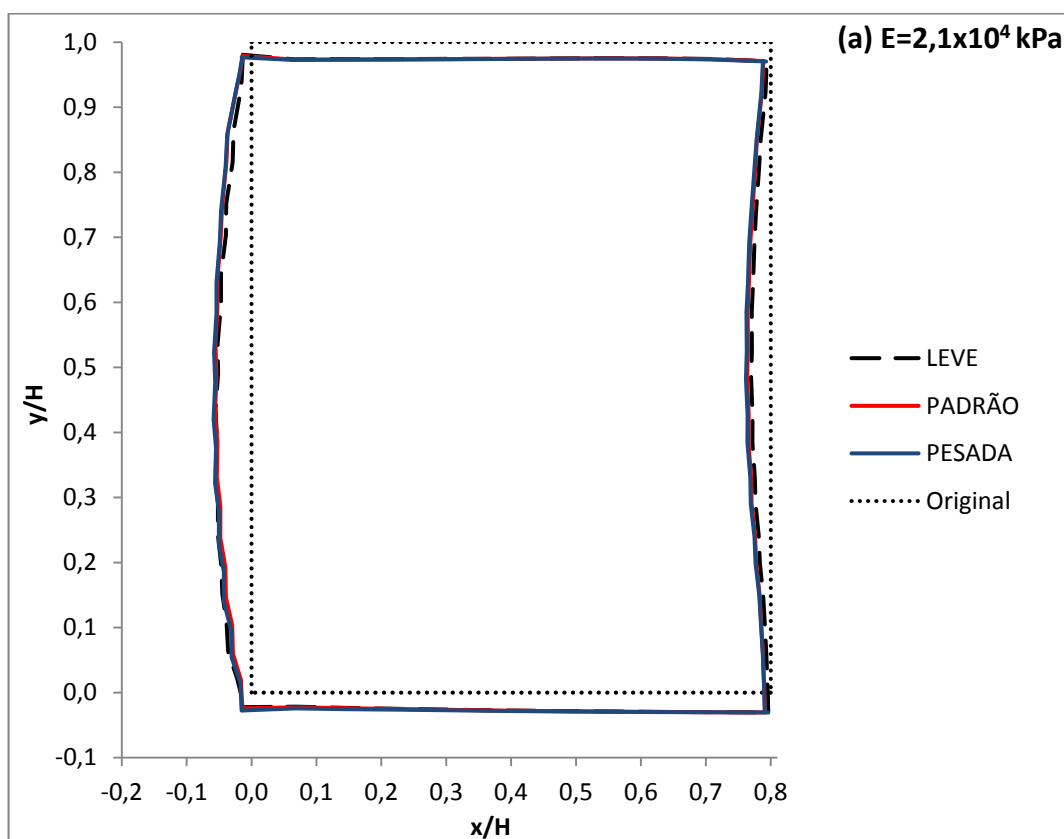


Figura 4.11: Deslocamentos das ECSR com faces de diferentes densidades e mesmo módulo de Young: (a)  $E=2,1 \times 10^4$  kPa; (b)  $E=2,1 \times 10^7$  kPa



Verifica-se nas Figuras 4.10 e 4.11 que os resultados das modelagens de ECSR com face de diferentes pesos específicos e mesmo módulo de elasticidade são muito parecidos. De acordo com as simulações computacionais feitas com o programa CRISP92-SC, o equilíbrio interno e a deformabilidade das estruturas de solo reforçado não são significativamente influenciados pelo peso específico da face.

### 4.3 INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DA FACE

As propriedades que distinguem as faces das estruturas em estudo são apresentadas na Tabela 4.6, sendo  $t$ : espessura,  $E$ : módulo de elasticidade,  $EA$ : rigidez axial e  $EI$ : rigidez à flexão. Ambas as faces apresentam peso específico igual a  $23,2 \text{ tf/m}^3$  e coeficiente de Poisson igual a  $0,3$ .

Tabela 4.6: Resumo das propriedades de face das ECSR consideradas na avaliação da influência da espessura

Comparação	Identificação	Conceito	$t$ (m)	$E$ (kPa)	$EA$ (kN/m)	$EI$ (kNm <sup>2</sup> /m)
4	F4	Padrão	0,1	$2,1 \times 10^4$	$2,1 \times 10^3$	1,75
	M4	Espessa	0,2		$4,2 \times 10^3$	$1,40 \times 10^1$
	G4	Muito espessa	0,4		$8,4 \times 10^3$	$1,12 \times 10^2$
5	F7	Padrão	0,1	$2,1 \times 10^7$	$2,1 \times 10^6$	$1,75 \times 10^3$
	M7	Espessa	0,2		$4,2 \times 10^6$	$1,40 \times 10^4$
	G7	Muito espessa	0,4		$8,4 \times 10^6$	$1,12 \times 10^5$

Os resultados de tração no reforço obtidos para as estruturas de solo reforçado F4, M4 e G4 encontram-se na Figura 4.12 e 4.13, nas quais são apresentadas, respectivamente, a força de tração ( $T$ ) ao longo da extensão dos reforços e a tração máxima ( $T_{\text{máx}}$ ) em função da altura do reforço ( $y$ ). Nas referidas figuras,  $S_v$  e  $S_h$  são, respetivamente, os espaçamentos vertical e horizontal entre reforços,  $\gamma$  é o peso específico do solo,  $H$  é a altura da estrutura,  $x$  é a distância horizontal a partir do lado interno da face e  $L$  é o comprimento do reforço.

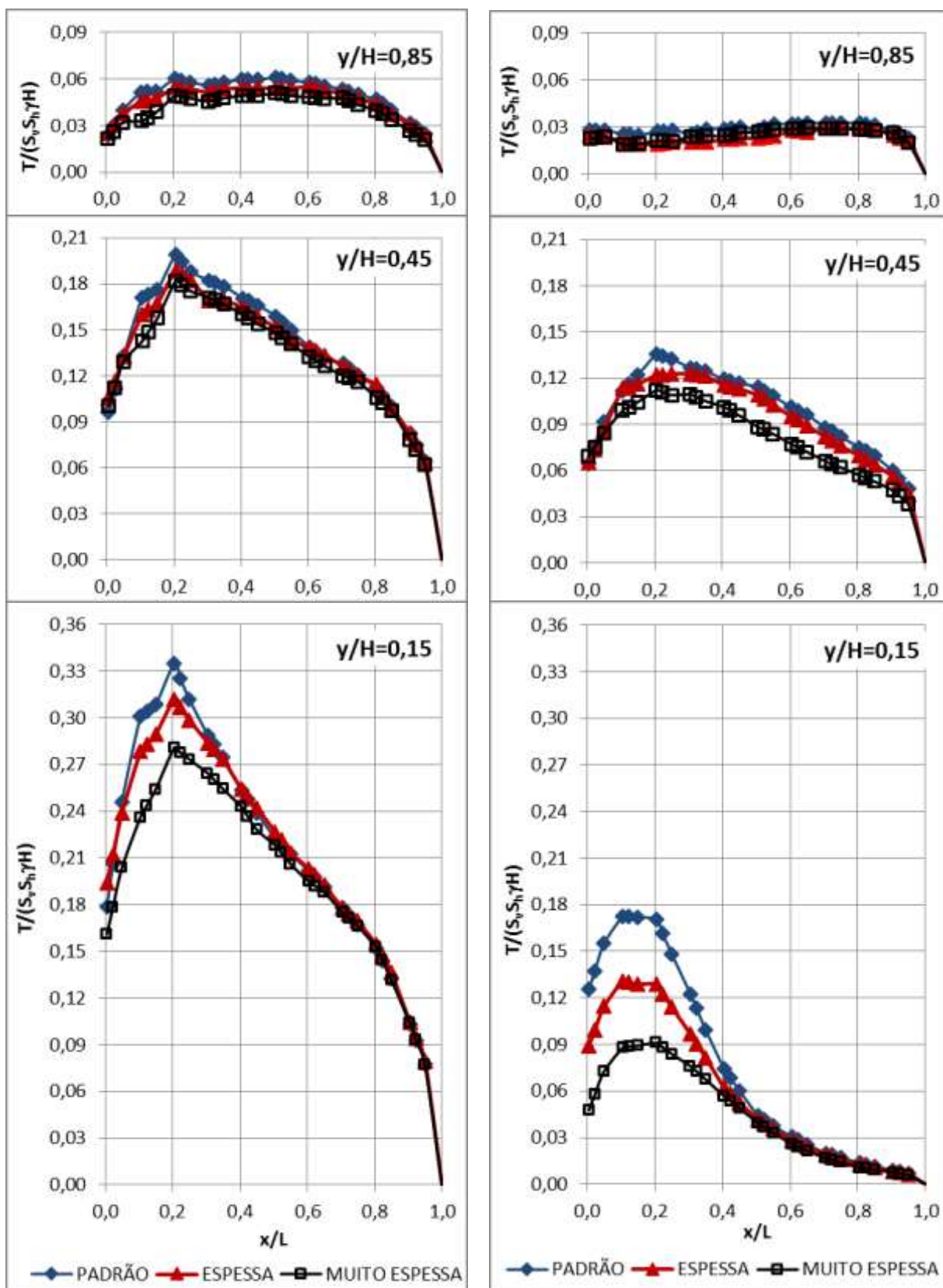
(a)  $S_i = 1$ (b)  $S_i = 0,01$ 

Figura 4.12: Tração atuante nos reforços das ECSR com faces de diferentes espessuras e  $E = 2,1 \times 10^4$  kPa: (a)  $S_i = 1$ ; (b)  $S_i = 0,01$

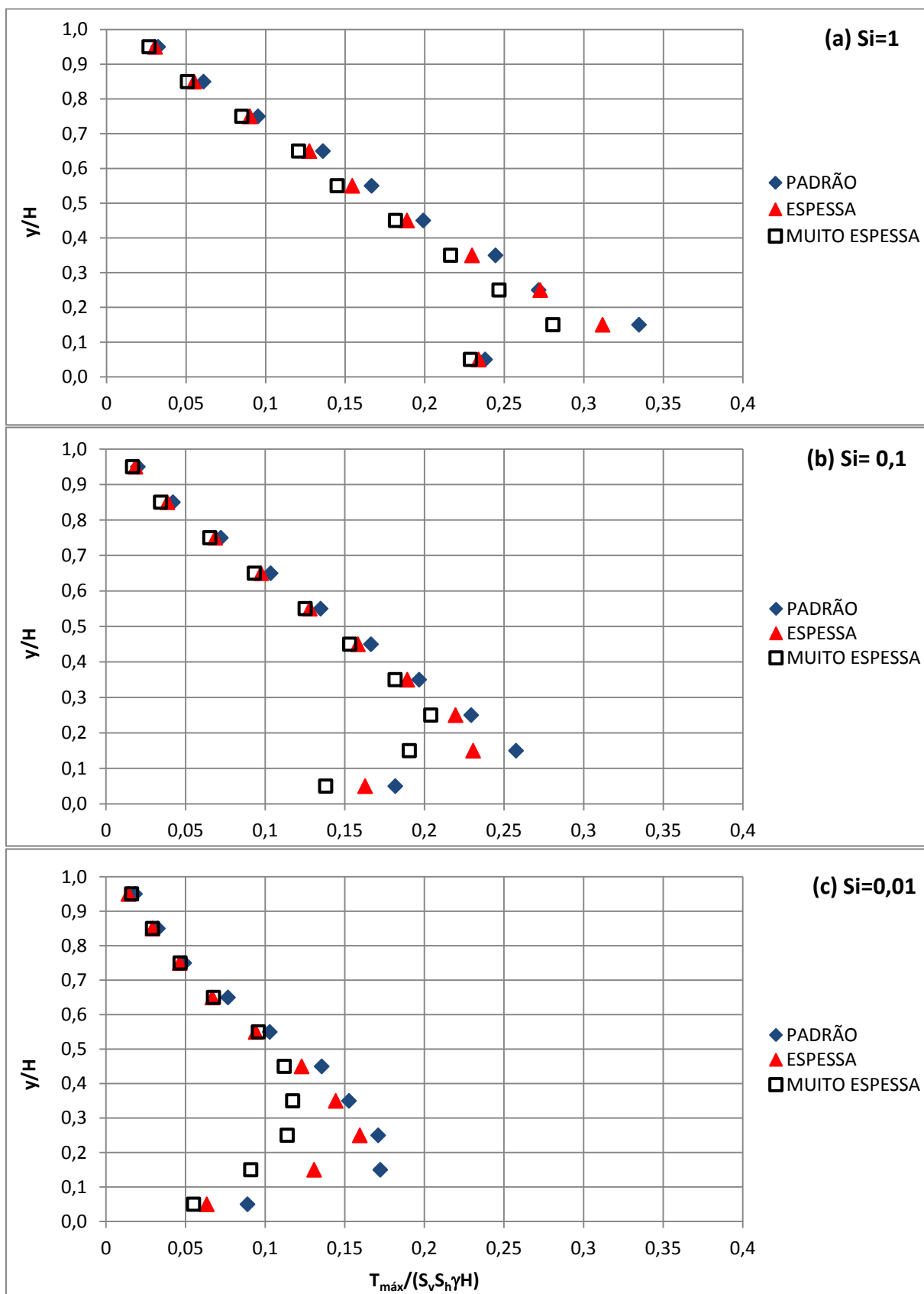


Figura 4.13: Resultados de tração máxima nos reforços das ECSR com faces de diferentes espessuras e  $E=2,1 \times 10^4$  kPa: (a)  $S_i=1$ ; (b)  $S_i=0,1$ ; (c)  $S_i=0,01$

Avaliando as Figuras 4.12 e 4.13, constata-se que a espessura da face influi na estabilidade interna do maciço reforçado. Em decorrência do aumento da espessura da face cujo módulo de elasticidade é  $2,1 \times 10^4$  kPa, variando a rigidez axial da face de 2.100 kN/m para 8.400 kN/m e a rigidez à flexão de 1,75 kNm<sup>2</sup>/m para 112 kNm<sup>2</sup>/m, ocorre redução da tração máxima em todos os níveis de reforço.

Na Figura 4.14 são apresentados os resultados da quinta análise, sendo o índice de rigidez relativa solo-reforço 0,1 e 0,01.

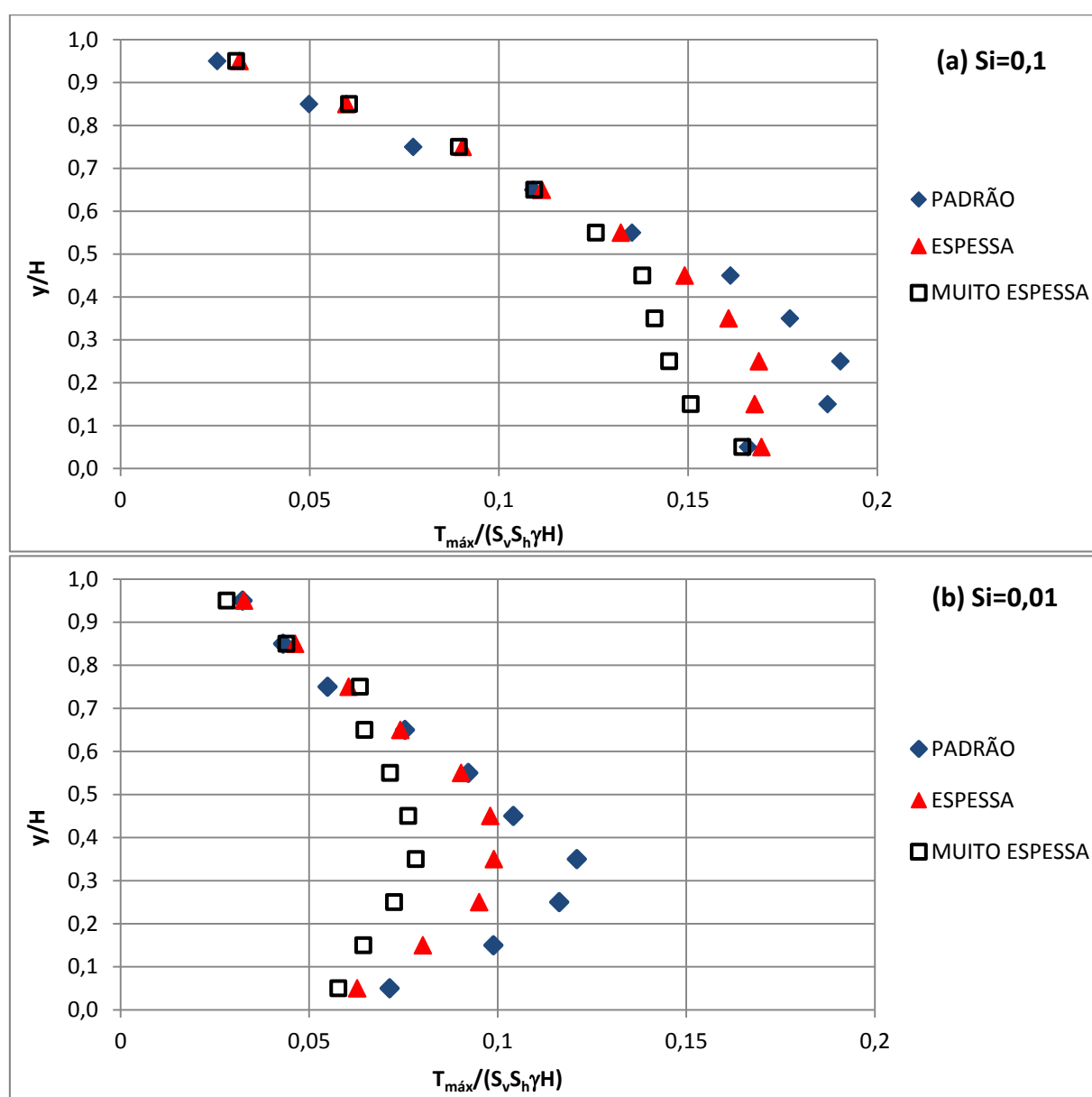


Figura 4.14: Resultados de tração máxima nos reforços das ECSR com faces de diferentes espessuras e  $E=2,1 \times 10^7$  kPa: (a)  $S_i=0,1$ ; (b)  $S_i=0,01$

Conforme ilustra a Figura 4.14, nas estruturas de solo reforçado com face de módulo de elasticidade igual a  $2,1 \times 10^7$  kPa, o aumento da espessura da face, variando a rigidez axial da face de  $2,1 \times 10^6$  kN/m para  $8,4 \times 10^6$  kN/m e a rigidez à flexão de  $1,75 \times 10^3$  kNm<sup>2</sup>/m para  $1,12 \times 10^5$  kNm<sup>2</sup>/m, promove a redução da tração máxima nos reforços inferiores da estrutura e provoca pequeno aumento ou inalteração da tração máxima nos reforços superiores. A inversão desse comportamento ocorre entre as alturas relativas 0,6 a 0,7.

Na Tabela 4.7 apresentam-se os percentuais de redução da maior força de tração verificada dentre todos os reforços da ECSR ( $T_{SUP}$ ), calculados para o caso em que a espessura da face foi dobrada e para o caso em que ela foi quadruplicada, considerando os três índices de rigidez relativa solo-reforço ( $S_i$ ). Na referida tabela, a nova espessura da face, cuja implementação é objeto da análise, é designada por  $t'$  e a espessura original trata-se de  $t=10$  cm.

Tabela 4.7: Percentual de redução da tração máxima dentre todos reforços em decorrência de engrossamento da face

$S_i$	Percentual de redução de $T_{SUP}$			
	$E=2,1 \times 10^4$ kPa		$E=2,1 \times 10^7$ kPa	
	$t'=2t$	$t'=4t$	$t'=2t$	$t'=4t$
1	7%	16%	12%	19%
0,1	10%	21%	11%	14%
0,01	7%	32%	18%	35%

Portanto, nas estruturas de solo reforçado que apresentam módulo de elasticidade da face  $E=2,1 \times 10^4$  kPa, ao espessar a face de 10 cm para 20 cm ocorre redução de até 10% na tração máxima dentre os reforços ( $T_{SUP}$ ) e, ao modificar a espessura original da face para 40 cm, a solicitação pode sofrer até 32% de diminuição.

A tensão vertical na face ( $\sigma_{v,t}$ ) das estruturas com reforços  $S_i=0,1$ , dotadas de face de diferentes espessuras é expressa na Figura 4.15, sendo que a ilustração 4.15(a) apresenta o resultado da comparação 4, de estruturas com módulo de Young da face  $E=2,1 \times 10^4$  kPa, e a 4.15(b) apresenta resultado da comparação 5,

de estruturas com  $E=2,1 \times 10^7$  kPa. Na referida figura, a tensão vertical foi parametrizada por  $(1/\gamma H)$ , em que  $\gamma$  é o peso específico do solo e  $H$  é a altura da estrutura, e as posições dos reforços foram representadas por linhas intermitentes.

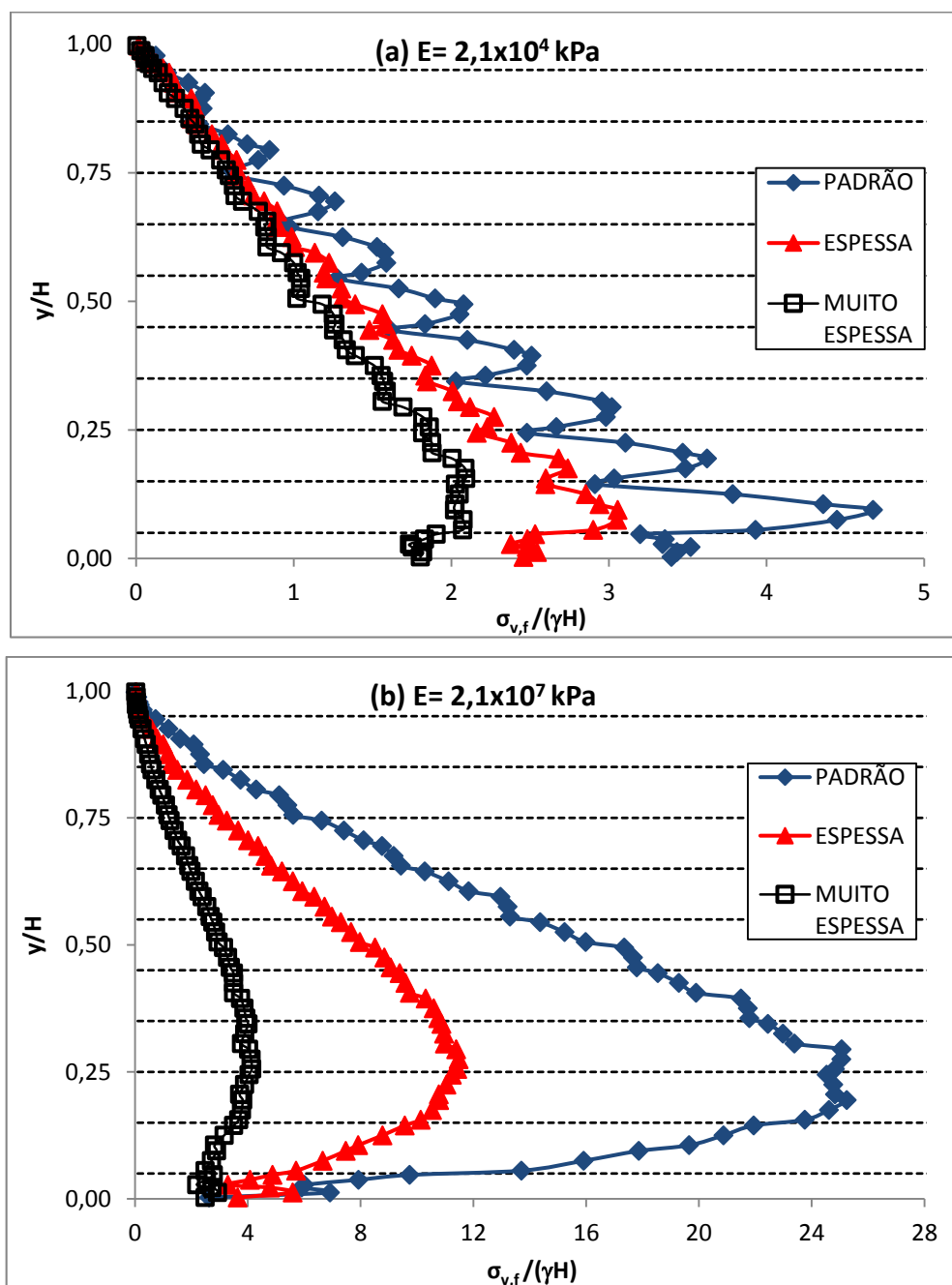


Figura 4.15: Distribuição de tensão vertical na face das ECSR de  $S_i=0,1$ : (a)  $E=2,1 \times 10^4$  kPa; (b)  $E=2,1 \times 10^7$  kPa

As faces dos maciços de solo reforçado trabalham à flexo-compressão. Ao nível médio da face  $y/H=0,5$  a tensão vertical decorrente do peso próprio da face

parametrizada por  $(1/\gamma H)$  é 0,59. Analisando a Figura 4.15, constata-se que, nas faces com algum grau de rigidez, a tensão vertical num elemento da face é muito maior do que a pressão gerada do peso próprio do segmento de face superior e que a tensão vertical na face da estrutura de solo reforçado é menor quando a face é mais espessa e de menor módulo de elasticidade. Nas ECSR com face constituída de material medianamente flexível ( $E=2,1 \times 10^4$  kPa), a presença do reforço impõe, de forma localizada, redução da tensão vertical, especialmente quando a face é esbelta, e o reforço conectado à face funciona como um apoio, fornecendo uma reação vertical com sentido contrário ao do peso próprio.

O deslocamento sofrido pelos maciços reforçados das estruturas F4, M4 e G4 com reforço  $S_i=0,01$  estão representados na Figura 4.16, escalado por fator dez.

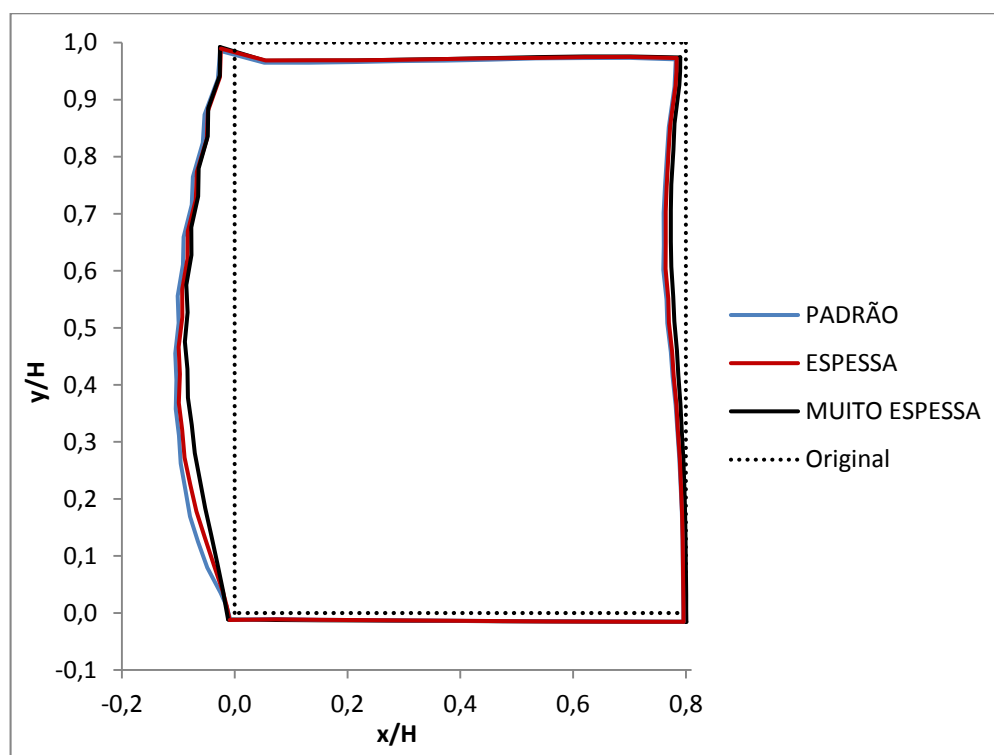


Figura 4.16: Deslocamentos dos maciços reforçados das ECSR de  $S_i=0,01$ ; com faces de diferentes espessuras e  $E=2,1 \times 10^4$  kPa

Como resultado das comparações de números 4 e 5, obtém-se que, ao dobrar a espessura da face passando-a para 20 cm, ocorre até 12 mm de redução do deslocamento horizontal máximo da face. Portanto, o espessamento da face gera redução dos deslocamentos da ECSR.

#### 4.4 INFLUÊNCIA DO MÓDULO DE YOUNG DA FACE

A comparação de número 6 objetiva avaliar a influência do módulo de elasticidade da face sobre o equilíbrio da estrutura de solo reforçado e, para isso, são analisados os modelos F4 e F7. Nessas modelagens computacionais, as faces das estruturas de solo reforçado foram representadas por elementos quadriláteros e as características delas estão na Tabela 4.8, em que E: módulo de Young,  $\nu$ : coeficiente de Poisson, t: a espessura, EA: rigidez axial e EI: rigidez à flexão.

Tabela 4.8: Resumo das propriedades de face das ECSR das classes F4 e F7

<b>Identificação</b>	<b>Conceito</b>	<b>E (kPa)</b>	<b><math>\nu</math></b>	<b>t (m)</b>	<b>EA (kN/m)</b>	<b>EI (kNm<sup>2</sup>/m)</b>
F4	Medianamente Flexível	$2,1 \times 10^4$	0,3	0,1	$2,1 \times 10^3$	1,75
F7	Rígida	$2,1 \times 10^7$			$2,1 \times 10^6$	$1,75 \times 10^3$

Os gráficos da tração máxima no reforço ( $T_{m\acute{a}x}$ ) em função da posição do mesmo, para três valores de rigidez relativa do reforço, estão na Figura 4.17. Na referida figura, cada estrutura foi identificada pelo módulo de elasticidade de sua face, cuja unidade é quilopascal (kPa).



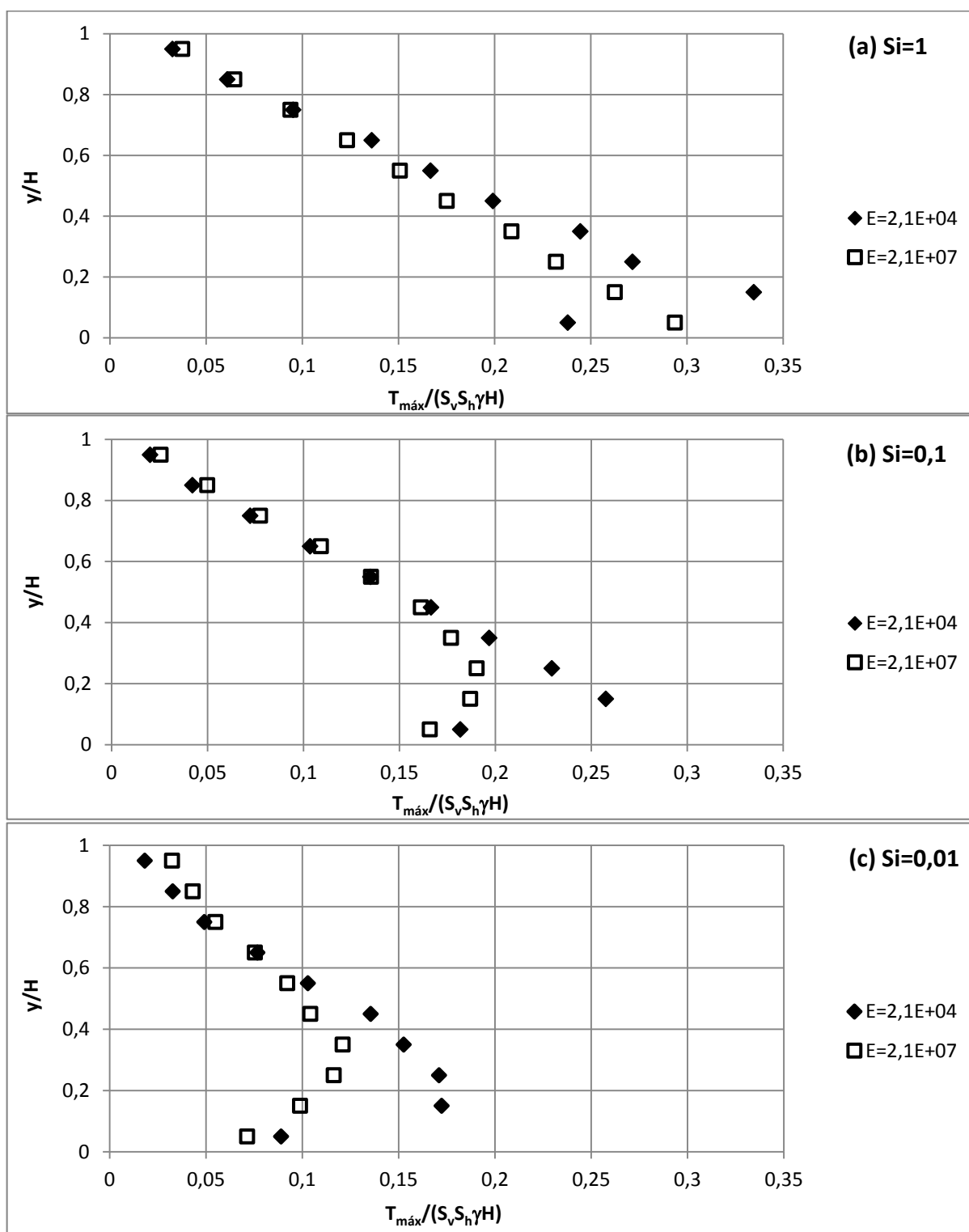


Figura 4.17: Resultados de tração máxima nos reforços das ECSR com faces de diferentes módulos de elasticidade: (a)  $Si=1$ ; (b)  $Si=0,1$ ; (c)  $Si=0,01$

Na Figura 4.17, observa-se que:

- Há predomínio de tração máxima mais elevada nos reforços da ECSR de face medianamente flexível, em comparação com os reforços das estruturas de face rígida; contudo, nos reforços superiores tais que  $y/H \geq 0,65$ , aproximadamente, ocorre inversão deste comportamento.
- Nas estruturas de face parcialmente flexível, a solicitação máxima no reforço cresce com a profundidade do reforço no maciço, desconsiderando a camada reforçada inferior, onde a tensão no reforço é geralmente baixa devido à restrição imposta pela fundação.

Podem ser vistas na Figura 4.18 as feições externas dos maciços da estrutura cujo módulo de elasticidade da face é  $2,1 \times 10^4$  kPa e daquela cujo módulo da face é  $2,1 \times 10^7$  kPa, ambas com índice de rigidez relativa solo-reforço igual a 0,01.

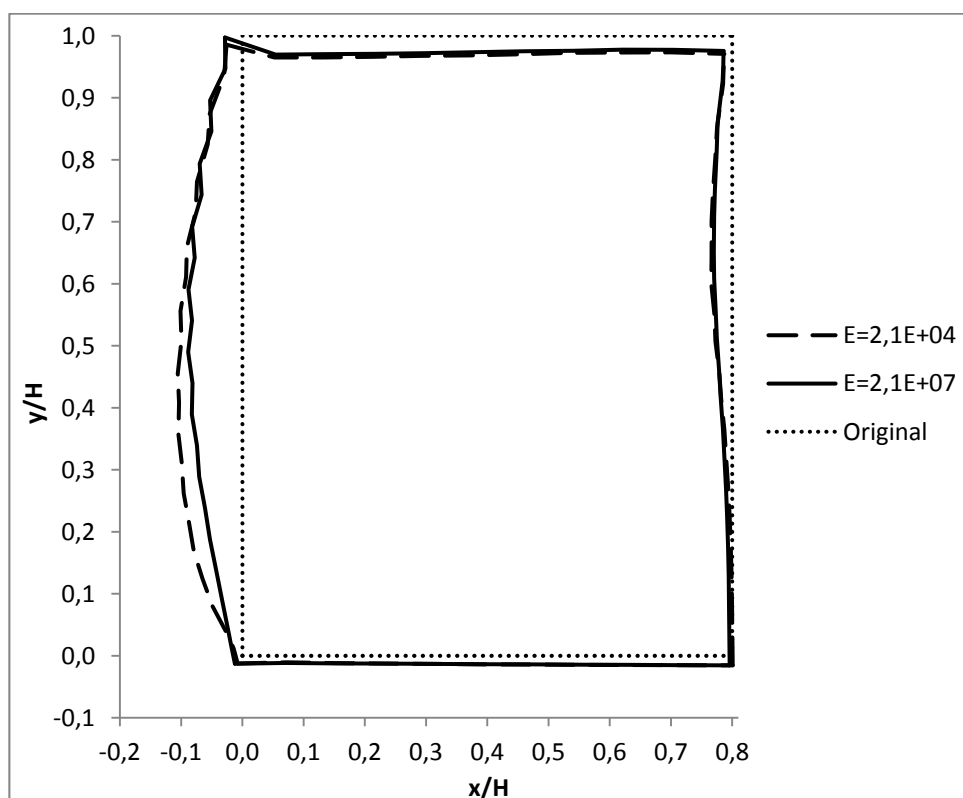


Figura 4.18: Deslocamentos dos maciços reforçados das ECSR de  $S_i=0,01$  com faces de diferentes módulos de elasticidade

No âmbito geral da Figura 4.18, verifica-se maior deslocamento horizontal do maciço de face mais flexível, porém, há pontos acima do nível  $y/H=0,68$  onde o

deslocamento horizontal da face rígida é maior. Ao aumentar mil vezes o módulo de Young da face, a deformação horizontal máxima foi reduzida em 17 mm, o que equivale a 16% de redução. Na avaliação das estruturas F4 e F7 com reforços de  $S_i=0,1$  e  $S_i=1$ , observou-se o mesmo padrão de comportamento quanto aos deslocamentos.

Os resultados de tração máxima e de deslocamento apresentados são consistentes com os obtidos por Vieira, Lopes e Caldeira (2008). Elas simularam, por meio de construção incremental, ECSR com faces de 15 cm de espessura e módulo de Young variando de  $3,9 \times 10^4$  kPa a  $1,0 \times 10^7$  kPa, aproximadamente a mesma faixa de módulos das estruturas em análise neste trabalho, e constataram que o enrijecimento da face através da elevação do módulo de elasticidade de  $2,37 \times 10^5$  kPa para  $1,0 \times 10^7$  kPa acarretou redução da tração somente nos reforços posicionados entre os níveis  $y/H=0,15$  e  $y/H=0,65$  e a diminuição do deslocamento horizontal neste mesmo trecho da estrutura.

Apresenta-se a seguir o percentual de redução da força máxima obtida dentre todos os reforços da estrutura ( $T_{SUP}$ ), em decorrência da alteração do módulo de Young da face de  $2,1 \times 10^4$  kPa para  $2,1 \times 10^7$  kPa.

Tabela 4.9: Percentual de redução da tração máxima dentre todos reforços em decorrência do aumento de mil vezes do módulo de Young da face

<b><math>S_i</math></b>	<b>Percentual de redução de <math>T_{SUP}</math></b>
1	12%
0,1	26%
0,01	30%

Analisando a Tabela 4.9, observa-se que ao aumentar mil vezes o módulo de elasticidade da face, o que corresponde ao aumento de mil vezes da rigidez à flexão e da rigidez axial, a solicitação máxima  $T_{SUP}$  sofre até 30% de redução.

Os resultados relativos à tração na conexão reforço-face das modelagens das estruturas das classes F4 e F7 com reforço de  $S_i=0,1$  são retratados na Figura

4.19, em que  $T_c/T_{m\acute{a}x}$  é a relação entre a tração na conexão e a tração máxima no reforço, y é a ordenada do reforço. Na Figura 4.19 os módulos de elasticidade que identificam as faces das ECSR estão em quilopascal (kPa).

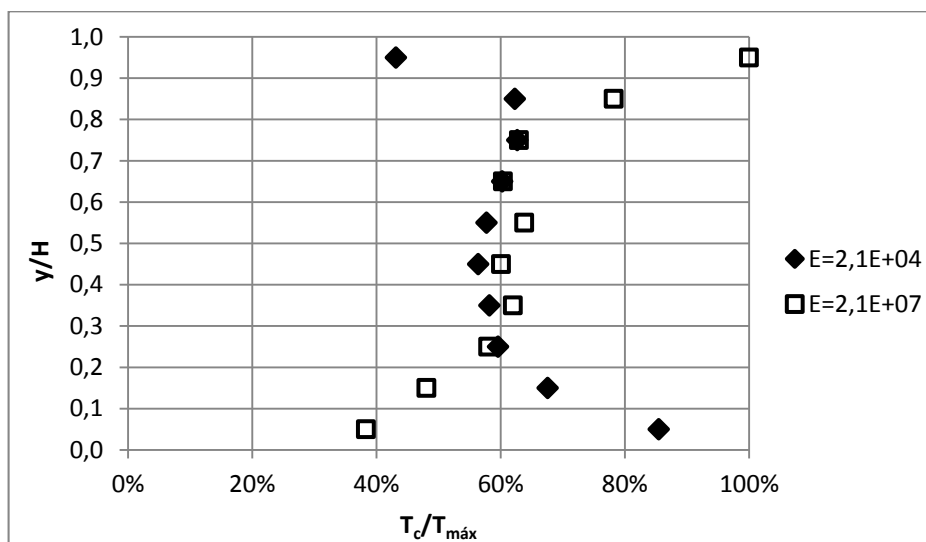


Figura 4.19: Relação entre a tração na conexão e a tração máxima no reforço  $S_i=0,1$  das ECSR com faces de diferentes módulos de elasticidade

Quanto à relação entre a tração na conexão e a tração máxima do referido reforço de ECSR, verifica-se que:

- nos reforços compreendidos em torno da metade da altura do maciço, a relação  $T_c/T_{m\acute{a}x}$  permanece aproximadamente constante, com magnitude de 60%, independentemente do módulo de Young da face e da rigidez dos reforços;
- nos reforços superiores, a tração da conexão aproxima-se mais de  $T_{m\acute{a}x}$  quando o faceamento empregado é mais rígido e, nos reforços próximos da base, a tração da conexão aproxima-se mais de  $T_{m\acute{a}x}$  quando o faceamento é mais flexível;
- quanto mais rígidos os reforços, menor a dispersão do valor de  $T_c/T_{m\acute{a}x}$  ao longo da estrutura de solo reforçado.

Nas camadas superiores da ECSR de face rígida, as maiores forças de tração nos reforços, em relação àquelas da ECSR de face mais flexível, e as elevadas solicitações no ponto de conexão de cada reforço à face estão

relacionadas à ocorrência de maiores deslocamentos horizontais no lado interno da face rígida do que na região correspondente da face mais flexível. Considerando válida a hipótese de aderência perfeita reforço-face numa ECSR em condições de trabalho, quando a face desloca-se mais, há maior alongamento do reforço no ponto de conexão com a face, mobilizando maior carga.

Como as faces das estruturas F4 e F7 foram modeladas como um painel contínuo, sem juntas compressíveis, elas apresentam certa rigidez ao cisalhamento, que é a capacidade de transmitir esforços cortantes ao longo de sua extensão (TATSUOKA, 1993). Assim, é possível que a alteração da tração no reforço, observada ao se passar a empregar face rígida, esteja relacionada à variação do esforço cortante atuante na face da ECSR.

Visando compreender o fenômeno de variação da tração máxima decorrente de alteração do módulo de elasticidade da face da ECSR, foram analisados os seguintes dados de uma mesma camada reforçada de estruturas equivalentes dos tipos F4 e F7, fornecidos pelo programa CRISP92-SC: tração máxima no reforço da ECSR com face rígida ( $T_{RIG}$ ), tração máxima no reforço da ECSR com face medianamente flexível ( $T_{FLEX}$ ), resultante da força cortante na face rígida ( $T_{RIG}$ ) e resultante da força cortante na face medianamente flexível ( $T_{FLEX}$ ). Os valores desses parâmetros, obtidos através das modelagens numéricas, se encontram na Tabela 4.10. Convencionou-se que a solicitação no reforço tem sinal positivo quando ocorre tração e a força cortante na face é positiva quando atua no sentido de aumentar a tração no reforço.

Tabela 4.10: Tração máxima no reforços e resultante de força cortante na face das estruturas de face rígida e de face medianamente flexível

y/H	Face medianamente flexível (F4)						Face rígida (F7)					
	Resultante das forças cortantes $V_{FLEX}$ (kN/m)			Tração no reforço $T_{FLEX}$ (kN/m)			Resultante das forças cortantes $V_{RIG}$ (kN/m)			Tração no reforço $T_{RIG}$ (kN/m)		
	Si = 1	Si = 0,1	Si = 0,01	Si = 1	Si = 0,1	Si = 0,01	Si = 1	Si = 0,1	Si = 0,01	Si = 1	Si = 0,1	Si = 0,01
0,95	-0,201	-0,325	-0,343	1,591	0,982	0,893	0,917	0,985	2,395	1,841	1,251	1,586
0,85	0,023	0,000	-0,123	2,986	2,063	1,602	0,343	0,523	1,304	3,169	2,441	2,113
0,75	0,014	-0,042	0,139	4,665	3,536	2,408	0,084	0,209	-0,324	4,600	3,791	2,690
0,65	0,057	0,084	-0,338	6,666	5,069	3,756	-0,160	0,206	0,469	6,039	5,345	3,695
0,55	-0,071	-0,026	0,454	8,163	6,607	5,041	-0,224	0,355	-1,137	7,386	6,624	4,519
0,45	0,043	0,045	-0,642	9,755	8,155	6,640	-0,053	-0,146	-1,632	8,579	7,899	5,103
0,35	-0,031	-0,030	0,589	11,980	9,639	7,480	-0,995	-0,743	-3,118	10,230	8,669	5,928
0,25	-0,063	-0,117	0,231	13,310	11,240	8,378	-1,864	-3,083	-4,781	11,360	9,322	5,699
0,15	0,316	0,289	-0,656	16,400	12,620	8,442	-3,996	-6,790	-8,181	12,860	9,156	4,844
0,05	-4,555	-5,575	-7,320	11,660	8,902	4,360	-1,167	-5,800	-7,074	14,390	8,127	3,497

De acordo com a Tabela 4.10, na metade inferior das faces rígidas (ECSR da classe F7), atuam, de maneira geral, forças cortantes negativas, que promovem redução da tração no reforço e a estabilização da ECSR, e elas apresentam maior magnitude que as forças cortantes correspondentes das estruturas da classe F4, à exceção da fatia reforçada inferior, onde os esforços cortantes na face rígida e na face flexível são semelhantes. Ou seja, com o enrijecimento da face de uma ECSR, ocorre, na metade inferior da estrutura, redução da tração máxima no reforço e aumento da intensidade do esforço cortante na face, que é estabilizante do maciço, e, na porção superior da ECSR, há tendência oposta. Assim, a variação da força cortante na face e a variação da tração máxima no reforço, decorrentes do enrijecimento da mesma, devem estar diretamente relacionadas. Verifica-se, também, que, ao longo da face medianamente flexível das estruturas F4, o esforço cortante é baixo.

Com base na análise dos dados da Tabela 4.10, propõe-se uma expressão para estimativa da tração máxima no reforço da ECSR de face rígida, apresentada a seguir:

$$T_{RIG} = T_{FLEX} + (V_{RIG} - V_{FLEX}) \quad (24)$$

sendo  $T_{RIG}$ : tração no reforço da ECSR de face mais rígida,  $T_{FLEX}$ : tração no reforço da ECSR de face mais flexível,  $V_{RIG}$ : força cortante na face mais rígida,  $V_{FLEX}$ : força cortante na face mais flexível.

Para validar a expressão, são confrontados os valores de tração máxima no reforço ( $T_{m\acute{a}x}$ ) obtidos diretamente por meio de modelagem numérica com aqueles estimados através da equação (24). Na Figura 4.20 estão plotados os valores de tração máxima parametrizada  $T_{m\acute{a}x}/(S_v S_h \gamma H)$  obtidos das duas formas mencionadas, sendo que  $S_v$  e  $S_h$  são o espaçamento vertical e horizontal, respectivamente, entre reforços adjacentes;  $\gamma$  é o peso específico do solo;  $H$  é a altura da estrutura.

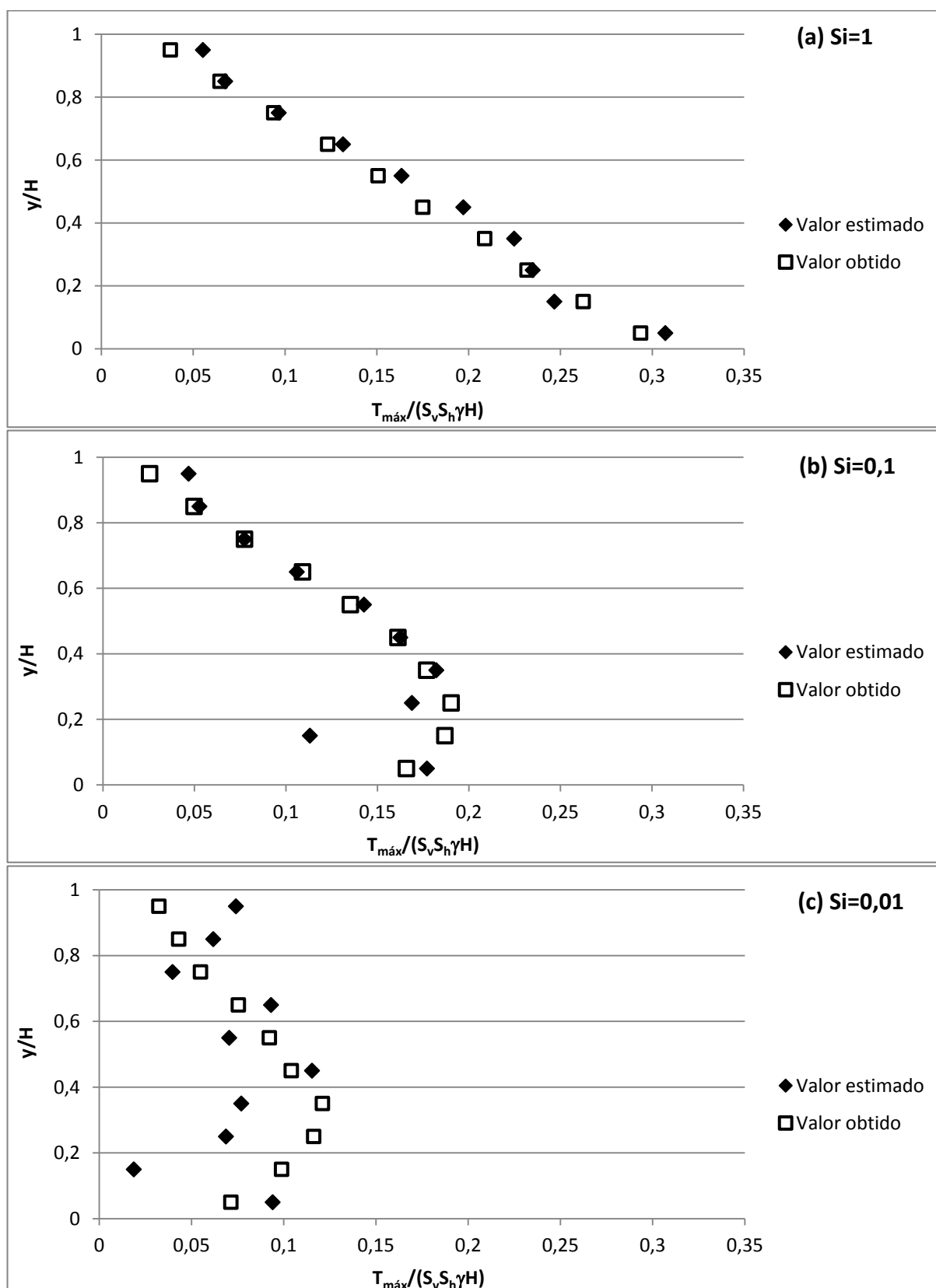


Figura 4.20: Estimativa da tração máxima nos reforços das ECSR de  $E=2,1 \times 10^7$  kPa: (a)  $S_i=1$ ; (b)  $S_i=0,1$ ; (c)  $S_i=0,01$



Verifica-se boa concordância entre os valores de tração no reforço de ECSR com face rígida obtidos de forma direta através de simulação e os valores estimados com a equação (24) nos seguintes casos:

- quando empregados reforços de rigidez  $S_i=1$ ;
- nas camadas reforçadas de  $S_i=0,1$  localizadas no nível  $y/H=0,25$  ou superior;
- nos reforços  $S_i=0,01$  localizados entre os níveis  $0,45 \leq y/H \leq 0,85$ .

Nestes casos, o desvio entre a força máxima no reforço estimada com a equação (24) e o correspondente dado de saída da modelagem numérica é inferior a 20% ou a 1,1 kN/m. De forma geral, observa-se que a expressão (24) fornece, sob o aspecto do tipo de reforço, resultados menos assertivos no dimensionamento de reforços extensíveis e, quanto à posição da camada reforçada, estimativas menos assertivas da tração máxima nas camadas inferiores de reforço.

#### 4.5 INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ AXIAL DA FACE

A sétima comparação de resultados do presente trabalho envolve as estruturas de solo reforçado B1A, B3 e B6, que são estruturas hipotéticas dotadas somente de rigidez axial. Na Tabela 4.11, estão as informações da face de cada uma dessas estruturas. Nas malhas de elementos finitos tais faces foram modeladas com elementos de barra, sendo que: EA é a rigidez axial,  $S_{iF}$  é o índice de rigidez relativa solo-face e  $\nu$  é o coeficiente de Poisson.

Tabela 4.11: Resumo das propriedades de face das ECSR das classes B1A, B3 e B6

Identificação	EA (kN/m)	$S_{iF}$	$\nu$
B1A	$2,1 \times 10^1$	0,00099	0,3
B3	$2,1 \times 10^3$	0,099	
B6	$2,1 \times 10^6$	99,0	

O gráfico da tração máxima parametrizada em função da posição do reforço  $S_i=0,01$  das estruturas das classes B1A, B3 e B6 se encontra na Figura 4.21. As estruturas foram identificadas por sua rigidez axial, cuja unidade é quilonewton por metro (kN/m).

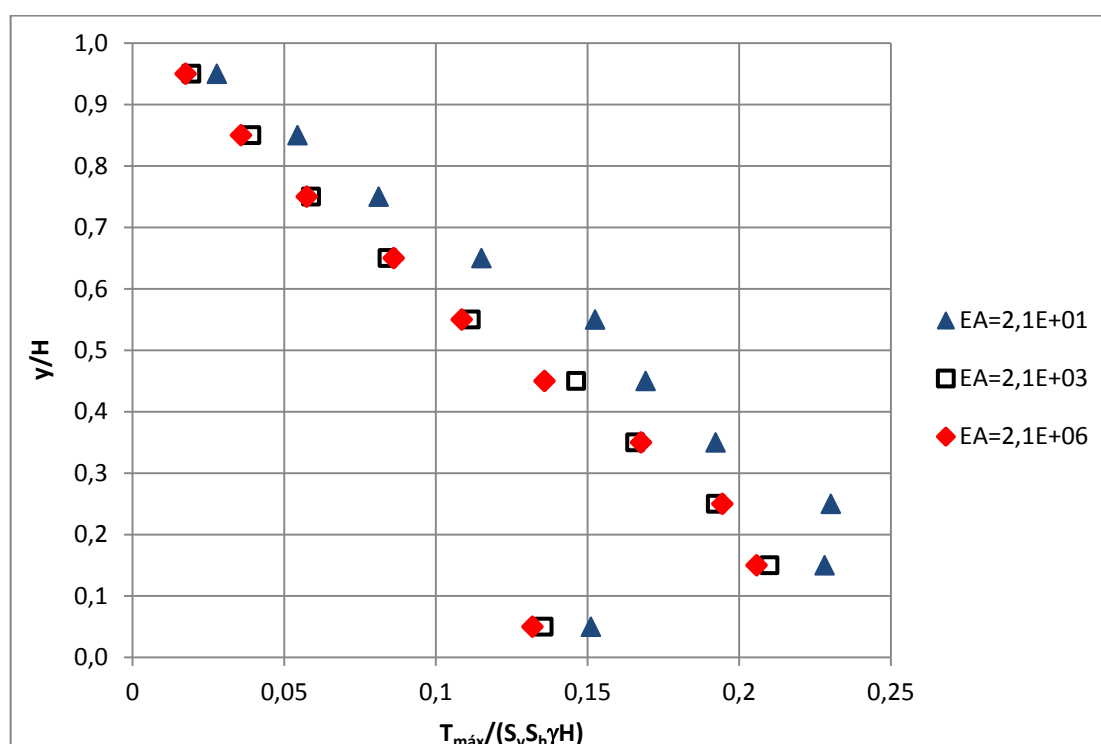


Figura 4.21: Resultados de tração máxima nos reforços  $S_i=0,01$  das ECSR com faces de diferentes rigidezes axiais

Conforme retrata a Figura 4.21, o aumento de cem vezes da rigidez axial da face, mediante a alteração de  $EA=2,1 \times 10^1$  kN/m ( $S_{iF}=0,00099$ ) para  $EA=2,1 \times 10^3$  kN/m ( $S_{iF}=0,099$ ), resulta em redução de até 51% nas solicitações máximas dos reforços, sendo que a máxima tração obtida dentre todos os reforços ( $T_{SUP}$ ) da ECSR foi reduzida em cerca de 11%. Nas análises paramétricas realizadas, a rigidez da face  $S_{iF}=0,099$  apresenta-se como um valor limite acima do qual não é observada redução significativa da tensão no reforço com o aumento da rigidez axial da face.  $S_{iF}=0,099$  corresponde ao índice de rigidez relativa de uma geogrelha constituída de PVA ou polipropileno, por exemplo. Contudo, as faces simuladas com elementos de barra no CRISP92-SC apresentam rigidez à tração e à compressão, diferentemente das geogrelhas e dos geotêxteis, que só dispõem de rigidez axial à tração, ou seja, transmitem apenas tração através de sua extensão.

As feições dos maciços reforçados das ECSR das classes B1A, B3 e B6 dotadas de reforços  $S_i=0,1$ , traçadas com os deslocamentos escalados por dez, estão ilustradas na Figura 4.22. As estruturas foram identificadas por sua rigidez axial, cuja unidade é quilonewton por metro (kN/m).

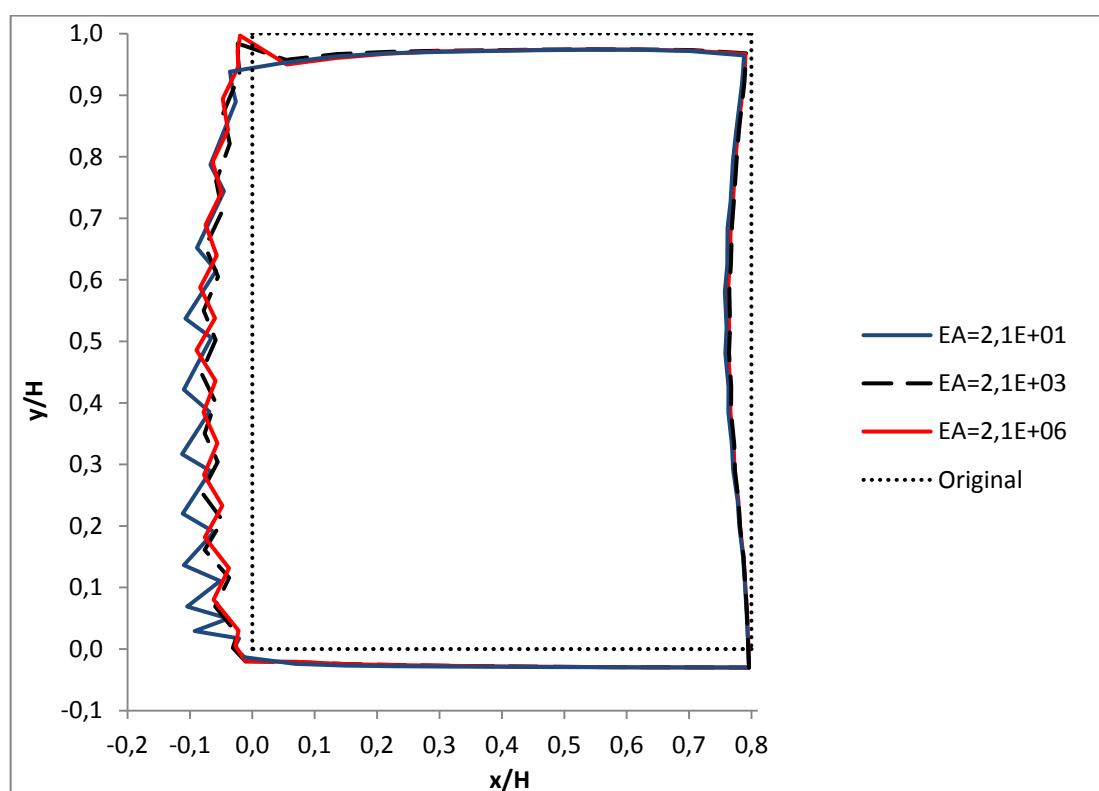


Figura 4.22: Deslocamentos dos maciços reforçados das ECSR de  $S_i=0,1$  com faces de diferentes rigidezes axiais

A estrutura tal que  $EA=2,1 \times 10^1$  kN/m mostrou-se mais deformável, ela destaca-se pelo maior de deslocamento horizontal e pelo abatimento contíguo do solo reforçado e da face na crista da estrutura. Similarmente ao resultado na análise da tração nos reforços, observa-se grande semelhança entre as configurações deformadas das malhas das ECSR cujas faces apresentam  $EA=2,1 \times 10^6$  kN/m e  $EA=2,1 \times 10^3$  kN/m. Na última, porém, a crista do maciço apresentou maior deslocamento vertical.

Os resultados de força axial na face ( $F_F$ ) das ECSR das classes B1A, B3 e B6 são apresentados na Figura 4.23, sendo a rigidez axial da face expressa em quilonewton por metro (kN/m). Ressalta-se que, ao simular face com elementos de

barra no programa CRISP92-SC, o peso específico da face foi desprezado da análise e, assim, os esforços compressivos verificados nas faces rígidas axialmente são provenientes do solo reforçado.

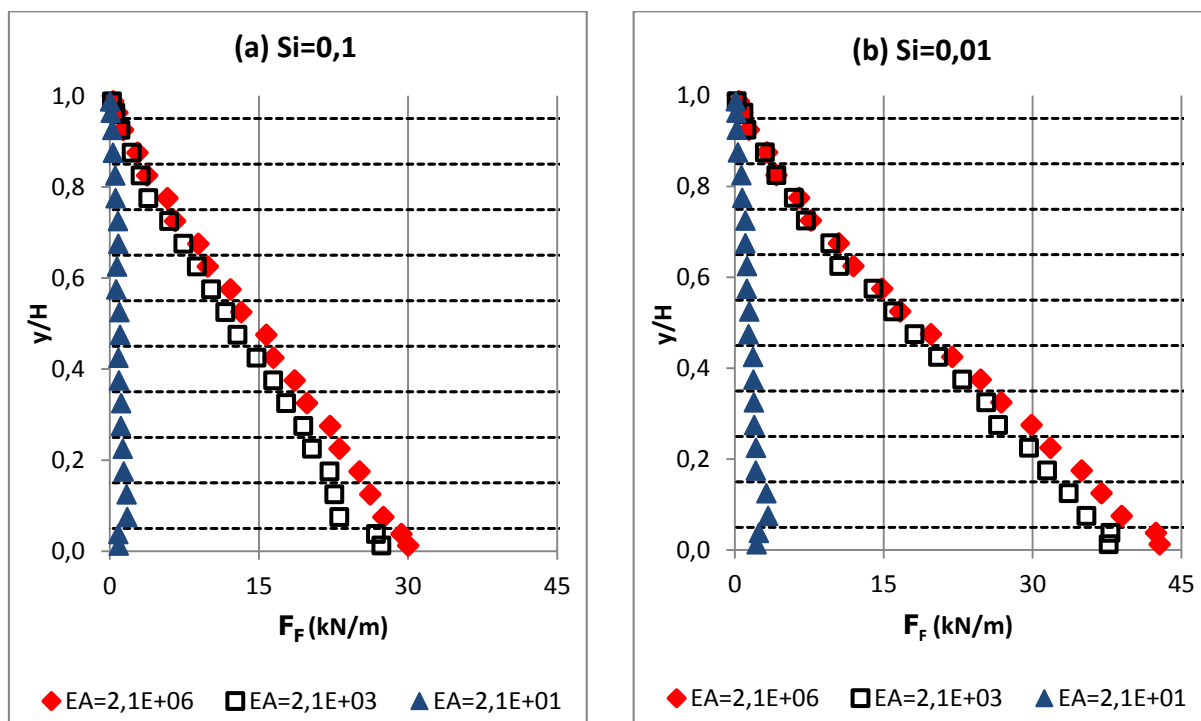


Figura 4.23: Distribuição da tração na face das ECSR com faces de diferentes rigidezes axiais: (a)  $S_i=0,1$ ; (b)  $S_i=0,01$

Constata-se, na Figura 4.23, que as forças de compressão solicitantes das faces de ambas as estruturas da classe B1A, cuja rigidez axial é  $2,1 \times 10^1$  kN/m, são muito baixas e aproximadamente constantes ao longo da face, elas praticamente não são afetadas pela rigidez do reforço. Os esforços nas faces das ECSR de rigidez axial  $2,1 \times 10^3$  kN/m e  $2,1 \times 10^6$  kN/m são parecidos, crescem à medida que se aproximam da fundação e quando são empregados reforços mais deformáveis. Por isso, quando os reforços da ECSR são mais extensíveis, a face dotada de rigidez axial recebe maior solicitação vertical de compressão. Observa-se que a face de rigidez axial  $2,1 \times 10^6$  kN/m é um pouco mais solicitada que aquela de  $2,1 \times 10^3$  kN/m.

#### 4.6 EMPREGO DE ELEMENTO QUADRILÁTERO OU ELEMENTO DE VIGA NA SIMULAÇÃO DA FACE NO PROGRAMA CRISP92-SC

No programa CRISP92-SC, tanto o elemento de viga quanto o elemento quadrilátero podem ser usados para modelar numericamente uma estrutura que apresenta certo grau de rigidez axial e de rigidez à flexão e neste tópico do trabalho são avaliadas essas duas formas de representação da face. Os modelos F4 e V4 representam estruturas idênticas com face medianamente flexível e os modelos F7 e V7 simulam estruturas idênticas com face rígida. As propriedades de face dessas ECSR são apresentadas na Tabela 4.12, sendo que:  $\gamma_F$  é o peso específico,  $E$  é o módulo de elasticidade,  $\nu$  é o coeficiente de Poisson,  $A$  é a área e  $I$  é o momento de inércia.

Tabela 4.12: Resumo das propriedades de face das ECSR das classes F4, V4, F7 e V7

Comparaç.	Identif.	Elemento	$\gamma_F$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E$ (kPa)	$\nu$	$A$ (m <sup>2</sup> /m)	$I$ (m <sup>4</sup> /m)
8	F4	Quadrilátero	23,2	$2,1 \times 10^4$	0,3	0,1	$8,33 \times 10^{-5}$
	V4	Viga	-				
9	F7	Quadrilátero	23,2	$2,1 \times 10^7$	0,3	0,1	$8,33 \times 10^{-5}$
	V7	Viga	-				

São apresentados os gráficos de tração (T) atuante ao longo da extensão de alguns reforços das ECSR das classes F4 e V4 na Figura 4.24 e os gráficos referentes às ECSR das classes F7 e V7 na Figura 4.25, em que  $S_v$  e  $S_h$  são, respectivamente, o espaçamento vertical e o horizontal entre reforços,  $\gamma$  é o peso específico do solo de enchimento.  $H$  é a altura da estrutura,  $y$  é a ordenada do reforço.

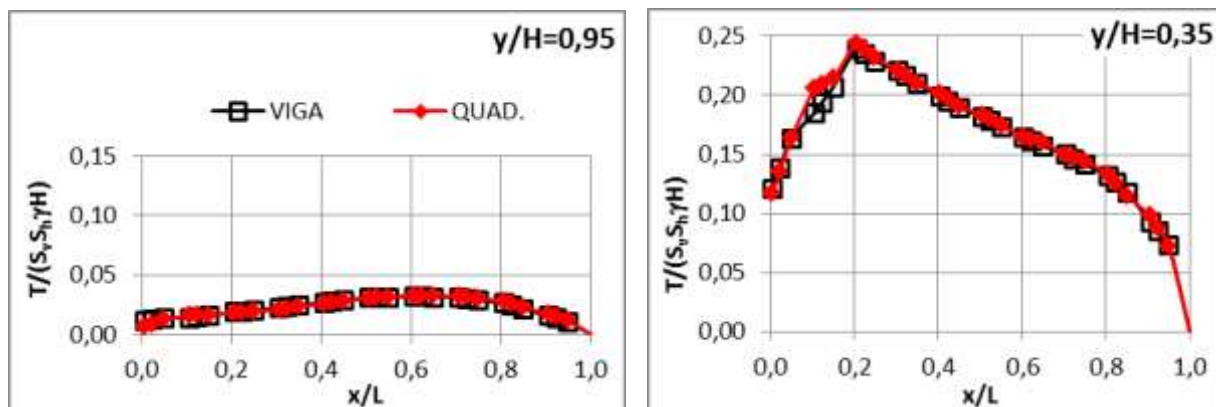
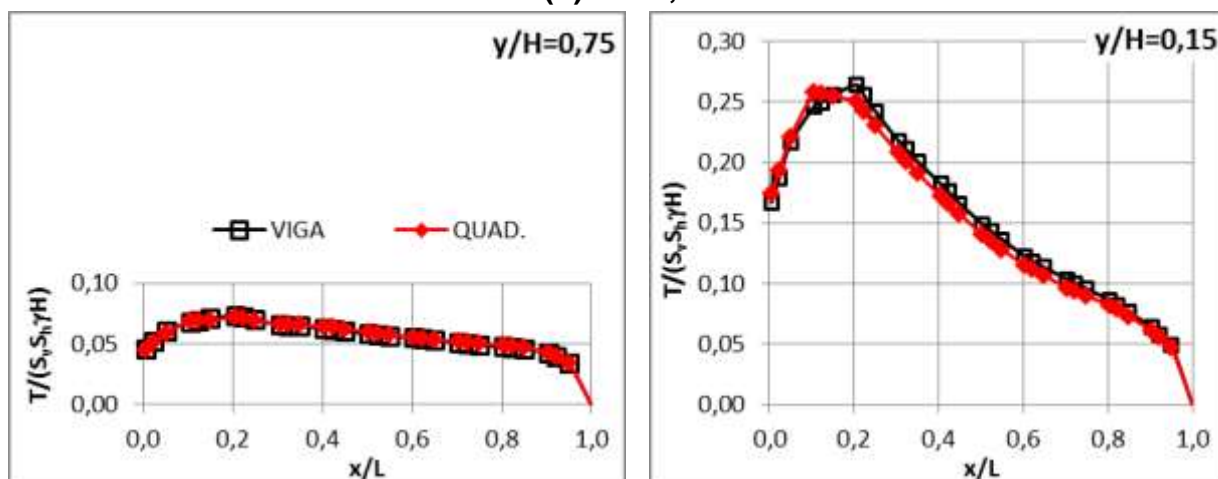
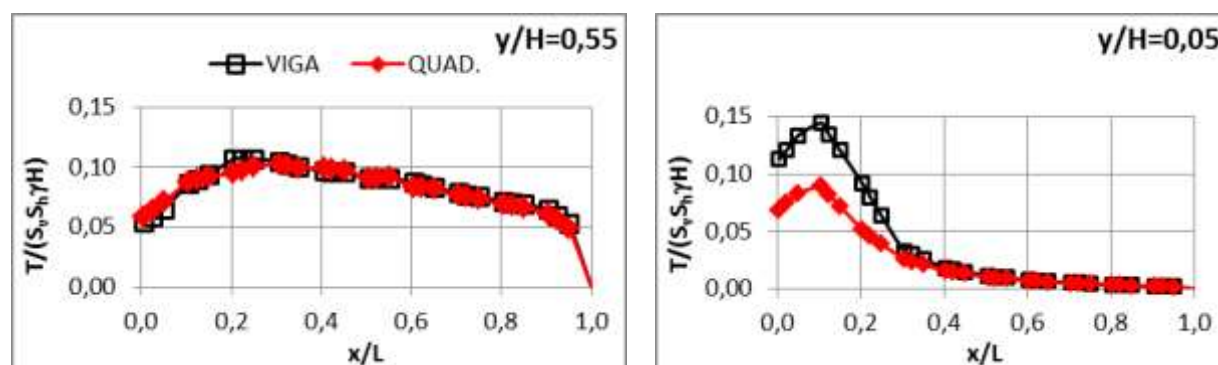
(a)  $S_i = 1$ (b)  $S_i = 0,1$ (c)  $S_i = 0,01$ 

Figura 4.24: Tração atuante nos reforços das ECSR com faces de  $E = 2,1 \times 10^4$  kPa simuladas por elementos quadriláteros e por elementos de viga: (a)  $S_i = 1$ ; (b)  $S_i = 0,1$ ; (c)  $S_i = 0,01$

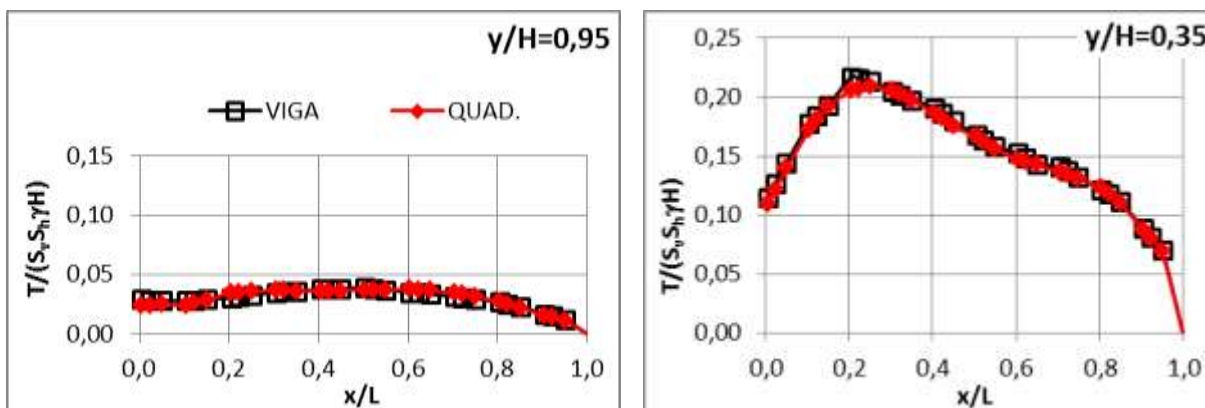
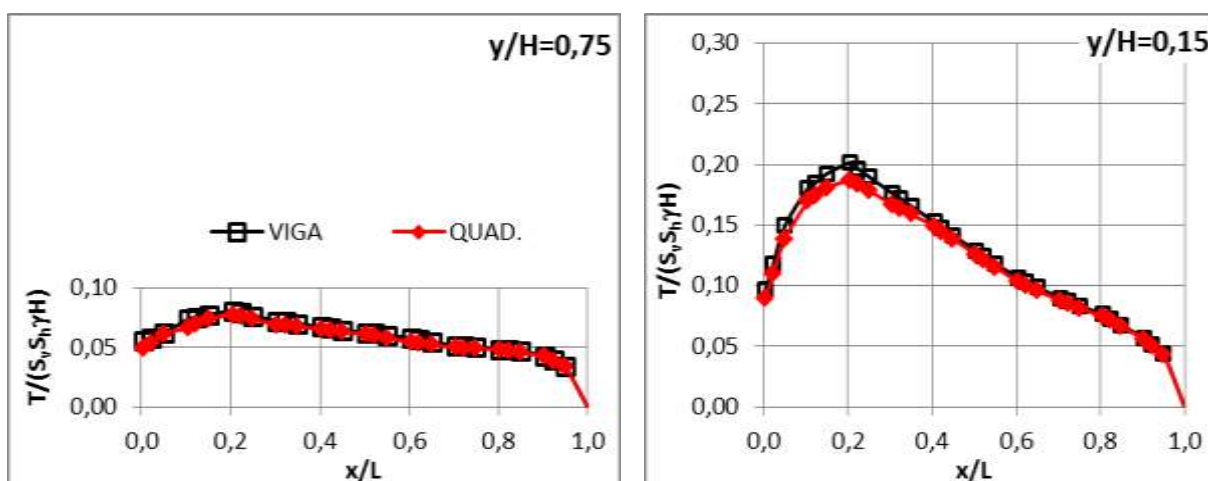
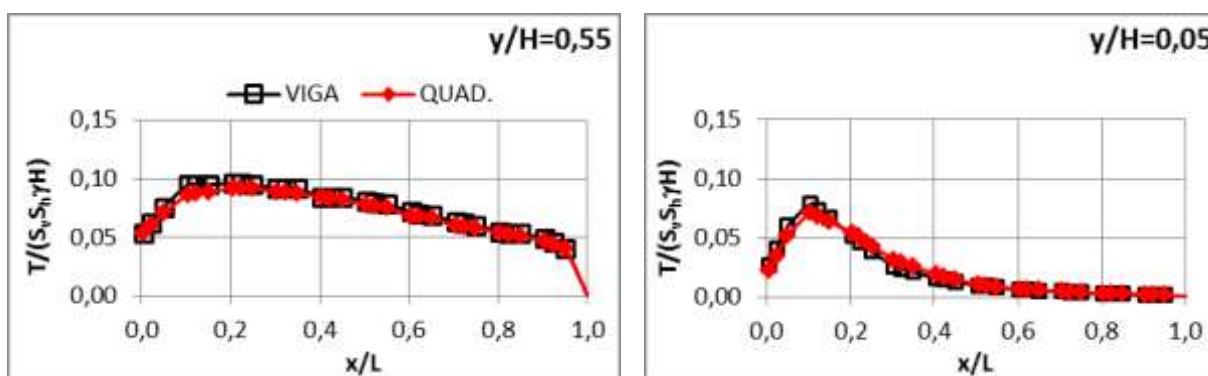
(a)  $\text{Si} = 1$ (b)  $\text{Si} = 0,1$ (c)  $\text{Si} = 0,01$ 

Figura 4.25: Tração atuante nos reforços das ECSR com faces de  $E=2,1 \times 10^7$  kPa simuladas por elementos quadriláteros e por elementos de viga: (a)  $\text{Si}=1$ ; (b)  $\text{Si}=0,1$ ; (c)  $\text{Si}=0,01$

Verifica-se, nas Figura 4.24 e 4.25, praticamente a sobreposição dos gráficos de tração no reforço das estruturas que tiveram a face modelada com elementos de viga com os correspondentes gráficos das ECSR com a face de elementos quadriláteros, independentemente do módulo de elasticidade da face,

excetuando-se alguns casos pontuais observados nos reforços inferiores das ECSR. Nas proximidades da base da estrutura há influência do atrito com a fundação, restringindo o livre deslocamento da camada de reforço, o que tende a reduzir a solicitação nos reforços.

Desconsiderando o reforço inferior das estruturas de solo reforçado, na comparação de número 8, entre estruturas caracterizadas por  $E=2,1 \times 10^4$  kPa, obtém-se que a diferença da tração máxima no reforço ( $T_{máx}$ ) obtida por meio da modelagem da face com elementos quadriláteros e em relação à fornecida pela modelagem com elementos de viga varia de -9% e +11% e que a diferença média é de 0,5%. Já na comparação de número 9, entre estruturas caracterizadas por  $E=2,1 \times 10^7$  kPa, observa-se que os resultados de tração máxima nos reforços do modelo F7 diferem 3,0%, em média, dos resultados de V7 e pontualmente verificam-se diferenças -25% e +15% nos valores, o que são baixos valores.

A Figura 4.26 retrata o deslocamento, escalado por dez, dos maciços reforçados das ECSR de índice de rigidez relativa solo-reforço igual a 0,01 cujas faces apresentam módulo de Young igual a  $2,1 \times 10^4$  kPa. A maior variação do deslocamento horizontal máximo é de, aproximadamente, 5 mm, tendo se deslocado mais a estrutura de face simulada por elementos de viga, em relação à de face representada por elementos quadriláteros. Constata-se, com base na Figura 4.26, que a representação da face de uma ECSR no programa CRISP92-SC, seja através de elementos quadriláteros ou de elementos de viga, conduz a resultados de deformação muito próximos.



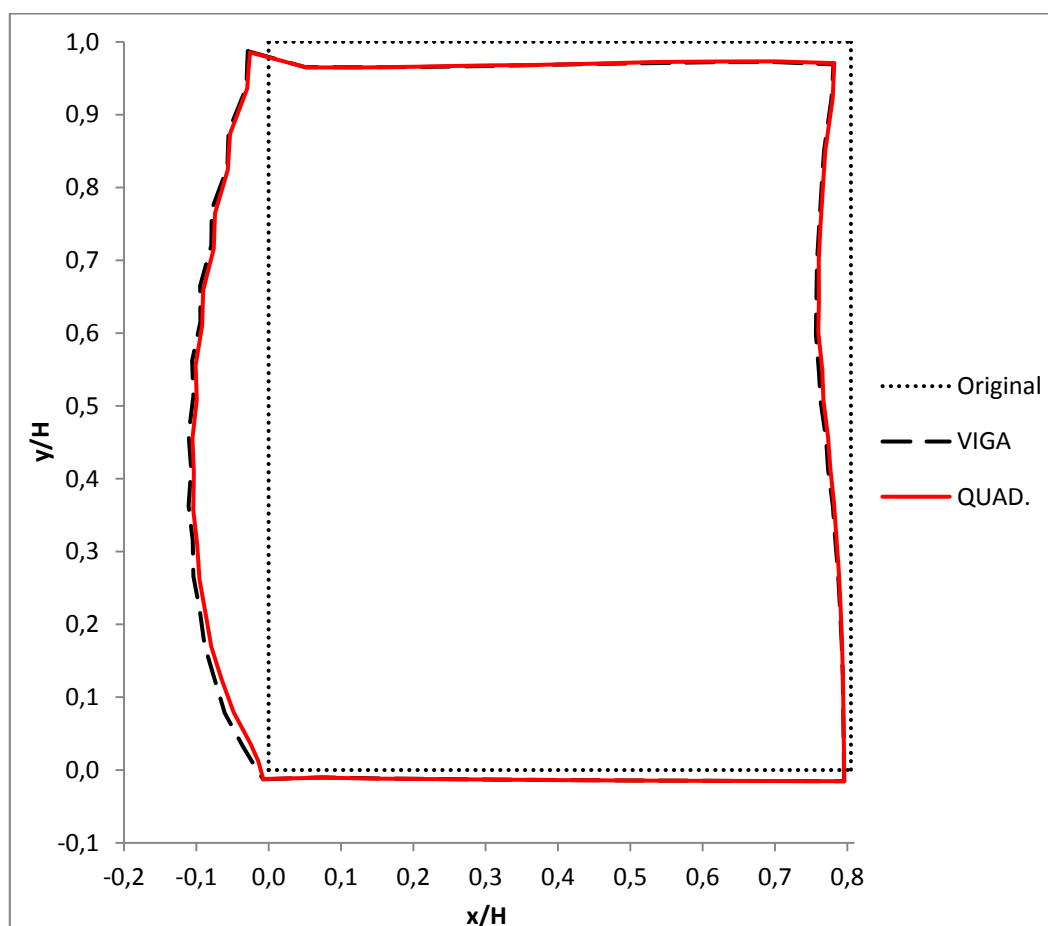


Figura 4.26: Deslocamentos dos maciços reforçados das ECSR de  $S_i=0,01$ ; com faces de  $E=2,1 \times 10^4$  kPa simuladas por elementos quadriláteros e por elementos de viga

Conclui-se que, nas simulações computacionais de estruturas de solo reforçado cujas faces apresentam rigidez expressiva, usando o programa CRISP92-SC, a representação da face, seja por elementos de viga, seja por elementos quadriláteros, não altera os resultados da análise. Observa-se que nas duas estruturas analisadas em cada uma das comparações, uma estrutura com face modelada com elementos de viga e outra estrutura com face de elementos quadriláteros, a rigidez à flexão ( $EI$ ) e a rigidez axial da face ( $EA$ ) mantiveram-se constantes. Infere-se, então, que os parâmetros de rigidez  $EI$  e  $EA$  são importantes para a estabilidade interna das ECSR. Na comparação de número 8, utilizou-se  $EI=1,75$  kNm<sup>2</sup>/m e  $EA=2,1 \times 10^3$  kN/m e, na comparação de número 9,  $EI=1,75 \times 10^3$  kNm<sup>2</sup>/m e  $EA=2,1 \times 10^6$  kN/m.

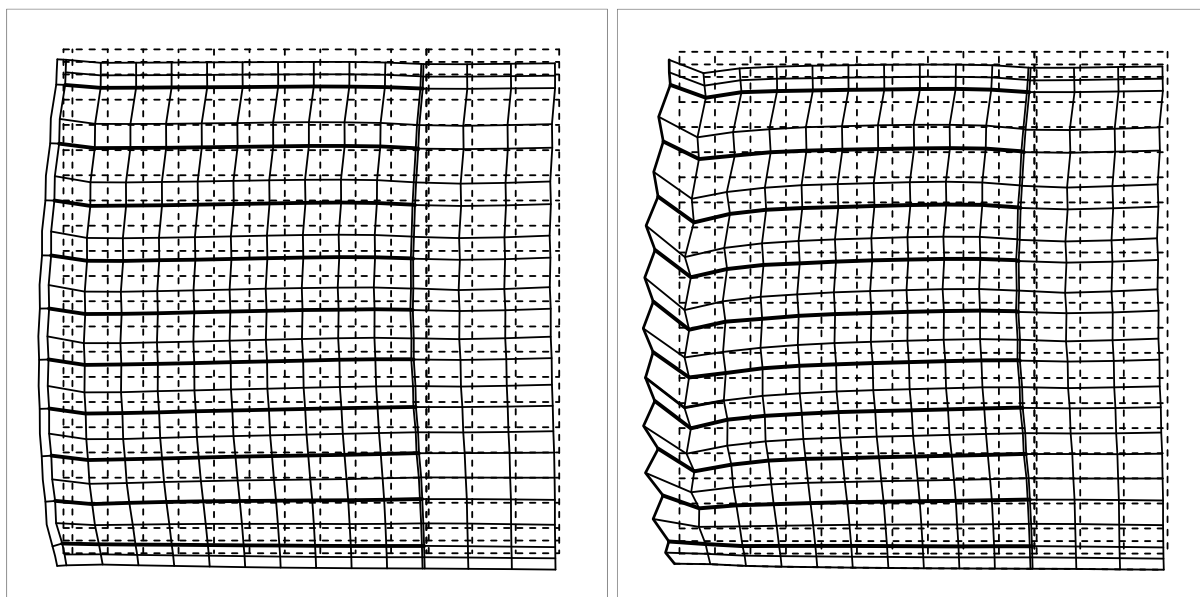
#### 4.7 EMPREGO DE ELEMENTO QUADRILÁTERO OU ELEMENTO DE BARRA NA SIMULAÇÃO DA FACE NO PROGRAMA CRISP92-SC

Apresenta-se, nesta parte, a verificação da equivalência do emprego de elemento quadrilátero ou elemento de barra para simulação da face de uma ECSR. As principais propriedades de face das estruturas em análises são apresentadas na Tabela 4.13, em que:  $\gamma_F$  é o peso específico da face,  $E$  é o módulo de Young,  $\nu$  é o coeficiente de Poisson,  $A$  é a área,  $I$  é o momento de inércia.

Tabela 4.13: Resumo das propriedades de face das ECSR das classes F4, B3, F7 e B6

Comparaç.	Identif.	Elemento	$\gamma_F$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E$ (kPa)	$\nu$	$A$ (m <sup>2</sup> /m)	$I$ (m <sup>4</sup> /m)
10	F4	Quadrilátero	23,2	$2,1 \times 10^4$	0,3	0,1	$8,33 \times 10^{-5}$
	B3	Barra	-				-
11	F7	Quadrilátero	23,2	$2,1 \times 10^7$			$8,33 \times 10^{-5}$
	B6	Barra	-				-

A seguir estão ilustradas as malhas deformadas (Figura 4.27) e a feição externa dos maciços reforçados (Figura 4.28) das estruturas das classes F4 e B3 dotadas de reforços  $S_i=0,1$ , nelas os deslocamentos das ECSR foram multiplicados por dez. Na Figura 4.27, a geometria original da estrutura foi representada por linhas tracejadas.



(a) Quadrilátero

(b) Barra

Figura 4.27: Configuração deformada das ECSR de  $S_i=0,1$ ; com faces de  $E=2,1 \times 10^4$  kPa simuladas por elementos dos tipos: (a) Quadrilátero; (b) Barra

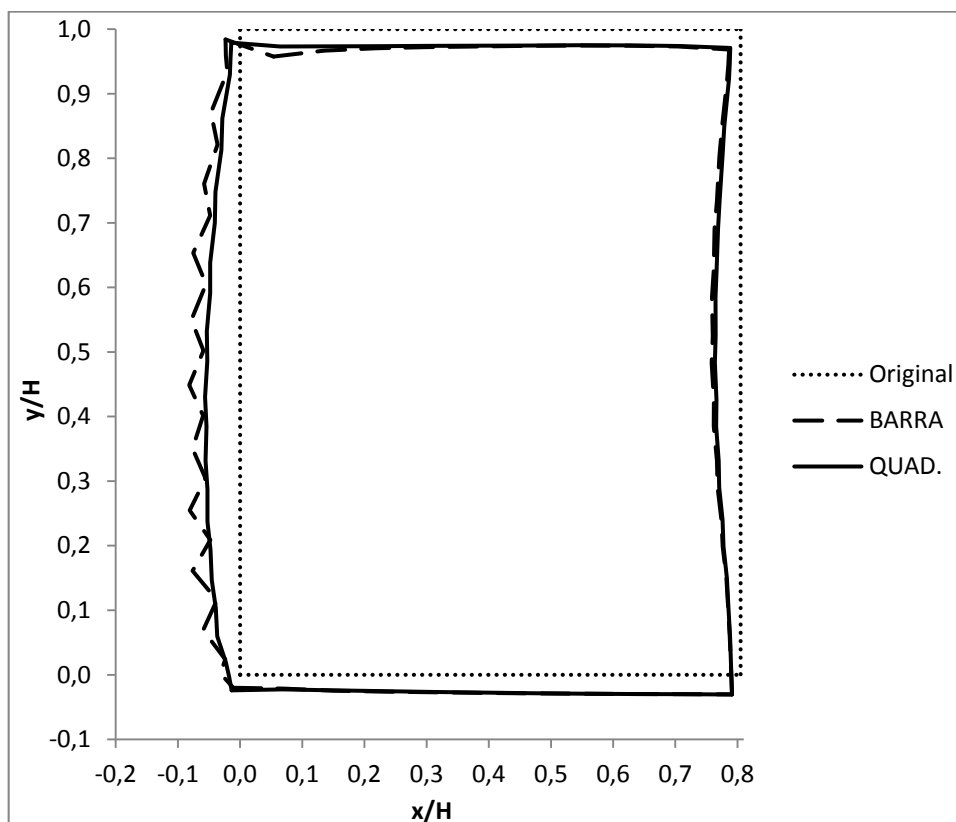


Figura 4.28: Deslocamentos dos maciços reforçados das ECSR de  $S_i=0,1$ ; com faces de  $E=2,1 \times 10^4$  kPa simuladas por elementos quadriláteros e por elementos de barra

Embora as estruturas de solo reforçado das classes F4 e B3 retratadas nas Figuras 4.27 e 4.28 sejam semelhantes, o deslocamento horizontal máximo da face de elementos quadriláteros atinge 2,8 cm e o da face de elementos de barra é 4,1 cm. No conjunto das comparações entre as ECSR cuja face foi simulada por elementos de barra e aquelas cuja face foi representada por elementos quadriláteros, as simulações com elementos de barra conduzem a deslocamento horizontal máximo de 1 cm a 3 cm superior ao verificado nas modelagens com elementos quadriláteros e suas estruturas deformadas apresentam uma depressão no topo, no ponto de distância horizontal da face igual a  $x/H=0,08$ .

Na Figura 4.29 estão os gráficos da tração parametrizada ao longo dos reforços das ECSR com  $S_i=0,01$ , sendo que a Figura 4.29(a) refere-se às estruturas com face de módulo de elasticidade igual a  $2,1 \times 10^4$  kPa e a 4.29(b) refere-se às estruturas com face de  $2,1 \times 10^7$  kPa.

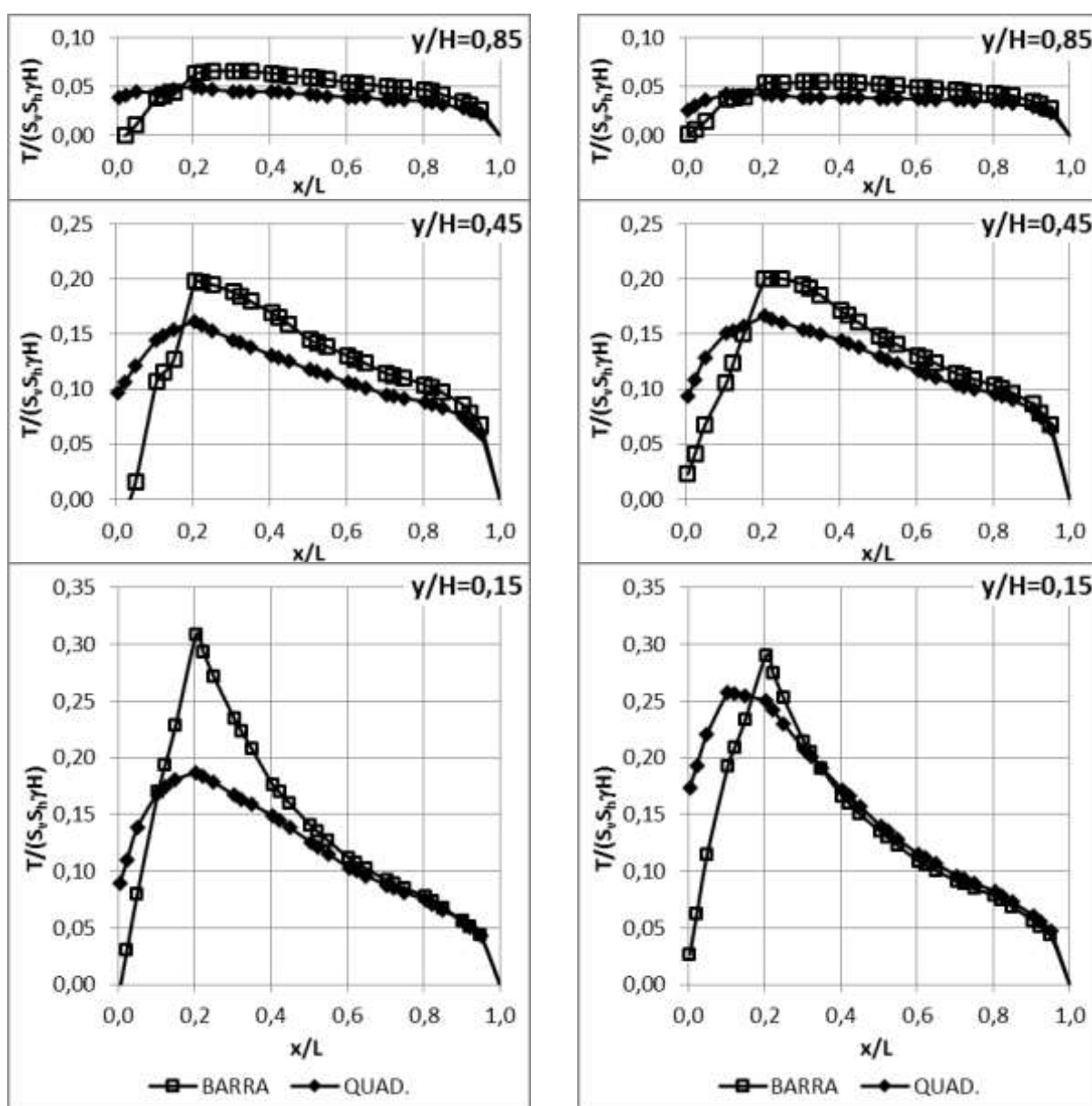
(a)  $E = 2,1 \times 10^4 \text{ kN/m}$ (b)  $E = 2,1 \times 10^7 \text{ kN/m}$ 

Figura 4.29: Tração atuante nos reforços das ECSR de  $S_i=0,1$ : (a)  $E=2,1 \times 10^4 \text{ kPa}$ ; (b)  $E=2,1 \times 10^7 \text{ kPa}$

Na Figura 4.30 é apresentado o gráfico de tração máxima no reforço  $S_i=0,1$  das estruturas com faces de  $E= 2,1 \times 10^7 \text{ kPa}$ , simuladas por elementos de barra ou elementos quadriláteros.

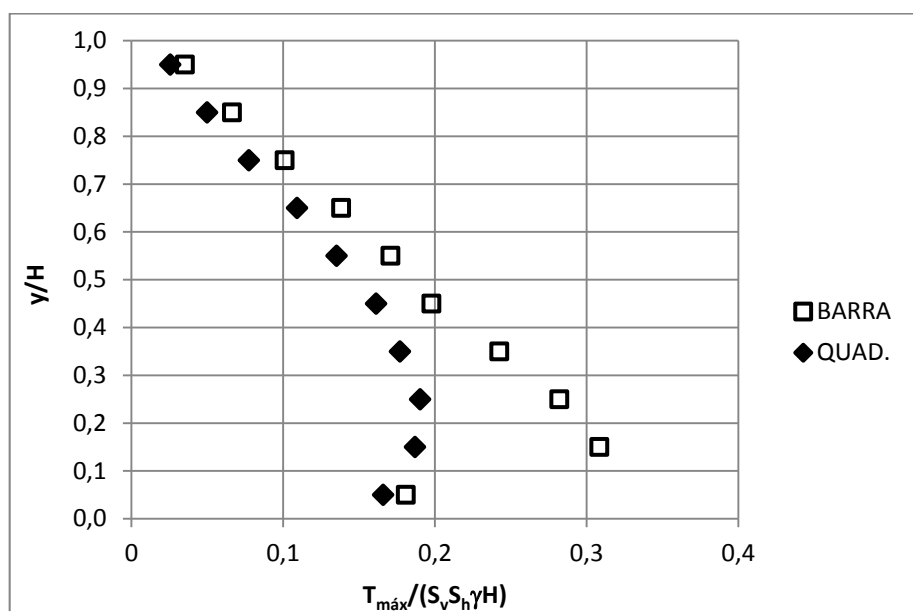


Figura 4.30: Resultados de tração máxima nos reforços  $S_i=0,01$  de ECSR com faces de  $E=2,1 \times 10^7$  kPa simuladas por elementos quadriláteros e por elementos de barra

Nas ECSR com face simulada por elementos de barra, a força na conexão reforço-face tende a zero, de acordo com a Figura 4.29. Observa-se na Figura 4.30 que, nas ECSR com face de mesma rigidez axial, o emprego de elemento de barra para representação da face resulta em valor mais elevado da tração máxima em todas as camadas de reforço. Quanto ao valor da maior sollicitação dentre todos os reforços da estrutura ( $T_{SUP}$ ), da modelagem da face rígida com elementos de barra advém tração de 60% a 70% superior à da simulação com elementos quadriláteros e, da modelagem da face medianamente flexível com elementos de barra, sucede  $T_{SUP}$  de 10% a 25% superior à da simulação com elementos quadriláteros na face.

Constata-se, portanto, que, na modelagem numérica de estruturas de solo reforçado com o CRISP92-SC, são diferentes os resultados da análise em que a face é representada por elementos de barra daqueles em que a face é modelada com elementos quadriláteros, pelo menos na faixa de rigidezes axiais de face estudada ( $2,1 \times 10^3$  kN/m a  $2,1 \times 10^6$  kN/m). Os fatores que diferenciam estes tipos de elemento são o momento de inércia e o peso específico da face, que são nulos nos elementos de barra e, como já foi constatado que o peso específico da face não é um fator importante para o equilíbrio da ECSR, infere-se que a rigidez à flexão da face é significativa e contribui para o equilíbrio das estruturas de solo reforçado.

## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

---

Neste capítulo são apresentadas as conclusões obtidas das análises numéricas realizadas neste trabalho, usando programa CRISP92-SC, e as sugestões de trabalhos futuros para continuidade da pesquisa.

### 5.1 CONCLUSÕES

Como esperado, verifica-se que a face rígida contribui para redução dos esforços internos e dos deslocamentos do maciço reforçado. A face rígida do tipo painel de concreto promove na estrutura de contenção de solo reforçado (ECSR) a redução da tração máxima nos reforços, impõe redução significativa dos deslocamentos horizontais e verticais, eleva a solicitação de tração nas conexões dos reforços à face e promove a transferência de tensões verticais do solo reforçado para a face, em relação à face de geotêxtil autoenvelopada.

O equilíbrio interno e a deformabilidade das estruturas de solo reforçado não são significativamente influenciados pelo peso específico da face.

Os aumentos da espessura e do módulo de elasticidade da face promovem redução da máxima tração dentre todos os reforços da estrutura e do deslocamento horizontal máximo da ECSR. Obteve-se, nas simulações numéricas de estruturas de solo reforçado, redução da tração máxima dentre todos os reforços de 14% a 35% (media 23%) mediante a quadruplicação da espessura da face e redução de 12% a 30% (media 23%) mediante a elevação de mil vezes do módulo de Young da face. Portanto, a variação da espessura influi mais que a variação do módulo de Young no equilíbrio interno da estrutura de solo reforçado.

A elevação da rigidez da face, seja pelo aumento do módulo de Young ou da espessura, promove a redução do valor da máxima tração dentre todos os reforços, mas nem sempre propicia redução da tração máxima em todos os reforços.

Constata-se a existência de um índice de rigidez da face de transição entre dois padrões de comportamento das estruturas de solo reforçado. Na faixa de valores abaixo do valor de transição, a elevação da rigidez de face promove redução ou estabilização das solicitações em todos os reforços. Ao se elevar a rigidez de face acima do valor de transição, há redução das solicitações somente nos reforços localizados nos dois terços inferiores da estrutura, aproximadamente, o que inclui o reforço de maior solicitação. Para ECSR de cinco metros de altura constituída de solo de peso específico  $19,6 \text{ kN/m}^3$ , a rigidez de transição se caracteriza por rigidez axial da ordem de  $8.400 \text{ kN/m}$  e por rigidez à flexão da ordem de  $100 \text{ kNm}^2/\text{m}$ .

Considerando estruturas de solo reforçado hipotéticas cujas faces sejam dotadas apenas de rigidez axial, existe um valor limite de rigidez da face acima do qual se mantêm aproximadamente constantes a tensão no reforço e a força de compressão na face, independentemente da rigidez da face. Nas estruturas de solo reforçado de cinco metros de altura constituídas de solo de peso específico  $19,6 \text{ kN/m}^3$ , o valor limite de rigidez axial da face é da ordem de  $2.100 \text{ kN/m}$  (índice de rigidez relativa solo-face:  $0,099$ ). Na faixa de valores de rigidez axial da face abaixo desse limite, o aumento de cem vezes da rigidez axial resulta em redução da ordem de  $11\%$  da máxima tração obtida dentre todos os reforços da ECSR.

Conclui-se, então, que a rigidez à flexão e a rigidez axial da face são parâmetros influentes no comportamento de estruturas de solo reforçado.

O esforço cortante na face e a tração máxima no reforço estão relacionados e atuam na estabilização da fatia horizontal da ECSR. Contudo, é provável que haja outros fatores relevantes nesse processo. A relação entre a variação da tração máxima no reforço e a variação da força cortante no segmento de face correspondente, decorrentes do enrijecimento da face, que é expressa pela equação (24), apresenta aplicabilidade muito restrita para se estimar a tração máxima e é necessário aprimorá-la. De forma geral, observa-se que a referida expressão não está bem ajustada para análise de estruturas de solo reforçado de reforços extensíveis e para estimativa da tração máxima nas camadas de reforço inferiores da estrutura.



Em relação à maneira de simular uma face de ECSR dotada de certo grau de rigidez no programa CRISP92-SC, verifica-se que a representação da face, seja por elementos de viga, seja por elementos quadriláteros, não altera os resultados da análise. Na modelagem numérica de estruturas de solo reforçado com o CRISP92-SC, são diferentes os resultados da análise em que a face é representada por elementos de barra daqueles correspondentes à estrutura cuja face é simulada por elementos quadriláteros; maiores solicitações nos reforços são obtidas como resultado de simulação de estrutura de solo reforçado com face de elementos de barra.

## 5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

As seguintes sugestões são feitas para os trabalhos futuros:

- Realizar estudos experimentais de estruturas de solo reforçado com face rígida e com face flexível, possibilitando a comparação dos resultados numéricos obtidos no presente trabalho com os experimentais.
- Avaliar a influência da rigidez da face sobre o equilíbrio de estruturas de diferentes alturas, inclinações e propriedades de solo, no âmbito da análise dimensional.
- Analisar o efeito da face rígida em ECSR submetidas à compactação em seu processo executivo.
- Aprimorar a relação entre a variação da tração máxima no reforço e a variação da força cortante na camada reforçada, decorrentes do enrijecimento da face, que foi apresentada na equação (24), incluindo outros fatores relevantes na explicação da variação da tração máxima.

- Incorporar expressamente a rigidez da face num método de análise do equilíbrio interno de estruturas de solo reforçado, baseado em condições de trabalho, como no método de Dantas e Ehrlich (2000), por exemplo.

## 6 REFERÊNCIAS

---

AASHTO. **AASHTO LRFD Bridge Design Specifications**. Washington, DC, USA, 2012.

ABNT. **NBR 9286**: Terra Armada - Especificação. Rio de Janeiro, 1986.

ALLEN, T.M.; BATHURST, R.J. Design and Performance of 6.3-m-High, Block-Faced Geogrid Wall Designed Using K-Stiffness Method. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s.l.], 2014.

BARBOZA JÚNIOR, J. da C. **Estudo através de Modelos Físicos da Influência da Face e da Compactação em Muros de Solo Reforçado**. 2003. 194 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

BATHURST, R.J. et al. Full Scale Testing of Geosynthetic Reinforced Walls. **ASCE Special Publication**: Proceedings of GeoDenver 2000. Denver, Colorado, USA, p. 6-12, 2000.

BATHURST, R.J. et al. The influence of facing stiffness on the performance of two geosynthetic reinforced soil retaining walls. **Canadian Geotechnical Journal**, [s.l.], v. 43, p. 125-137, 2006.

BECKER, L. de B. **Comportamento de geogrelhas em muro de solo reforçado e em ensaios de arrancamento**. 2006. 322 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

BRITTO, A. M.; GUNN, M. J. **CRISP 90**: User's and Programmer's Guide. Engineering Department, Cambridge University, Cambridge, Inglaterra, 1990.

BSI STANDARDS PUBLICATION. **BS 8006-1**: Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. [S. I.], 2010.

DAMIANS, I.P. et al. Vertical-facing Loads in Steel-Reinforced Soil Walls. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [S.I.], v. 139, n. 9, p. 1419-1432, 2013.

DANTAS, B. T. **Método de análise de taludes reforçados sob condições de trabalho**. 1998. 92 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1998.

\_\_. **Análise do comportamento de estruturas de solo reforçado sob condições de trabalho**. 2004. 209 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

DANTAS, B. T.; EHRLICH, M. Método de análise de taludes reforçados sob condições de trabalho. **Solos e Rochas**. São Paulo, v. 23 (2), p. 113-133, 2000.

EHRLICH, M.; BECKER, L. de B. **Muros e taludes de solo reforçado**: projeto e execução. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

EHRLICH, M.; MITCHELL, J. K. Working stress design method for reinforced soil walls. **Journal of Geotechnical Engineering**. ASCE, Virginia, USA, v. 120, n. 4, p. 820- 821, 1994.

EHRLICH, M.; MIRMORADI, S.H. Evaluation of the effects of facing stiffness and toe resistance on the behavior of GRS walls. **Geotextiles and Geomembranes**. Elsevier Ltd., [S. I.], v. 40, p. 28-36, 2013.

EHRLICH, M.; MIRMORADI, S.H.; SARAMAGO, R.P. Evaluation of the effect of compaction on the behavior of geosynthetic-reinforced soil walls. **Geotextiles and Geomembranes**. Elsevier Ltd., [S. I.], v. 34, p. 108-115, 2012.

ELIAS, V.; CHRISTOPHER, B.R.; BERG, R.R. **Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines**. Washington, DC, USA: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2001. Publicação n. FHWA-NHI-00-043.

GUEDES, V.C.P. **Estudo da Influência da Compactação, do Tipo e Inclinação da Face no Comportamento de Muros de Solo Reforçado**. 2004. 472 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

GUEVARA, F.N.P. **Métodos de Projeto para Muros de Solo Reforçado com Geossintéticos**. 2007. 162 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 2007.

HELWANY, M.B. et al. Effects of facing rigidity on the performance of geosynthetic-reinforced soil retaining walls. **Soils and Foundations**, [S.l.], v. 36, n. 1, p. 27-38, 1996.

HUANG, B.; BATHURST, R.J.; HATAMI, K. Numerical Study of Reinforced Soil Segmental Walls Using Three Different Constitutive Soil Models. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [S.l.], v. 135, n. 10, p. 1486-1498, 2009.

ITURRI, E.A.Z. **Análise numérica da influência da compactação em aterros sobre fundação de baixa capacidade de suporte**. 1996. 211 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE/ Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1996.

KLAR, A.; SAS, T. Rational approach for the analysis of segmental reinforced soil walls based on kinematic constraints. **Geotextiles and Geomembranes**. Elsevier Ltd., [S. l.], v. 27, p. 332-340, 2009.

\_\_. The KC method: Numerical investigation of a new analysis method for reinforced soil walls **Computers and Geotechnics**. Elsevier Ltd., [S. l.], v. 37, p. 351-358, 2010.

KOERNER, R.M. **Designing with geosynthetics**. 4. ed. New Jersey, USA: Prentice-Hall, 1999.

LESHCHINSKY, D. On Global Equilibrium in Design of Geosynthetic Reinforced Walls. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [S.l.], v. 135, n. 3, p. 309-315, 2009.

LOIOLA, F.L.P. **Estudo numérico da influência da face no comportamento de muros de solo reforçado**. 2001. 166 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.

MITCHELL, J. K.; VILLET, W. C. B. Reinforcement of earth slopes and embankments. **National Cooperative Highway Research Program Report**, Transportation Research Board, Washington, DC, USA, n. 290, 1987.

RICCIO FILHO, M. **Comportamento de um muro de solo reforçado com solos finos tropicais**. 2007. 444 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

SANTIAGO, C. S. **O solo como material de construção**. 2 ed., Salvador: EDUFBA, 2001.

SAYÃO, A. et al. Muros e taludes reforçados. In: VERTEMATTI, J. C. (Org.). **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. São Paulo: Edgard Blücher, 2004. p. 84-123.

SOCIEDADE ALEMÃ DE GEOTECNIA. **Recommendations for Design and Analyses of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements – EBGEO**. Tradução de Alan Johnson. 2.ed. Berlin, Alemanha: Ernst & Sohn GmbH & Co. KG. 2011.

TATSUOKA, F. Keynote lecture: Roles of facing rigidity in soil reinforcing. In: International Symposium on Earth Reinforcement Practice, 1993, Fukuoka, Kyushu, Japão. **Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice**. Fukuoka, Kyushu, Japão: [s.n.], 1993. v. 2, p. 831-870.

VIEIRA, C.S.; LOPES, M.L.; CALDEIRA, L.M.M.S. **Influence of facing panel rigidity on performance of reinforced soil retaining walls**: a numerical study. In: EUROGEO4, 2008, Edinburgh, Reino Unido. *Anais...* Edinburgh, Reino Unido, 2008.