

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

PAULO MARCOS HERRERA SATYRO DA SILVA

**VALIDAÇÃO DE UM MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA
DE CONTENÇÃO EM SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS**

CURITIBA

2016

PAULO MARCOS HERRERA SATYRO DA SILVA

**VALIDAÇÃO DE UM MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA
DE CONTENÇÃO EM SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS**

Dissertação apresentado ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia da Construção Civil, área de concentração em Geotecnia, Departamento de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, como parte das exigências para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Construção Civil.

Orientador: Prof. Dr. Sidnei Helder Cardoso Teixeira

CURITIBA

2016

S586v

Silva, Paulo Marcos Herrera Satyro da
Validação de um método de dimensionamento de estrutura de contenção
em solo reforçado com geossintéticos / Paulo Marcos Herrera Satyro da
Silva. – Curitiba, 2016.
144 f. : il. ; 30 cm.

Dissertação - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia,
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, 2016.

Orientador: Sidnei Helder Cardoso Teixeira .
Bibliografia: p. 141-144.

1. Geossintéticos. 2. Geotêxteis. 3. Estrutura do solo. 4. Solos – umidade.
5. Ensaio de arrancamento. I. Universidade Federal do Paraná. II. Teixeira,
Sidnei Helder Cardoso. III. Título.

CDD: 624.15

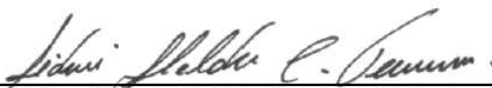
TERMO DE APROVAÇÃO

PAULO MARCOS HERRERA SATYRO DA SILVA

VALIDAÇÃO DE UM MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURA DE CONTENÇÃO EM SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS

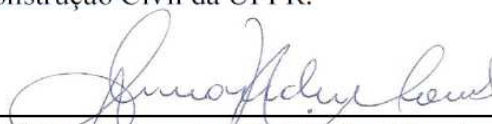
Dissertação aprovada como requisito parcial para obtenção de grau de Mestre no Programa de Pós-graduação em Engenharia de Construção Civil, Área de Concentração: Geotecnia, setor de Tecnologia, da Universidade Federal do Paraná, pela seguinte banca examinadora:

Orientador:



Prof. Dr. Sídney Helder Cardoso Teixeira
Programa de Pós-graduação em Engenharia de
Construção Civil da UFPR.

Examinador:



Prof. Dr. Alessandro Christopher Morales Kormann
Programa de Pós-graduação em Engenharia de
Construção Civil da UFPR.

Examinador:



Dr. Carlos Vinicius dos Santos Benjamim
Engenharia Consultoria – São Paulo/SP

Curitiba, 13 de Junho 2016.

Dedico este estudo a Deus pela família que tenho; a minha esposa Claudia, filhos Ana e Santiago pela felicidade no dia a dia; ao meu pai Ivan porque este sonho não seria possível sem ele.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Dr. Sidnei Helder Cardoso Teixeira, pelo aprendizado, orientação, atenção, oportunidade e amizade.

Aos meus pais, Ivan e Nancy, que dedicaram muito tempo e sacrifícios para a realização deste sonho.

Ao programa PPGECC da UFPR, por oferecer-me a estrutura física e humana na realização deste trabalho.

Ao Dr. Carlos Vinicius Santos Benjamim pela ajuda na obtenção de dados e fornecimento de materiais necessários para o desenvolvimento deste estudo.

Aos funcionários do LAME em especial ao Físico Douglas pela colaboração na realização dos ensaios e ensinar-me a interpretar o programa FORTRAN.

Ao meu colega de profissão Eng. Antonio Koczicki pela ajuda nos ensaios de arrancamento e pela fabricação da caixa de ensaios de pequeno porte.

À empresa PROPEX pelo fornecimento de ensaios e catálogos de geossintéticos.

A todos os professores envolvidos no programa PPGECC pelo aprendizado.

RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo principal validar o método de dimensionamento de muros reforçados com geossintéticos proposto por Teixeira (2003), em sua tese de doutorado. Este método consiste em uma modelagem numérica para obter esforços máximos nas inclusões de muros em solo reforçado com geossintéticos usando como dados de entrada, parâmetros obtidos de ensaios de arrancamento em equipamentos de pequeno porte. Para este trabalho, foram realizados 9 ensaios de arrancamento com geotêxteis em equipamento de pequeno porte. Os resultados dos ensaios foram ajustados por curvas de função exponencial e usados no dimensionamento pelo método proposto. Os esforços de tração máximos nas inclusões foram comparados com resultados dos métodos K-Stiffness, Ehrlich – Mitchell e com dados monitorados de 4 modelos em escala real de muros de solo reforçado com geotêxteis construídos por Benjamim (2006). As comparações de resultados para solos não coesivos indicam que os esforços obtidos pelo método de Teixeira (2003) são próximos aos obtidos com o método de Ehrlich e Mitchell (1994), nas camadas inferiores até uma altura de $0,3H$. Os esforços calculados nas camadas superiores por Ehrlich e Mitchell (1994) apresentam-se menores que os obtidos pelo método de Teixeira (2003). O método K-Stiffness subestimou os esforços de tração no reforço em todas as camadas, quando comparado com os demais métodos. Os resultados obtidos com o uso de solo coesivo evidenciam a influência da coesão sobre as solicitações nos reforços, já que a sua presença aumenta a resistência interna do solo e tende a reduzir as solicitações de carga nos reforços. Em solos coesivos, os métodos de Teixeira (2003) e Ehrlich e Mitchell (1994), bem como os dados do monitoramento dos modelos em escala real resultaram em baixos esforços de tração nas inclusões (em torno de $0,45\text{kN/m}$). O método K-Stiffness (2003) superestimou os valores de tensão. Avaliando-se os resultados obtidos, pode-se dizer que o método de Teixeira (2003) se apresenta apropriado para ser usado no dimensionamento envolvendo solos coesivos e não coesivos, e mostra resultados próximos aos obtidos pelo método de Ehrlich e Mitchell (1994). Tanto o método Teixeira (2003) como Ehrlich-Mitchell (1994) atendem a condição de equilíbrio das forças atuantes nas estruturas de contenção apresentada, o que não se verifica para o método K-Stiffness (2003). A posição da superfície de ruptura e os deslocamentos da face monitorados por Benjamim (2006) apresentam-se próximos ao estimado por Teixeira (2003).

PALAVRA CHAVE: Muros de solo reforçado, Geossintéticos, Esforços, Ensaios de arrancamento.

ABSTRACT

The present work has as main objective to validate the method of designing reinforced walls with geosynthetics proposed by Teixeira (2003), in his doctoral thesis. This method consists of a numerical modeling to obtain maximum stresses in the inclusions of walls in reinforced soil with geosynthetics using as input data, parameters obtained from pullout tests in small equipment. For this work, nine geotextile Pullout tests were performed on small equipment. The results of the tests were adjusted by exponential function curves and used in the designing by the proposed method. The maximum tensile stresses in the inclusions were compared with the results of the K-Stiffness, Ehrlich – Mitchell methods and with monitored data from four real-scale models of reinforced soil walls with geotextiles constructed by Benjamim (2006). The comparisons of results for non-cohesive soils indicate that the stresses obtained by the Teixeira (2003) method approximate to those obtained with the Ehrlich and Mitchell (1994) method in the lower layers up to a height of $0.3H$. The stresses calculated in the upper layers by Ehrlich and Mitchell (1994) are smaller than those obtained by the method of Teixeira (2003). The K-Stiffness method underestimated tensile stress on reinforcement at all layers when compared to the other methods. The results obtained as use of cohesive soil show the influence of cohesion on the reinforcement stresses, since its presence increases the internal resistance of the soil and tends to reduce load requests in reinforcements. In cohesive soils, the methods of Teixeira (2003) and Ehrlich and Mitchell (1994), as well as the data of the monitoring of the models in real scale resulted in low tensile stresses in the inclusions (around 0.45kN/m). The K-Stiffness (2003) method overestimated the voltage values. The K-Stiffness (2003) method overestimated the values of the stresses. Evaluating the results obtained, it is possible to say that the Teixeira (2003) method is suitable for use in designing cohesive and non-cohesive soils, and show results close to those obtained by the method of Ehrlich and Mitchell (1994). Both the Teixeira (2003) and Ehrlich-Mitchell (1994) methods meet the condition of balancing the forces acting on the contention structures presented, which is not true for the K-Stiffness method (2003). The position of the rupture of surface and the displacements of the face monitored by Benjamim (2006) approximate to those estimated by Teixeira (2003).

KEY WORDS: Reinforced soil walls, Geosynthetics, Stresses, Pullout tests.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - SOLO REFORÇADO (CAMPOS DE JORDÃO).....	27
FIGURA 2 - MICROFOTOGRAFIA DO ARRANJO ESTRUTURAL DOS GEOTÊXTEIS (A) E (B) TECIDOS; (C) E (D) NÃO TECIDOS.....	28
FIGURA 3 - INTERAÇÃO GEOGRELHA COM O SOLO ENVOLVENTE	29
FIGURA 4 - TIPOS DE GEOGRELHA SEGUNDO CONFORMAÇÃO.....	29
FIGURA 5 - CUSTOS DE CONSTRUÇÃO, POR ÁREA DE FACE, EM FUNÇÃO DA ALTURA DE MURO, PARA VÁRIAS SOLUÇÕES DE CONTENÇÃO.....	31
FIGURA 6 - DEFORMAÇÕES EM UM ELEMENTO DE SOLO COM E SEM REFORÇO	32
FIGURA 7 - REFORÇO DE UM ELEMENTO DE SOLO	33
FIGURA 8 - TALUDES COM REFORÇO E SEM REFORÇO	34
FIGURA 9 - ELEMENTO DE RUPTURA IDEALIZADO	34
FIGURA 10 - RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO VS. ORIENTAÇÃO DO REFORÇO	35
FIGURA 11 - ENSAIOS PARA ANÁLISE DE COMPORTAMENTO DE INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO	36
FIGURA 12 - ZONAS A (ATIVA) E B (PASSIVA) DE UMA ESTRUTURA DE SOLO REFORÇADO E ENSAIOS QUE MELHOR REPRODUZEM OS MECANISMOS EXISTENTES	37
FIGURA 13 - MECANISMOS DE INTERAÇÃO ENTRE SOLO E GEOGRELHA NA RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO	38
FIGURA 14 - CURVAS FORÇA DE ARRANCAMENTO VS. DESLOCAMENTOS DE VÁRIAS JUNÇÕES.....	39
FIGURA 15 - DISTRIBUIÇÃO DOS DESLOCAMENTOS AO LONGO DA GEOGRELHA DURANTE ENSAIO DE ARRANCAMENTO DE GRANDE PORTE	40
FIGURA 16 - TENSÕES NORMAIS LOCALIZADAS NAS PROXIMIDADES DA INTERFACE SOLO-GEOGRELHA DURANTE ENSAIO DE ARRANCAMENTO DE GRANDE PORTE	41
FIGURA 17 - EQUIPAMENTO DE ENSAIO DE ARRANCAMENTO DE GRANDE PORTE.....	45

FIGURA 18 - CAIXA DE TESTES DE PEQUENO PORTE	46
FIGURA 19 - EQUIPAMENTO PARA ENSAIO DE ARRANCAMENTO DE PEQUENO PORTE	47
FIGURA 20 - EQUIPAMENTO DE ARRANCAMENTO DE PEQUENO PORTE ...	48
FIGURA 21 - EQUIPAMENTO DE GRANDES DIMENSÕES PARA ENSAIOS DE ARRANCAMENTO.....	49
FIGURA 22 - EFEITO DA SOBRECARGA NOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO	50
FIGURA 23 - TERAÇÃO SOLO-REFORÇO BASEADO NA DILATÂNCIA RESTRINGIDA.....	52
FIGURA 24 - MODOS DE RUPTURA DE UM ECSR COM GEOSSINTÉTICO ENVELOPADO.....	55
FIGURA 25 - ZONAS ATIVA E RESISTENTE DE UM MURO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICO	56
FIGURA 26 - CARGAS NORMALIZADAS NOS REFORÇOS EM FUNÇÃO DA PROFUNDIDADE	61
FIGURA 27 - DISTRIBUIÇÃO COM A PROFUNDIDADE DO PARÂMETRO D_{TMAX}	61
FIGURA 28 - DISTRIBUIÇÃO DE D_{TMAX} AO LONGO DA ALTURA NORMALIZADA PARA SOLOS COESIVOS.....	61
FIGURA 29 - MECANISMO DE EQUILÍBRIO INTERNO.....	63
FIGURA 30 - FATOR DE AJUSTE DA TENSÃO CISALHANTE	64
FIGURA 32 - TRAJETÓRIA DE TENSÕES DO MODELO	65
FIGURA 33 - ÁBACO ADIMENSIONAIS PARA TALUDES 1 (H) : 2 (V) E COESÃO NULA	72
FIGURA 34 - LUGAR GEOMÉTRICO DOS PONTOS DE TRAÇÃO MÁXIMA	72
FIGURA 35 - CURVAS EXPERIMENTAIS E AJUSTADAS DOS ENSAIOS DE PEQUENAS DIMENSÕES.....	74
FIGURA 36 - TENSÃO ÚLTIMA DE ARRANCAMENTO EM FUNÇÃO DA TENSÃO NORMAL	74
FIGURA 37 - OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS ADIMENSIONAIS	75
FIGURA 38 - ESTRUTURA EM SOLO REFORÇADO E MOVIMENTAÇÃO DA ZONA ATIVA.....	77
FIGURA 39 - FORÇAS ATUANTES NA CUNHA ATIVA.....	78

FIGURA 40 - POLÍGONO DE FORÇAS ATUANTES NA CUNHA ATIVA.....	79
FIGURA 41 - DEFINIÇÃO DOS VALORES DE ΣT_{MAX} E α_{CRIT}	80
FIGURA 42 - DESLOCAMENTOS DAS PORÇÕES DA INCLUSÃO INSERIDAS NAS ZONAS ATIVA E RESISTENTE.....	81
FIGURA 43 -ESQUEMA DA GEOMETRIA ADOTADA NA CONSTRUÇÃO DOS PROTÓTIPOS	85
FIGURA 44 - INSTRUMENTAÇÃO DO PROTÓTIPO	86
FIGURA 45 - MANTA INSTRUMENTADA COM TELL TAILS.....	87
FIGURA 46 - EXTREMIDADE LIVRE DO TELL TAILS DENTRO DO CAIXÃO NO MÓDULO	87
FIGURA 47 - EXTENSÔMETRO MAGNÉTICO UTILIZADO	88
FIGURA 48 - EDIÇÃO DOS DESLOCAMENTOS DE FACE	89
FIGURA 49 - DESLOCAMENTOS <i>TELL TAILS</i> E TOPOGRÁFICOS DA FACE DO PROTÓTIPO 1	90
FIGURA 50 - DESLOCAMENTOS DA FACE MEDIDOS PELOS TELL TAILS EM ETAPAS DO PROTÓTIPO 1.....	91
FIGURA 51 - DEFORMAÇÕES DOS REFORÇOS DO PROTÓTIPO 1.....	92
FIGURA 52 - SUPERFÍCIE POTENCIAL DE RUPTURA OBTIDAS PELAS DEFORMAÇÕES NO PROTÓTIPO 1	93
FIGURA 53 - DIMENSÕES CAIXA DE PEQUENO PORTE PARA ENSAIOS DE ARRANCAMENTO.....	99
FIGURA 54 - EQUIPAMENTOS PARA ENSAIO DE ARRANCAMENTO DE PEQUENO PORTE DO LAME	100
FIGURA 55 - COMPACTAÇÃO SOLO COESIVO COM MARTELO AO PROCTOR NORMAL	101
FIGURA 56 - ENSAIO DE ARRANCAMENTO REALIZADO G200 NÃO TECIDO – PP	102
FIGURA 57 - EOTÊXTIL G200 NÃO TECIDO-PET NO ENSAIO DE ARRANCAMENTO.....	103
FIGURA 58 - GEOTÊXTIL TECIDO PROPEX 10 X 50-PP DESFIANDO PELO ENSAIO.....	104
FIGURA 59 – ARGILA SILTOSA COM GEOTÊXTIL TECIDO $\sigma = 25$ KPA.....	105
FIGURA 60 - ARGILA SILTOSA COM GEOTÊXTIL TECIDO $\sigma = 50$ KPA.....	105

FIGURA 61 - ARGILA SILTOSA COM GEOTÊXTIL TECIDO $\sigma = 100$ KPA.....	106
FIGURA 62 - AREIA MÉDIA A GROSSA COM GEOTÊXTIL TECIDO $\sigma = 25$ KPA	106
FIGURA 63 - AREIA MÉDIA A GROSSA COM GEOTÊXTIL TECIDO $\sigma = 50$ KPA	107
FIGURA 64 - AREIA MÉDIA A GROSSA COM GEOTÊXTIL TECIDO $\sigma = 100$ KPA	107
FIGURA 65 - AREIA MÉDIA A GROSSA COM GEOTÊXTIL NÃO TECIDO $\sigma = 25$ KPA	108
FIGURA 66 - AREIA MÉDIA A GROSSA COM GEOTÊXTIL NÃO TECIDO $\sigma = 50$ KPA	108
FIGURA 67 - AREIA MÉDIA A GROSSA COM GEOTÊXTIL NÃO TECIDO $\sigma =$ 100 KPA	109
FIGURA 68 - EFEITO DA SOBRECARGA APLICADA NA RESISTÊNCIA τ_{MAX}	110
FIGURA 69 - TENSÃO ÚLTIMA DE ARRANCAMENTO E DESLOCAMENTO COM O MESMO SOLO (AREIA MÉDIA A GROSSA).....	111
FIGURA 70 - TENSÃO ÚLTIMA DE ARRANCAMENTO E DESLOCAMENTO COM O MESMO GEOTÊXTIL (PROPEX 10 X 50).....	112
FIGURA 71 -CURVAS EXPERIMENTAIS E AJUSTADAS A FUNÇÃO EXPONENCIAL DOS ENSAIOS (PROTÓTIPO 6).....	113
FIGURA 72 - TENSÃO ÚLTIMA DE ARRANCAMENTO EM FUNÇÃO DA TENSÃO NORMAL (PROTÓTIPO 6).....	114
FIGURA 73 -TENSÃO ÚLTIMA DE ARRANCAMENTO EM FUNÇÃO DA TENSÃO NORMAL (PROTÓTIPO 6).....	115
FIGURA 74 - CURVAS EXPERIMENTAIS E AJUSTADAS A FUNÇÃO EXPONENCIAL (PROTÓTIPO 8).....	116
FIGURA 75 -CURVAS EXPERIMENTAIS E AJUSTADAS A FUNÇÃO EXPONENCIAL (PROTÓTIPO 8).....	116
FIGURA 76 - OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS ADIMENSIONAIS (PROTÓTIPO 8).....	117
FIGURA 77 CURVAS EXPERIMENTAIS E AJUSTADAS A FUNÇÃO EXPONENCIAL (PROTÓTIPO 1 E 2)	117

FIGURA 78 TENSÃO ÚLTIMA DE ARRANCAMENTO EM FUNÇÃO DA TENSÃO NORMAL (PROTÓTIPO 1 E 2)	118
FIGURA 79 - OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS ADIMENSIONAIS (PROTÓTIPO 1 E 2).....	118
FIGURA 80 - DESENVOLVIMENTO DOS CÁLCULOS DE ESFORÇOS EM EXCEL.....	120
FIGURA 81 – TENSÃO MÁXIMA VS. ALTURA DO MURO 1	128
FIGURA 82 -COMPARAÇÃO ENTRE SUPERFÍCIES DE RUPTURA – MURO 1	129
FIGURA 83 - TENSÃO MÁXIMA VS. ALTURA DO MURO 2.....	130
FIGURA 84 - COMPARAÇÃO ENTRE SUPERFÍCIES DE RUPTURA – MURO 2	132
FIGURA 85 - TENSÃO MÁXIMA VS. ALTURA DO MURO 6.....	134
FIGURA 86 - COMPARAÇÃO ENTRE SUPERFÍCIES DE RUPTURA – MURO 6	134
FIGURA 87 - TENSÃO MÁXIMA VS. ALTURA DO MURO 8.....	136
FIGURA 88 - COMPARAÇÃO ENTRE SUPERFÍCIES DE RUPTURA – MURO 8	136

LISTA DE QUADROS

QUADRO 1 – PRINCIPAIS FUNÇÕES SEGUNDO O TIPO DE GEOSSINTÉTICO	26
QUADRO 2 - CARACTERÍSTICAS DE ALGUNS EQUIPAMENTOS DE ENSAIOS DE ARRANCAMENTO DE GRANDE PORTE RELATADOS NA LITERATURA	44
QUADRO 3 - RELAÇÕES ENTRE AS MEDIDAS DA CAIXA DE ARRANCAMENTO COM SOLO-GEOSSINTÉTICOS RECOMENDADAS PELA ASTM D 6706	45
QUADRO 4 - RESULTADOS DE ENSAIOS DE ARRANCAMENTO EM EQUIPAMENTOS DE GRANDE E DE PEQUENO PORTE	49
QUADRO 5 - FATORES DE REDUÇÃO PARA T_R	57
QUADRO 6 - VALORES USUAIS DE S_f SEGUNDO O TIPO DE REFORÇO	71
QUADRO 7 - GEOMETRIA, TIPO DE SOLO E GEOSSINTÉTICOS UTILIZADOS NOS PROTÓTIPOS	85
QUADRO 8 - GEOMETRIA, GEOTÊXTEIS E SOLOS UTILIZADOS NOS PROTÓTIPOS	94
QUADRO 9 - CLASSIFICAÇÃO DO SOLO SEGUNDO ASTM D2487	95
QUADRO 10 - MASSA ESPECÍFICA DOS SOLOS E ÍNDICES DE VAZIOS.....	95
QUADRO 11 - DENSIDADE MÁXIMA E UMIDADE ÓTIMA	96
QUADRO 12 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO GRANULAR.....	96
QUADRO 13 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO COESIVO.....	97
QUADRO 14 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE GRAMATURA E ESPESURA	97
QUADRO 15 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO LONGITUDINAL	98
QUADRO 16 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO TRANSVERSAL.....	98
QUADRO 17 - ENSAIOS DE ARRANCAMENTO REALIZADOS NO LAME	102
QUADRO 18 - RESUMO DOS PRINCIPAIS DADOS E RESULTADOS DO ENSAIO	104

QUADRO 19 - PARÂMETROS DO AJUSTE NO MODELO EXPONENCIAL PARA TESTES DE ARRANCAMENTO	119
QUADRO 20 - RESUMO DOS DADOS DE ENTRADA PARA CÁLCULO DE TENSÕES MÁXIMAS.....	121
QUADRO 21 - RESULTADOS DAS TENSÕES MÁXIMAS NAS INCLUSÕES MUROS 1, 6 E 8, MÉTODO TEIXEIRA	122
QUADRO 22 - RESULTADOS DE TENSÕES MÁXIMAS NAS INCLUSÕES MURO 2, MÉTODO TEIXEIRA	123
QUADRO 23 - RESULTADO DE TENSÕES MÁXIMAS MURO 1, MÉTODO K-STIFFNESS	123
QUADRO 24 - RESULTADO DE TENSÕES MÁXIMAS MURO 2, MÉTODO K-STIFFNESS	124
QUADRO 25 - RESULTADO DE TENSÕES MÁXIMAS MURO 6, MÉTODO K-STIFFNESS	124
QUADRO 26 - RESULTADO DE TENSÕES MÁXIMAS MURO 8, MÉTODO K-STIFFNESS	124
QUADRO 27 - RESULTADO DE TENSÕES MÁXIMAS MURO 1, MÉTODO EHRlich-MITCHELL.....	125
QUADRO 28 - RESULTADO DE TENSÕES MÁXIMAS MURO 2, MÉTODO EHRlich-MITCHELL.....	125
QUADRO 29 - RESULTADO DE TENSÕES MÁXIMAS MURO 6, MÉTODO EHRlich-MITCHELL.....	126
QUADRO 30 - RESULTADO DE TENSÕES MÁXIMAS MURO 8, MÉTODO EHRlich-MITCHELL.....	126
QUADRO 31 - RESULTADO DE DESLOCAMENTOS DE FACE	126
QUADRO 32 - RESUMO DAS TENSÕES MÁXIMAS DE CADA MÉTODO DO MURO 1	127
QUADRO 33 - RESUMO DAS TENSÕES MÁXIMAS EM CADA MÉTODO – MURO 2	130
QUADRO 34 - RESUMO DAS TENSÕES MÁXIMAS EM CADA MÉTODO – MURO 6	132
QUADRO 35 - RESUMO DAS TENSÕES MÁXIMAS EM CADA MÉTODO MURO 8	135

LISTA DE SÍMBOLOS

A	-	área plana do geossintético em contato com o solo.
a	-	coeficiente adimensional em função da rigidez (método k-stiffness).
a	-	intercepto da reta ajustada da função exponencial (método Teixeira).
a	-	adesão solo-geossintético.
a_p	-	fração da largura de geossintético disponível para o desenvolvimento da resistência passiva.
A_r	-	área de seção transversal do reforço.
b	-	largura do corpo de prova no ensaio de arrancamento.
B	-	espessura do elemento da geogrelha.
c	-	coesão do solo.
c'	-	coesão efetiva do solo.
d	-	coeficiente constante adimensional que depende da inclinação da face (método k-stiffness).
D_{50}	-	diâmetro médio das partículas de solo.
$D_{t\max}$	-	fator de distribuição para estimar T_{\max} (método k-stiffness).
E	-	módulo de rigidez.
E_r	-	módulo de rigidez do reforço.
f	-	coeficiente de interação solo-reforço.
F_{ar}	-	força de arrancamento referente ao deslocamento.
FS	-	fator de segurança.
h	-	altura.
H	-	altura do protótipo.
K_0	-	coeficiente de empuxo de repouso.
K_a	-	coeficiente de empuxo ativo de Rankine.
K_{aa}	-	coeficiente de empuxo ativo equivalente.
K_{abh}	-	componente horizontal da pressão ativa de terra.
K_{avh}	-	componente vertical da pressão ativa de terra.
K_c	-	módulo de Duncan et al. (1980) para o carregamento.
$K_{\Delta 2}$	-	coeficiente de decréscimo do empuxo lateral para descarregamento.
k_i	-	inclinação inicial da curva τ vs. δ do ensaio de arrancamento.
K_r	-	coeficiente de empuxo residual correspondente ao final da construção.
k_u	-	módulo de Duncan et al. (1980) para o descarregamento.
l	-	comprimento inicial da inclusão embutido no solo no ensaio de arrancamento.
L	-	comprimento do reforço no dimensionamento.
l_a	-	longitude do reforço inserido nas zona ativa.

l_b	-	longitude do reforço inserido nas zona passiva.
m	-	parâmetro adimensional de ajuste da função exponencial (método Teixeira).
n	-	módulo expoente de Duncan (método Ehrlich-Mitchell).
n	-	coeficiente angular da reta ajustada da função exponencial (método Teixeira)
N	-	força normal atuando perpendicularmente a superfície de ruptura.
N_γ	-	fator de capacidade de carga, calculado pelas teorias da cunha de Rankine.
OCR	-	razão de sobre adensamento.
P_a	-	pressão atmosférica (igual a 101 kPa).
P_{atm}	-	pressão atmosférica.
$P_{resistente}$	-	força resistente ao cisalhamento.
P_V	-	carga vertical atuante.
Q	-	carga externa distribuída.
R_c	-	força resistente devido a coesão.
R_ϕ	-	força resistente devido ao atrito interno do solo.
R_f	-	parâmetro do modelo hiperbólico de Duncan et al., 1980.
S	-	espaçamento entre membros transversais.
S_{global}	-	rigidez global do reforço.
S_H	-	espaçamento horizontal entre elementos longitudinais nos geossintéticos.
S_i	-	índice de rigidez relativa solo-reforço.
ΣT	-	somatória das forças de tração nas inclusões.
ΣT_{max}	-	somatória das forças de tração máxima nas inclusões para o ângulo α_{crit} .
S_v	-	espaçamento vertical entre os reforços.
T	-	tensão atuante no geossintético.
T_{AL}	-	resistência atritiva desenvolvida ao longo da superfície dos elementos longitudinais.
T_{AT}	-	resistência atritiva desenvolvida ao longo da superfície dos elementos transversais.
T_i^b	-	forças de tração transmitidas às porções da inclusão inseridas na zona resistente.
T_i^a	-	forças de tração transmitidas às porções da inclusão inseridas na zona ativa.
T_{max}	-	tração máxima no reforço.
T_P	-	resistência passiva desenvolvida à frente dos elementos transversais.
T_{rup}	-	resistência da tração na ruptura.
W	-	peso da cunha ativa.
z	-	profundidade.

α	-	coeficiente de descarregamento de Duncan e Seed (método Ehrlich-Mitchell).
α	-	ângulo da superfície de ruptura da cunha ativa com a horizontal (método Teixeira).
α_{crit}	-	ângulo crítico da superfície de ruptura quando a ΣT é máxima.
β	-	inclinação da face do muro com a vertical.
c	-	coesão do solo.
c'	-	coesão efetiva do solo.
δ	-	deslocamento.
δ_i^a	-	deslocamento frontal sofrido pela porção da inclusão “i” inserida na zona ativa.
δ_i^b	-	deslocamento frontal sofrido pela porção da inclusão “i” inserida na zona resistente.
ϕ	-	ângulo de atrito interno do solo.
ϕ'	-	ângulo efetivo de atrito interno.
Φ	-	ângulo de atrito de interface solo-geossintético.
Φ_{fb}	-	fator de inclinação da face.
Φ_{fs}	-	fator de rigidez da face.
Φ_{local}	-	fator de rigidez local.
γ_s	-	peso específico do solo.
γ_w	-	peso específico d' água.
σ'_z	-	tensão vertical efetiva no solo no ponto de máxima tensão no reforço, na interface solo-reforço.
σ_{ave}	-	tensão horizontal media do solo, entre z_m e z_n , atuante no plano vertical e normal ao reforço no ponto de tração máxima.
σ_{zc}	-	tensão vertical induzida pela compactação.
τ_{ult}	-	valor máximo assintótico para a função exponencial .
σ	-	tensão normal atuante.
σ'_b	-	resistência passiva desenvolvida pelo solo a frente dos elementos transversais.
σ'_n	-	tensão normal aplicada no plano do geossintético.

LISTA DE SIGLAS

ABINT	-	Manual Brasileiro de Geossintéticos. Associação Brasileira das indústrias de Não Tecidos e Tecidos Técnicos.
ABNT	-	Associação Brasileira de Normas Técnicas.
ASTM	-	American Society for Testing and Materials.
CL	-	Argila pouco plástica com areia
CTT	-	Células de Tensões Totais
ECSR	-	Estrutura de Contenção com Solo Reforçado
LVDTs	-	<i>Linear Variable Differential Transformers</i>
LAME	-	Laboratório de Materiais e Estruturas da UFPR
MEF	-	Método de Elementos Finitos
PEAD	-	Polietileno de alta densidade
PET	-	Poliéster
PP	-	Polipropileno
PVC	-	Policloreto de Vinil
SP	-	Areia média a fina malgraduada
TPN	-	Transdutor de Pressões Neutras

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	23
1.1	OBJETIVO	24
1.2	JUSTIFICATIVA	24
1.3	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	25
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	26
2.1	GEOSSINTÉTICOS	26
2.1.1	Geotêxteis	27
2.1.2	Geogrelhas	28
2.2	SOLO REFORÇADO	30
2.2.1	Comportamento de uma estrutura de solo reforçado	31
2.2.2	Mecanismo de interação solo-reforço	35
2.2.3	Estudos realizados de resistência de interface solo-geossintético	38
2.3	ENSAIO DE ARRANCAMENTO	42
2.3.1	Ensaio de arrancamento de grande porte	42
2.3.2	Ensaio de arrancamento de pequeno porte	45
2.3.3	Fatores que influenciam as condições de contorno de ensaios de arrancamento	49
2.3.3.1	Efeito da sobre carga (aumento do confinamento)	50
2.3.3.2	Efeito da dilatância	51
2.3.3.3	Efeito da rigidez das paredes da caixa	53
2.3.3.4	Efeito do tipo de solo	53
2.3.3.5	Efeito do grau de compactação	54
2.3.3.6	Efeito da velocidade de arrancamento	54
2.4	MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO	55
2.4.1	Método de k-stiffness	57
2.4.2	Método de Ehrlich e Mitchell	62
2.5	MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO PROPOSTO POR TEIXEIRA (2003)	73
2.5.1	Obtenção dos parâmetros da função exponencial	73
2.5.2	Determinação de esforços de tração nas inclusões	76
2.5.2.1	Hipótese do método	76
2.5.2.2	Descrição do método	77

2.6	PROTÓTIPOS INSTRUMENTADOS EM SOLO REFORÇADO.....	84
2.6.1	Descrição geral da pesquisa de benjamim (2006).....	84
2.6.2	Materiais utilizados na construção.....	84
2.6.3	Tipos e disposição da instrumentação.....	86
2.6.4	Resultados da instrumentação.....	89
2.6.4.1	Deslocamentos da face do muro.....	89
2.6.4.2	Cálculo de deformações nos reforços	91
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	94
3.1	SOLOS UTILIZADOS NOS ENSAIOS	94
3.1.1	Características físicas.....	94
3.1.2	Ensaio de resistência ao cisalhamento.....	96
3.2	GEOSSINTÉTICOS UTILIZADOS	97
3.2.1	Ensaio de gramatura e espessura.....	97
3.2.2	Ensaio de resistência à tração.....	97
3.3	ENSAIOS DE ARRANCAMENTOS REALIZADOS COM EQUIPAMENTO DE PEQUENO PORTE	98
3.3.1	Equipamento	98
3.3.2	Procedimentos de ensaio de arrancamento	100
3.3.3	Ensaio realizado	102
3.3.4	Resultados.....	103
3.3.5	Análises dos resultados.....	109
3.4	OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS DO ENSAIO DE ARRANCAMENTO 112	
3.4.1	Protótipo 6, ensaio de arrancamento 1, 2 e 3.....	112
3.4.2	Protótipo 8, ensaio de arrancamento 4, 5 e 6.....	115
3.4.3	Protótipo 1 e 2, ensaio de arrancamento 7, 8 e 9.....	117
3.4.4	Resultados.....	119
3.5	DESENVOLVIMENTO DO PROGRAMA “ESFORÇOS” EM LINGUAGEM VISUAL BASIC PARA MACROS EM EXCEL	119
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS.....	121
4.1	RESULTADO DAS TENSÕES MÁXIMAS NAS INCLUSÕES.....	121
4.1.1	Método TEIXEIRA (2003).....	122
4.1.2	Método K-STIFFNESS (2003).....	123
4.1.3	Método EHRLICH–MITCHELL (1994).....	125

4.2	DESCOLAMENTOS DE FACE	126
4.3	VALIDAÇÃO DO MÉTODO ATRAVÉS DE COMPARAÇÕES	127
4.3.1	Muro 1.....	127
4.3.2	Muro 2.....	129
4.3.3	Muro 6.....	132
4.3.4	Muro 8.....	135
5	CONCLUSÕES.....	138
5.1	SUGESTÕES PARA ESTUDOS FUTUROS.....	140
6	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA.....	141

1 INTRODUÇÃO

O solo apresenta baixa resistência à tração e, para melhorar essa deficiência é prática comum desde alguns milênios a mistura do solo com outros materiais, tal como a palha e o bambu. Na Grande Muralha da China e em várias obras do Império Romano foram empregadas fibras resistentes de materiais vegetais misturadas com o solo.

A tecnologia de melhorar a resistência à tração do solo com o uso dos geossintéticos como reforço vem crescendo continuamente em vários países e principalmente no Brasil, onde os geossintéticos vêm sendo empregados de forma intensiva em várias aplicações geotécnicas e também na minimização de impactos ambientais. O mercado no Brasil parece bastante receptivo a essa tecnologia, principalmente nas últimas duas décadas, onde houve um notável crescimento no uso dos geossintéticos.

Diversas são as aplicações dos geossintéticos nas obras geotécnicas e de drenagem, assim como: controle de erosão, reforço da base em construção de estradas, de ferrovias e de aeroportos, construção de taludes; reforço na fundação de aterro sobre solos moles e sobre estacas, estabilização de espigões e de molhes, construção de aterros sanitários, de drenagem e de sistemas de impermeabilização.

Entre os benefícios da utilização dos geossintéticos está a diminuição dos custos de materiais, o tempo de execução, pois se trata de um produto que permite rapidez na execução da obra sem que haja necessidade de mão de obra especializada.

Definir o desempenho de muros em solo reforçado principalmente nas estimativas das tensões máximas nas inclusões e na possível superfície de ruptura é uma tarefa difícil, para isso diversos métodos de dimensionamento de muros em solo reforçado com geossintéticos foram desenvolvidos para o cálculo de tensões nas inclusões, uma proposta nova de dimensionamento é através de uma modelação numérica aplicado à ensaios de arrancamento apresentada por TEIXEIRA (2003). Para avaliar o desempenho de muros de contenção reforçados com geossintéticos existem pesquisas baseados na instrumentação de muros reforçados com geossintéticos em escala real, relatando o desenvolvimento de deformações ou esforços nos reforços sob condições de serviço, entre essas pesquisas pode-se citar os muros de solo reforçado com geossintéticos elaborados por BENJAMIM (2006).

1.1 OBJETIVO

A dissertação tem como objetivo principal validar o método proposto por TEIXEIRA (2003), cujo dimensionamento de muros reforçados com geossintéticos tem como base uma modelação numérica dos resultados de tensões máximas obtidos através de ensaios de arrancamento utilizando equipamento de pequeno porte. O método de dimensionamento relata-se na tese de doutorado de TEIXEIRA (2003) “*Estudo da interação solo geogrelha em testes de arrancamento e sua aplicação na análise e dimensionamento de maciços reforçados*”.

Entre os objetivos específicos estão:

- Realizar ensaios de arrancamento com equipamento de pequeno porte com os mesmos materiais utilizados nos muros de contenção instrumentados (protótipos) por BENJAMIM (2006).
- Adaptação do programa “*Esforços*” desenvolvido em linguagem Fortran por TEIXEIRA (2003), para linguagem mais acessível com desenvolvimento de Macros em Excel.
- Aplicação dos resultados dos ensaios de arrancamento no método TEIXEIRA (2003).
- Comparação de tensões máximas nas inclusões obtidas no método TEIXEIRA (2003) com os obtidos em protótipos instrumentados e com os métodos frequentemente utilizados na literatura, tal como K-Stiffness e Ehrlich-Mitchell.

1.2 JUSTIFICATIVA

As estruturas de contenção em solo reforçado são hoje de uso frequente, em especial a utilização de reforço com geossintéticos (geotêxteis e geogrelhas) no maciço de solo compactado, que tem como objetivo o aumento da resistência à tração do material composto.

Em comparação com as soluções convencionais, o uso de solo reforçado com geossintéticos se justifica em vista da facilidade de aplicação, rapidez de construção e com isto a redução significativa de custos.

A indústria petroquímica de geossintéticos, em vista da crescente demanda destes produtos na engenharia, começaram a produzir vários materiais sintéticos de elevada resistência à tração para aplicação em solos reforçados.

Os métodos de dimensionamentos ainda não estão totalmente definidos, no passar dos anos surgem novas propostas sobre este assunto, e uma das propostas novas de dimensionamento é através de uma modelação numérica aplicado aos resultados de tensões máximas obtidas nos ensaios de arrancamento apresentado por TEIXEIRA (2003).

A resistência ao arrancamento dos elementos de reforço é uma propriedade essencial para o funcionamento das estruturas de solos reforçados e condiciona a ação da inclusão no solo, portanto é importante que os resultados obtidos destes ensaios, sejam utilizados para avaliar o comportamento de estruturas em solo reforçado. Para elaboração dos ensaios de arrancamento existem equipamentos de grande e pequeno porte, o segundo com mais vantagens do que o primeiro, pois estes ao serem de menores dimensões são expeditos e de baixo custo, já que se necessita menos tempo de execução do ensaio e menor volume de material do solo a preparar para o ensaio.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A dissertação divide-se em seis capítulos. No capítulo 2 temos a revisão bibliográfica, que abrange conceitos e definições de geossintéticos, de solo reforçado e dos principais aspectos do comportamento mecânico dos geossintéticos quando solicitadas ao arrancamento, o qual é a base do desenvolvimento do método de dimensionamento. Neste capítulo é apresentado o método de dimensionamento proposto (que adiante será nomeado método Teixeira), e metodologias de dimensionamento dos métodos K-Stiffness e Ehrlich-Mitchell, também se apresentam os protótipos construídos e instrumentados das estruturas de contenção em solo reforçado com geotêxtil.

No capítulo 3 expõem-se os materiais e métodos que utilizam-se para obtenção dos dados e dos parâmetros necessários para aplicação do método proposto, características da interação solos-geossintéticos, os procedimentos e resultados dos ensaios de arrancamento.

O capítulo 4 apresenta as análises das comparações através dos resultados de tensões máximas nas inclusões entre os métodos de dimensionamento.

No capítulo 5 apresentam-se as conclusões referentes aos resultados do método proposto de dimensionamento das estruturas de contenção em solo reforçado (ECSR) com geossintéticos e indica-se recomendações para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 GEOSSINTÉTICOS

Entende-se por geossintético o material sintético manufaturado por indústrias petroquímicas, além dos fabricados a partir da borracha natural, fibra de vidro e outros materiais similares. Os geossintéticos podem ser manipulados durante a fabricação para possuírem uma propriedade específica desejada, estas propriedades estão de acordo com as funções que irão desempenhar na vida útil dos geossintéticos, como: separação, reforço de solos, filtração, drenagem e barreiras impermeáveis (KOERNER, 1994).

Os principais tipos de geossintéticos disponíveis comercialmente são as geogrelhas, os geotêxteis, as geomembranas e os geocompostos, dentre outros. O Quadro 1 abaixo apresenta um resumo dos tipos de geossintéticos e suas funções, verifica-se também nesta tabela, que os principais geossintéticos aplicados nas estruturas de contenção em solo reforçado (ECSR) são o geotêxtil e a geogrelha, é por isso que somente se detalhará estes dois tipos de geossintéticos, os quais foram os materiais utilizados neste estudo.

QUADRO 1 – PRINCIPAIS FUNÇÕES SEGUNDO O TIPO DE GEOSSINTÉTICO

Geossintéticos	Função				
	Separação	Reforço	Filtração	Drenagem	Barreira impermeável
Geotêxteis	1 ou 2	1 ou 2	1 ou 2	1 ou 2	1 ou 2*
Geogrelha	n/a	1	n/a	n/a	n/a
Georede	n/a	n/a	n/a	1	n/a
Geomembrana	2	n/a	n/a	n/a	1
Geocomposto	1 ou 2	n/a	1 ou 2	1 ou 2	1 ou 2

* Quando impregnado com asfalto

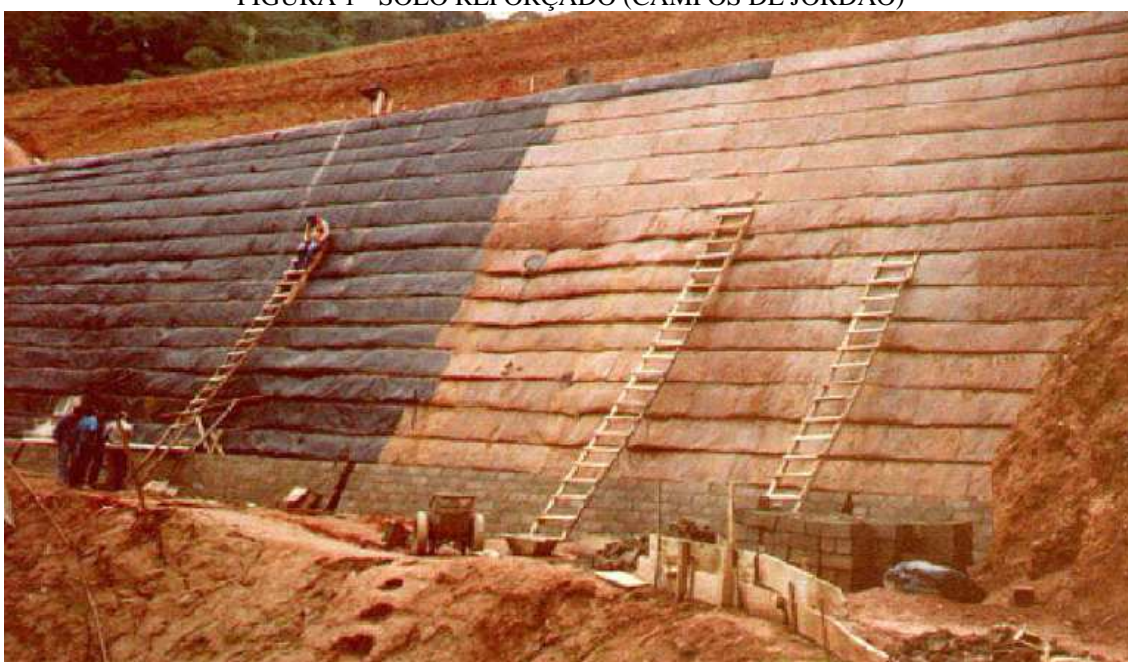
Legenda: 1- Função principal; 2 - Função secundária; n/a - não aplicável

FONTE: Adaptado de KOERNER, 1994.

Somente na América do Norte são produzidos atualmente mais de 150 tipos de geossintéticos e consumidos cerca de 700 milhões de metros quadrados anualmente. Para os inúmeros tipos de geossintéticos disponíveis, as diferenças ocorrem em função dos diversos processos de fabricação utilizados. Cabe ressaltar que na América do Norte, a partir de 1995, a produção e o consumo desses produtos vêm crescendo a uma taxa aproximada de 7% ao ano (ZORNBERG, 1998).

Os geossintéticos no Brasil têm sido empregados desde o início da década de 70, principalmente em sistemas de drenagem. No início da década de 80, foi executada a primeira obra de porte de solo reforçado com geotêxtil no país, no km 35 da SP-123, rodovia que liga Taubaté a Campos de Jordão. A obra foi executada em 1984 para recuperar um aterro com aproximadamente 30 m de altura, construído para a travessia de um talvegue que sofreu ruptura, sendo posteriormente afetado por processos erosivos, colocando em risco a plataforma da rodovia (CARVALHO et al., 1986), vide Figura 1.

FIGURA 1 - SOLO REFORÇADO (CAMPOS DE JORDÃO)



FONTE: CARVALHO *et al.*, 1986.

2.1.1 Geotêxteis

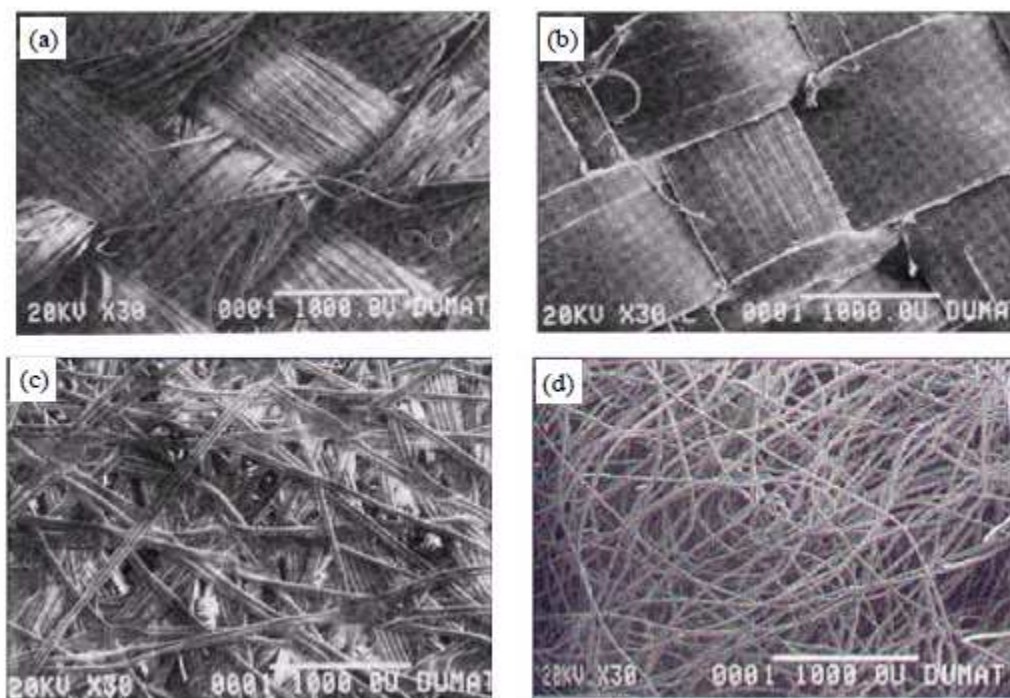
Os geotêxteis são elementos fabricados por polímeros com características têxteis, flexíveis e porosas, os quais são capazes de permitir drenagem através do seu plano (permissividade), assim como à drenagem ao longo do plano (transmissividade) e, em função do arranjo estrutural de suas fibras os geotêxteis classificam-se em: tecidos e não tecidos.

Os geotêxteis tecidos deriva do entrelaçamento de dois conjuntos perpendiculares de elementos lineares paralelos, cujo entrelaçamento formam uma

estrutura plana, estes realizam-se com máquinas têxteis convencionais segundo a direção desejada entre fios, como filamentos ou laminetes.

Os geotêxteis não tecidos fabricam-se com fibras distribuídas aleatoriamente ou por filamentos, cuja união forma uma estrutura plana; caso a união realiza-se por entrelaçamento mecânico com agulhas, este define-se como agulhado; caso realiza-se por fusão parcial, então define-se como termoligado; caso realiza-se com o uso de produtos químicos, logo define-se como resinado; caso realiza-se por um reforço, portanto define-se como reforçado (Figura 2).

FIGURA 2 - MICROFOTOGRAFIA DO ARRANJO ESTRUTURAL DOS GEOTÊXTEIS (A) E (B) TECIDOS; (C) E (D) NÃO TECIDOS



FONTE: KOERNER (1994).

As características dos geotêxteis como a resistência a danos mecânicos, a flexibilidade, a facilidade de utilização e o baixo custo de construção são suas principais características. Os geotêxteis tem como desvantagens a resistência à tração muito baixa se comparada com a resistência de outros elementos utilizados para a mesma função.

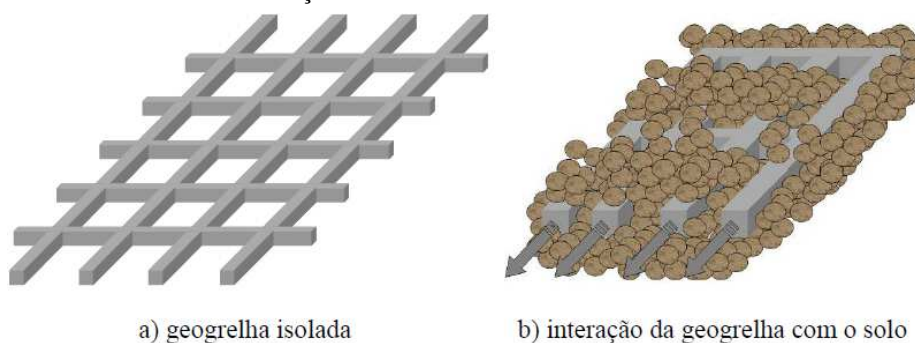
2.1.2 Geogrelhas

As geogrelhas são geossintéticos com estruturas planas em forma de grelha, que nas aberturas nestas promovem-se o embricamento do solo (Figura 3). As

geogrelhas são mais rígidas, apresentam melhor intertravamento com o solo, simples conexão com blocos segmentados, baixas deformações durante a instalação e maior resistência à tração quando comparadas com os geotêxteis, portanto, seu emprego é quase que exclusivamente para reforço, embora possam ser utilizadas em casos específicos como elemento de separação. (ABRAMENTO, 1998).

Os geogrelhas segundo a direção podem ser unidirecionais quando apresenta elevada resistência à tração apenas em uma direção e bidirecional quando apresenta elevada resistência à tração nas duas direções ortogonais, ver Figura 4.

FIGURA 3 - INTERAÇÃO GEOGRELHA COM O SOLO ENVOLVENTE



a) geogrelha isolada

b) interação da geogrelha com o solo

Fonte: BENJAMIM (2006).

Os geogrelhas segundo a direção podem ser unidirecionais quando apresenta elevada resistência à tração apenas em uma direção e bidirecional quando apresenta elevada resistência à tração nas duas direções ortogonais, ver Figura 4.

FIGURA 4 - TIPOS DE GEOGRELHA SEGUNDO CONFORMAÇÃO



a) Bidirecional

b) Unidirecional

FONTE: TEDEMA (2016).

O material que a compõe pode ser de: polietileno de alta densidade, poliéster ou polipropileno (com elevadas rigidez e resistência à tração). Segundo ao processo de fabricação elas são padronizadas como segue (NBR 12553):

- a) *Geogrelhas (GG - geogrid = genérica)*: estrutura simétrica, fabricada em forma de manta consistindo de uma rede de elementos integralmente conectados que podem ser unidos por extrusão, por colagem ou por entrelaçamento. Suas aberturas são maiores que seus elementos constituintes e são empregadas em aplicações de engenharia geotécnica, ambiental, hidráulica e viária.
- b) *Geogrelhas extrudadas (GGE – extruded geogrid)* - obtidas através de processo de extrusão e sucessivo estiramento são geralmente fabricadas em polietileno ou polipropileno.
- c) *Geogrelhas soldadas (GGB - bonded geogrid)* - São compostas por elementos de tração longitudinais e transversais produzidos geralmente a partir de feixes de filamentos têxteis sintéticos, recobertos por um revestimento protetor e soldado nas juntas. Atualmente existem também as geogrelhas soldadas a laser, com elementos extrudados.
- d) *Geogrelhas tecidas (GGW – woven geogrid)* - Estas geogrelhas são como as geogrelhas soldadas, compostas por elementos de tração longitudinais e transversais, produzidos geralmente a partir de feixes de filamentos têxteis sintéticos, só que neste caso, tricotados ou entretecidos nas juntas e recobertos por um revestimento.

2.2 SOLO REFORÇADO

O solo reforçado consiste no processo de introdução no maciço de solo elementos com resistência à tração relativamente elevada assim como: geotêxteis, geogrelhas, malhas de aço, etc. As estruturas tradicionais, em concreto armado ou ciclópico, cortinas atirantadas ou não atirantadas, atendiam os requisitos de projeto, mas com o aumento da altura a estabilizar, o custo destas estruturas eleva-se consideravelmente, assim a construção de muros reforçados com geossintéticos tem-se incrementado principalmente por ser uma solução econômica. A Figura 5 apresenta uma comparação de custos de alguns tipos de estruturas de contenção.

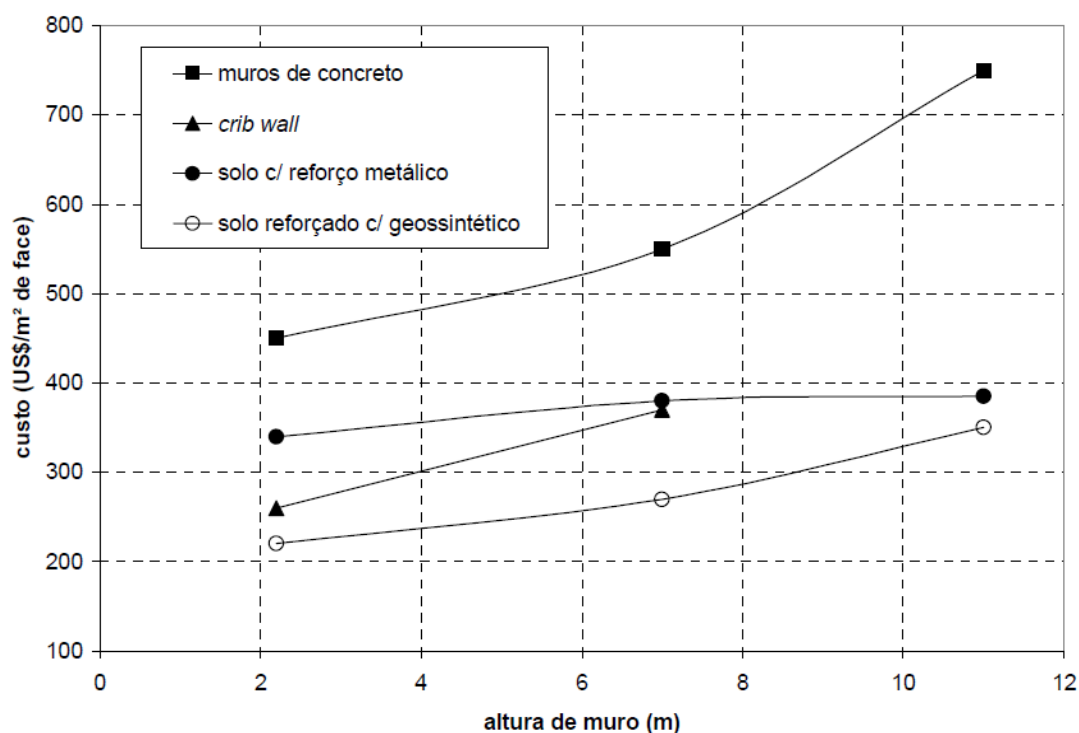
2.2.1 Comportamento de uma estrutura de solo reforçado

A técnica de reforço de solos baseia-se na existência de um mecanismo de interação entre o solo e a inclusão. Na maioria dos casos práticos a interação por atrito requer um solo de aterro de boas propriedades mecânicas, em particular em termos de ângulo de atrito interno, o que implica a maior adequabilidade dos solos granulares para as obras de solo reforçado (LANZ, 1992).

O princípio do reforço com geossintético no solo se assemelha ao do reforço do aço ao concreto, em ambos os sistemas são empregados materiais com maior resistência à tração, para restringirem as deformações devido ao peso próprio do material, associado ou não à aplicação de carregamentos externos, que se desenvolvem no solo ou no concreto (materiais com pouca resistência a tração).

BENJAMIM (2006) explica de uma forma detalhada o comportamento de solo reforçado resumidos nos parágrafos seguintes.

FIGURA 5 - CUSTOS DE CONSTRUÇÃO, POR ÁREA DE FACE, EM FUNÇÃO DA ALTURA DE MURO, PARA VÁRIAS SOLUÇÕES DE CONTENÇÃO



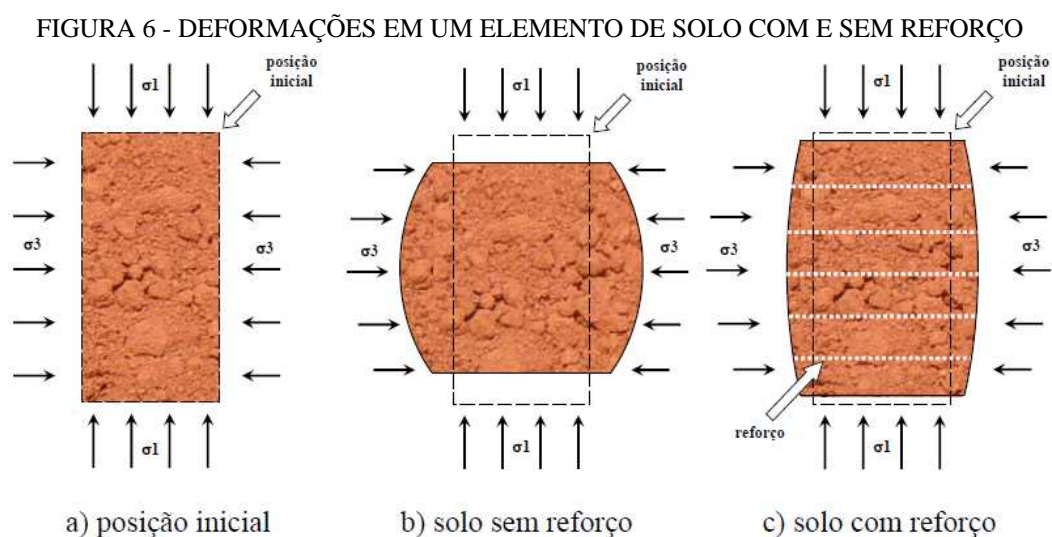
FONTE: ELIAS *et al.*, 2001.

Os elementos horizontais de reforço com geotêxteis ou geogrelhas, são os elementos de estabilização interna, principalmente porque aumenta a resistência à tração

como apresentado na Figura 6. Considere o elemento de solo sem reforço apresentado na Figura 6-a. Se forem aplicados esforços de compressão nesse elemento, sem atingir a sua ruptura, o elemento sofrerá uma deformação, como ilustrado na Figura 6-b. Por outro lado, se forem introduzidas camadas de reforço nesse elemento, conforme mostra a Figura 6-c, o reforço inibirá a deformação do elemento em ambas as direções. Essa restrição das deformações no elemento de solo é obtida graças ao desenvolvimento de esforços de tração no elemento de reforço (ABRAMENTO, 1998).

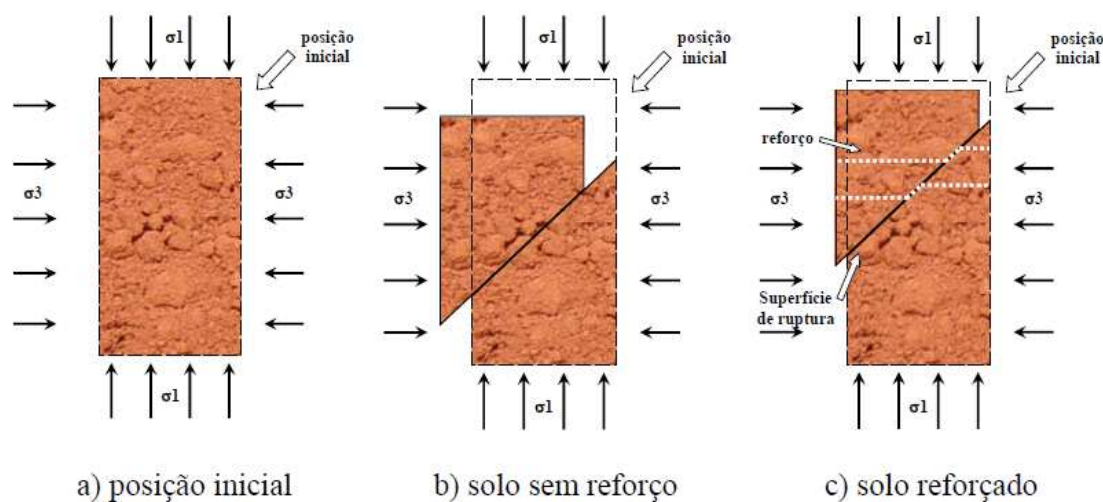
Entretanto se os esforços de compressão sobre o elemento de solo sem reforço aumentarem progressivamente, ocorrerá a ruptura do elemento por cisalhamento, como apresentado pela Figura 7-b. Nesse caso, surgirá uma cunha de ruptura no elemento, que poderá ser interceptada pelo reforço e o reforço trabalhará no sentido de evitar que a superfície de ruptura se desenvolva no solo, como ilustrado na Figura 7-c.

Extrapolando esses conceitos a uma estrutura de contenção em escala real, tem-se um esquema como ilustrado pela Figura 8, na qual são apresentados dois taludes, o primeiro sem reforço e o segundo reforçado. No caso do talude sem reforço, quando esse atingir uma situação crítica, ocorrerá um grande deslocamento da massa de solo levando o sistema à ruptura. Por outro lado, uma vez que o talude possua reforços dispostos no seio do maciço, o atrito entre o solo e o reforço gerará tensões de tração nos reforços, que garantirá a estabilidade da estrutura pelo comprimento de ancoragem.



FONTE: BENJAMIM (2006).

FIGURA 7 - REFORÇO DE UM ELEMENTO DE SOLO



FONTE: BENJAMIM (2006).

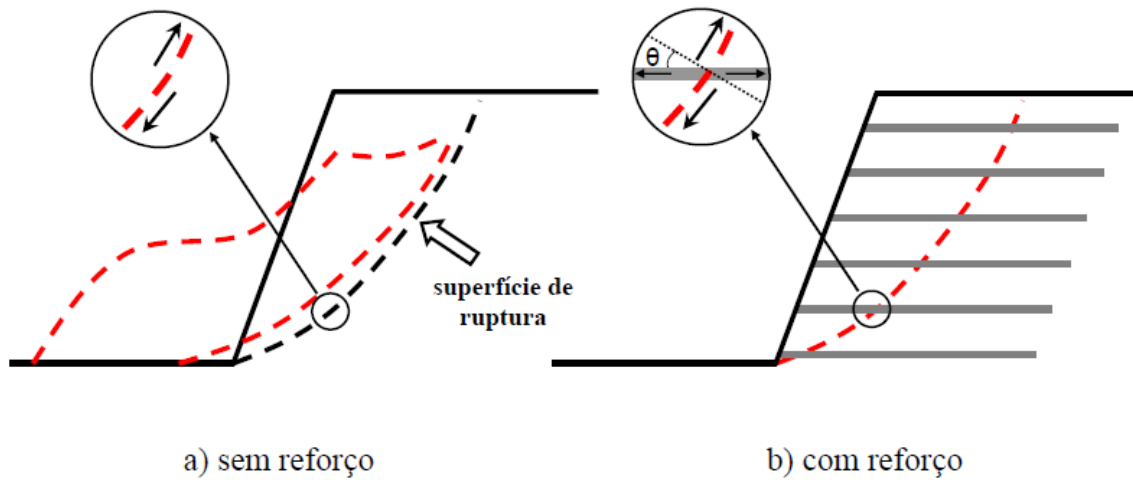
Se o elemento de solo não reforçado, ilustrado pela Figura 8-a, for girado aproximadamente 90° , pode-se idealizar uma caixa de cisalhamento direto, como apresentado na Figura 9-a. Nessa figura, fica claro que a resistência ao cisalhamento que pode se desenvolver nesta superfície de ruptura pode ser descrita pela Equação (1), em que P_V é a carga vertical atuante, ou a carga normal na superfície de ruptura em um talude sem reforço. Entretanto, em um elemento de solo reforçado, como mostrado na Figura 8-b, fica com o esquema caixa de cisalhamento da Figura 9-b.

Se o elemento de solo não reforçado, ilustrado pela Figura 8-a, for girado aproximadamente 90° , pode-se idealizar uma caixa de cisalhamento direto, como apresentado na Figura 9-a. Nessa figura, fica claro que a resistência ao cisalhamento que pode se desenvolver nesta superfície de ruptura pode ser descrita pela Equação (1), em que P_V é a carga vertical atuante, ou a carga normal na superfície de ruptura em um talude sem reforço. Entretanto, em um elemento de solo reforçado, como mostrado na Figura 8-b, fica com o esquema caixa de cisalhamento da Figura 9-b.

Do equilíbrio de forças no elemento de solo reforçado, podem ser identificados dois efeitos benéficos na resistência ao cisalhamento da massa de solo reforçado: o primeiro consiste na redução da força resultante de cisalhamento, tendo em vista a componente horizontal da força de tração no reforço ($P_R \text{ sen}\theta$); o segundo consiste no aumento da força normal aplicada à superfície de cisalhamento ($P_R \text{ cos}\theta$), de tal forma

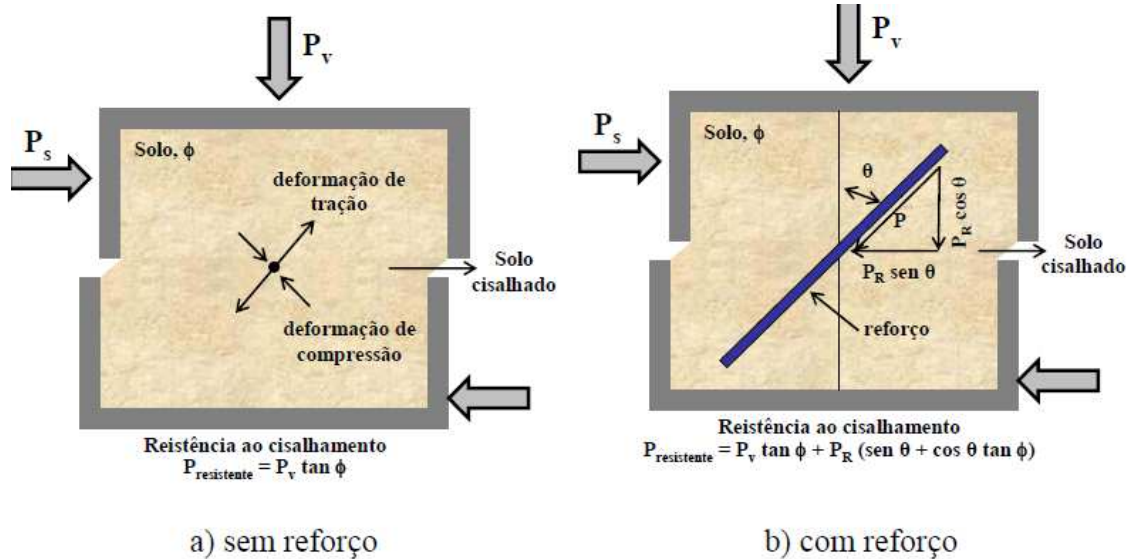
que a resistência ao cisalhamento do elemento de solo reforçado sofra um acréscimo para a apresentada pela Equação (2).

FIGURA 8 - TALUDES COM REFORÇO E SEM REFORÇO



FONTE: BENJAMIM (2006).

FIGURA 9 - ELEMENTO DE RUPTURA IDEALIZADO



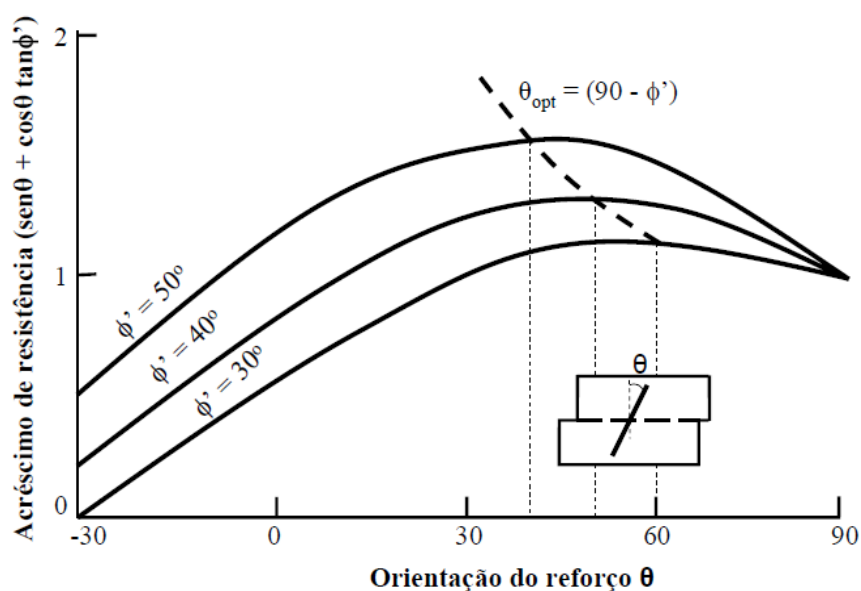
FONTE: JEWEL; WROTH (1987) *apud* BENJAMIM, 2006.

$$P_{resistente} = P_V \cdot \text{tg} \phi \quad (1)$$

$$P_{resistente} = P_V \cdot \text{tg} \phi + P_R \cdot (\text{sen} \theta + \text{cos} \theta \cdot \text{tg} \phi) \quad (2)$$

Estudos fundamentais mostram que o reforço é mais efetivo se estiver alinhado à direção da deformação de tração no solo, de tal forma que a força de tração se desenvolva no reforço (McGOWN et al., 1978). A orientação do reforço com respeito ao plano potencial de cisalhamento (θ na Figura 9-b) é a única geometria variável na Equação (2) e, conseqüentemente, fica claro que a inclinação do reforço é o fator que governa a magnitude da resistência ao cisalhamento adicional que é gerada pelo reforço. A Figura 10 mostra a variação do acréscimo de resistência com respeito aos ângulos θ e ϕ' (ângulo de atrito interno do solo).

FIGURA 10 - RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO VS. ORIENTAÇÃO DO REFORÇO



FONTE: JEWELL (1996).

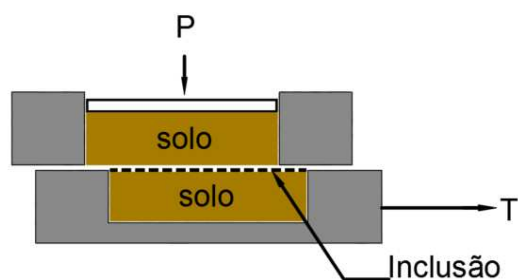
A Figura 10 mostra que a orientação ótima para o reforço é $\theta_{\text{OPT}} = 90^\circ - \phi'$. Essa inclinação é possível de se obter para os casos dos reforços inclusos no solo in situ, tal como a técnica de solo pregado executada em taludes em corte, em que é possível variar sua inclinação buscando uma maior eficiência. Porém, no caso de aterros compactados, reforçados com geossintéticos o processo construtivo determina que esses sejam instalados na posição horizontal ou quase horizontal.

2.2.2 Mecanismo de interação solo-reforço

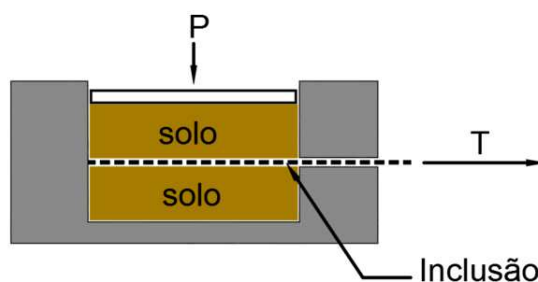
O conhecimento das propriedades mecânicas de interação entre solo e reforço são importantes no dimensionamento de Estrutura de Contenção em Solo Reforçado

(ECSR) com geossintéticos. Os testes de laboratório mais conhecidos que permitem obter as propriedades mecânicas de interação entre solo e reforço são os ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto.

FIGURA 11 - ENSAIOS PARA ANÁLISE DE COMPORTAMENTO DE INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO



a) Ensaio de cisalhamento direto



b) Ensaio de arrancamento

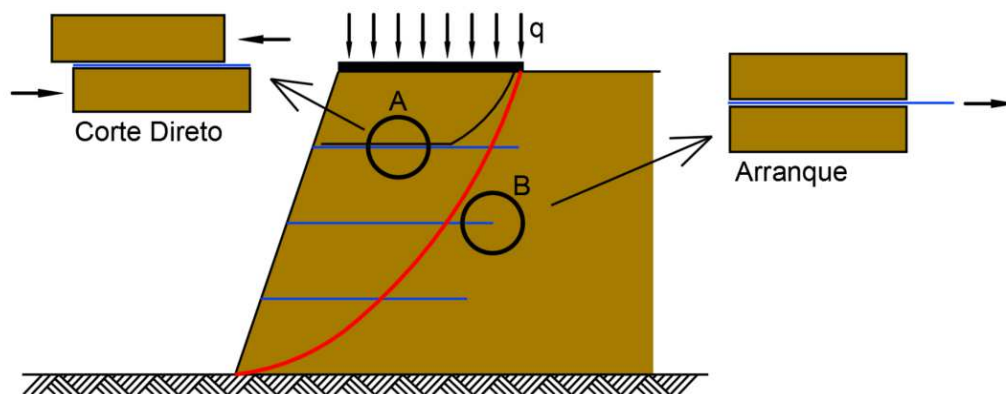
FONTE: Adaptado de TEIXEIRA, 2003.

O ensaio de arrancamento simula bem o comportamento em que geotêxteis e geogrelhas na situação de uma falha por arrancamento. O ensaio de cisalhamento direto, entretanto, simula bem situações em que ocorre um deslizamento relativo de uma camada de solo sobre o geossintético em relação a uma camada abaixo dela, a Figura 11 e 12 mostram estas duas situações.

Os ensaios de cisalhamento direto, apesar de serem convenientes para estudar a interação solo-geotêxtil, não se mostraram adequados ao estudo da interação solo-geogrelha, devido às diferenças entre os mecanismos de interação do elemento de reforço com o solo. Desta forma, verifica-se a necessidade de utilização de outros tipos

de ensaio para avaliar de forma mais realística o mecanismo que ocorre com as geogrelhas TEIXEIRA (2003).

FIGURA 12 - ZONAS A (ATIVA) E B (PASSIVA) DE UMA ESTRUTURA DE SOLO REFORÇADO E ENSAIOS QUE MELHOR REPRODUZEM OS MECANISMOS EXISTENTES

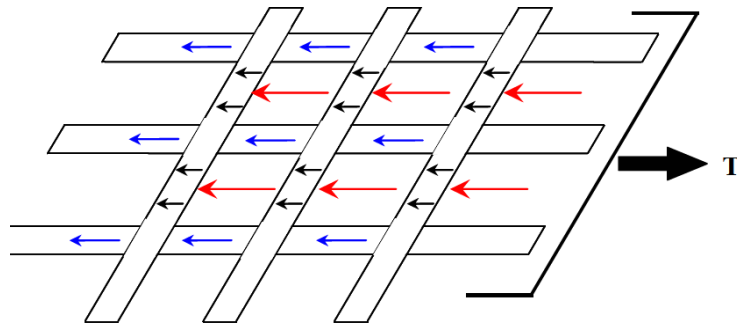


FONTE: O autor (2003).

Nos ensaios um dos parâmetros importantes a definir na interação solo e geossintético é o atrito que se desenvolve no contato entre os dois materiais. Em geogrelhas, além da contribuição do atrito de interface entre solo e geossintético, também desenvolve-se o cisalhamento no contato solo-solo no interior da malha do reforço e o mecanismo de resistência passiva que se desenvolve na frente dos elementos transversais como se representa na equação 3 e se mostra na Figura 13. O coeficiente de interação f é o mais utilizado em projetos, este coeficiente não distingue a parcela de atrito de interface da resistência passiva e incorpora, empiricamente, o grande número de parâmetros que interferem na resistência ao arrancamento, ou seja, ele não permite a avaliação individual destes fatores no estudo da interação solo-geossintético (KAKUDA, BUENO e TEIXEIRA, 2006). A Equação 4 apresenta o cálculo de f :

$$T = T_{AL} + (T_{AT} + T_P) \quad (3)$$

FIGURA 13 - MECANISMOS DE INTERAÇÃO ENTRE SOLO E GEOGRELHA NA RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO



FONTE: Adaptado de KOERNER, 1999.

Sendo:

- T - Resistência ao arrancamento total;
- T_{AL} - Resistência atritiva desenvolvida ao longo da superfície dos elementos longitudinais;
- T_{AT} - Resistência atritiva desenvolvida ao longo da superfície dos elementos transversais;
- T_P - Resistência passiva desenvolvida à frente dos elementos transversais.

$$f = \frac{T}{2.A.\sigma.tg\phi} \quad (4)$$

Em que:

- f - coeficiente de interação solo-reforço;
- T - resistência máxima ao arrancamento da inclusão obtida em ensaio de arrancamento;
- A - área plana do geossintético em contato com o solo;
- σ - tensão normal atuante no reforço;
- ϕ - ângulo de atrito do solo;

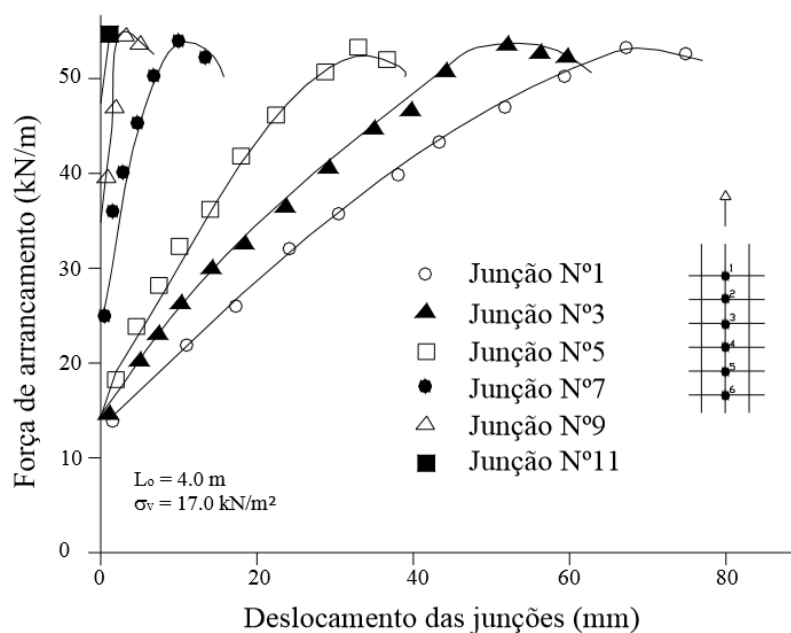
2.2.3 Estudos realizados de resistência de interface solo-geossintético

Relata-se em forma sucinta a seguir os estudos realizados sobre os mecanismos de interação solo - geossintético.

MILLIGAN, EARL e BUSH (1990), mostraram que a mobilização da resistência passiva diminui o atrito entre os elementos transversais e o solo circundante, e também o atrito de boa parte da superfície de contato dos elementos longitudinais. Estes estudos foram realizados segundo os dados obtidos através de ensaios fotoelásticos de arrancamento.

OCHIAI et al. (1996), comprovaram que os elementos da geogrelha não contribuem igualmente na resistência ao arrancamento, que as junções se deslocam de maneira desigual, aonde os deslocamentos do elemento mais próximo ao ponto de aplicação da força de arrancamento decresce até o mais afastado. Neste estudo realizaram-se ensaios de arrancamento de grande porte, em que os comprimentos dos geossintéticos incluso no solo foram de 4,0 m e as sobrecargas aplicadas foram de 17,0 kPa (Figura 14).

FIGURA 14 - CURVAS FORÇA DE ARRANCAMENTO VS. DESLOCAMENTOS DE VÁRIAS JUNÇÕES

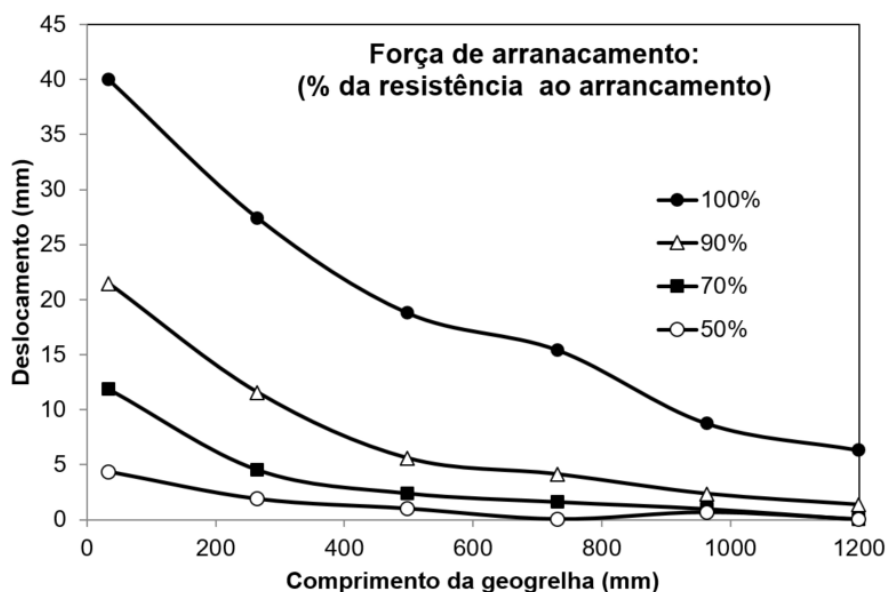


FONTE: Adaptado de OCHIAI *et al.*, 1996.

TEIXEIRA (2003) demonstrou o processo da ruptura generalizada, que ocorre pelo efeito na qual as parcelas de carga resistidas pelos elementos da geogrelha são diferentes e, a ruptura inicia-se pela região mais próxima ao ponto de aplicação da força de arrancamento seguido pela ruptura do membro transversal mais próximo e assim sucessivamente de forma progressiva até a região do elemento mais afastado.

TEIXEIRA, BUENO e ZORNBERG (2007) demonstraram que o deslocamento máximo ocorre no ponto de aplicação da força de arrancamento e decresce até o final da geogrelha de forma não-linear. Neste estudo mostraram-se curvas típicas de distribuição de deslocamentos para valores crescentes da força de arrancamento ao longo de uma geogrelha uniaxial em ensaio de arrancamento de grande porte (Figura 15).

FIGURA 15 - DISTRIBUIÇÃO DOS DESLOCAMENTOS AO LONGO DA GEOGRELHA DURANTE ENSAIO DE ARRANCAMENTO DE GRANDE PORTE

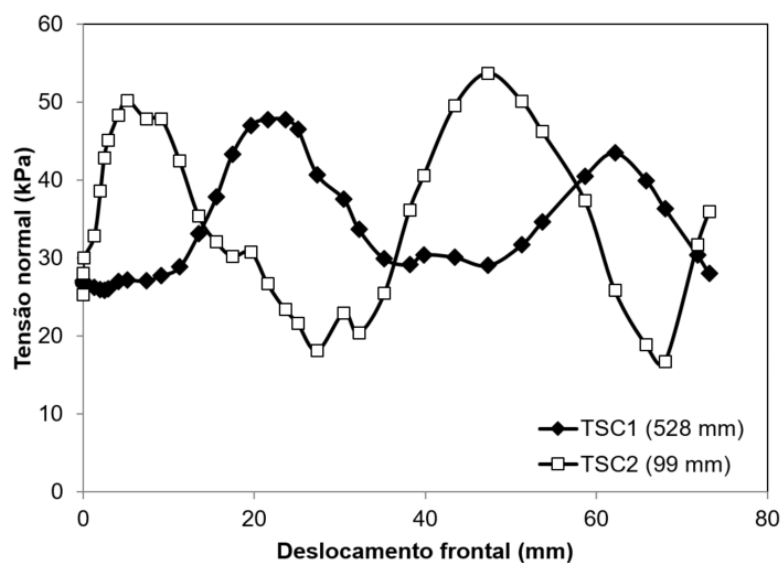


FONTE: Adaptado de TEIXEIRA, BUENO e ZORNBERG, 2007.

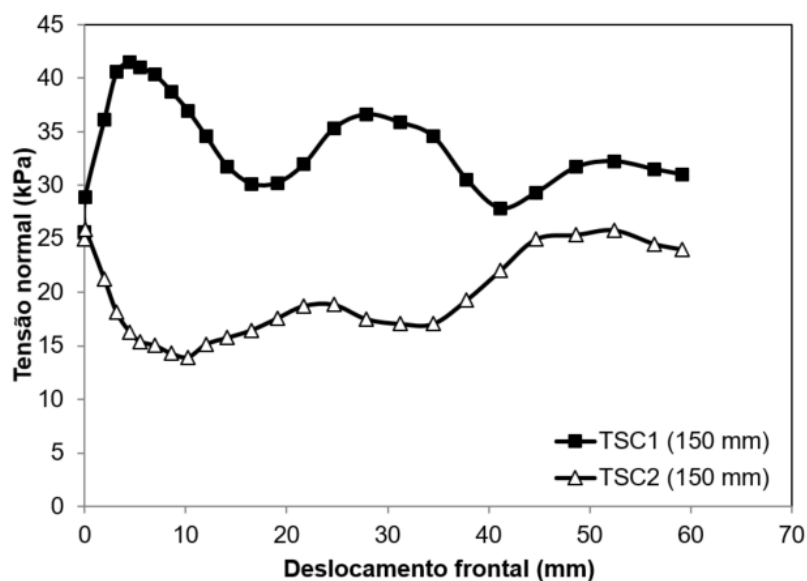
TEIXEIRA, BUENO e ZORNBERG (2007) também demonstraram que ocorre o alívio do atrito de interface ao longo dos membros longitudinais, isto porque o mecanismo de resistência passiva nos elementos transversais interfere no mecanismo de atrito de interface. Este fenômeno é mais intenso em geogrelhas com pequena abertura de malha. O Estudo realizou-se com o registro de duas células de tensão total (TSC) posicionadas na porção central da abertura de malha da geogrelha e a diferentes distâncias do ponto de aplicação da força de arrancamento. Na Figura 16-a percebe-se que ocorre uma oscilação entre 10 e 50 kPa na tensão normal durante o teste de arrancamento. A média das oscilações tem o mesmo valor da sobrecarga de 25 kPa aplicada no início do ensaio. A distância entre picos das curvas coincide com o espaçamento entre membros transversais (32 mm). A Figura 16-b mostra os resultados

de duas células de tensão total a 150 mm do ponto de aplicação da força de arrancamento. Uma foi posicionada entre dois membros longitudinais, enquanto que a outra, diretamente em cima de um elemento longitudinal. Neste caso, o valor médio das oscilações da tensão normal é menor que a sobrecarga aplicada. Isto evidencia a interferência entre elementos transversais e longitudinais, que gera o alívio da força de atrito de interface ao longo dos membros longitudinais.

FIGURA 16 - TENSÕES NORMAIS LOCALIZADAS NAS PROXIMIDADES DA INTERFACE SOLO-GEOGRELHA DURANTE ENSAIO DE ARRANCAMENTO DE GRANDE PORTE



a) medidas de células de tensão total localizadas entre membros transversais.



b) medidas de células de tensão total posicionadas entre membros longitudinais

FONTE: Adaptado de TEIXEIRA, BUENO e ZORNBERG, 2007.

2.3 ENSAIO DE ARRANCAMENTO

O ensaio de arrancamento foi desenvolvido para avaliar a interação solo-reforço, quando solicitadas por uma força de tração, em que possa ocorrer a falha por perda de aderência entre o solo e reforço. Para o estudo da interação solo-reforço se consideram as parcelas de atrito de superfície e de resistência passiva.

O ângulo de atrito de interface é um dos parâmetros que o ensaio de arrancamento fornece, que utiliza-se no dimensionamento de estruturas de solo reforçado para o cálculo do comprimento de ancoragem em maciços de solo reforçado.

Nos ensaios de arrancamento em geotêxtis o mecanismo de interação do reforço como o solo circundante é puramente atritivo, enquanto nos ensaios de arrancamento em geogrelhas, além de ser atritivo, também existe o mecanismo de sollicitação que se deve à resistência passiva desenvolvida no solo à frente dos elementos transversais e ao cisalhamento no contato solo-solo, na abertura de malha da geogrelha. Dada as explicações acima, o ensaio de arrancamento utiliza-se bastante na engenharia geotécnica, pois além de permitir o estudo da interação solo-reforço, fornece dados para obtenção de parâmetros fundamentais de projeto para o dimensionamento de ECSR com geossintéticos.

Os resultados de tensões de arrancamento e de deslocamentos, segundo as análises paramétricas realizadas em pesquisas, são influenciadas pelas condições de contorno, entre as quais se destacam: confinamento aplicado, tipo de solo, compacidade ou grau de compactação, velocidade do ensaio, geometria da geogrelha, propriedades mecânicas, rugosidade da superfície do geossintético e efeitos da geração de pressões neutras.

2.3.1 Ensaios de arrancamento de grande porte

Entre os ensaios de grande porte encontram-se os ensaios de campo e os ensaios de laboratório.

Os ensaios de campo realizam-se quase em escala real, obtendo resultados mais próximos aos parâmetros de projeto, entretanto apresentam desvantagens nas condições de contorno do solo, tal como o grau de compactação, o teor de umidade e a instalação do geossintético, os quais são difíceis de serem controladas. Outras desvantagens são que os ensaios demandam bastante trabalho, são de alto custo e exigem o uso de equipamentos pesados, em que resulta uma montagem aparatosa do ensaio, um elevado

tempo de execução e, além da possibilidade de paralisação da obra para a realização dos ensaios.

Tendo em vista essas desvantagens padronizaram-se os ensaios de laboratório para reproduzir as condições de campo, com as vantagens de serem expeditos, de menor custo e de um melhor controle das condições de contorno, em que se permite a obtenção de parâmetros da interação solo-reforço, antes mesmo da execução da obra.

RAJU et al. (1998) afirmam que a caixa de arrancamento deve possuir aproximadamente 1m de comprimento e 0,50 m de largura para ser considerada de grande porte.

OCHIAI et al. (1996) compararam resultados entre ensaios de arrancamento de campo e de laboratório, nos quais os primeiros foram realizados em aterro de 5,0 m de altura, composto por solo arenoso reforçado com geogrelhas uniaxiais e biaxiais. As inclusões uniaxiais possuíam 0,50 m de largura e 2,0 e 4,0 m de comprimento e as biaxiais possuíam 1,0 m de largura e 3,0 m de comprimento. Elas foram posicionadas a 1,0; 2,5 e 4,0 m de profundidade a partir do topo do aterro, respectivamente. Os ensaios de laboratório foram executados em equipamento de grande porte com 0,60 m de comprimento, 0,40 m de largura e 0,20 m de altura (Figura 17). Tanto os ensaios de campo quanto em laboratório foram realizados à velocidade de 1,0 mm/min, cujas tensões confinantes nos ensaios de campo foram 17, 43 e 68 kPa e nos ensaios de laboratório 25, 50, 75 e 100 kPa. Os autores compararam os resultados entre os ensaios e concluíram que o mecanismo de mobilização da resistência ao arrancamento é similar para os dois casos estudados, validando assim o procedimento em laboratório.

Em princípio pensava-se que ensaios em equipamento de grandes dimensões forneceria resultados mais confiáveis, em relação aos de pequeno porte, por produzirem melhor a estrutura física de um maciço de solo reforçado, a distribuição de tensões e a distribuição de deformações no geossintético, isso talvez a um possível efeito escala (BAKEER; AHMED e NAPOLITANO, 1998). No entanto, obviamente em proporções de solo menores do que os ensaios de campo, os ensaios de grande porte em laboratório ainda necessitam de considerável quantidade de solo (cerca de 0,30 m³) e ainda possuem elevados custos e tempo de execução.

Desse modo, o uso de equipamento de pequeno porte torna-se uma alternativa ainda mais prática e barata, diminuindo custos de materiais, de equipamentos e de tempo de execução, este último se reflete no menor tempo de preparação, de homogeneização e compactação do solo, de montagem e execução do ensaio

propriamente dito. Enquanto num ensaio de grande porte são necessários em torno de três dias entre preparação e obtenção dos resultados, este tempo diminui para aproximadamente seis horas ao utilizar um equipamento de pequenas dimensões.

QUADRO 2 - CARACTERÍSTICAS DE ALGUNS EQUIPAMENTOS DE ENSAIOS DE ARRANCAMENTO DE GRANDE PORTE RELATADOS NA LITERATURA

Características dos equipamentos					
Autores	Altura (mm)	Larg. (mm)	Comp. (mm)	Sistema de carga	Medidas efetuadas
Christopher & Berg (1990)	310	600	1220	bolsa de ar	deslocamentos e força de arrancamento
Farrag <i>et al.</i> (1993)	760	900	1520	bolsa de ar	deslocamentos, velocidade e força de arrancamento
Bergado e Chai. (1994)	510	750	1250	bolsa de ar	deformação, deslocamentos dilatância e força de arrancamento
Alfaro <i>et al.</i> (1995)	400	600	1500	bolsa de ar	deformação, deslocamentos dilatância e força de arrancamento
Chang <i>et al.</i> (1995)	150	500	400	bolsa de ar	deslocamentos, deformação e força de arrancamento
Ladeira & Lopes (1995)	600	1000	1530	cilindros hidráulicos	deslocamentos e força de arrancamento
Miyata (1996)	220	325	660	bolsa de ar	dilatância, deslocamentos e força de arrancamento
Ochiai <i>et al.</i> (1996)	200	400	600	bolsa de ar	deslocamentos e força de arrancamento
Bakeer <i>et al.</i> , (1998a)	152	610	610	pistão pneumático	deslocamento frontal e força de arrancamento
Teixeira & Bueno (1999)	500	700	1500	bolsa de ar	força de arrancamento, tensões no solo e deslocamentos

FONTE: Adaptado de KAKUDA, 2005.

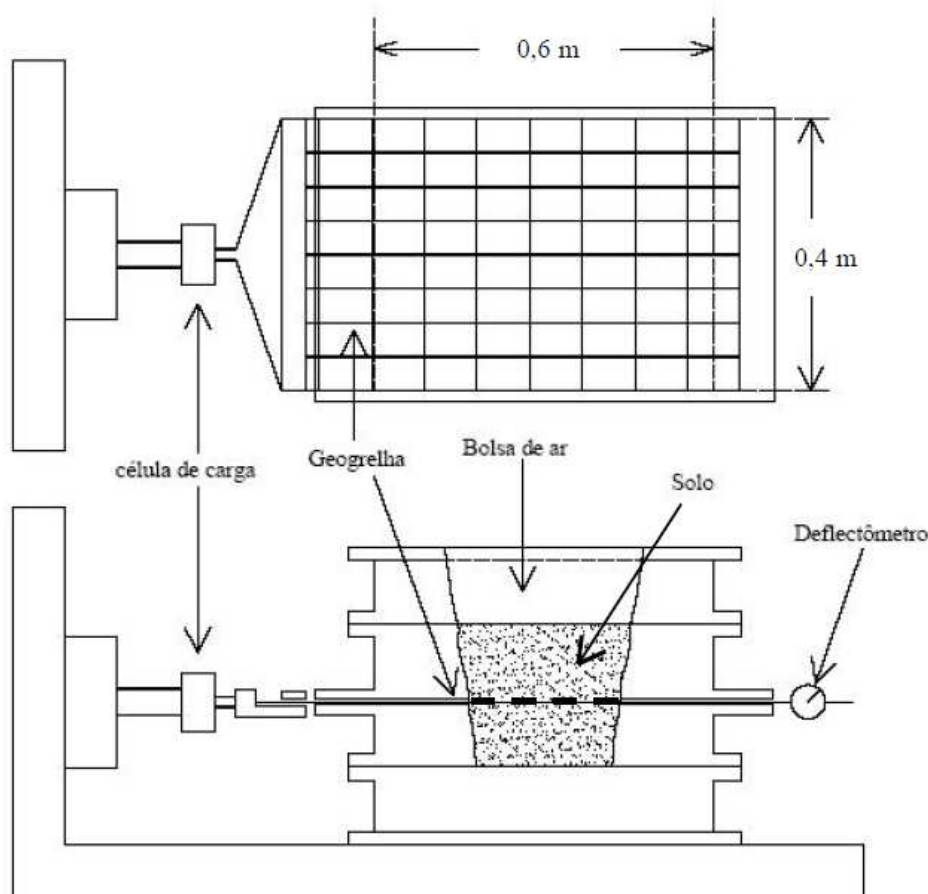
A ASTM D 6706 recomenda que as dimensões mínimas da caixa de testes sejam 610 mm de comprimento, 460 mm de largura e 305 mm de profundidade. Os equipamentos relatados na literatura, em geral, seguem esta tendência, porém há bastante variação nas dimensões da caixa, e conseqüentemente no volume de solo utilizado (Quadro 3).

QUADRO 3 - RELAÇÕES ENTRE AS MEDIDAS DA CAIXA DE ARRANCAMENTO COM SOLO-GEOSSINTÉTICOS RECOMENDADAS PELA ASTM D 6706

Dimensão da caixa	L (Largura)	C (Comprimento)	H (Altura)
Maior ou Igual	$20 D_{85}$ do solo $6 D_{max}$ do solo	5 x (máxima abertura do geossintético)	$6 D_{85}$ do solo $3 D_{max}$ do sol

FONTE: ASTM D 6706.

FIGURA 17 - EQUIPAMENTO DE ENSAIO DE ARRANCAMENTO DE GRANDE PORTE



FONTE: Adaptado de OCHIAI *et al.*, 1996.

2.3.2 Ensaios de arrancamento de pequeno porte

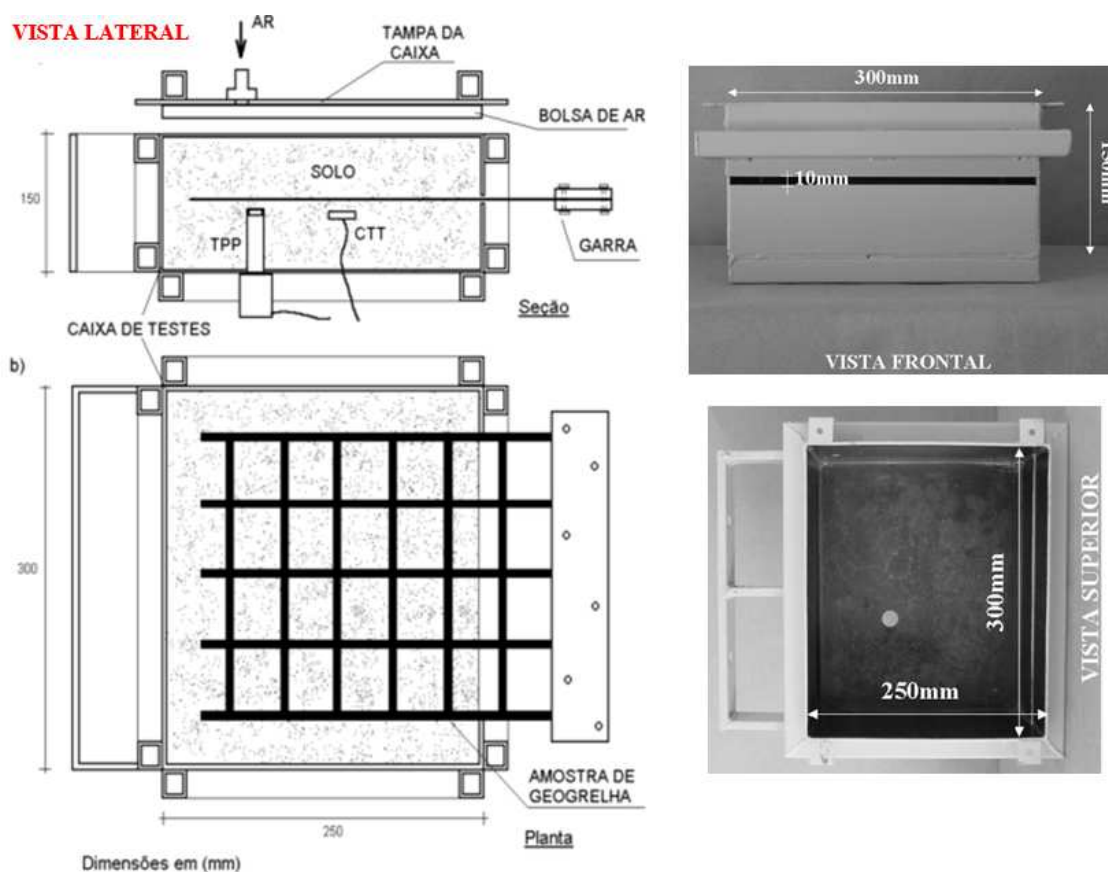
TEIXEIRA (2003) fabricou uma caixa de arrancamento de pequeno porte de 300 mm de comprimento, 250 mm de largura e 150 mm de altura (Figura 18), que totaliza um volume geométrico de solo compactado necessário para a realização do ensaio de apenas $0,01125 \text{ m}^3$, ou seja, aproximadamente 2% do volume empregado em equipamentos de grandes dimensões.

A abertura da parede frontal para passagem do geossintético é de 10 mm. A caixa é posicionada numa máquina universal de ensaios, pela qual aplica-se uma taxa de

deslocamento, isto é, uma velocidade de arrancamento constante (mm/min), e simultaneamente é medida a força de arrancamento num determinado tempo. Finalmente a máquina é capaz de adquirir medições de deslocamentos vs. forças de arrancamento durante a execução do ensaio.

O sistema de aplicação da sobrecarga é através de ar comprimido injetado em bolsa inflável de PVC acoplada à tampa da caixa. A instrumentação pode ser completada pelo uso de células de tensões totais (CTT) e transdutor de pressões neutras (TPN), posicionados logo abaixo da inclusão (10 mm abaixo da superfície do geossintético).

FIGURA 18 - CAIXA DE TESTES DE PEQUENO PORTE

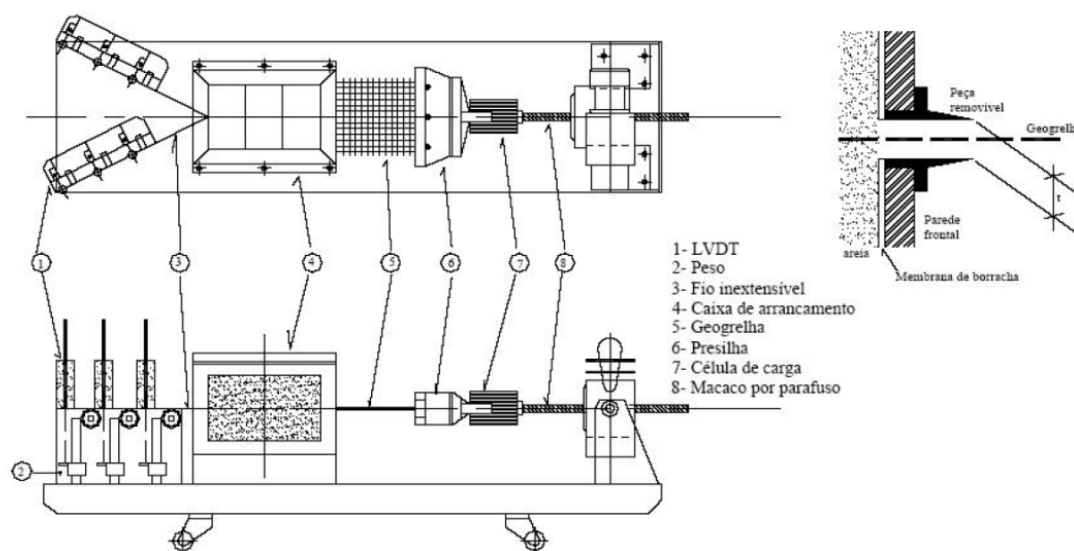


FONTE: Adaptado KAKUDA, 2005.

NAKAMURA, MITACHI e IKEURA (2003) estudaram ensaios de arrancamento em equipamento de pequeno porte, com dimensões de 500 mm de comprimento, 220 mm de largura e 200 mm de altura, que resulta num volume de solo

de $0,022 \text{ m}^3$. A abertura na parede frontal da caixa, que se localiza à meia altura da caixa, é variável e pode ser de 4, 6 ou 8 mm. A sobrecarga aplica-se através de pressão de ar numa bolsa de borracha localizada no topo da caixa e, para aplicação da força de arrancamento um macaco aciona-se através de um parafuso à velocidade de 1 mm/min. Os dados de força de arrancamento obtêm-se com instrumentação de células de carga e os dados de deslocamentos relativos de pontos da geogrelha obtêm-se com instrumentação de *Linear Variable Differencial Transformers (LVDTs)*. Utilizou-se neste ensaio uma areia (Yufutsu sand) com diâmetro médio de 0,29 mm. Os autores não fizeram comparações entre os resultados obtidos neste equipamento de pequeno porte com resultados obtidos por meio de ensaios de arrancamento de grande porte, em condições de contorno e de materiais similares, também não fornecem a curva granulométrica e o diâmetro máximo do solo (Figura 19).

FIGURA 19 - EQUIPAMENTO PARA ENSAIO DE ARRANCAMENTO DE PEQUENO PORTE



FONTE: NAKAMURA *et al.*, 2003.

JU *et al.* (2006) utiliza uma caixa de 300 mm de comprimento, 300 mm de largura e 200 mm de altura, totalizando um volume de solo de $0,018 \text{ m}^3$. A sobrecarga também é aplicada no topo da amostra de solo por meio de ar comprimido injetado em bolsa de borracha. Os deslocamentos ao longo do corpo-de-prova são obtidos em cinco nós, conectados a fios de 0,6 mm de diâmetro que, por sua vez, eram conectados à medidores de deslocamentos. Um motor elétrico aplica a força de arrancamento à velocidade de 1 mm/min (Figura 20).

FIGURA 20 - EQUIPAMENTO DE ARRANCAMENTO DE PEQUENO PORTE.

FONTE: Ju *et al.*, 2006.

A viabilidade e confiabilidade do equipamento de equipamento de pequeno porte foram comprovadas por KAKUDA, BUENO e TEIXEIRA (2006), para isso, os autores realizaram comparações entre os resultados obtidos em equipamento de pequeno porte com os resultados obtidos em equipamento de grandes dimensões realizados por TEIXEIRA (2003), sendo todos os ensaios realizados com os mesmos materiais (solo e geogrelha). Na Figura 21 mostra-se a caixa de grande porte utilizado por Teixeira (2003) possui 1500 mm de comprimento, 700 mm de largura e 480 mm de altura, na qual os resultados obtidos por este equipamento foram definidos com nomenclatura T1, T2 e T3. Os resultados definidos com K1, K2 e K3 são aqueles realizados por KAKUDA, BUENO e TEIXEIRA (2006), vide Quadro 4. As conclusões que chegaram os autores com as conformações foram: que em pequenas variações ocorridos entre os resultados do coeficiente de iteração f (sendo a máxima de 6%) estão dentro da variabilidade dos próprios equipamentos e que as envoltórias da interface solo-geogrelha obtidas foram praticamente coincidentes, portanto equipamento de pequenas dimensões é apropriado e consegue reproduzir os resultados obtidos em ensaios de grandes dimensões. Sendo assim, conclui-se que apesar de suas dimensões reduzidas, o equipamento de ensaio de arrancamento de pequeno porte não interfere diretamente nos mecanismos de interação solo-reforço, reproduzindo com fidelidade os resultados obtidos em equipamentos de grande porte.

QUADRO 4 - RESULTADOS DE ENSAIOS DE ARRANCAMENTO EM EQUIPAMENTOS DE GRANDE E DE PEQUENO PORTE

Equipamento	Ensaio	σ (kPa)	Tensão de Arrancamento (kPa)	f
pequeno porte	K1	25	28,33	0,70
pequeno porte	K2	50	38,57	0,68
pequeno porte	K3	100	61,29	0,68
grande porte	T1	25	29,75	0,74
grande porte	T2	50	36,67	0,64
grande porte	T3	100	61,58	0,68

Nota: f (coeficiente de interação) = $\text{tg } \Phi / \text{tg } \phi$; Φ = ângulo de atrito de interface obtido da envoltória de resistência ao arrancamento; ϕ = ângulo de atrito do solo obtido por ensaio de cisalhamento direto.

FONTE: KAKUDA; BUENO e TEIXEIRA (2006).

FIGURA 21 - EQUIPAMENTO DE GRANDES DIMENSÕES PARA ENSAIOS DE ARRANCAMENTO



FONTE: TEIXEIRA (2003).

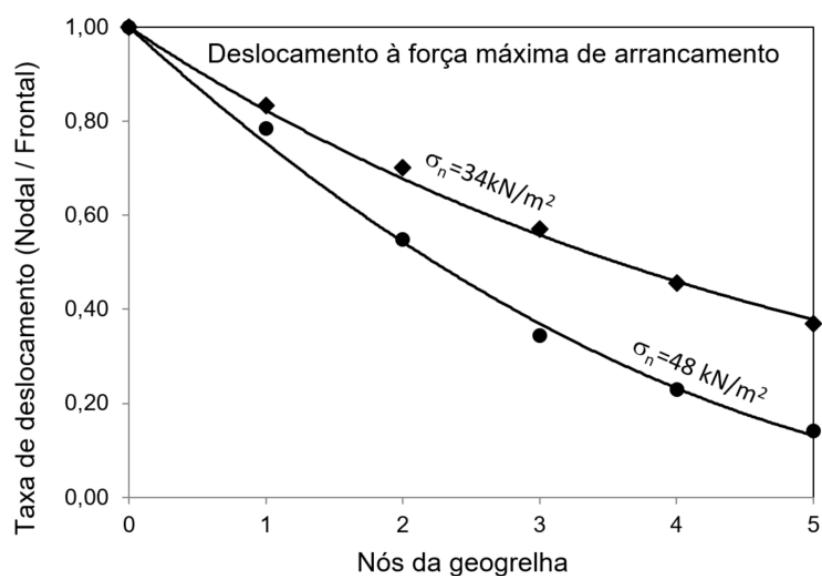
2.3.3 Fatores que influenciam as condições de contorno de ensaios de arrancamento

Entre os fatores que influem na magnitude da força de arrancamento estão: o efeito da sobrecarga, a dilatância do solo, as características físicas do solo (teor de umidade, grau de compactação e granulometria), a velocidade de ensaio, as dimensões e rigidez das paredes da caixa, e também, a geometria e propriedades mecânicas do geossintético.

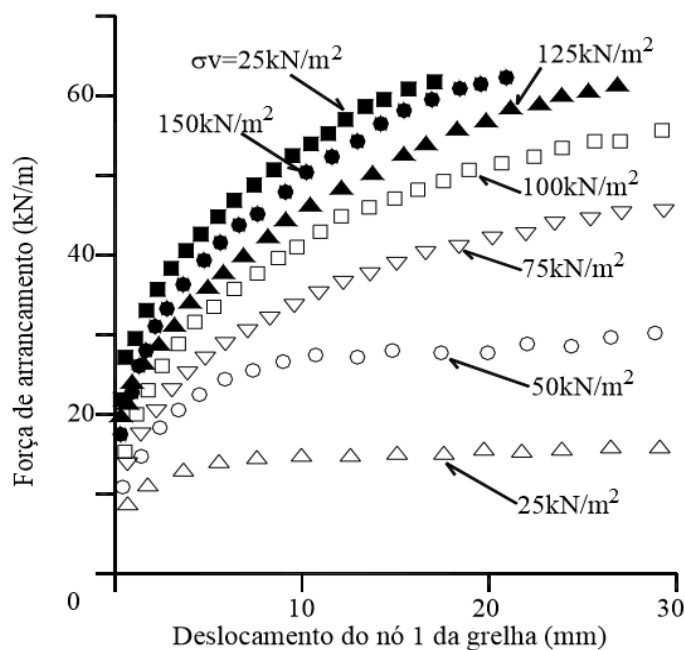
2.3.3.1 Efeito da Sobre carga (Aumento do Confinamento)

FARRAG, ACAR e JURAN (1993) verificaram que o aumento da sobrecarga resulta em uma maior força de arrancamento, isto ocorre porque se melhora o contato do geossintético com o solo circundante, com isso incrementa-se a força de atrito de interface solo-geossintético, e no caso das geogrelhas se dificulta ação de corte dos membros transversais, tendo como *consequência* o aumento da resistência passiva. As curvas de distribuição dos deslocamentos ao longo do geossintético, em função da porcentagem da resistência máxima ao arrancamento, tornam-se mais inclinadas com o aumento da sobrecarga (Figura 22-a). Além disso, a curva força de arrancamento vs. deslocamento desloca-se para a esquerda e o seu valor de pico aumenta (Figura 22-b).

FIGURA 22 - EFEITO DA SOBRECARGA NOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO



a) Curvas de deslocamentos ao longo do geossintético



b) Curvas Força de arrancamento vs. deslocamento

FONTE: (a) Adaptado de FARRAG, ACAR E JURAN, 1993. (b) adaptado OCHIAI et al., 1996.

2.3.3.2 Efeito da dilatância

ALFARO, MIURA e BERGADO (1995) perceberam que a restrição da dilatância tem o efeito de aumentar o confinamento do solo próximo à inclusão, isto faz que as tensões totais do solo na região próxima a inclusão são diferentes das sobre cargas aplicadas durante o ensaio. Os autores concluem que a dilatância impedida, com baixas sobrecargas, contribui para o aumento da tensão normal na interface solo-reforço e, conseqüentemente aumenta a resistência ao arrancamento.

ALFARO et al. (1995) propôs um modelo conceitual de interação solo-reforço baseado no efeito da restrição da dilatância na resistência ao arrancamento de geogrelhas rígidas (Figura 23).

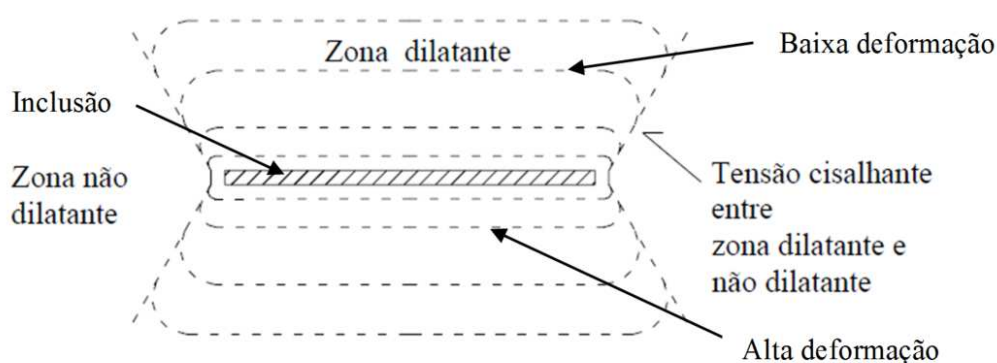
HAYASHI, SHAHU e WATANBE (1999) afirmam que em um solo reforçado com geossintético desenvolve-se mecanismos de interação bidimensionais e tridimensionais. O mecanismo bidimensional se deve à interação solo-inclusão, enquanto que o tridimensional é consequência do efeito da dilatância restringida do solo. O solo adjacente tende a dilatar-se à medida que o geossintético é arrancado, entretanto a zona adjacente não-dilatante atua impedindo a dilatância do solo na zona dilatante (Figura 23-a), isto gera tensões cisalhantes no contato entre a zona dilatante e não-dilatante, que resulta no aumento das tensões normais nas extremidades laterais do

reforço (B_e) (Figura 23-b), dessa forma um mecanismo de interação tridimensional se desenvolve nas extremidades do corpo-de-prova (B_e), ao mesmo tempo em que ocorre um mecanismo bidimensional na seção central do geossintético ($B_G - 2B_e$).

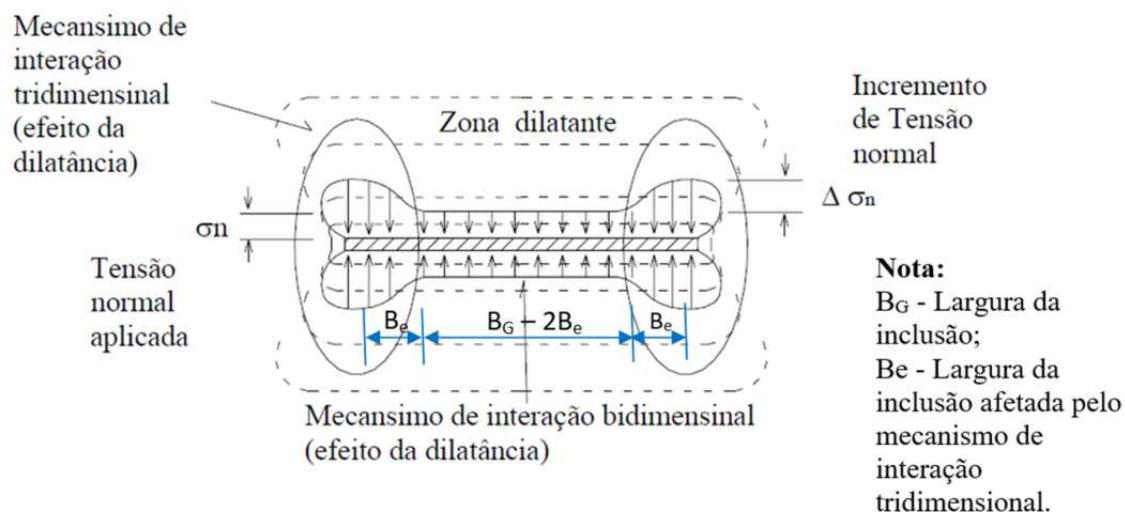
KAKUDA (2005) demonstra que a diminuição da largura do corpo-de-prova em relação à caixa de testes resulta em maior força de arrancamento em ensaios de pequenas dimensões. Isto ocorre, pois à medida que a inclusão ocupa a largura da caixa de testes, menor é a zona não-dilatante durante o arrancamento, ou seja, B_e diminui. Quando o geossintético ocupa toda a largura da caixa, o mecanismo de interação passa ser unicamente bidimensional.

TEIXEIRA, BUENO e ZORNBERG (2007) mostram que há um espaçamento ótimo entre membros transversais para uma geogrelha e solo específico e, valores diferentes deste, causam a interferência entre os elementos da geogrelha diminuindo a resistência ao arrancamento pelo efeito da dilatância.

FIGURA 23 - TERAÇÃO SOLO-REFORÇO BASEADO NA DILATÂNCIA RESTRINGIDA



a) Tensões cisalhantes e deformações mobilizadas no solo adjacente ao reforço.



b) Distribuição das tensões normais no reforço.

FONTE: ALFARO *et al.* (1995), apud KAKUDA (2005).

2.3.3.3 Efeito da rigidez das paredes da caixa

FARRAG, ACAR e JURAN (1993) concluem que o atrito entre o solo e as paredes laterais da caixa de arrancamento resulta em menor força de arrancamento, porque a sobrecarga aplicada pode ser parcialmente transferida para as paredes da caixa pelo atrito desenvolvido, resultando na redução da tensão normal no geossintético.

2.3.3.4 Efeito do tipo de solo

JEWELL *et al.* (1984) sugerem uma relação entre o diâmetro das partículas do solo e a geometria da geogrelha, dessa maneira confere-se eficiência no mecanismo de transferência de carga. As partículas do solo devem penetrar na malha da geogrelha de tal sorte que o geossintético possa atuar no aumento do confinamento e no embricamento entre os grãos.

PALMEIRA e MILLIGAN (1989) analisam a relação entre a espessura da geogrelha (B) e o diâmetro médio das partículas do solo (D_{50}) que melhora o mecanismo de transferência de carga solo-reforço. Os autores afirmam que essa relação deve ser $B / D_{50} < 10$.

JEWELL (1996) incorpora no cálculo do coeficiente de aderência a_b dois fatores que levam em conta a geometria da geogrelha (seção transversal e espaçamento entre membros transversais) e o diâmetro médio do solo. Estes fatores podem aumentar a transferência de carga por resistência passiva em duas vezes ou mais. KOERNER (1999) sugere que esta relação deva ser $S / D_{50} > 3,5$, sendo "S" a menor dimensão da abertura da malha da geogrelha e " D_{50} " o diâmetro médio das partículas de solo.

TEIXEIRA (2003) observa que em solos finos a parcela de contribuição da adesão de interface na resistência ao arrancamento é maior. Neste tipo de solo, as condições de drenagem ganham maior importância, pois quando o teor de umidade é elevado, a aplicação de sobrecargas pode gerar pressões neutras que diminuem a resistência ao arrancamento das geogrelhas.

2.3.3.5 Efeito do grau de compactação

Um o grau de compactação maior implica no aumento do peso específico do material, que ocasiona um maior confinamento do solo e resulta no aumento da força de arrancamento nos ensaios.

KAKUDA (2005) e TEIXEIRA (2003) concluíram que a elevação do grau de compactação do solo causa um aumento progressivo na resistência ao arrancamento, e a relação entre ambos é linear.

2.3.3.6 Efeito da velocidade de arrancamento

FARRAG, ACAR e JURAN (1993) utilizaram velocidades de arrancamento de 2, 6, 10 e 20 mm/min em ensaios com areia uniforme. Os autores afirmam que houve uma redução de 25% na força máxima de arrancamento ao aumentar a velocidade de 2 para 20 mm/min e que maiores velocidades mobilizam menores deformações ao longo do reforço. Eles recomendam velocidades de testes menores que 6 mm/min.

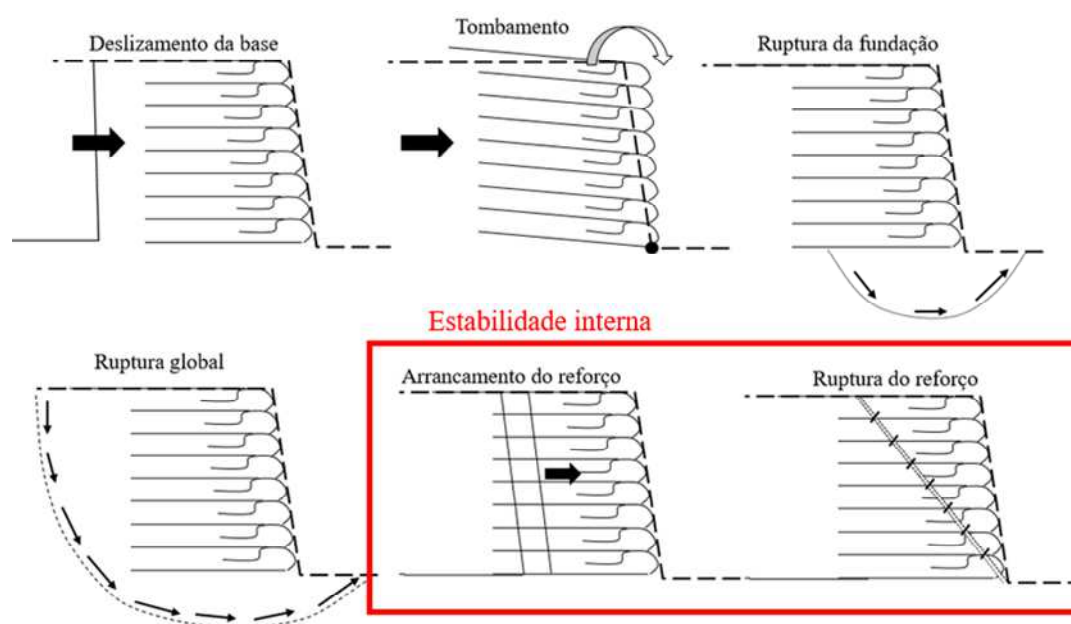
LOPES e LADEIRA (1996) verificaram que o aumento da velocidade resulta em aumento da resistência ao arrancamento. Os autores afirmam que ao variar a velocidade de 1,8 para 22 mm/min., a resistência ao arrancamento aumentou 30%. Nos seus ensaios utilizaram uma areia pedregulhosa bem graduada. Também verificaram que o alongamento da geogrelha diminui com o aumento da velocidade do teste.

KAKUDA (2005) demonstra que o aumento da velocidade resulta em aumento da resistência ao arrancamento. O solo utilizado foi uma areia argilosa bem graduada. Sobre a força de arrancamento máxima aumentou em 12% quando a velocidade de ensaio passou de 8 para 100 mm/min. O autor conclui que velocidades entre 2 e 8 mm/min têm pouca influência nos resultados da resistência ao arrancamento. Também verificou que maiores teores de argila no solo resultam em menores coeficientes de interação.

2.4 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

A elaboração de projeto de ECSR com geossintéticos divide-se em duas etapas: a verificação da estabilidade interna e externa. A principal abordagem do método TEIXEIRA (2003), implica o cálculo da máxima força de tensão (T_{max}) para cada profundidade das inclusões, enquadradas em vermelho na Figura 24 e assim verificar a estabilidade interna da estrutura.

FIGURA 24 - MODOS DE RUPTURA DE UM ECSR COM GEOSSINTÉTICO ENVELOPADO



FONTE: Adaptado de PORTELINHA, 2012.

A força de tração que solicita uma camada de reforço ao arrancamento em ECSR com geossintéticos de uma maneira simplificada pode ser dada pela equação 5:

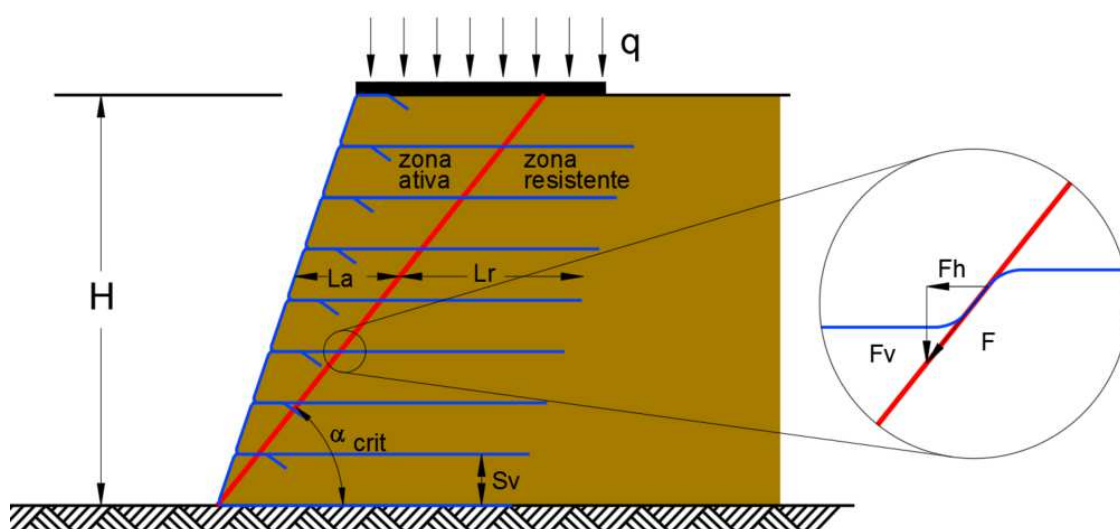
$$T = K_a \cdot S_v \cdot \gamma \cdot z \quad (5)$$

Sendo:

- S_v - espaçamento vertical entre as camadas de reforço;
- γ - peso específico do solo acima da camada de reforço;
- K_a - coeficiente de empuxo ativo de Rankine;
- z - profundidade.

As componentes das forças que atua nas inclusões na interface entre a zonas ativas e resistentes, mostra-se na Figura 25, sendo em geral a força horizontal F_h considerada como consequência do empuxo ativo. Os demais fatores ilustrados na Figura 25 estão mais detalhadas e explicadas no item 2.5.

FIGURA 25 - ZONAS ATIVA E RESISTENTE DE UM MURO REFORÇADO COM GEOSINTÉTICO



FONTE: Adaptado de TEIXEIRA, 2003.

O fator de segurança quanto à ruptura do reforço em cada camada define-se entre a relação de tração admissível do geossintético e a força de tração máxima T_{max} . EHRlich e MITCHELL (1994) propõem um fator de segurança entre 1,3 a 1,5, e o Manual de Brasileiro de Geossintéticos (2004) estabelece um fator de 1,5 como mínimo.

$$FS = \frac{T_{adm}}{T_{max}} \quad (6)$$

$$T_{adm} = \frac{Tr}{FS_{di} \cdot FS_{cr} \cdot FS_{dq} \cdot FS_{db}} \quad (7)$$

Sendo:

T_{adm} - Tensão admissível para dimensionamento.

T_r - Resistência à tração máxima do reforço (ensaio de tração não confinada).

QUADRO 5 - FATORES DE REDUÇÃO PARA T_R

Tipo de fator de redução para maciços reforçados	Valores
FS_{di} - Fator de redução quanto a danos de instalação	1,1 a 2,0
FS_{cr} - Fator de redução quanto à fluência	2,0 a 4,0
FS_{dq} - Fator de redução quanto à degradação química	1,0 a 1,5
FS_{db} - Fator de redução quanto à degradação biológica	1,0 a 1,3

FONTE: Adaptado de KOERNER, 1994.

Na atualidade muitos métodos de dimensionamento são utilizados para o cálculo de estruturas em solo reforçado, entre eles diferencia-se 3 linhas de tendência, que se mencionam a seguir:

- Método baseados nas condições de ruptura;
- Métodos baseados nas condições de trabalho;
- Método através de análises numéricas via Elementos Finitos (MEF).

Saber quais dos métodos é mais recomendável depende do projetista, que deve conhecer as vantagens e limitações de cada método.

A seguir será apresentado uma revisão resumida dos métodos baseados nas condições de trabalho, descrevendo as hipóteses e os conceitos que permitam a compreensão dos métodos.

- K-STIFFNESS é um método semi-empírico, baseia-se na análise sob condições de trabalho e no comportamento das estruturas em tamanho real através da medição de tensões e deformações, assim se obtém os parâmetros de projeto próximos da magnitude e distribuição das tensões internas.
- EHRlich E MITCHELL também é um método feito através da análise sob condições de trabalho que se baseia no comportamento tensão–deformação da massa de solo reforçado e na resposta de deformação interna da massa reforçada por tensões desenvolvidas internamente.

2.4.1 Método de K-Stiffness

ALLEN et al. (2003) desenvolveram o método semi-empírico *K-Stiffness*. O método se baseia em dados de 16 muros reforçados com geossintéticos completamente instrumentados, 14 muros parcialmente instrumentados e 24 muros completamente

instrumentados utilizando aço como reforço. Os dados das tensões e deformações de trabalho serviram para a calibração do método. Este novo método considera, direta ou indiretamente, a rigidez de todas as componentes do muro relativa à rigidez do solo para estimar a distribuição e magnitude de T_{max} sob condições de serviço.

A tensão máxima T_{max} em cada camada de reforço é dada pela equação 8:

$$T_{max} = 0,5 \cdot S_v \cdot K_0 \cdot \gamma \cdot (H + S) \cdot D_{t_{max}} \cdot \Phi_{local} \cdot \Phi_{fb} \cdot \Phi_{fs} \cdot 0,27 \cdot \left(\frac{S_{global}}{P_a} \right)^{0,24} \quad (8)$$

Onde:

S_v - espaçamento vertical entre os reforços;

K_0 - coeficiente de empuxo de repouso;

H - altura do muro;

S : - altura de sobrecarga;

$D_{t_{max}}$ - fator de distribuição para estimar T_{max} para cada camada de reforço como uma função de sua profundidade abaixo do topo do muro relativo a T_{max} ;

S_{global} - rigidez global do reforço;

Φ_{local} - fator de rigidez local;

Φ_{fb} - fator de inclinação da face;

Φ_{fs} - fator de rigidez da face;

γ - peso específico do solo;

P_a - pressão atmosférica (igual a 101 kPa).

K_0 pode ser determinado pela Equação 9. Segundo ALLEN et al. (2003) apesar da equação de *Jacky* ter sido proposta para areias normalmente adensadas, ela também pode ser considerada para areias compactadas ou pré-adensadas, pois o método inclui implicitamente o efeito da compactação.

$$K_0 = 1 - \text{sen} \phi' \quad (9)$$

A rigidez global, global S_{global} , considera a rigidez de todo o muro, segundo a Equação 10:

$$S_{global} = \frac{J_{ave}}{\left(\frac{H}{n}\right)} = \left(\frac{\sum_{i=1}^n J_i}{H}\right) \quad (10)$$

Sendo:

- n - número de camadas de reforço ao longo da altura do muro;
- J_i - rigidez à tração individual de cada camada de reforço;
- J_{ave} - rigidez à tração média em todas as camadas n .

A rigidez local considera a rigidez e a densidade para cada capa e é dada pela Equação 11.

$$S_{local} = \left(\frac{J}{S_v}\right)_i \quad (11)$$

O fator de rigidez local é definido por:

$$\Phi_{local} = \left(\frac{S_{local}}{S_{global}}\right)^a \quad (12)$$

Onde a é o coeficiente dimensional que é também função da rigidez. $a = 1$ para ECSR com geossintéticos.

O fator de inclinação da face, Φ_{fb} , considera a influência da inclinação da face diminuindo as cargas nos reforços é calculado pela equação 13, sendo recomendado um valor de $d = 0,25$.

$$\Phi_{fb} = \left(\frac{K_{abh}}{K_{avh}}\right)^d \quad (13)$$

Em que:

- K_{abh} - componente horizontal da pressão ativa de terra;
- K_{avh} - componente vertical da pressão ativa de terra;
- d - coeficiente constante adimensional. $d=a$ para muros verticais.

O fator de rigidez da face, Φ_{fs} , foi calibrado de forma empírica para reduzir as tensões nos reforços conforme foi observado em muros de face de blocos e painéis de concreto pré-moldados. ALLEN e BATHURST (2001a) recomendaram os seguintes valores:

- $\Phi_{fs} = 0,5$ para muros de face de blocos e painéis de concreto;
- $\Phi_{fs} = 1,0$ para outros tipos de face (por exemplo: face auto-envelopada ou face de gavião).

O fator de distribuição de cargas de solo reforçado, D_{max} serve para distribuir o carregamento em função da profundidade, expressa-se em função da profundidade normalizada abaixo do todo do muro $(z+H)/(H+S)$, incluindo o efeito da sobre carga S e variando no intervalo $0 \leq D \leq 1$. ALLEN et al (2003) apresentam o gráfico relativo a D_{max} distribuição definida através da retroanálise dos muros reforçados com geogrelha (Figura 26). Para efeitos práticos a distribuição apresenta-se na Figura 27.

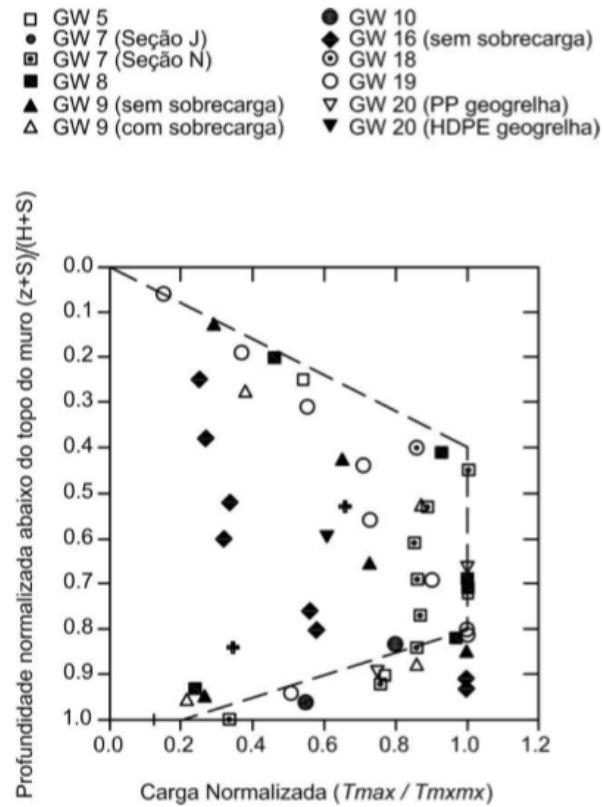
MIYATA e BATHURST (2008) ampliaram o método para ECSR com geossintéticos para solos coesivos introduzindo na equação 14 o fator de coesão Φ_c que visa considerar a influência deste parâmetro na força de tração máxima, que é dado por:

$$\Phi_c = 1 - \lambda \cdot \frac{c}{\gamma \cdot H} \quad (14)$$

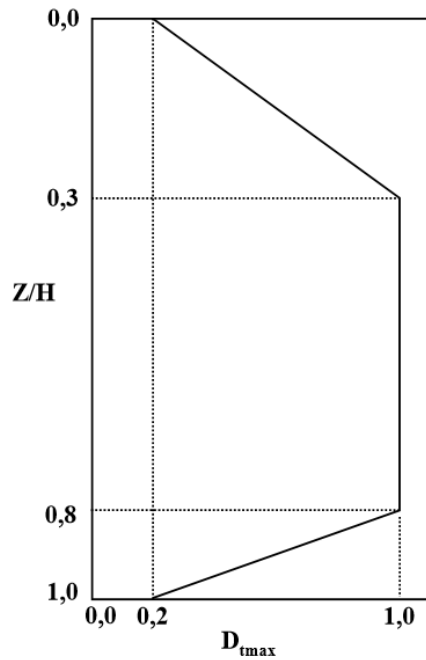
Sendo c a coesão do solo, λ é o coeficiente de coesão com valor aproximado de $\lambda = 6,5$.

O Dt_{max} ao longo da altura normalizada apresenta-se na Figura 28.

FIGURA 26 - CARGAS NORMALIZADAS NOS REFORÇOS EM FUNÇÃO DA PROFUNDIDADE

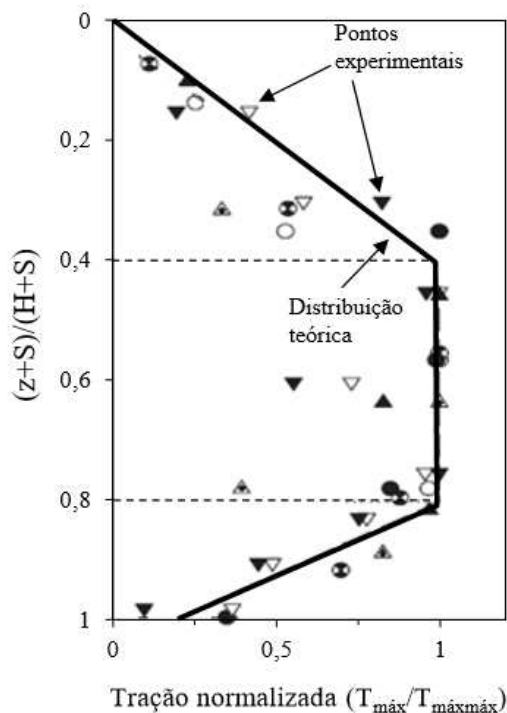


FONTE: ALLEN *et al.* (2003).

FIGURA 27 - DISTRIBUIÇÃO COM A PROFUNDIDADE DO PARÂMETRO D_{TMAX} 

FONTE: ALLEN; BATHURST (2001a).

FIGURA 28 - DISTRIBUIÇÃO DE D_{TMAX} AO LONGO DA ALTURA NORMALIZADA PARA SOLOS COESIVOS



FONTE: MIYATA; BATHURST (2008).

2.4.2 Método de Ehrlich e Mitchell

EHRlich e MITCHELL (1994) desenvolveram um método analítico para o dimensionamento baseado em condições de trabalho, aplicável a taludes de face vertical considerando os efeitos da compactação. DANTAS e EHRlich (2000) ampliaram o método para muros de diferentes inclinações, mostrando a importância da consideração da compactação e a rigidez solo-reforço.

O método apresenta equações analíticas que permitem a determinação da tensão máxima T_{\max} nas inclusões, para qualquer tipo de reforços e para solos coesivos ou não. Também o método se baseia na compatibilidade de deformações no solo e no reforço, considerando a influência da rigidez relativa solo-reforço e da energia de compactação. O modelo constitutivo do reforço é linear elástico e supõe que não há deslizamento relativo entre solo e reforço (aderência perfeita).

O método considera que cada reforço é responsável pelo equilíbrio horizontal da camada correspondente na zona ativa, de espessura S_v e largura S_h , onde S_v e S_h são os espaçamentos verticais e horizontais entre os reforços ($S_h=1$, para geotêxteis). Desta forma, o equilíbrio interno de forças, equação 15, segundo a Figura 29, é dado por:

$$T_{\max} - S_h \cdot S_v \cdot \sigma_{ave} + S_v \cdot S_h \cdot \frac{f \cdot \tau_{xz}}{\operatorname{tg} \omega} = 0 \quad (15)$$

A tensão cisalhante τ_{xzEC} não é obtida diretamente por via analítica, sendo esta em função da tensão cisalhante no solo atuante no ponto de máxima tensão no reforço.

$$\tau_{xzEC} = f \cdot \tau_{xz} \quad (16)$$

Onde:

T_{\max} - tração máxima do reforço;

σ_{ave} - tensão horizontal media do solo, entre Z_m e Z_n , atuante no plano vertical e normal ao reforço no ponto de tração máxima;

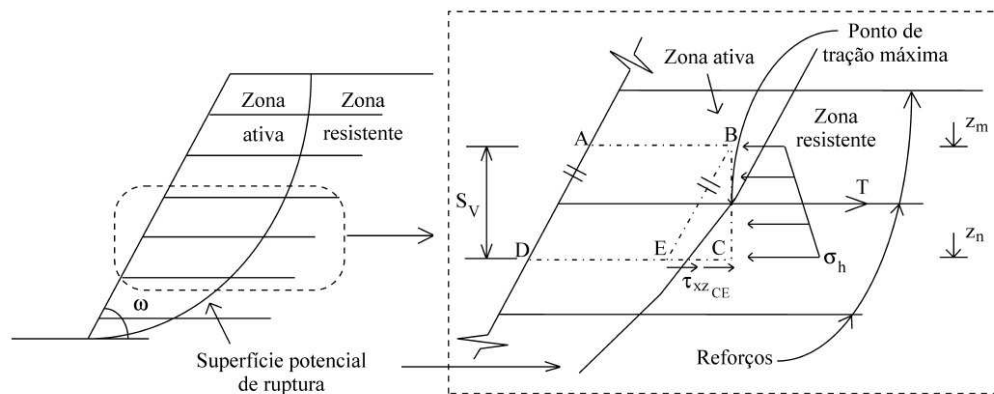
f - fator de ajuste;

ω - Inclinação da face.

τ_{xz} - tensão cisalhante no solo atuante no ponto de máxima tensão no reforço.

τ_{xzEC} - tensão cisalhante no solo atuante ao longo de EC.

FIGURA 29 - MECANISMO DE EQUILÍBRIO INTERNO

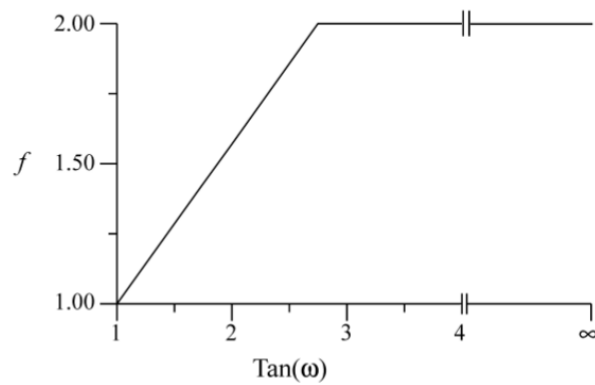


Fonte: DANTAS; EHRlich (2000).

O fator de ajuste f determina-se conforme a Figura 30.

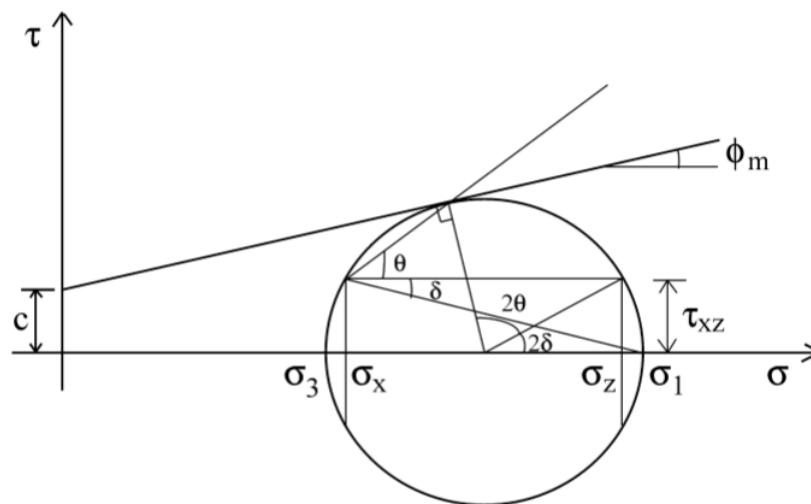
As tensões σ_{ave} e τ_{xy} no ponto de tração máxima estão relacionadas com o círculo de Mohr, Figura 31, sendo δ a rotação das tensões principais em relação à horizontal ou vertical.

FIGURA 30 - FATOR DE AJUSTE DA TENSÃO CISALHANTE



Fonte: DANTAS; EHRlich (2000).

FIGURA 31 - CÍRCULO DE MOHR DE UM ELEMENTO DE SOLO PRÓXIMO AO PONTO DE TRAÇÃO MÁXIMA



FONTE: DANTAS; EHRlich (2000).

Admite-se:

$$\sigma_{ave} = K \cdot \sigma_z \quad (17)$$

Sendo:

K - coeficiente de empuxo lateral no nível do reforço considerado;

σ - tensão vertical atuante no ponto de máxima tensão.

Onde para o carregamento:

$$\delta = \delta_c = \frac{90 - \omega}{2} \delta \quad (18)$$

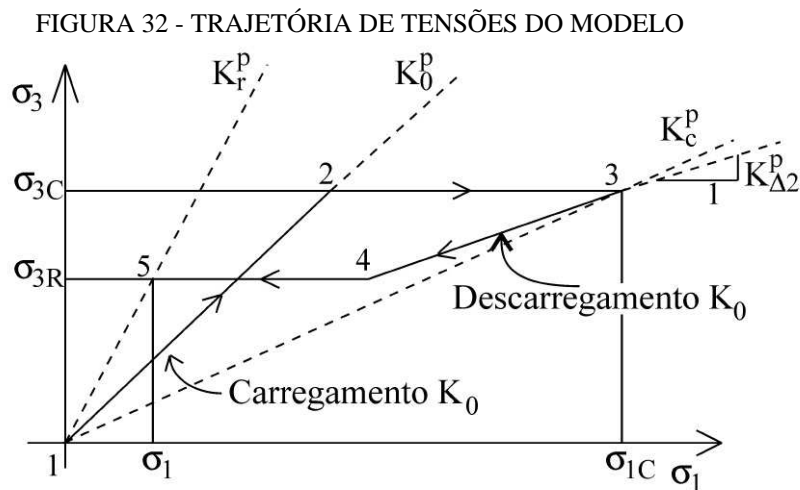
e para o descarregamento:

$$\delta = \delta_d = 0,90 \cdot \delta_c \quad (19)$$

Escreve-se então τ_{xz} como:

$$\tau_{xz} = \frac{\sigma_z}{2} \cdot (1 - K) \cdot \text{tg}(2 \cdot \delta) \quad (20)$$

Para o caminho de tensões da camada durante o processo construtivo, adaptaram um procedimento simplificado baseado em apenas um ciclo de carga e descarga, conforme é apresentado na Figura 32. O carregamento foi dividido em duas etapas: (1) carregamento sem deformação lateral (segmento 1-2) e (2) carregamento com deformação lateral sob tensão horizontal constante (segmento 2-3). Da mesma forma, o descarregamento foi dividido em 2 etapas: (1) descarregamento sem deformação lateral (segmento 3-4) e (2) descarregamento com deformação lateral (segmento 4-5) sob tensão horizontal constante.



FONTE: DANTAS; EHRLICH (2000).

Para o cálculo das tensões induzidas pela compactação ($\sigma_{z_c,i}$), o método assume que todas as camadas foram compactadas da mesma forma, a uma mesma carga ($\sigma_{z_c,i,i}$).

Admite-se que o solo tem um comportamento elástico não linear, sendo utilizada a versão modificada do modelo hiperbólico de Duncan et al. (1980). Este método permite considerar a tensão induzida pela compactação.

Para placas vibratórias $\sigma_{zc,i}$ é calculada diretamente e é igual à tensão vertical máxima capaz de atuar na base da placa, conforme a expressão:

$$\sigma_{zc,i} = \frac{Q}{A} \quad (21)$$

Para rolos compactadores, a tensão $\sigma_{zc,i}$ é calculada indiretamente a partir de $\sigma_{xp,i}$, segundo as Equações 22 a 26:

$$\sigma_{zc,i} = \frac{\sigma_{xp,i}}{K_0} \quad (22)$$

$$\sigma_{xp,i} = v_0 \cdot (1 + K_a) \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot Q \cdot \frac{N_\gamma}{L} \right)^{1/2} \quad (23)$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (24)$$

$$N_\gamma = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \cdot \left[\operatorname{tg}^4 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) - 1 \right] \quad (25)$$

$$v_0 = \left(\frac{K_0}{1 + K_0} \right) \quad (26)$$

Onde:

K_a - coeficiente de empuxo ativo de Rankine;

γ - peso específico do solo;

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

N_γ - fator de capacidade de carga, calculado pelas teorias da cunha de Rankine.

v_0 - Módulo volumétrico de Poisson durante o carregamento.

A tensão (σ'_{zc}) é calculada a partir da comparação de tensão vertical equivalente induzida pela compactação ($\sigma_{zc,i}$) com a tensão geostática (σ_z):

$$\sigma_z < \sigma_{zc,i} \Rightarrow \sigma'_{zc} = \sigma_z$$

$$\sigma_z > \sigma_{zc,i} \Rightarrow \sigma'_{zc} = \sigma_{zc,i}$$

Na determinação da tração máxima é necessário a obtenção dos coeficientes de empuxo lateral no carregamento incluindo os esforços de compactação durante o processo construtivo (K_c), e no descarregamento (K_r).

O valor de K_c para o carregamento é calculado por tentativas utilizando a seguinte expressão:

$$\left(\frac{(1-\nu_0^2)(1-K_{aa}^2)^2 \cdot (K_0^p \cdot \sigma_{1c} - \sigma_{3c}) \sigma_{3c}}{K_c \cdot \sigma_{zc} \cdot (\sigma_{3c} - K_{aa} \cdot \sigma_{1c}) \cdot (K_0^p - K_{aa})} \cdot (K_0 \cdot \cos^2 \delta_c - \sin^2 \delta_c) \right) - \frac{1}{S_i} \cdot \left(\frac{\sigma_{3z}}{P_a} \right)^n \cdot \left[1 - f \cdot \frac{1-K_c}{2 \cdot K_c} \cdot \frac{\text{tg} \cdot 2 \cdot \delta}{\text{tg} \omega} \right] = 0 \quad (27)$$

Se $\sigma_z < \sigma_{zc,i}$:

$$\sigma_{1c} = \frac{\sigma_{zc,i}}{2} \cdot \left[(1+K_0) - \left(\frac{1-K_0}{\cos(2 \cdot \delta_c)} \right) \right] \quad (28)$$

ou para $\sigma_z > \sigma_{zc,i}$:

$$\sigma_{1c} = \frac{\sigma_z}{2} \cdot \left[(1+K_c) - \left(\frac{1-K_c}{\cos(2 \cdot \delta_c)} \right) \right] \quad (29)$$

com:

$$\sigma_{3c} = \frac{\sigma_{zc}}{2} \cdot \left[(1+K_c) - \left(\frac{1-K_c}{\cos(2 \cdot \delta_c)} \right) \right] \quad (30)$$

$$S_i = \frac{E_r \cdot A_r}{k \cdot P_a \cdot S_v \cdot S_h} \quad (31)$$

Em que:

S_i - índice de rigidez relativa solo-reforço;

- k_c - módulo de Duncan et al. (1980) para o carregamento;
 k_u - módulo de Duncan et al. (1980) para o descarregamento;
 n - módulo expoente de Duncan et al.(1980);
 P_a - pressão atmosférica;
 E_r - módulo de elasticidade do reforço;
 A_r - área de seção transversal do reforço;
 $\sigma_{z,i}$ - tensão vertical induzida;
 σ_z - tensão geostática;
 σ_{1c} - tensão principal maior;
 σ_{3c} - tensão principal menor.

$$K_{aa} = \left[\frac{K_a}{(1 - K_a) \cdot \left(\frac{\left(\frac{c'}{\sigma_{3c} \cdot K_c \cdot \text{tg } \phi} + 1 \right)}{R_f} \right) + K_a} \right] \quad (32)$$

Onde:

- K_{aa} - coeficiente de empuxo ativo equivalente;
 c' - coesão efetiva;
 R_f - parâmetro do modelo hiperbólico de Duncan et al., 1980.

Na condição em que não haja compactação ou $\sigma_z > \sigma_{zci}$, a tração máxima T é calculado por:

$$T = S_v \cdot S_h \cdot K_c \cdot \sigma_{zc} - S_v \cdot S_h \cdot f \cdot \frac{\sigma_{zc}}{2} \cdot (1 - K_c) \cdot \frac{\text{tg}(2\delta_c)}{\text{tg } \omega} \quad (33)$$

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

$$\left(\frac{1 - \nu_m^2}{\frac{k_{ur}}{k}} \right) \cdot \left(\sigma_{1c} - \sigma_1 - \frac{\sigma_{3c} - \sigma_{3r}}{K_{\Delta 2}^p} \right)$$

$$\cdot (K_{\Delta 2} \cdot \cos^2 \delta_d - \sin^2 \delta_d) - \frac{1}{S_i} \cdot \left(\frac{\sigma_{3r}}{P_a} \right)^n$$

$$\left[K_c \sigma_{zc} - K_r \cdot \sigma_z - f \cdot \left(\left(\frac{\sigma_{zc}}{2} \cdot (1 - K_c) \right) \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{2 \cdot \delta_c}{w} \right) - \frac{\sigma_z}{2} \cdot |1 - K_r| \cdot \frac{\operatorname{tg}(2 \cdot \delta_c)}{\operatorname{tg} \omega} \right) \right] \quad (34)$$

onde:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_z}{2} \cdot \left[(1 + K_r) + \left(\frac{1 - K_r}{\cos(2 \cdot \delta_c)} \right) \right] \quad (35)$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_z}{2} \cdot \left[(1 + K_r) - \left(\frac{1 - K_r}{\cos(2 \cdot \delta_c)} \right) \right] \quad (36)$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_z}{2} \cdot \left[(1 + K_r) - \left(\frac{1 - K_r}{\cos(2 \cdot \delta_c)} \right) \right] \quad (37)$$

$$v_m = \frac{K_{\Delta 2}}{(1 + K_{\Delta 2})} \quad (38)$$

$$K_{\Delta 2} = \frac{K_0 \cdot (OCR - OCR^\alpha)}{(OCR - 1)} \quad (39)$$

$$OCR = \frac{\sigma'_{zc}}{\sigma'_z} \quad (40)$$

Em que:

- σ_z - tensão vertical efetiva no solo no ponto de máxima tensão no reforço, na interface solo-reforço;
- σ_1 - tensão principal maior no descarregamento;
- σ_3 - tensão principal menor no descarregamento;
- K_r - coeficiente de empuxo residual correspondente ao final da construção;
- OCR - razão de sobre adensamento;
- $K_{\Delta 2}$ - coeficiente de decréscimo do empuxo lateral para descarregamento sob condição K_0 ;

α - coeficiente de descarregamento de Duncan e Seed (1986), igual $\alpha = 0,7 \text{ sen}\phi'$.

Neste caso a tração máxima T é dada por:

$$T = S_v \cdot S_h \cdot K_r \cdot \sigma_z - S_v \cdot S_h \cdot f \cdot \frac{\sigma_{zc}}{2} \cdot (1 - K_r) \cdot \frac{\text{tg}(2\delta_d)}{\text{tg}\omega} \quad (41)$$

Durante a construção, progressivamente, as tensões geostáticas σ'_z , podem ultrapassar a tensão vertical equivalente induzida pela compactação, $\sigma'_{zc,i}$. Para profundidades onde σ'_z , ultrapassa $\sigma'_{zc,i}$, a tensão vertical máxima induzida durante o processo construtivo incluindo a compactação, σ'_{zc} , é igual a σ_z . Para profundidades menores, σ'_{zc} é igual a $\sigma'_{zc,i}$.

Dantas (1998) propõe um procedimento para o cálculo das tensões geostáticas (σ_z). Segundo o autor, a tensão vertical deve ser tomada como o peso de solo acima do lugar geométrico dos pontos de tração máxima, conforme a Equação 42.

$$\sigma_z = \gamma \cdot z_E \quad (42)$$

A Figura 34 apresenta o lugar geométrico dos pontos de máxima tração para um talude genérico com inclinação ω . A posição do ponto B é determinada pelos comprimentos x e h da Figura 34, através de:

para $45^\circ \leq \omega \leq 65^\circ$

$$x = \frac{0,75 \cdot H}{\text{tg}\omega} \longrightarrow h = \frac{x}{3} \quad (43)$$

e para $65^\circ < \omega < 90^\circ$

$$x = \frac{0,80 \cdot H}{\text{tg}\omega} \longrightarrow h = \frac{x}{2} \quad (44)$$

Para o caso de taludes verticais, $\omega = 90^\circ$ a sobrecarga atuante na superfície do geossintético calcula-se segundo a equação 45.

$$\sigma_z = \frac{\gamma \cdot z \cdot L_R}{L_R - 2 \cdot e} = \gamma \cdot z \cdot \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{K_a}{3} \right) \cdot \left(\frac{z}{L_r} \right)^2 \right]} \quad (45)$$

De acordo com as equações mostradas acima para a determinação da tração máxima nos reforços, os principais fatores de influência no cálculo são:

- a inclinação da face da estrutura, ω ;
- a coesão, c ;
- a tensão geostática, σ_c ;
- a relação entre a tensão vertical atuante no ponto considerado e a máxima tensão vertical a que já se submeteu o solo, incluindo a compactação, σ_z/σ_{zc} ;
- a extensibilidade relativa entre solo e reforço, β .

$$\beta = \left(\frac{\sigma_{zc}}{P_a} \right)^n \cdot \frac{1}{S_i} \quad (46)$$

No Quadro 6, apresenta-se valores usuais de S_i , típicos de solo reforçado.

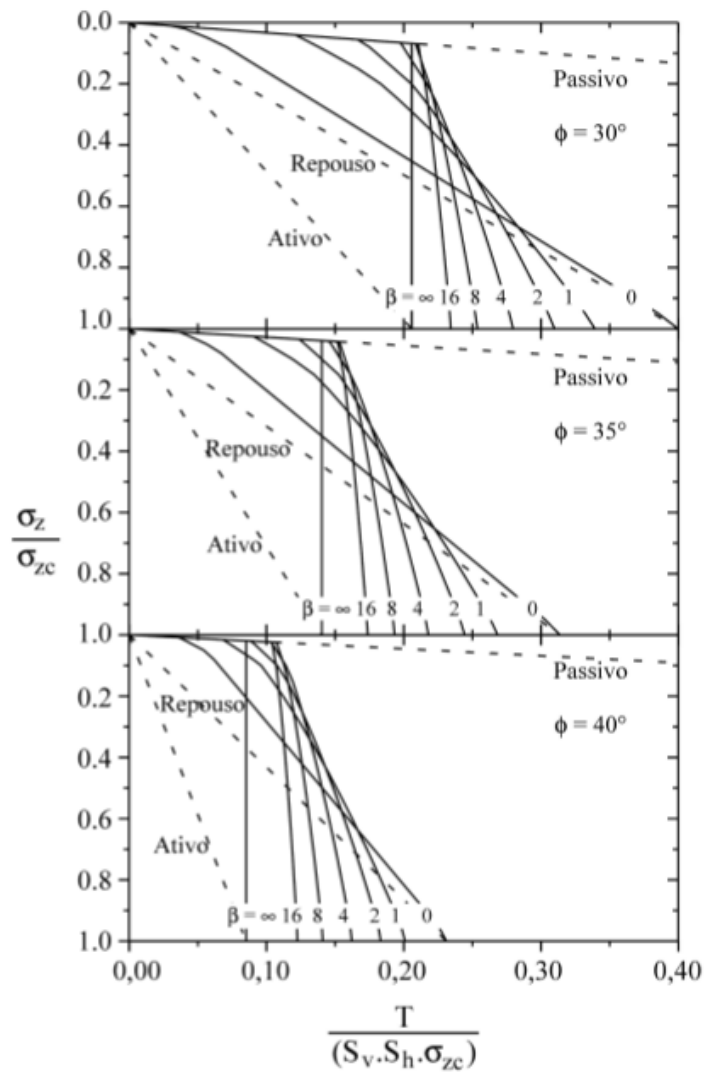
QUADRO 6 - VALORES USUAIS DE S_i SEGUNDO O TIPO DE REFORÇO

Tipo de reforço	S_i
Metálico	0,500 - 3,200
Geogrelhas (PET - PEAD)	0,030 - 0,120
Geotêxteis	0,003 - 0,012

FONTE: DANTAS; EHRLICH (2000).

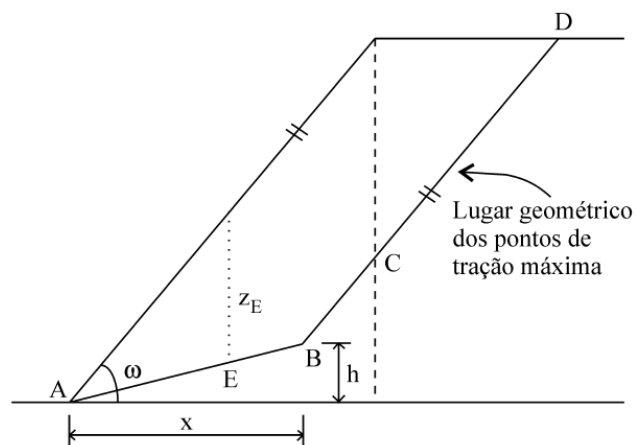
DANTAS e EHRLICH (2000) formularam vários ábacos adimensionais (Figura 33) que são uma compilação da influência de todos estes fatores e para o caso $R_f = 0,8$. O erro máximo de usar estes ábacos para a faixa normal de variação do R_f entre 0,7 à 1,0 é de cerca 20 % (DUCAN et al, 1980). Realizaram-se ábacos similares considerando o efeito da coesão do solo que reduz a máxima tração do reforço por DANTAS e EHRLICH (1999a).

FIGURA 33 - ÁBACO ADIMENSIONAIS PARA TALUDES 1 (H) : 2 (V) E COESÃO NULA
Talude 1 (H) : 2 (V) (63,4°)



FONTE: DANTAS; EHRLICH (2000).

FIGURA 34 - LUGAR GEOMÉTRICO DOS PONTOS DE TRAÇÃO MÁXIMA



FONTE: DANTAS; EHRLICH (2000).

2.5 MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO PROPOSTO POR TEIXEIRA (2003)

O método através do modelo numérico que permite avaliar o comportamento de Muros de Contenção de Solo Reforçado com geossintéticos de comprimento qualquer a partir de resultados de ensaios de arrancamento de pequeno porte ou grande porte explicam-se neste item. A metodologia de obtenção dos parâmetros da curva tensão vs. deformação está descrito no Capítulo 3 de materiais e métodos.

2.5.1 Obtenção dos parâmetros da função exponencial

Com a obtenção dos resultados nos ensaios de arrancamento obtém-se uma série valores relacionando a força de arrancamento com o deslocamento imposto. A partir destes resultados gráfica-se uma curva τ versus δ , sendo τ denominado de tensão de arrancamento e δ o deslocamento. A tensão de arrancamento é análoga à tensão de cisalhamento, sendo definida como a relação entre a força de arrancamento e a área da inclusão solicitada ao arrancamento.

A partir do ensaio de arrancamento de pequeno porte, a tensão de arrancamento é calculada pela seguinte equação:

$$\tau = \frac{F_{ar}}{2.b.(l - \delta)} \quad (47)$$

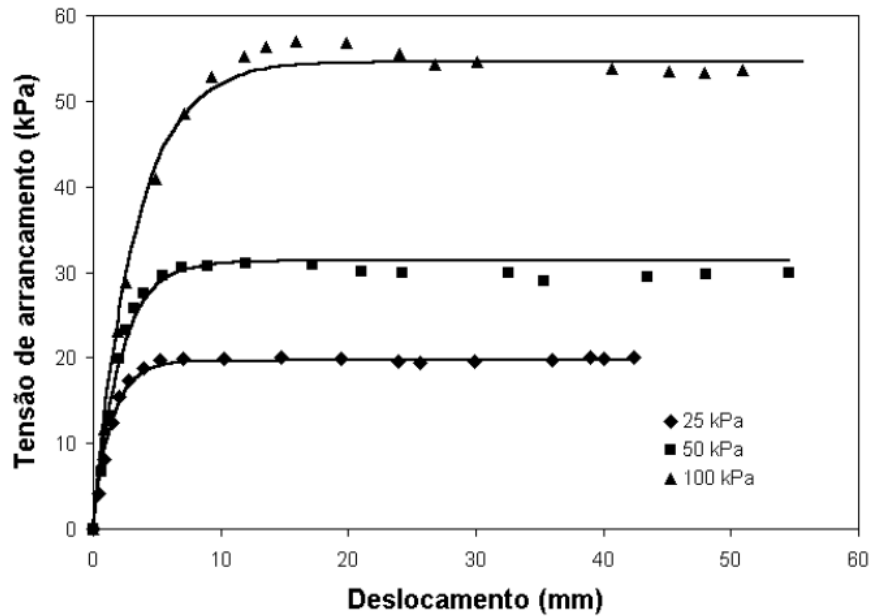
Sendo F_{ar} a força de arrancamento referente ao deslocamento, b a largura do corpo de prova e l o comprimento inicial da inclusão embutido no solo, cujos resultados podem ser ajustados por uma função exponencial do tipo:

$$\tau = \tau_{ult} \left(1 - e^{\frac{-k_i \cdot \delta}{\tau_{ult}}} \right) \quad (48)$$

τ_{ult} é o valor máximo assintótico para a função exponencial (Figura 35) e k_i a inclinação inicial da curva τ vs. δ .

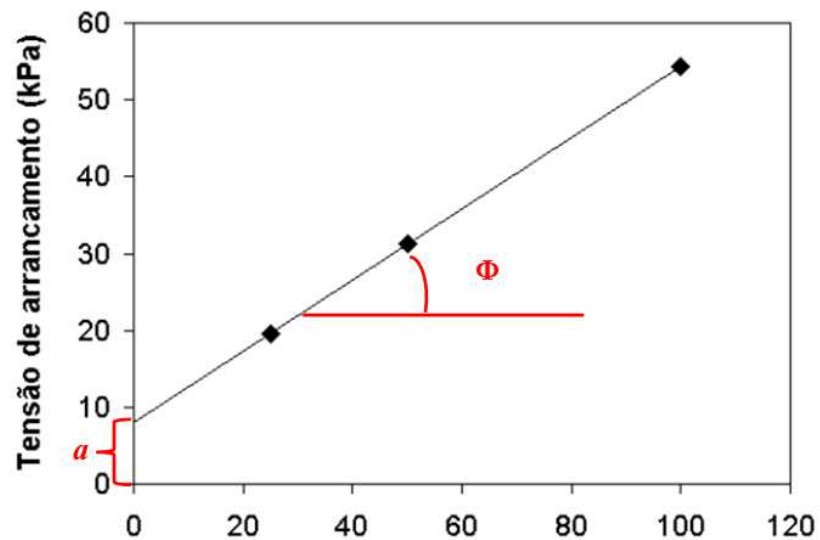
Os valores máximos assintóticos podem ser plotados em função da tensão normal aplicada para se ajustar uma função linear que relaciona a tensão de arrancamento com a tensão normal e, assim, determinar os valores da adesão e do ângulo de atrito equivalentes, como ilustrada na Figura 36.

FIGURA 35 - CURVAS EXPERIMENTAIS E AJUSTADAS DOS ENSAIOS DE PEQUENAS DIMENSÕES



FONTE: TEIXEIRA (2003).

FIGURA 36 - TENSÃO ÚLTIMA DE ARRANCAMENTO EM FUNÇÃO DA TENSÃO NORMAL



FONTE: TEIXEIRA (2003).

Assim, obtêm-se os dados de adesão e o ângulo de atrito entre solo e geossintético, com a equação da envoltória de resistência mostrada na Equação 49:

$$\tau_{ult} = a + \sigma \cdot tg\Phi \quad (49)$$

De maneira similar, as inclinações iniciais das gráficas de tensões de arrancamento e deslocamento podem ser correlacionadas com as respectivas tensões normais através de uma expressão do tipo:

$$k_i = m \cdot \gamma_w \cdot \left(\frac{\sigma}{P_{atm}} \right)^n \quad (50)$$

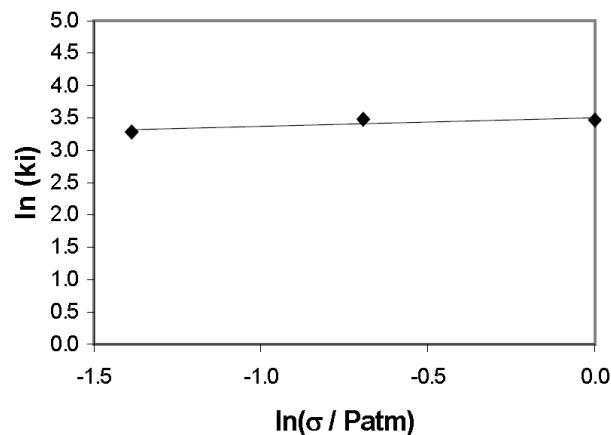
Sendo m e n parâmetros adimensionais a serem determinados, γ_w o peso específico da água e P_{atm} a pressão atmosférica. A determinação dos parâmetros adimensionais pode ser feita plotando valores de $\ln(k_i)$ no eixo das ordenadas e $\ln(\sigma/P_{atm})$ no eixo das abcissas. Com este procedimento, os pontos podem ser ajustados por uma reta. O parâmetro n corresponde ao coeficiente angular da reta ajustada e o parâmetro m pode ser determinado por:

$$m = \frac{e^a}{\gamma_w} \quad (51)$$

Na qual a é o intercepto da reta ajustada aos pontos $\ln(k_i)$ vs. $\ln(\sigma/P_{atm})$ com o eixo das ordenadas.

A Figura 37 mostra a obtenção dos parâmetros adimensionais para os ensaios de pequenas dimensões realizados por Teixeira (2003).

FIGURA 37 - OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS ADIMENSIONAIS



FONTE: TEIXEIRA (2003).

De posse das equações 47 à 51 pode-se construir a curva tensão de arrancamento vs. deslocamento para qualquer tensão normal utilizando a função exponencial mostrada na equação 48, que é capaz de fornecer a tensão de arrancamento

para qualquer sobre carga e deslocamento dado, como se ilustra com linha continua na Figura 35.

2.5.2 Determinação de esforços de tração nas inclusões

Apresenta-se o desenvolvimento para determinação dos esforços de tração nas inclusões de muros de contenção em solo reforçado, onde são considerados aspectos importantes como interação entre solo e elemento de reforço e a rigidez da inclusão, que normalmente não se considera em outros métodos de dimensionamento.

2.5.2.1 Hipótese do método

Existe a necessidade de consideração de hipóteses simplificadoras referente à distribuição de esforços e aos fenômenos associados à estabilidade da contenção em solo reforçado, devido à elevada complexidade destes mecanismos, para isso TEIXEIRA (2003) utilizou das principais hipóteses do método de Culmann, bem como das seguintes hipóteses detalhadas a seguir:

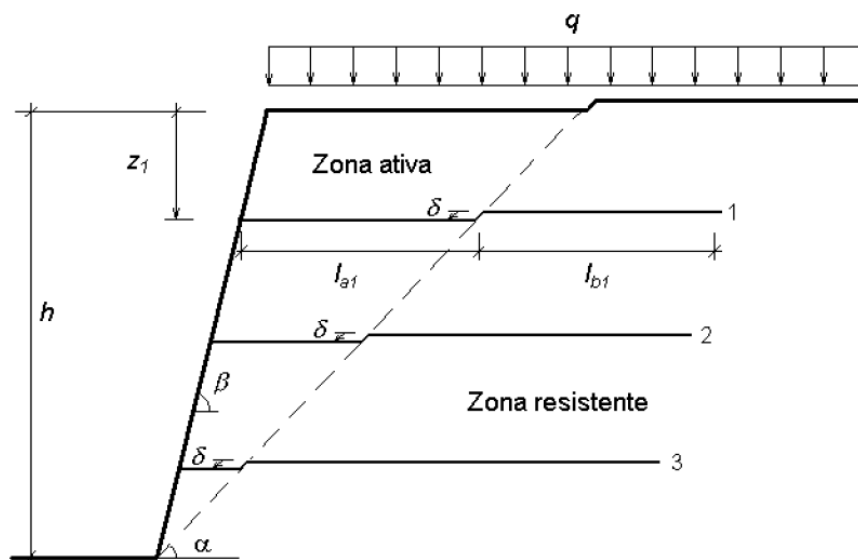
1. A resistência oferecida pelo solo é dada pelos parâmetros de Mohr-Coulomb e é mobilizada antes do efeito estabilizador das inclusões;
2. Os deslocamentos da zona ativa somente começam a ocorrer após a construção da estrutura.
3. Durante a movimentação da zona ativa, as inclusões são solicitadas ao arrancamento tanto do lado da zona ativa quanto do lado da zona resistente;
4. O comportamento das inclusões submetidas ao arrancamento é dado pelo modelo exponencial pela equação 48, tal como apresentado no apartado resultados dos ensaios.
5. Para cada inclusão, a soma dos deslocamentos frontais das porções inseridas nas zonas ativa e resistente é igual ao deslocamento da zona ativa segundo a superfície de ruptura;

Para uma melhor compreensão destas hipóteses apresenta-se na Figura 38 uma estrutura em solo reforçado, algumas simplificações e variáveis usadas no modelo.

A Figura 38 apresenta uma estrutura de altura h que está sujeita a uma sobrecarga distribuída, q , na superfície horizontal do terrapleno. A face do muro tem uma inclinação com a horizontal β e a superfície de deslizamento tem uma inclinação com a horizontal α . A zona ativa apresenta um deslocamento relativo δ em relação à zona resistente estacionária. No maciço de solo estão presente três inclusões de

comprimento l_i , em que i é o número da inclusão. O comprimento total de cada inclusão é dividido em l_{ai} e l_{bi} , que são trechos inseridos nas zonas ativa e resistente, respectivamente e a profundidade de instalação da inclusão é z_i .

FIGURA 38 - ESTRUTURA EM SOLO REFORÇADO E MOVIMENTAÇÃO DA ZONA ATIVA



FONTE: TEIXEIRA (2003).

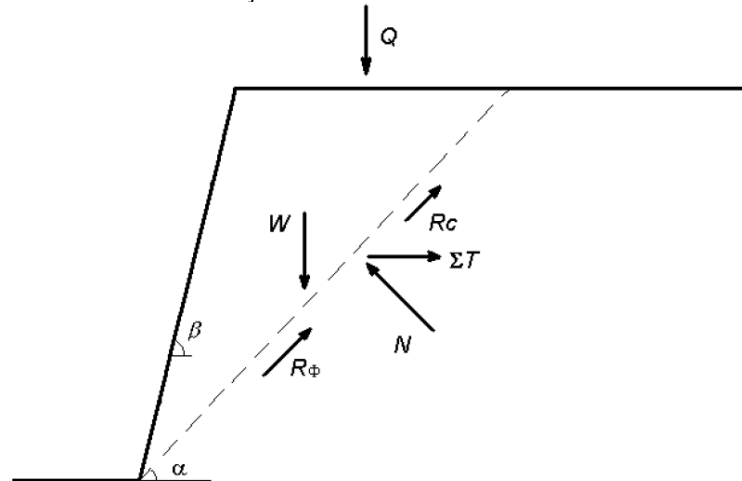
2.5.2.2 Descrição do método

TEIXEIRA (2003) dividiu em duas etapas a obtenção dos esforços de tração nas inclusões. Na primeira determina-se a superfície de ruptura crítica e o somatório dos esforços de tração necessários para se atingir o fator de segurança requerido para a obra. Na segunda etapa, determinam-se os esforços para uma determinada configuração de inclusões preestabelecida, considerando o comprimento e a posição de instalação das inclusões.

a) Primeira etapa

Nesta etapa determina-se o somatório dos esforços de tração que conduzem a estrutura a um determinado fator de segurança utilizando uma adaptação do método de Culmann. Para este cálculo, considera-se a Figura 39, que apresenta os vetores resultantes devido ao peso da cunha ativa W , à sobrecarga distribuída Q , à coesão do solo R_c , ao atrito interno do solo R_ϕ , à força normal na base da cunha N e, ao somatório das forças de tração nas inclusões ao longo da superfície de ruptura ΣT .

FIGURA 39 - FORÇAS ATUANTES NA CUNHA ATIVA



FONTE: TEIXEIRA (2003).

Os valores das forças devido ao peso da cunha ativa, sobrecarga aplicada e da resistência disponível devido a coesão do solo podem ser facilmente determinados por meio das seguintes equações:

$$W = \frac{\gamma \cdot h^2}{2} \left(\frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} - \frac{1}{\operatorname{tg} \beta} \right) \quad (52)$$

$$Q = q \cdot h \cdot \left(\frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} - \frac{1}{\operatorname{tg} \beta} \right) \quad (53)$$

$$R_c = \frac{h \cdot c}{\operatorname{sen} \alpha} \quad (54)$$

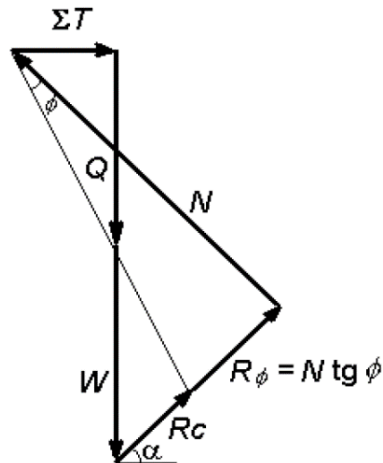
Sendo γ o peso específico do solo e c a coesão.

A partir do diagrama de corpo livre mostrado na Figura 39, pode-se construir um polígono de forças, vide 4 40, que é usado para determinar o valor de ΣT .

Os valores de N , $R\phi$ e ΣT são interdependentes e poderiam ser determinados utilizando as equações de equilíbrio estático de forças nas direções vertical e horizontal, entretanto este procedimento não é adotado. Por outro lado, incorpora-se mais uma

variável que é o fator de segurança, FS, definido pela relação entre as componentes das forças que atuam na direção de α no sentido contra o movimento da cunha ativa e as componentes das forças que atuam na direção de α a favor do movimento, o que pode ser definido pela Equação 55.

FIGURA 40 - POLÍGONO DE FORÇAS ATUANTES NA CUNHA ATIVA



FONTE: TEIXEIRA (2003).

$$FS = \frac{R_c + N.tg\phi + \Sigma T . \cos\alpha}{(Q + W).sen\alpha} \quad (55)$$

Para tornar o problema estaticamente determinado, utiliza-se da equação de equilíbrio de forças segundo o a direção perpendicular à de α , de modo a se obter a seguinte equação:

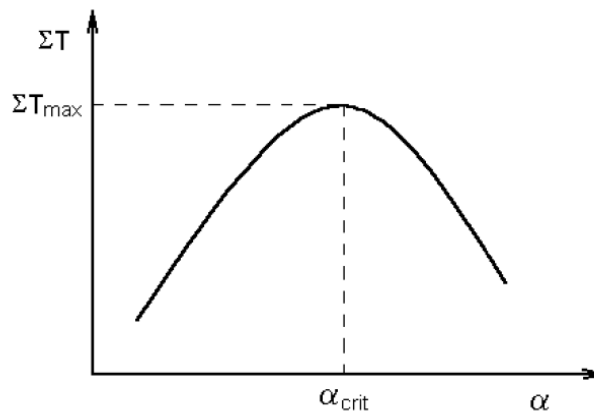
$$N - (Q + W).cos\alpha - \Sigma T sen\alpha = 0 \quad (56)$$

A variável N nas duas equações anteriores pode ser isolada de modo a igualar as equações. Assim, o somatório dos esforços nas inclusões pode ser posto somente em função do carregamento externo, do peso próprio do solo, dos parâmetros de resistência do solo, da inclinação da superfície de deslizamento e do fator de segurança adotado, tal como mostrado na Equação 57.

$$\Sigma T = \frac{(Q+W).(FS.\text{sen}\alpha - \cos\alpha.\text{tg}\phi) - R_c}{\cos\alpha + \text{sen}\alpha.\text{tg}\phi} \quad (57)$$

Utilizando-se as Equações 52 à 57 é possível encontrar o somatório de forças de tração nas inclusões ao longo de uma determinada superfície de ruptura que fornece um determinado fator de segurança para a estabilidade da massa ativa. É necessário, entretanto, determinar a superfície de ruptura crítica através de tentativas, fazendo-se variar o valor de α até encontrar o máximo valor do somatório de forças, ΣT_{max} , tal como ilustrado na Figura 41. O valor de α equivalente a ΣT_{max} é chamado de α_{crit} . Estes parâmetros mencionados utilizam-se na segunda etapa do método.

FIGURA 41 - DEFINIÇÃO DOS VALORES DE ΣT_{MAX} E α_{CRIT}



FONTE: TEIXEIRA (2003).

b) Segunda Etapa

Na segunda etapa determina-se o deslocamento da zona ativa δ , tal como mostrado na Figura 42, que mobiliza forças de tração nas inclusões e conseqüentemente o arrancamento das porções inseridas na zona ativa e na zona resistente. O valor de δ deve ser tal que o somatório das resistências ao arrancamento oferecidas pelas inclusões seja igual a ΣT_{max} , calculado na primeira etapa.

A determinação de δ é feita de forma iterativa, arbitrando-se valores para este parâmetro e determinando os valores equivalentes para ΣT . O valor correto de δ é aquele que fornece um valor para ΣT aproximadamente igual a ΣT_{max} , calculado na primeira etapa. O método para a determinação do deslocamento da cunha ativa e dos

esforços de tração em cada um dos níveis de inclusão utiliza a formulação apresentada a seguir.

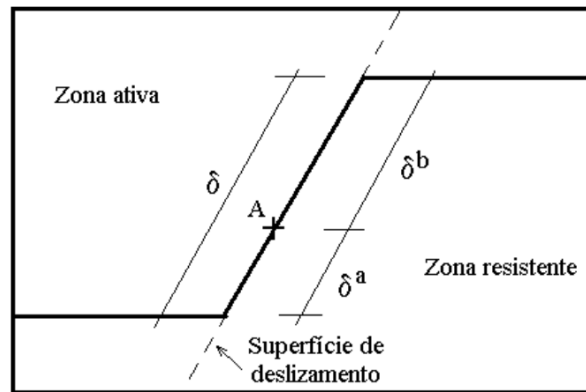
Para cada inclusão, a soma dos deslocamentos frontais das porções inseridas na zona ativa e resistente deve ser igual ao deslocamento sofrido pela zona ativa e as forças de arrancamento frontais em cada uma destas zonas são iguais entre si, tal que:

$$\delta_i^a + \delta_i^b = \delta \quad (58)$$

Sendo δ_i^a o deslocamento frontal sofrido pela porção da inclusão no. i inserida na zona ativa, δ_i^b o deslocamento frontal sofrido pela porção da inclusão no. i inserida na zona resistente e δ o deslocamento da zona ativa.

A Figura 42 ilustra o significado da Equação 58. O ponto A é o ponto na inclusão localizado inicialmente na interseção com a superfície de ruptura, para um deslocamento nulo da zona ativa. Este ponto permanece na superfície de deslizamento após o deslocamento δ da zona ativa, porém deslocado de δ^b em relação à sua posição inicial.

FIGURA 42 - DESLOCAMENTOS DAS PORÇÕES DA INCLUSÃO INSERIDAS NAS ZONAS ATIVA E RESISTENTE



FONTE: TEIXEIRA (2003).

Além disso, admite-se que:

$$T_i^a = T_i^b = T_i \quad (59)$$

Sendo T_i a força de tração atuante na inclusão i , no intercepto da inclusão com a superfície de deslizamento, T_i^a e T_i^b as forças de tração transmitidas às porções da inclusão inseridas na zona ativa e resistente, respectivamente. Estas forças são calculadas por meio do modelo numérico apresentado nos itens anteriores deste capítulo, que utiliza a equação:

$$\tau_i = \tau_i^{ult} \cdot \left(1 - e^{\frac{-k_i \cdot \delta_i}{\tau_i^{ult}}} \right) \quad (60)$$

$$k_i = m \cdot \gamma_w \left(\frac{\sigma_i}{P_{atm}} \right)^n \quad (61)$$

$$\tau_i^{ult} = a + \sigma_i \cdot \text{tg} \Phi \quad (62)$$

Sendo σ_i dado por:

$$\sigma_i = q + z_i \gamma \quad (63)$$

Para se considerar a extensibilidade da inclusão, utiliza-se uma equação polinomial do terceiro grau, que deve ser previamente ajustada aos pontos experimentais obtidos de testes de tração do geossintético, de forma a obter:

$$\varepsilon = a_1 \cdot F + a_2 \cdot F^2 + a_3 \cdot F^3 \quad (64)$$

Sendo a deformação da inclusão sofrida sob ação da força de tração F , e a_1 , a_2 e a_3 parâmetros a serem ajustados à curva força de tração vs. deformação.

A última condição necessária para este método é obter valores de T_i , tal que:

$$\sum_{i=1}^n T_i = \sum T_{\max} \quad (65)$$

Como já mencionado, a determinação dos valores das forças de tração em cada inclusão é feita de forma interativa, arbitrando-se valores de deslocamento para a cunha ativa e determinando valores de T_i até que ele seja aproximadamente igual a T_{\max} . Para se determinar os esforços nas inclusões utilizando a segunda etapa do método, é necessário seguir os seguintes passos:

- 1- Admitir uma configuração para os reforços, considerando a profundidade de instalação z_i , e comprimento l_i de cada inclusão;
- 2- Calcular os comprimentos de cada inclusão na zona ativa através de:

$$l_{ai} = (h - z_i) \left(\frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} - \frac{1}{\operatorname{tg} \beta} \right) \quad (66)$$

- 3- Calcular os comprimentos de cada inclusão na zona resistente pela equação:

$$l_{bi} = l_i - l_{ai} \quad (67)$$

- 4- Calcular os valores de k_i e τ_{ult} para cada inclusão usando as Equações 60 a 63;
- 5- Admitir uma primeira aproximação para δ ;
- 6- Admitir aproximações iniciais para T_i ;
- 7- Para cada inclusão calcular δ_i^a e δ_i^b , considerando a atuação da força frontal T_i usando o modelo apresentado nos itens anteriores.
- 8- Verificar para cada inclusão se $\delta = \delta_i^a + \delta_i^b$. Caso seja verdade, o valor da força T_i está correto. Caso $\delta > \delta_i^a + \delta_i^b$, deve-se aumentar o valor de T_i . Caso $\delta < \delta_i^a + \delta_i^b$, deve-se diminuir o valor de T_i .
- 9- Repetir o passo 8 até que em todas as inclusões se verifique: $\delta_i^a + \delta_i^b = \delta$.
- 10- Calcular $\sum T_i$.
- 11- Verificar se $\sum T_i = \sum T_{\max}$. Caso seja verdade, o valor de δ e T_i estão corretos. Caso $\sum T_i > \sum T_{\max}$, deve-se diminuir o valor de δ e voltar ao passo 6. Caso $\sum T_i < \sum T_{\max}$, deve-se aumentar o valor de δ e voltar ao passo 6.

2.6 PROTÓTIPOS INSTRUMENTADOS EM SOLO REFORÇADO

BENJAMIM (2006), na sua pesquisa construiu e instrumentou oito protótipos de muro de contenção com solo reforçado com geotêxteis tecidos e não tecidos, na construção foram utilizados três diferentes tipos de solo, a instrumentação implantada permitiu realizar medições de deslocamentos horizontais e verticais.

2.6.1 Descrição geral da pesquisa de BENJAMIM (2006)

Os protótipos (Muros) foram construídos em módulos, cada módulo é constituído por dois muros, a parte traseira de cada muro encosta na parte traseira do seu par, tendo a face livre estabilizada com a técnica de auto-envelopamento com o geossintético. Lateralmente foram confinadas com estruturas de madeira, na face de contato com o solo foram colocadas 2 camadas de lona plástica com graxa entre elas para reduzir o atrito entre o solo e a estrutura de madeira, ver Figura 43.

Geometricamente cada protótipo construiu-se com 4 metros de altura, 4 m de largura e 4 m de comprimento.

O sistema de envelopamento foi desenvolvido com o auxílio de pranchas de madeira apoiadas em suportes metálicos em forma de cantoneira, com ângulo interno aproximado de 78° , projetado para resultar em uma inclinação da face de 1H:5V.

A compactação foi executada em camadas aproximadas de 20 cm, a implantação das inclusões na maioria das vezes com espaçamento vertical de 0,40 m e com 3 metros de comprimento. A compactação do aterro realizou-se usando um compactador manual tipo placa vibratória para os solos granulares e uma compactadora manual tipo canguru para solos finos.

Foi construída a estrutura do poço que serviria de auxílio para realizar leituras do o monitoramento, cujo poço está no centro dos módulos, como se ilustra na Figura 43.

2.6.2 Materiais utilizados na construção

No Quadro 7 apresentam-se características geométricas, e os materiais utilizados na construção de cada Muro (Protótipo).

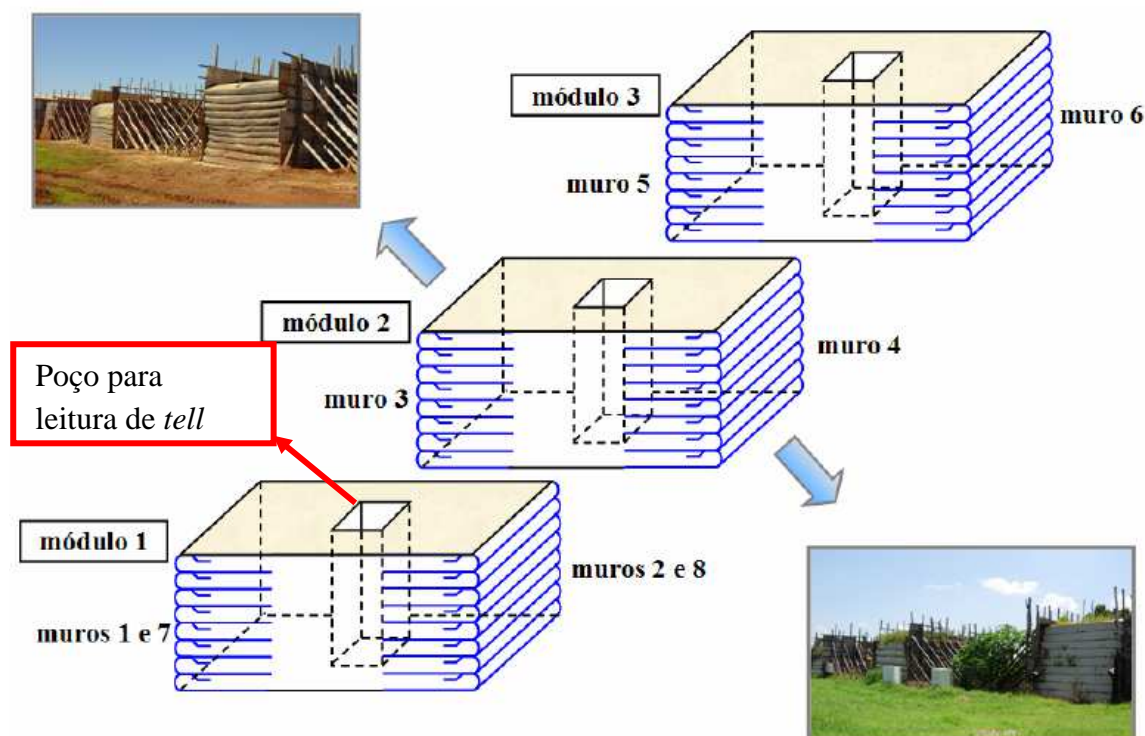
QUADRO 7 - GEOMETRIA, TIPO DE SOLO E GEOSSINTÉTICOS UTILIZADOS NOS PROTÓTIPOS

Protótipo	Geotêxtil			Geometria			Solo
	Nome comercial	Processo de fabricação	Polímero	Altura	Espaçamento inclusões	Comprimento inclusão	Granulometria ABNT 6502
1(*)	Ober G200	não tecido	PET	4 m	40 cm	3 m	areia média a grossa
2(*)	Ober G200	não tecido	PET	4 m	30 até 60 cm	3 m	areia média a grossa
3	Ober G250	não tecido	PP	4 m	30 até 50 cm	3 m	areia siltosa
4	Propex 10x50	tecido	PP	4 m	30 até 50 cm	3 m	areia siltosa
5	Ober G250	não tecido	PP	4 m	40 cm	3 m	argila siltosa
6(*)	Propex 10x50	tecido	PP	4 m	40 cm	3 m	argila siltosa
7	Ober G150	não tecido	PP	4 m	36 cm	3 m	areia média a grossa
8(*)	Propex 10x50	tecido	PP	4 m	40 cm	3 m	areia média a grossa

(*) Protótipos que serão utilizados na análise para a validação do método TEIXEIRA 2003

FONTE: BENJAMIM (2006).

FIGURA 43 -ESQUEMA DA GEOMETRIA ADOTADA NA CONSTRUÇÃO DOS PROTÓTIPOS

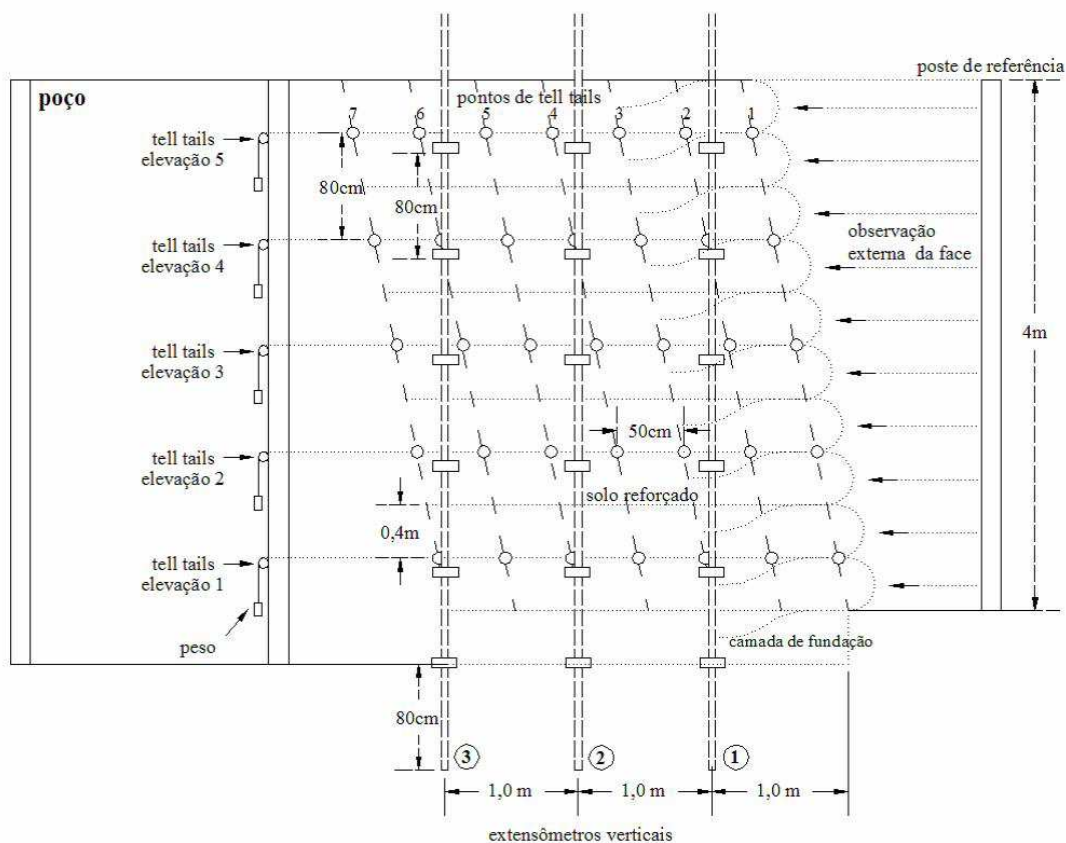


FONTE: BENJAMIM (2006).

2.6.3 Tipos e disposição da instrumentação

Os muros foram instrumentados, com o objetivo de fazer medições durante, no final e após da construção. O esquema da localização dos equipamentos utilizados no monitoramento é mostrado na Figura 44.

FIGURA 44 - INSTRUMENTAÇÃO DO PROTÓTIPO



FONTE: BENJAMIM (2006).

Segue o tipo de instrumentos de medição implantada:

- *Tell-tails*: deslocamento horizontais do reforço (Figura 45 e 46).
- *Extensômetros magnéticos*: medição de deslocamentos verticais do maciço de solo reforçado (Figura 47).
- *Equipamento topográfico*: deslocamentos da face do muro (Figura 48).

Os *tell-tails*, consistem em fios inextensíveis de aço inoxidável de 0,35mm de diâmetro, dentro de mangueiras de nylon, com uma extremidade livre e outra fixa em um ponto de leitura ao longo do comprimento do geotêxtil. A extremidade livre é

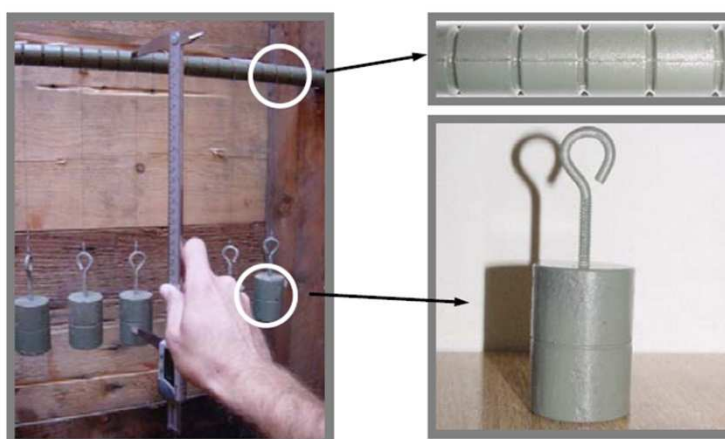
composta por pesos de 500g de aço trefilado, cobertos por uma camada de tinta anti-oxidante. O registro dos deslocamentos foi feito com um paquímetro digital calibrado com uma resolução de 1mm.

FIGURA 45 - MANTA INSTRUMENTADA COM TELL TAILS



FONTE: BENJAMIM (2006).

FIGURA 46 - EXTREMIDADE LIVRE DO TELL TAILS DENTRO DO CAIXÃO NO MÓDULO

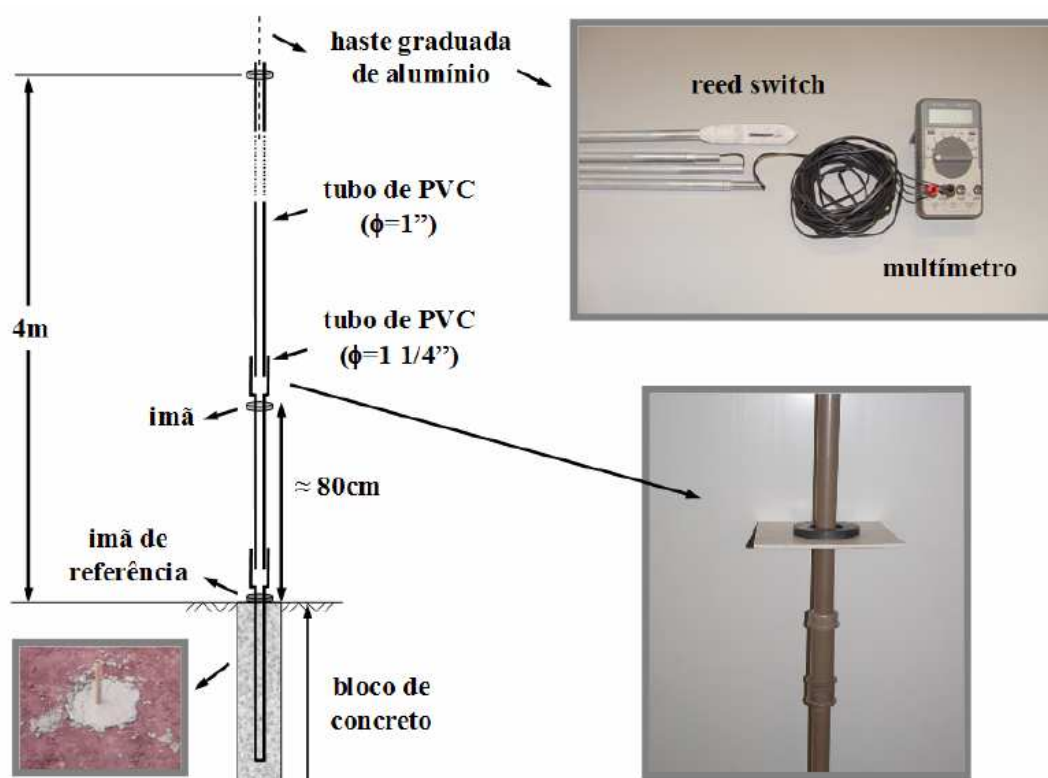


FONTE: BENJAMIM (2006).

Os medidores magnéticos de recalques medem os deslocamentos verticais do maciço de solo reforçado. Esse sistema de medida constitui-se em placas magnéticas acopladas em tubos de PVC. Estas placas são quadradas com 20 cm de lado e feitas também de PVC. Sobre cada uma delas apoia-se um ímã, formando um transdutor magnético. As leituras dos deslocamentos são efetuadas introduzindo-se, no tubo de PVC, uma haste de alumínio graduada que possui um “reed switch” na ponta. Ao se

aproximar do ímã, fecha-se um circuito elétrico que aciona o indicador sonoro de um multímetro ligado ao sensor. O indicador sonoro é acionado quando a ponta da haste entra no campo magnético do ímã. As leituras foram realizadas quando o indicador sonoro parava de apitar exatamente na parte superior e inferior do ímã. Nesses pontos, eram realizadas as leituras com a utilização da haste graduada. O ponto exato em que se encontra o ímã é a média entre as duas leituras. A resolução desse sistema de leitura é de 1 mm (Figura 47).

FIGURA 47 - EXTENSÔMETRO MAGNÉTICO UTILIZADO



FONTE: BENJAMIM (2006).

Os deslocamentos de face foram medidos com a distância de pontos localizados no centro da cada camada, até um parâmetro fixo, por meio de uma regra graduada com nível, em outros casos foram realizadas por equipamentos topográficos. A resolução destas medidas atingiu 1 mm (Figura 48).

FIGURA 48 - EDIÇÃO DOS DESLOCAMENTOS DE FACE



a) Com paramento fixo.



b) Equipamentos de topografia.

FONTE: BENJAMIM (2006).

2.6.4 Resultados da instrumentação

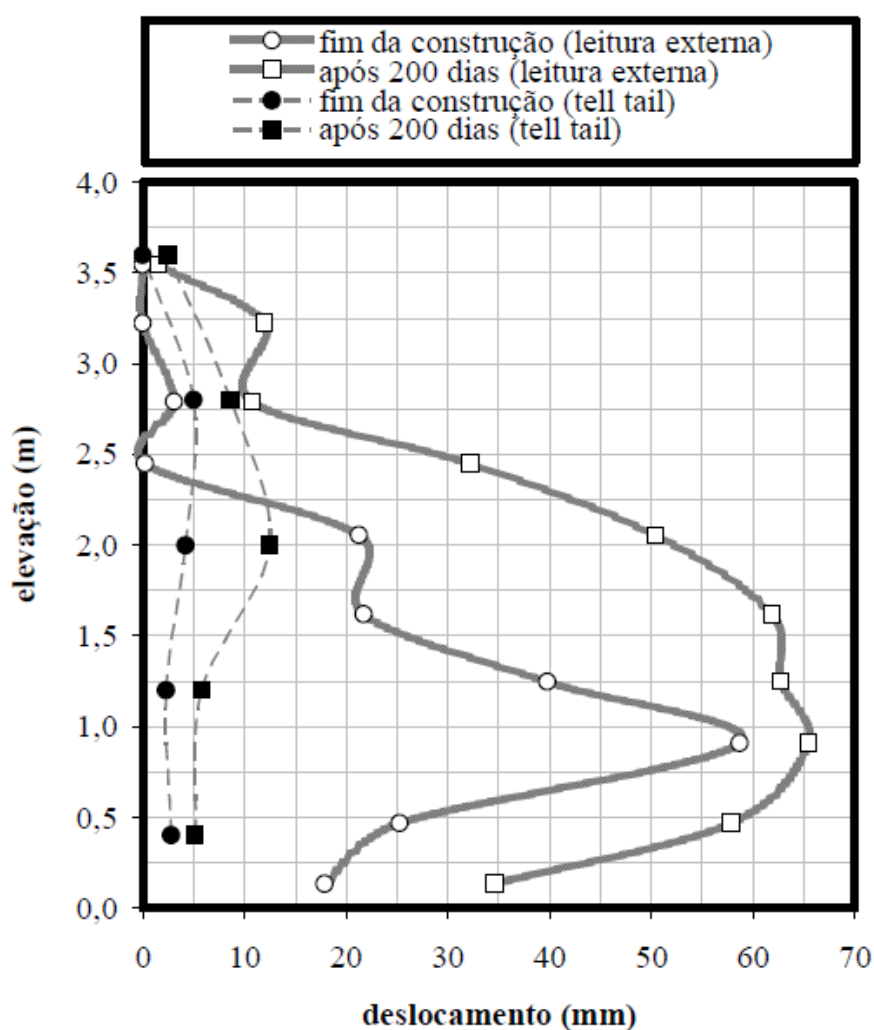
Para ter um melhor entendimento de como foram apresentadas as medições efetuadas por BENJAMIM (2006), a seguir ilustra-se somente os resultados dos deslocamentos de face e deformações dos reforços do protótipo 1, no entanto, durante o desenvolvimento da presente dissertação analisaram-se os resultados do Muro 2, 6 e 8.

2.6.4.1 Deslocamentos da face do muro

BENJAMIM (2006) realizou o acompanhamento do deslocamento da face por duas medidas distintas (Topográfica e *tell tails*), as leituras pelos *tell tails* foram daqueles localizados próxima da face. Os resultados obtidos pelos dois procedimentos

apresentaram-se diferentes, pois o método topográfico foi influenciado pelo embarrigamento do envelopamento das camadas de reforço, e nota-se que isto ocorreu mais acentuado naqueles construídos com solos granulares. Nos *tell tails* por outro lado, mediu-se de forma mais correta, sem a influência de agentes externos que pudessem influenciar o comportamento da estrutura, é por isto que no estudo da validação do método TEIXEIRA (2003) somente serão consideradas as leituras elaboradas pelos *tell tails*. A Figura 49 mostra os deslocamentos medidos com as duas metodologias (Topografia e *tell tails*) do protótipo 1.

FIGURA 49 - DESLOCAMENTOS *TELL TAILS* E TOPOGRÁFICOS DA FACE DO PROTÓTIPO 1

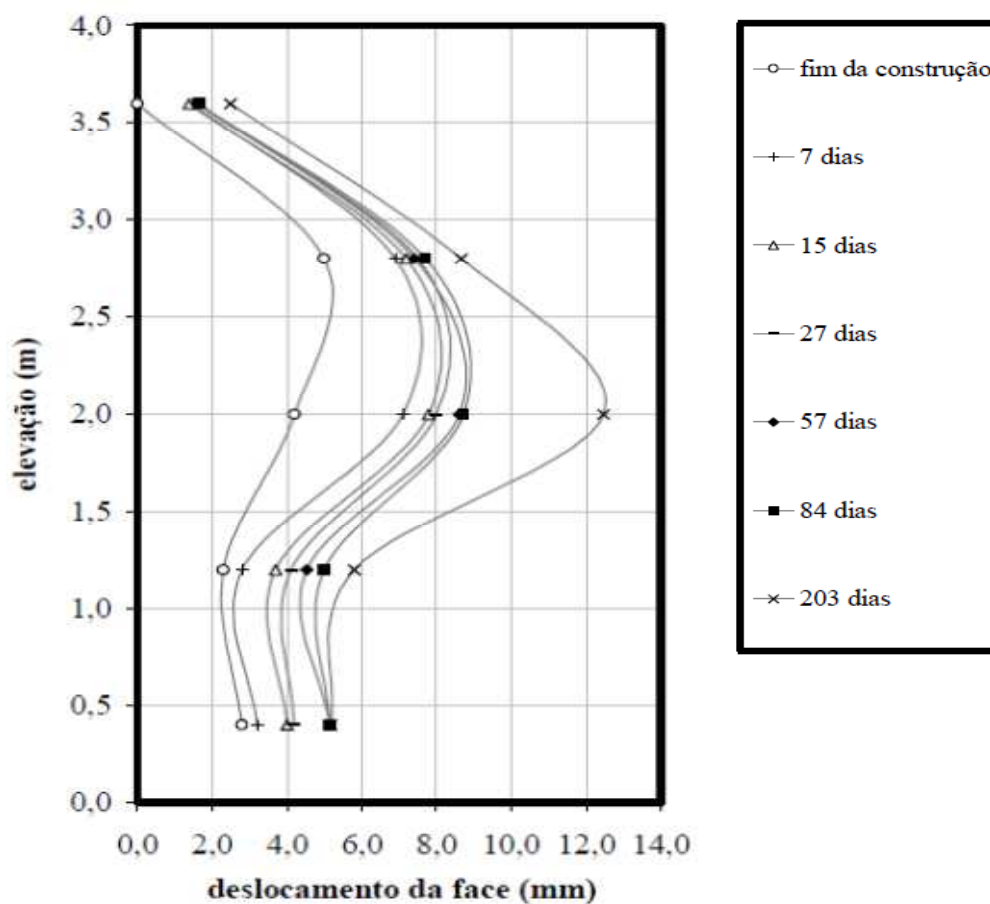


FONTE: BENJAMIM (2006).

Mediu-se com o auxílio dos *tell tails* os deslocamentos da face, e observou-se deslocamento máximo de 5 mm no fim da construção. Na metade da altura do muro o

deslocamento observado foi 4 mm ao fim da construção, estes deslocamentos reduzem nos locais mais próximos do topo e a base do muro, como se ilustra na Figura 50.

FIGURA 50 - DESLOCAMENTOS DA FACE MEDIDOS PELOS TELL TAILS EM ETAPAS DO PROTÓTIPO 1



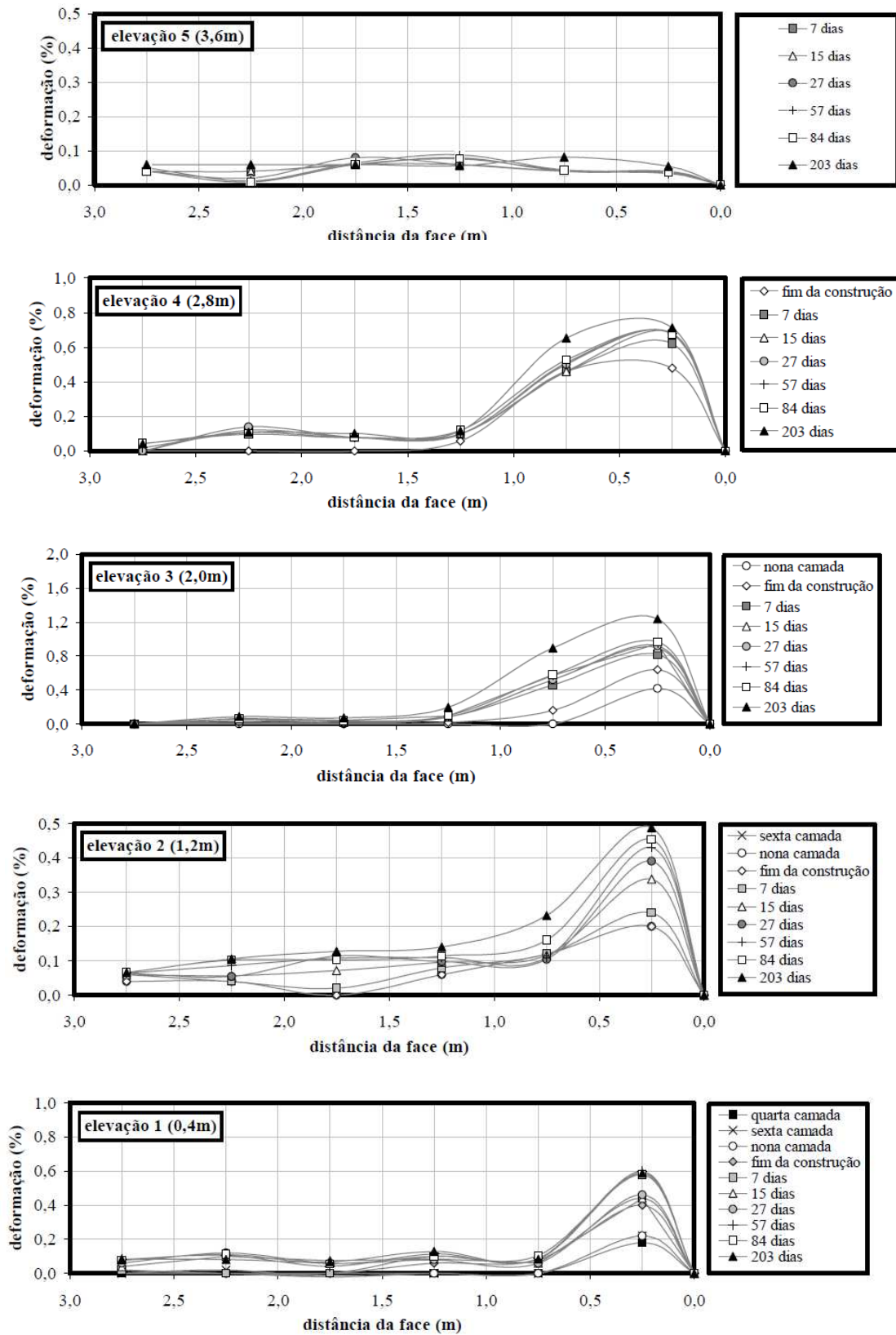
FONTE: BENJAMIM (2006).

2.6.4.2 Cálculo de deformações nos reforços

As deformações dos reforços foram calculadas a partir da distância relativa entre dois pontos consecutivos de *tell-tails*, encontrando um valor médio para cada segmento de 50 cm (BENJAMIM, 2006).

Os cálculos das deformações medidos em cada período são apresentados na Figura 51. Na elevação de 2 m ocorreram as maiores deformações, com valores iguais a 0.6% no fim da construção e 1.3% após 203 dias. As deformações também permitem observar que a localização da superfície potencial de ruptura encontra-se muito próxima da face (aproximadamente a 0,25 m).

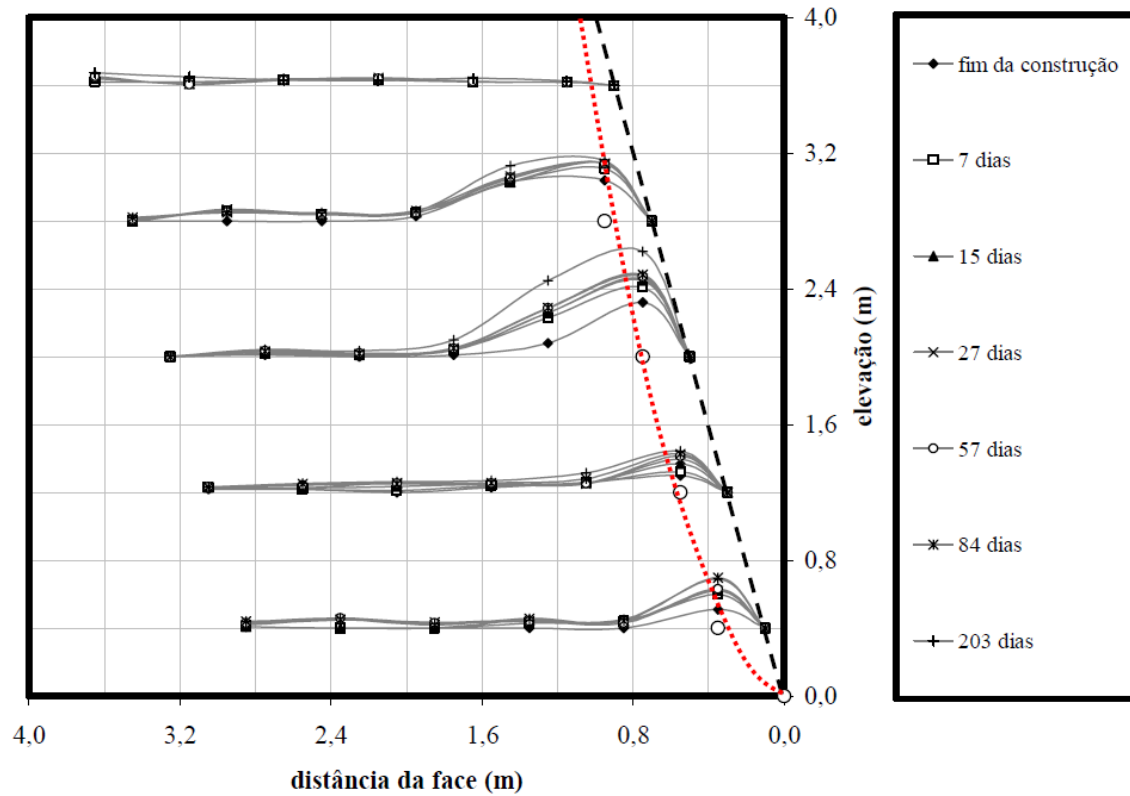
FIGURA 51 - DEFORMAÇÕES DOS REFORÇOS DO PROTÓTIPO 1



FONTE: BENJAMIM (2006).

Superfície potencial de ruptura obtida pelas deformações mostra-se na Figura 52.

FIGURA 52 - SUPERFÍCIE POTENCIAL DE RUPTURA OBTIDAS PELAS DEFORMAÇÕES NO PROTÓTIPO 1



FONTE: BENJAMIM (2006).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Descrevem-se neste capítulo os principais equipamentos, materiais e métodos utilizados no estudo. Descrevem-se características dos solos e dos geotêxteis utilizados e, procedimento e equipamento utilizados no ensaio de arrancamento.

Segundo os materiais de solo disponíveis e de geotêxteis, realizou-se os ensaios de arrancamento com geotêxtil tecido e não tecido e, com solo coesivo e não coesivo, nas combinações apresentadas no Quadro 8. Se fez isso com o objetivo de realizar comparações entre os resultados obtidos no método proposto e resultados monitorados nos protótipos construídos por BENJAMIM (2006).

Detalha-se no Quadro 8 a geometria e os materiais utilizados nos protótipos construídos por BENJAMIM (2006) que fazem parte deste estudo.

QUADRO 8 - GEOMETRIA, GEOTÊXTEIS E SOLOS UTILIZADOS NOS PROTÓTIPOS

Muro	Geotêxtil			Geometria	Solo
	Nome comercial	Processo de fabricação	Polímero	Espaçamento vertical	Granulometria
1	Ober G200	não tecido	PET	constante 40 cm	areia média a grossa
2	Ober G200	não tecido	PET	Entre 30 e 40 cm	areia média a grossa
6	Propex 10x50	tecido	PP	constante 40 cm	argila siltosa
8	Propex 10x50	tecido	PP	constante 40 cm	areia média a grossa

FONTE: O autor (2016).

Segundo o Quadro 8 realizaram-se ensaios de arrancamento do geotêxtil tecido com solo coesivo e não coesivo e, para o solo não coesivo somente o ensaio de arrancamento com geotêxtil não tecido.

3.1 SOLOS UTILIZADOS NOS ENSAIOS

3.1.1 Características físicas

A coleta do solo realizou-se no mesmo local de origem daqueles que utilizaram-se para a construção dos protótipos, no entanto foram realizados ensaios de laboratório para verificação das características do solo utilizadas nos protótipos. Nos Quadros 9 e 10 mostram-se um comparativo dos parâmetros utilizados BENJAMIM (2006) e os obtidos nos ensaios de laboratório.

O resultado da classificação dos solos obtidas foram: argila pouco plástica com areia (CL) e areia média a fina malgraduada (SP), classificação segundo o Sistema de Classificação Unificado dos Solos (ASTM D2487). Para encontrar os limites de Atterberg nos solos finos utiliza-se NBR 6459 para o limite de liquidez e a NBR 9180 para o limite de plasticidade (ver Quadro 9).

QUADRO 9 - CLASSIFICAÇÃO DO SOLO SEGUNDO ASTM D2487

Classificação dos Solos					
Muro	Resultados obtidos por BENJAMIM (2006)				
	Granulométrica	Unificada	LL	LP	IP
1, 2, 8	areia média a grossa	(SP) - areia média a fina	-	-	-
6	argila siltosa	(CL) - argila pouco plástica com areia	41	31	10
Muro	Resultados obtidos neste estudo				
	Granulométrica	Unificada	LL	LP	IP
1, 2, 8	areia média a grossa	(SP) - areia média a fina	-	-	-
6	argila siltosa	(CL) - argila pouco plástica com areia	40	30	10

FONTE: O autor (2016).

A determinação da massa específica dos solos realizou-se de acordo com a NBR 6508/84. Os índices de vazios máximo e mínimo para o solo arenoso obtiveram-se por meio de ensaios de laboratório segundo a NBR 12004 e NBR 12051, respectivamente. O Quadro 10 apresenta estes resultados.

QUADRO 10 - MASSA ESPECÍFICA DOS SOLOS E ÍNDICES DE VAZIOS

Massa específica dos solos				
Tipo de solo	Resultados obtidos por BENJAMIM (2006)			
	Massa específica dos solos (g/cm ³)	Compacidade da areia		
		e _{máx}	e _{mín}	CR = 80%
argila siltosa	2,84	-	-	-
areia média a grossa	2,67	0,70	0,46	e = 0,51
Tipo de solo	Resultados obtidos no estudo			
	Massa específica dos solos (g/cm ³)	Compacidade da areia		
		e _{máx}	e _{mín}	CR = 80%
argila siltosa	2,83	-	-	-
areia média a grossa	2,67	0,72	0,47	e = 0,52

FONTE: O autor (2016).

Os aterros com solos finos dos protótipos foram construídos com um Grau de Compactação 100% do Proctor Normal. Foi realizado o ensaio de compactação do solo fino com a energia normal (Proctor Normal) para determinar a densidade máxima seca e umidade ótima, seguindo as especificações técnicas das normas NBR 6457 e NBR 7182. O Quadro 11 mostra os resultados obtidos.

QUADRO 11 - DENSIDADE MÁXIMA E UMIDADE ÓTIMA

Densidade máxima seca do solo fino		
Tipo de solo	Resultados por BENJAMIM (2006)	
	$\rho_{d,máx}$ (g/cm ³)	w %
argila siltosa	15,6	24,55%
Tipo de solo	Resultados obtidos no estudo	
	$\rho_{d,máx}$ (g/cm ³)	w %
argila siltosa	15,7	24,50%

FONTE: O autor (2016).

3.1.2 Ensaios de resistência ao cisalhamento

Considerando que os resultados dos ensaios de caracterização e de compactação são muitos similares aos utilizados por BENJAMIM (2006), não foram realizados ensaio para determinar as características mecânicas do solo (ângulo de atrito e coesão). Assim foram adotados os valores obtidos por BENJAMIM (2006) os quais apresentam-se a seguir.

a) Para a areia média a grossa

Foram realizados ensaios de cisalhamento direto e triaxial, com a umidade de campo (5,2%). Os resultados do ensaio de cisalhamento direto não forneceram um pico bem definido, assim foram adotados os valores obtidos nos ensaios triaxiais (Quadro 12). Salientando que para análises do material seco ou saturado, a coesão do solo será considerada igual a zero BENJAMIM (2006).

QUADRO 12 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO GRANULAR

Tipo de solo	Deformação			
	2% de deformação		Deformação residual	
	ϕ	c	ϕ	c
areia média a grossa	32°	15 kPa	32°	15 kPa

FONTE: Adaptado de BENJAMIM, 2006.

Nas análises do presente trabalho foram considerados para o ângulo de atrito 32° e a para a coesão o valor zero.

b) Argila siltosa

Os parâmetros de resistência do solo argilo-siltoso também foram determinadas através de ensaio triaxial, no Quadro 13 apresenta-se a variação dos parâmetros de resistência.

QUADRO 13 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO COESIVO

Tipo de solo	Deformação			
	2% de deformação		Deformação residual	
	ϕ	c	ϕ	c
argila siltosa	13°	68 kPa	27°	54 kPa

FONTE: Adaptado de BENJAMIM, 2006.

Nas análises do presente trabalho foram considerados para o ângulo de atrito 27° e a para a coesão 54 kPa.

3.2 GEOSSINTÉTICOS UTILIZADOS

Os geotêxteis a serem ensaiados são de dois tipos; geotêxteis tecidos e não tecidos, fabricados pelas empresas Propex e Ober S/A respectivamente, as características destes materiais podem ser obtidas nos catálogos do fabricante.

BENJAMIM (2006) realizou ensaios para determinar as características mecânicas dos geotêxteis, estes ensaios foram os seguintes.

- Ensaio de gramatura e espessura.
- Ensaio de resistência à tração.

3.2.1 Ensaios de gramatura e espessura

O Quadro 14 apresenta os resultados dos ensaios de gramatura e espessura de cada geotêxtil utilizado na pesquisa. Os ensaios de gramatura foram realizados de acordo com a NBR 12568- *Determinação da Massa por Unidade de Área* e os de espessura segundo a NBR 12569- *Geotêxteis – Determinação da Espessura*.

QUADRO 14 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE GRAMATURA E ESPESSURA

Tipo de geotêxtil	Espessura (mm)	Gramatura (g/m ²)	Coefficiente de variação cv (%)
G200 – PET (não tecido)	2,66	166,3	4,21
Propex 10x50 – PP (tecido)	1,26	204,4	1,20

FONTE: BENJAMIM (2006).

3.2.2 Ensaios de resistência à tração

Os ensaios de tração de faixa nos geotêxteis realizaram-se de acordo com a NBR 12824- *Geotêxteis – Determinação da Resistência à Tração Não-confinada – Ensaio de Tração de Faixa Larga*. Os Quadros 15 e 16 apresentam os resultados destes ensaios de tração longitudinal e os resultados dos ensaios de tração transversal.

QUADRO 15 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO LONGITUDINAL

Tipo de geotêxtil	Resistência à tração T_{ult} (kN/m)	Deformação na ruptura ϵ_r (%)	coeficiente de variação cv (%)	
			resistência (T)	deformação (ϵ)
G200 – PET	4,62	94,71	14,34	9,83
Propex 10x50 – PP	54,24	27,75	3,91	10,73

FONTE: Adaptado de BENJAMIM, 2006.

QUADRO 16 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO TRANSVERSAL

Tipo de geotêxtil	Resistência à tração T_{ult} (kN/m)	Deformação na ruptura ϵ_r (%)	Coeficiente de variação cv (%)	
			Resistência (T)	Deformação (ϵ)
G200 – PET	8,12	95,85	10,42	3,57
Propex 10x50 – PP	13,94	22,67	3,88	10,00

FONTE: Adaptado de BENJAMIM, 2006.

3.3 ENSAIOS DE ARRANCAMENTOS REALIZADOS COM EQUIPAMENTO DE PEQUENO PORTE

São chamados de ensaios de arrancamento de pequeno porte aqueles executados utilizando uma caixa de ensaios com 250 mm de comprimento, 300 mm de largura. Este equipamento foi concebido em alternativa aos ensaios de grande porte que requerem uma grande quantidade de solo e demandam muito trabalho e tempo para serem executados.

A seguir é descrito os equipamentos e os procedimentos realizados nos ensaios de arrancamento realizado no Laboratório de Materiais e Estruturas (LAME) na UFPR.

3.3.1 Equipamento

A caixa de arrancamento de pequenas dimensões construídas pelo LAME segue as características da caixa proposta e construída por TEIXEIRA (2003). Realizaram-se pequenas adaptações na caixa visando um encaixe perfeito da ancoragem da parte traseira da caixa com a máquina universal e, caixa fabricou-se com chapa de aço reforçada com perfis angulares de 90°.

A caixa possui dimensões internas de 300 mm de comprimento, 250 mm de largura e 150 mm de altura. Portanto, a quantidade de solo necessária para a realização dos ensaios é de apenas 0,01125 m³ (2% do volume empregado em equipamentos de grandes dimensões). A sua parede frontal possui uma abertura de 9 mm em toda sua extensão para saída da inclusão para o seu acoplamento à garra responsável pela

aplicação da força de arrancamento. Há um suporte soldado na parte traseira da caixa através do qual é fixada na máquina universal por meio de parafuso (ver Figura 53).

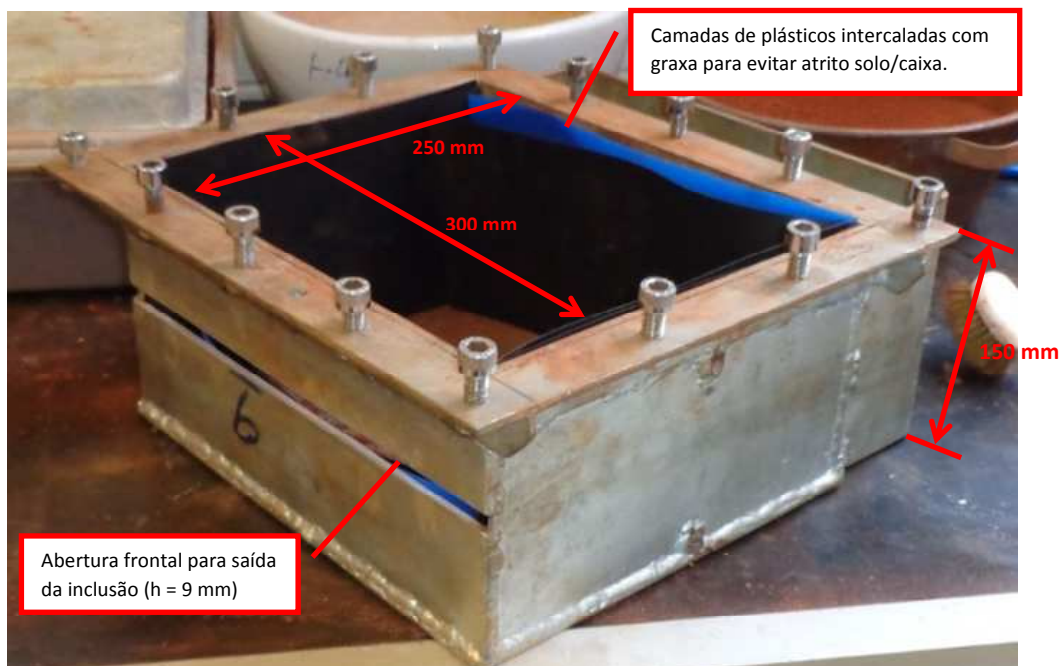
A garra fabricada tem um parafuso no eixo central, esta é fixada a uma célula de carga eletromagnética, que à vez está conectada e fixada na máquina universal da marca EMIC, modelo DL 10000 que é capaz de aplicar uma carga máxima de 100 kN.

A máquina universal tem como funções:

- Impor deslocamentos conhecidos à inclusão (que está fixada à garra) a uma velocidade determinada e registrar a resistência ao arrancamento oferecida pelo conjunto solo/inclusão durante o ensaio;
- Ler e registrar em um microcomputador os deslocamentos impostos vs. as forças de resistência ao arrancamento, cuja força de resistência é medida através de uma célula de carga eletromagnética (ver Figura 54).

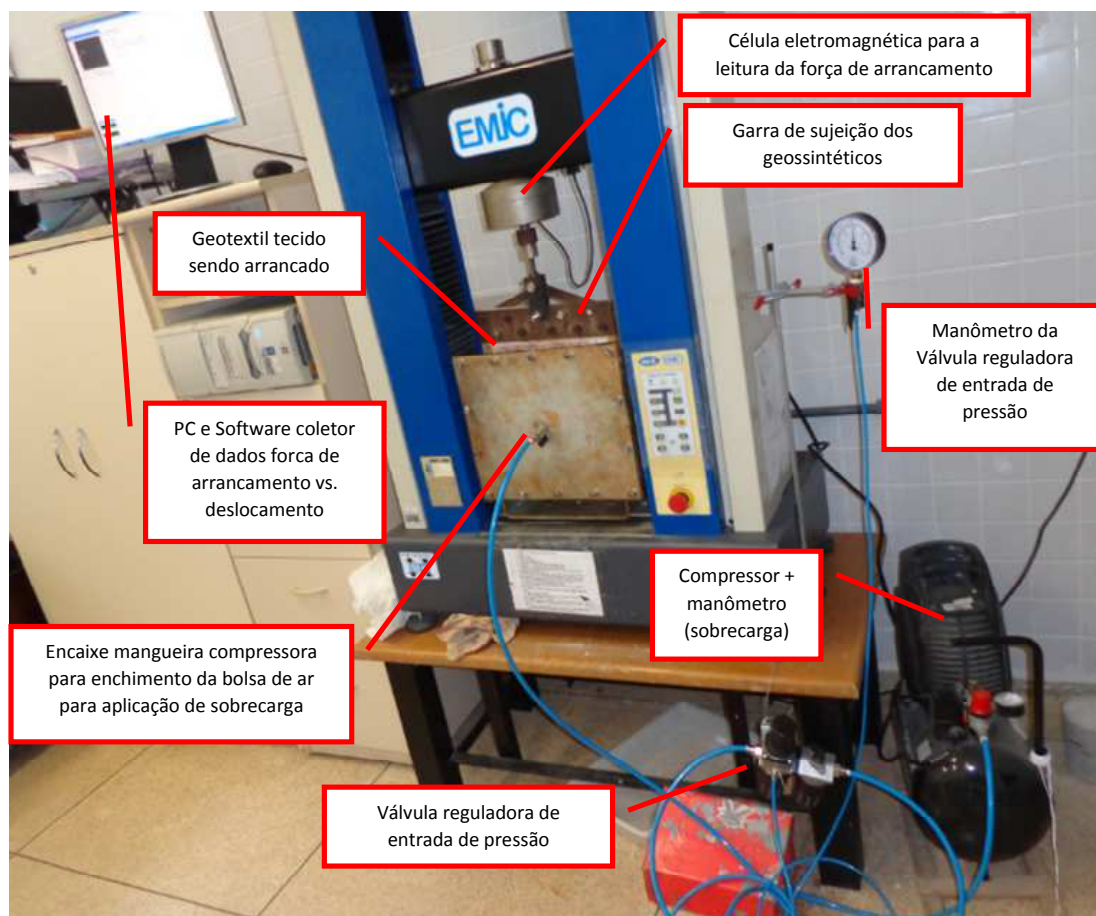
Para a aplicação da sobrecarga o equipamento é constituído de um manômetro, de uma válvula reguladora de pressão de ar e de uma bolsa inflável feita de pneumático de borracha sintética, que é acoplada à tampa da caixa. O ar comprimido é injetado na bolsa inflável e as pressões aplicadas no seu interior chegam integralmente à superfície de contato caixa-solo, como se ilustra na Figura 54.

FIGURA 53 - DIMENSÕES CAIXA DE PEQUENO PORTE PARA ENSAIOS DE ARRANCAMENTO



FONTE: O autor (2016).

FIGURA 54 - EQUIPAMENTOS PARA ENSAIO DE ARRANCAMENTO DE PEQUENO PORTE DO LAME



FONTE: O autor (2016).

3.3.2 Procedimentos de ensaio de arrancamento

Inicialmente se faz a secagem do solo em estufa a uma temperatura entre 80 a 100 °C por 24 horas, depois procede-se ao peneiramento na peneira #4, abertura de 4,8 mm, posteriormente adiciona-se água ao solo até atingir aproximadamente o teor ótimo de umidade. A correção de umidade é feita em porções de 3.5 kg de solo e o controle do teor de umidade feito utilizando estufa e balança de precisão.

Antes do início da compactação do solo na caixa para diminuir o atrito de interface solo-caixa, as paredes internas da caixa são revestidas com duas camadas de plástico rígido intercaladas com graxa (Figura 53).

Para compactar o solo foi utilizado o mesmo soquete com altura correspondente de queda utilizado no ensaio do Proctor Normal (Figura 55). Realiza-se a compactação do solo na caixa de ensaios com teor ótimo de umidade para energia do

Proctor Normal e o G.C. requerido de 100% para cada teste, admitindo-se uma variação de $\pm 0,5\%$.

O solo é compactado em camadas de 75 mm de espessura final, que corresponde à metade do volume da caixa, assim, na metade faz-se a inclusão do geossintético com uma parte deste saliente na parede frontal para seu acoplamento à garra. Para o controle de compactação foram realizadas marcações referentes ao topo de cada uma das camadas no interior da caixa.

Uma vez preenchida a caixa de arrancamento, esta se tampa e se apertam os parafusos entorno da caixa para evitar a fuga de sobrecarga. A parte saliente do geossintético foi dobrada e colada, de forma que uma barra de aço pudesse ser inserida evitando o escorregamento do geossintético no mordente da garra.

Em seguida, a caixa de arrancamento era posicionada na máquina universal, a inclusão presa à garra, a sobrecarga aplicada e os sensores óticos de leitura de deslocamentos ajustados. Então, o ensaio de arrancamento realizou-se à velocidade de 3 mm/min, velocidade que TEIXEIRA (2003) sugere para arrancamento de pequeno porte (Figura 56).

FIGURA 55 - COMPACTAÇÃO SOLO COESIVO COM MARTELO AO PROCTOR NORMAL



FONTE: O autor (2016).

FIGURA 56 - ENSAIO DE ARRANCAMENTO REALIZADO G200 NÃO TECIDO – PP



FONTE: O autor (2016).

3.3.3 Ensaios realizados

Neste estudo, realizaram-se 9 ensaios de arrancamento com os solos e com os geotêxteis descritos no Quadro 17.

QUADRO 17 - ENSAIOS DE ARRANCAMENTO REALIZADOS NO LAME

Ensaio N°	Solo utilizado	Class, (NBR)	γ_s (kN/m ³)	G.C. (%)	D.R. (%)	Geotêxteis utilizado	Sobrecarga (kPa)	Comp. (cm)
1	argila siltosa	CL	19,4	100	-	Propex 10x50	25	25
2						Propex 10x50	50	25
3						Propex 10x50	100	12
4	areia média a grossa	SP	18,0	-	80	Propex 10x50	25	25
5						Propex 10x50	50	25
6						Propex 10x50	100	25
7	areia média a grossa	SP	18,0	-	80	Ober G200	25	12
8						Ober G200	50	12
9						Ober G200	100	12

FONTE: O autor (2016).

Para simular a tensão normal atuante na superfície do solo, foram adotadas as seguintes sobrecargas nos ensaios: 25 KPa, 50 KPa e 100 KPa, com Grau de Compactação (G.C.) de 100% para solos finos e Densidade Relativa (D.R.) de 80 %

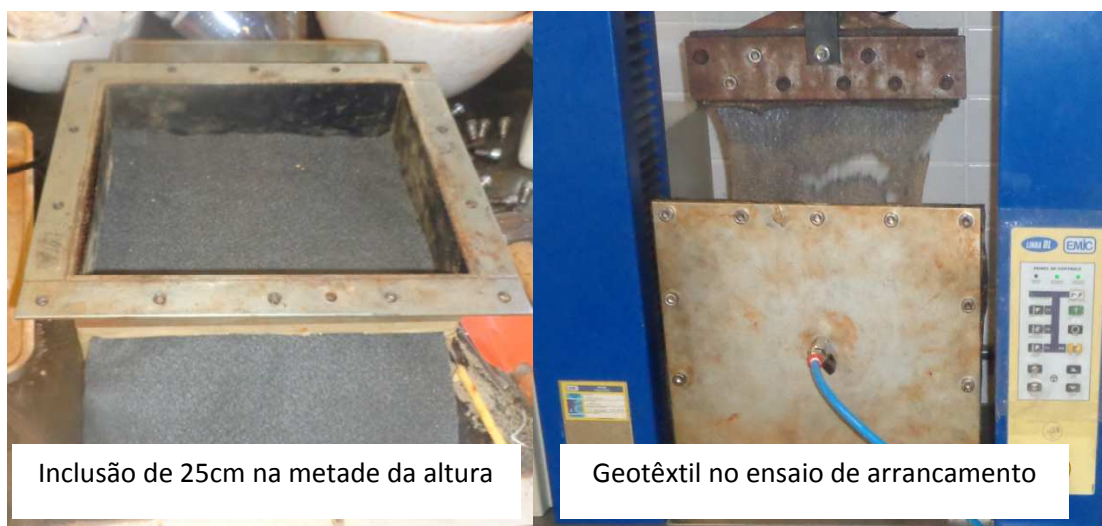
para os solos granulares, à semelhança como foram construídos nos protótipos instrumentados.

3.3.4 Resultados

Para os ensaios número 3, 7, 8 e 9 reduziu-se o comprimento inicial da inclusão “l” de 25 cm para 12 cm, porque para áreas maiores de inclusão, o ensaio precisa de uma força de arrancamento maior, força que ocasiona a ruptura no geotêxtil não tecido e desfiamento no geotêxtil tecido, estes dois fatos observados são descritos a seguir:

- Nos geotêxtis não tecido a força de arrancamento deforma o geotêxtil até alcançar o limite de ruptura por tração ocasionando assim a ruptura da inclusão (a inclusão rasga), ver Figura 57.

FIGURA 57 - EOTÊXTIL G200 NÃO TECIDO-PET NO ENSAIO DE ARRANCAMENTO



FONTE: O autor (2016).

- Nos geotêxtis tecidos a força de arrancamento é maior que as forças de atrito entre os fios tecidos ou entrelaçados que ocasiona que o geotêxtil desfie (Figura 58), isto só ocorreu com o solo coesivo, provavelmente atribuído à adesão solo-reforço.

No Quadro 18 são listados alguns dados importantes referentes aos ensaios executados, assim como os principais resultados obtidos.

No Quadro 18 enumeraram-se na primeira coluna os ensaios realizados, a última coluna especifica a sua similaridade com os protótipos instrumentados, também se apresenta a sobrecarga aplicada σ , o grau de compactação $G.C.$ e o comprimento da

geogrelha l . Como resultados dos ensaios obtidos, estão os valores da força máxima T_{max} , a tensão de arrancamento τ_{max} e o deslocamento do ensaio δ .

FIGURA 58 - GEOTÊXTIL TECIDO PROPEX 10 X 50-PP DESFIANDO PELO ENSAIO



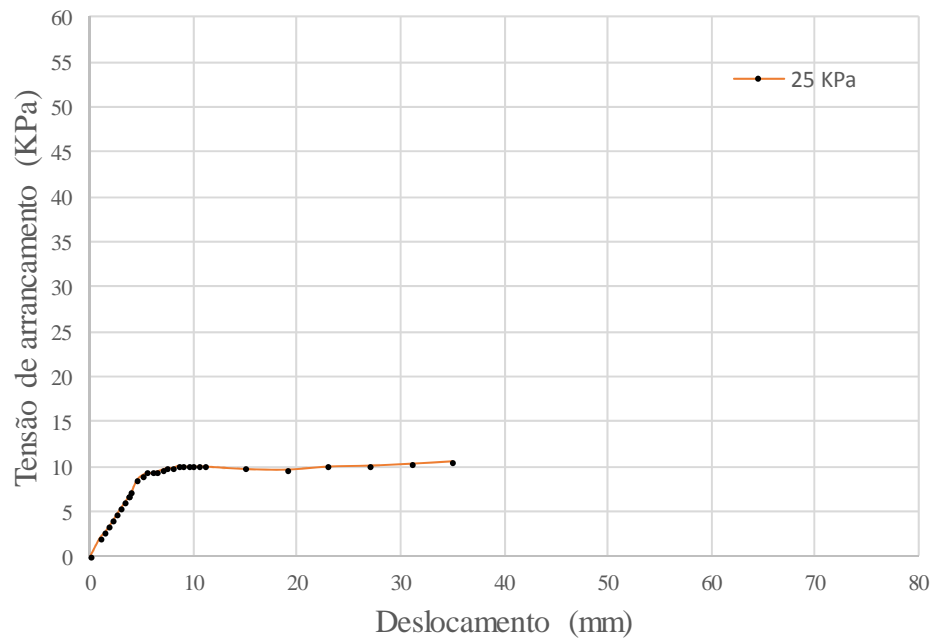
FONTE: O autor (2016).

QUADRO 18 - RESUMO DOS PRINCIPAIS DADOS E RESULTADOS DO ENSAIO

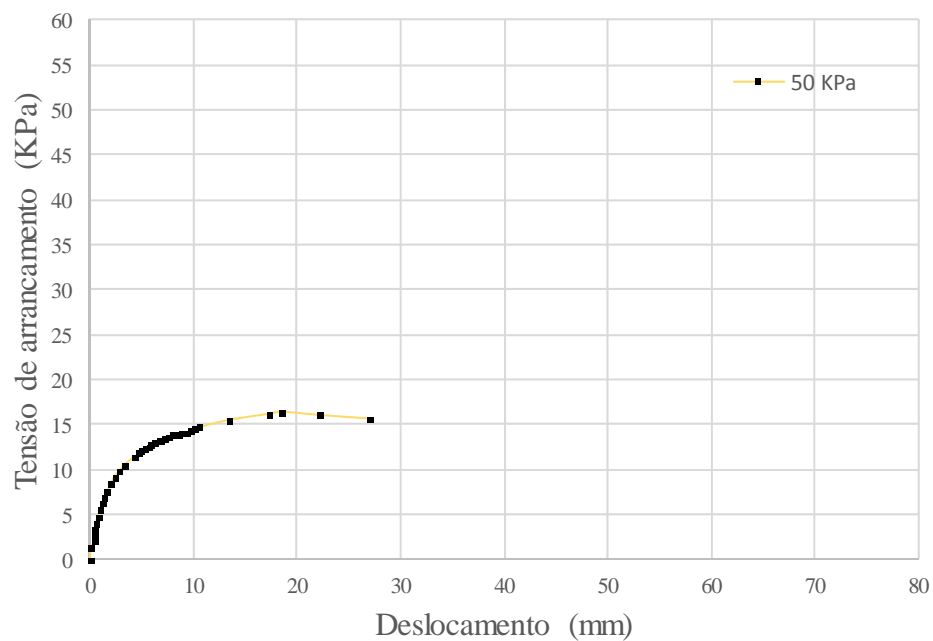
Ensaio N°	σ (kPa)	G.C. (%)	D.R. (%)	l (cm)	T_{max} (kN/m)	δ (mm)	τ_{max} (kPa)	Ensaio para Muro
1	25	100	-	25	4,86	8,50	10,07	6
2	50			25	7,09	18,47	16,42	
3	100			12	6,62	10,44	30,22	
4	25	-	80	25	6,72	7,54	13,85	8
5	50			25	12,62	11,94	26,51	
6	100			25	23,58	23,03	51,26	
7	25	-	80	12	3,89	20,50	16,19	1 e 2
8	50			12	4,59	26,56	19,14	
9	100			12	5,57	27,23	23,21	

FONTE: O autor (2016).

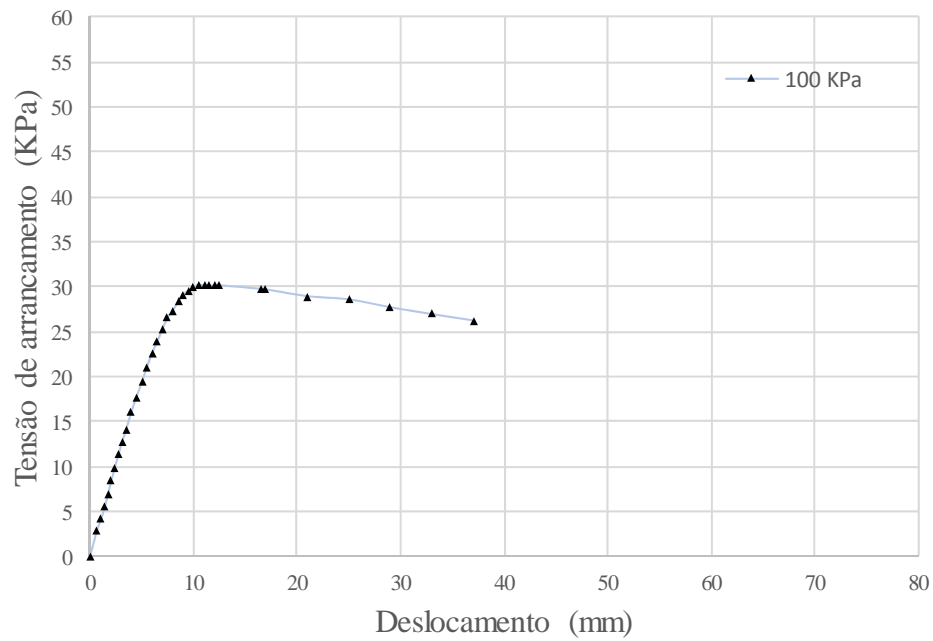
As gráficas seguintes mostram os resultados dos nove ensaios de arrancamento, estes são apresentados como Tensão de arrancamento *versus* Deslocamento.

FIGURA 59 – ARGILA SILTOSA COM GEOTÊXTIL TECIDO $\sigma = 25$ KPa

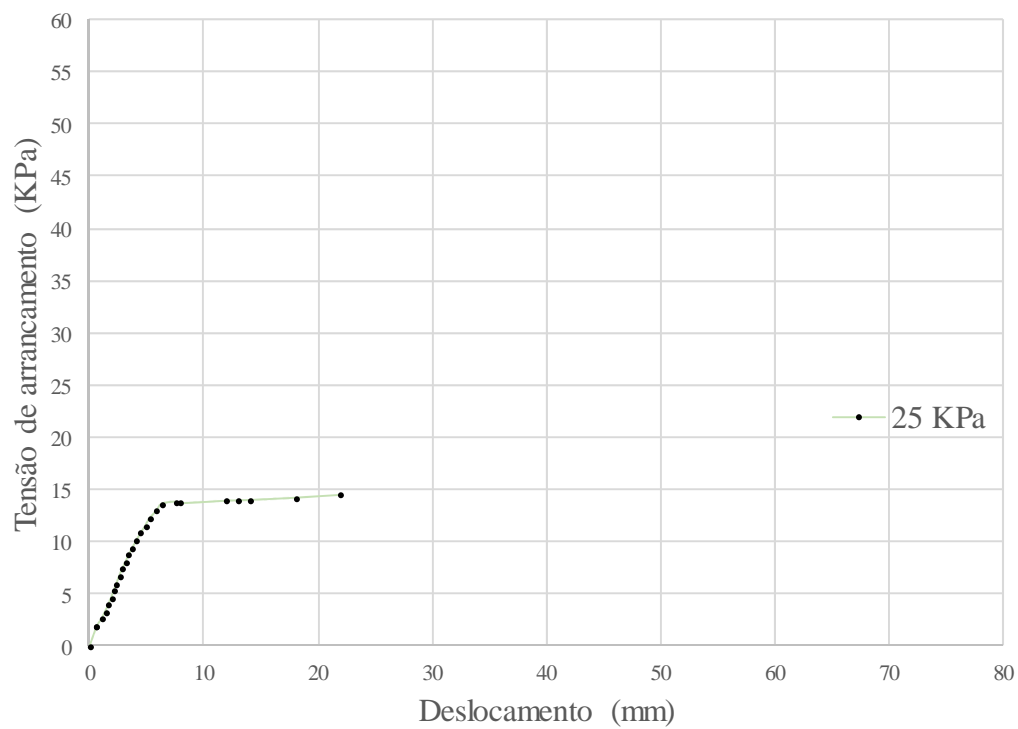
FONTE: O autor (2016).

FIGURA 60 - ARGILA SILTOSA COM GEOTÊXTIL TECIDO $\sigma = 50$ KPa

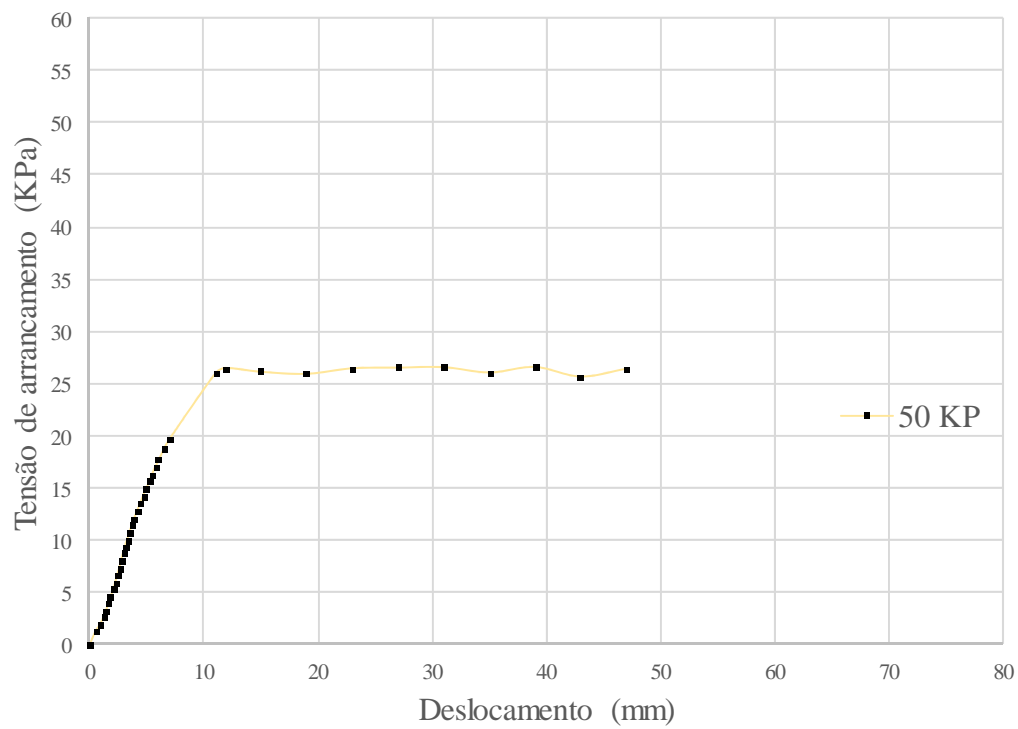
FONTE: O autor (2016).

FIGURA 61 - ARGILA SILTOSA COM GEOTÊXTIL TECIDO $\sigma = 100$ KPA

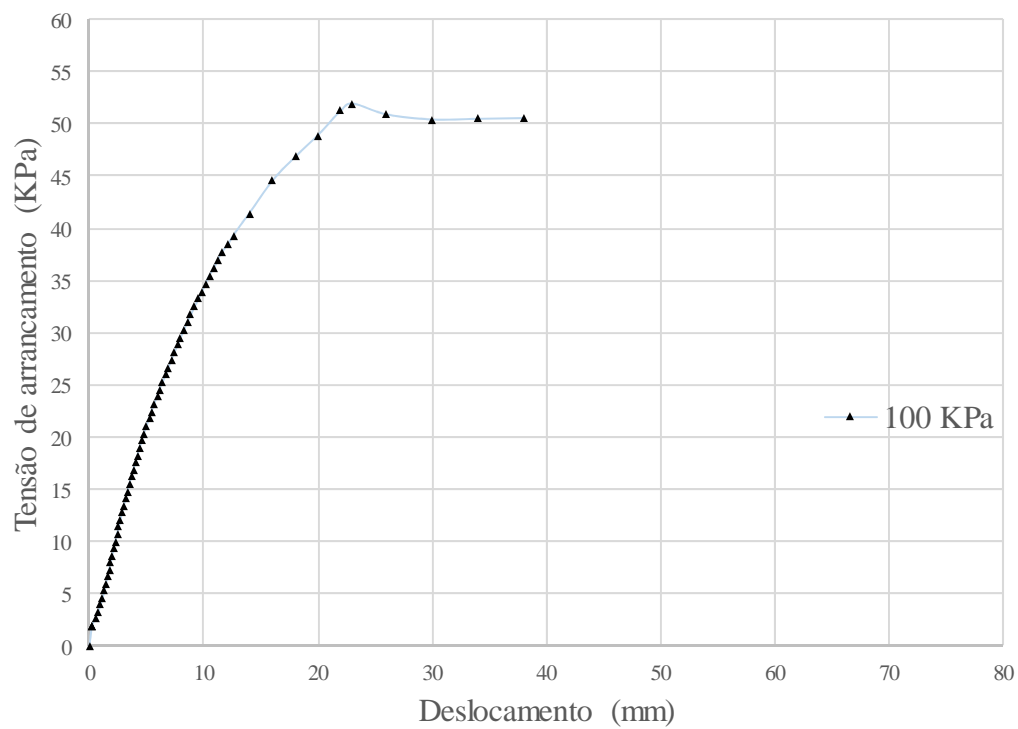
FONTE: O autor (2016).

FIGURA 62 - AREIA MÉDIA A GROSSA COM GEOTÊXTIL TECIDO $\sigma = 25$ KPA

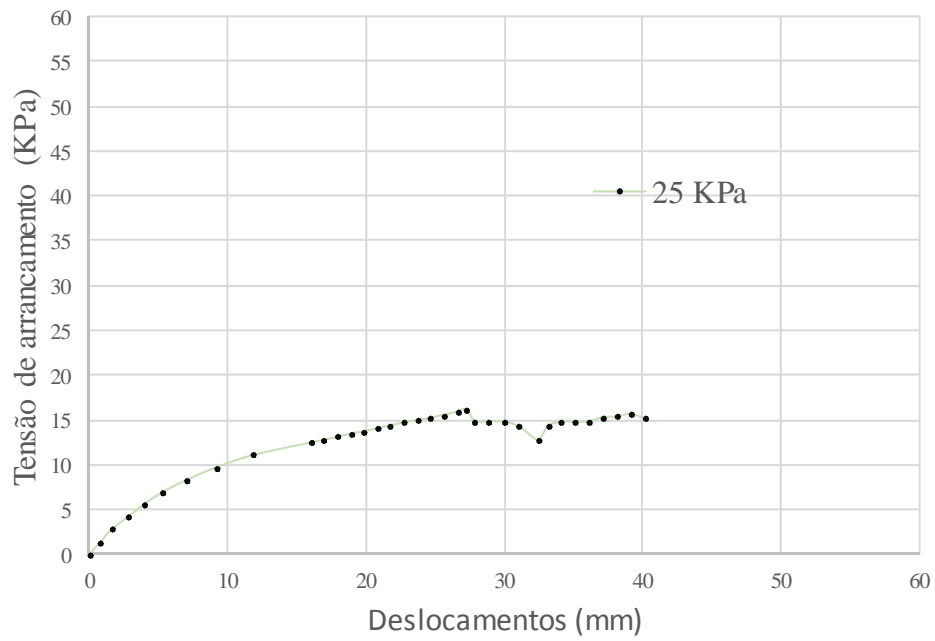
FONTE: O autor (2016).

FIGURA 63 - AREIA MÉDIA A GROSSA COM GEOTÊXTIL TECIDO $\sigma = 50$ KPA

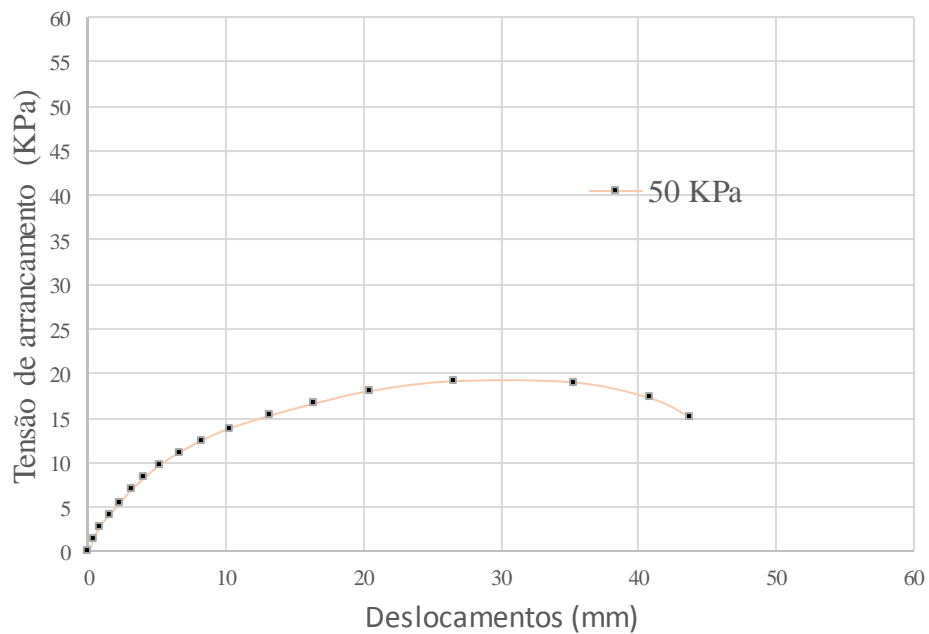
FONTE: O autor (2016).

FIGURA 64 - AREIA MÉDIA A GROSSA COM GEOTÊXTIL TECIDO $\sigma = 100$ KPA

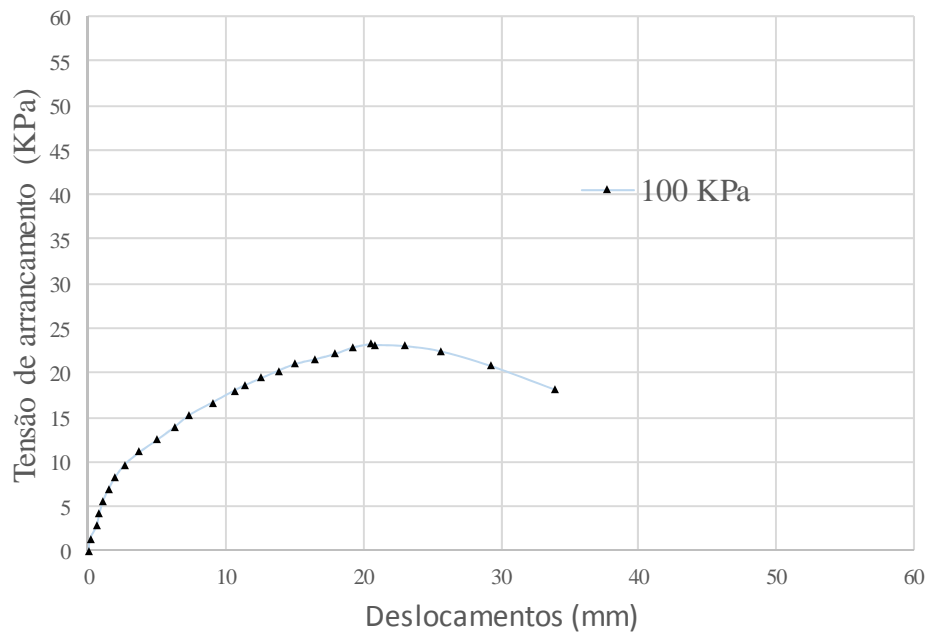
FONTE: O autor (2016).

FIGURA 65 - AREIA MÉDIA A GROSSA COM GEOTÊXTIL NÃO TECIDO $\sigma = 25$ KPa

FONTE: O autor (2016).

FIGURA 66 - AREIA MÉDIA A GROSSA COM GEOTÊXTIL NÃO TECIDO $\sigma = 50$ KPa

FONTE: O autor (2016).

FIGURA 67 - AREIA MÉDIA A GROSSA COM GEOTÊXTIL NÃO TECIDO $\sigma = 100$ KPA

FONTE: O autor (2016).

3.3.5 Análises dos resultados

A seguir, com os resultados dos ensaios de arrancamento fez-se uma análise qualitativa de alguns parâmetros (sobrecarga e deslocamento):

a) Sobrecarga aplicada

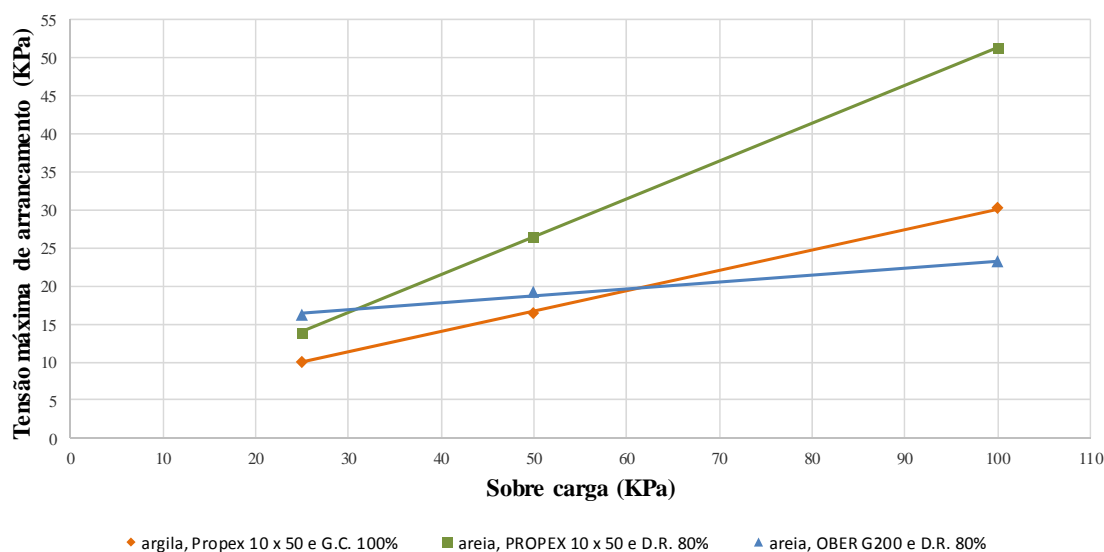
A Figura 68 mostra os resultados de variação da tensão de arrancamento com a sobrecarga aplicada de 25, 50 e 100 kPa para cada geotêxtil utilizado no ensaio. De acordo com estes resultados se verifica que existe uma correlação aproximadamente lineal que relaciona a tensão de arrancamento com a sobrecarga (tensão normal), permitindo ajustar os valores da adesão e do ângulo de atrito equivalentes com a forma da equação seguinte:

$$\tau = a + \sigma \cdot \text{tg } \bar{\Phi}$$

Sendo:

$\bar{\Phi}$ – ângulo de atrito equivalente, para inclusões que possuem área cheia.

a – adesão equivalente.

FIGURA 68 - EFEITO DA SOBRECARGA APLICADA NA RESISTÊNCIA τ_{MAX} 

FONTE: O autor (2016).

Baseado na Figura 68 obtiveram-se as seguintes equações de resistência ao arrancamento:

- $\tau_{ult} = 3,17 + \sigma \cdot \text{tg } 15^\circ$, para a argila siltosa, geotêxtil tecido Propex 10 x 50 e G.C. 100%.
- $\tau_{ult} = 1,48 + \sigma \cdot \text{tg } 26^\circ$, para areia média a grossa, geotêxtil tecido Propex 10 x 50 e D.R. 80%.
- $\tau_{ult} = 14,15 + \sigma \cdot \text{tg } 5^\circ$, para areia média a grossa, geotêxtil não tecido Ober G200.

Destaca-se da gráfica e das equações acima que:

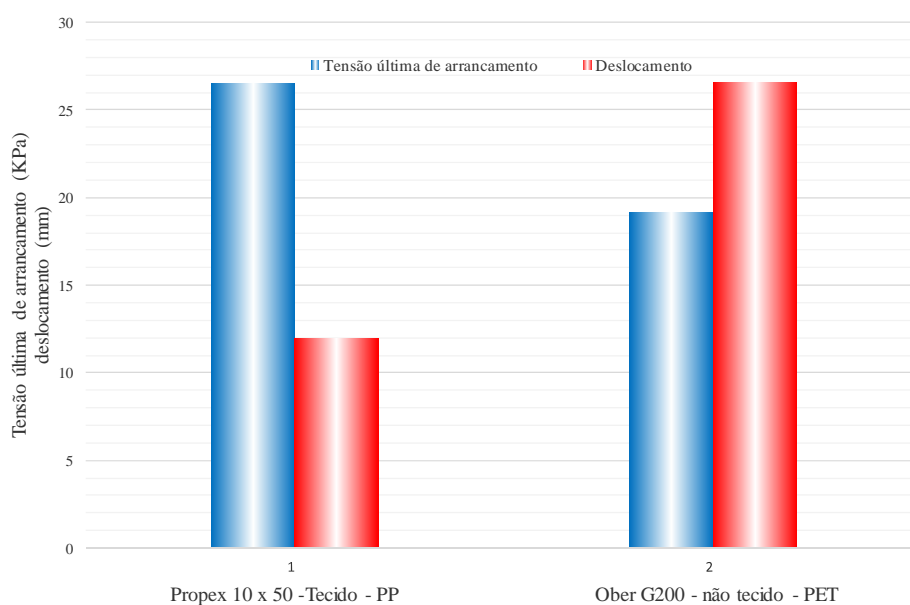
- Teoricamente, na condição de sobrecarga nula, o solo é capaz de promover resistência ao arrancamento, esta resistência não é atribuída ao atrito, mas sim à adesão.
- Para solos distintos (argila siltosa e areia média a grossa) e o mesmo geotêxtil tecido (Propex 10 x 50), nota-se que o ângulo de atrito equivalente entre geotêxtil-solo é maior para os solos granulares.
- Para solos distintos (argila siltosa e areia média a grossa) e o mesmo geotêxtil tecido (Propex 10 x 50), nota-se que a adesão entre geotêxtil-solo é maior para os solos finos.

b) Sobre os deslocamentos

Os ensaios foram realizados com geotêxtil tecido Propex 10 x 50 e não tecido Ober G200, para este análise se escolhe os resultados da tensão última para uma sobrecarga intermedia de 50 kPa, e realizou-se comparações dos deslocamento registrados, baixo as seguinte condições:

- Ensaio realizados com diferentes geotêxtis (tecido e não tecido) e com o mesmo solo (areia média a grossa) mostram que os ensaios com geotêxtil com maior módulo de elasticidade (mais rígidos) registram menores deslocamentos em relação ao ensaio com geotêxtil menos rígido, vide Figura 69.

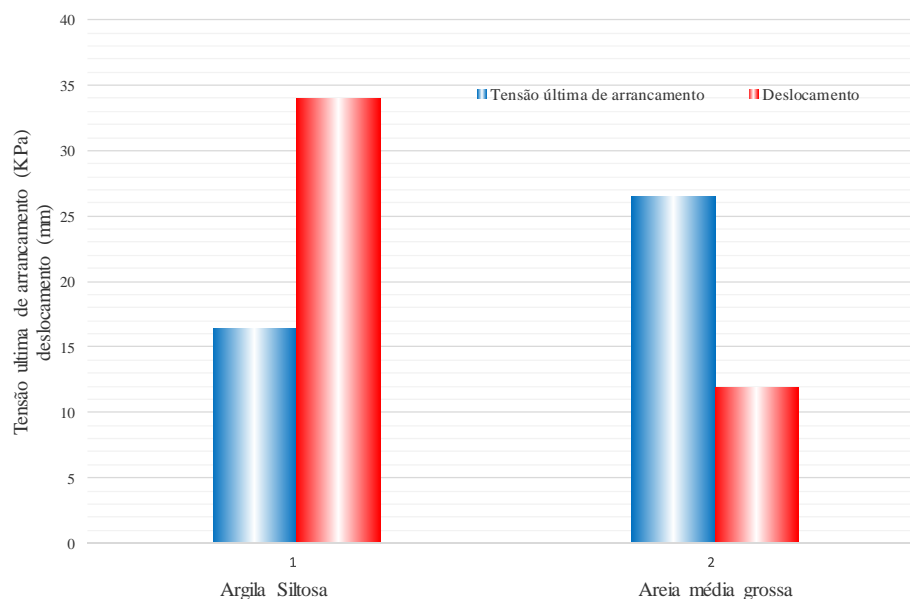
FIGURA 69 - TENSÃO ÚLTIMA DE ARRANCAMENTO E DESLOCAMENTO COM O MESMO SOLO (AREIA MÉDIA A GROSSA)



FONTE: O autor (2016).

- Ensaio realizados com o mesmo geotêxtil e diferentes solos (solo fino e solo granular) mostram que para os solos granulares obtém-se tensões últimas de arrancamento maiores e deslocamentos menores quando comprando com solos finos, ver Figura 70.

FIGURA 70 - TENSÃO ÚLTIMA DE ARRANCAMENTO E DESLOCAMENTO COM O MESMO GEOTÊXTIL (PROPEX 10 X 50)



FONTE: O autor (2016).

3.4 OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS DO ENSAIO DE ARRANCAMENTO

Os ensaios de arrancamento com equipamento de pequeno porte permitem avaliar as propriedades mecânicas de interação na interface solo-geossintético, fornecem informações qualitativas e quantitativas e, permitem a obtenção dos parâmetros para a modelação numérica proposta.

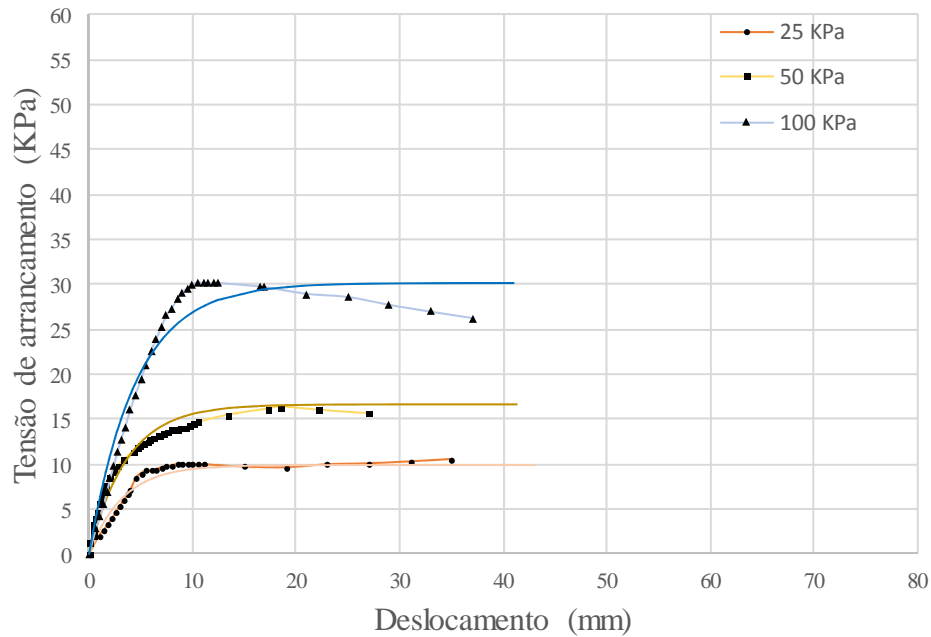
O ensaio de arrancamento proporciona obter uma serie de pares de valores relacionando à força de arrancamento com o deslocamento imposto, a partir destes resultados prossegue-se com os procedimentos de obtenções dos parâmetros que estão explicados no item 2.5.

A seguir são apresentados os procedimentos de obtenção dos parâmetros necessários obtidos nos ensaios de arrancamento para o protótipo 6 e, para o protótipo 1, 2 e 8 são apresentadas somente as gráficas.

3.4.1 Protótipo 6, ensaio de arrancamento 1, 2 e 3.

Na Figura 71 apresenta-se os pares de valores τ vs. δ , referente aos três ensaios executados, na mesma também são apresentados os ajustes feitos aos valores experimentais utilizando a função exponencial.

FIGURA 71 -CURVAS EXPERIMENTAIS E AJUSTADAS A FUNÇÃO EXPONENCIAL DOS ENSAIOS (PROTÓTIPO 6)



FONTE: O autor (2016).

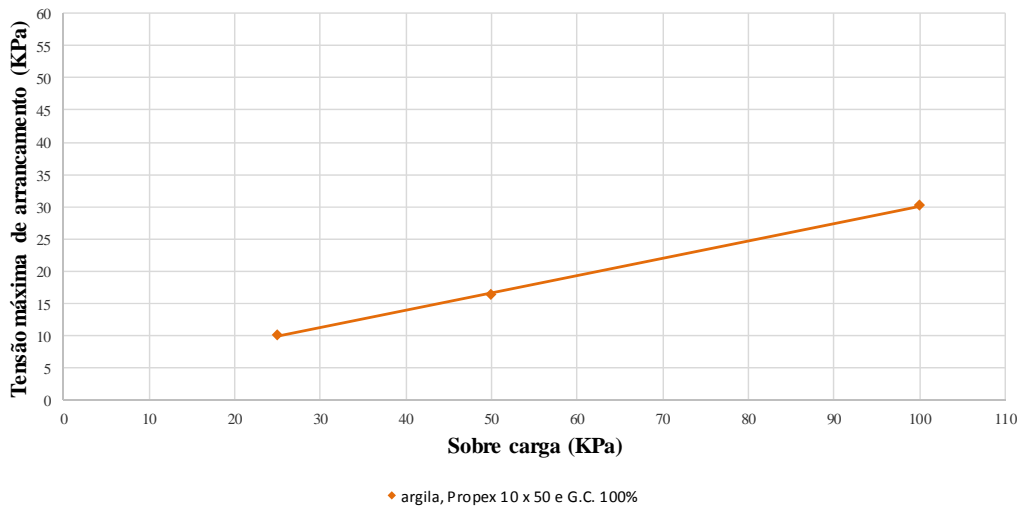
Primeiramente plota-se os valores assintóticos máximos vs. tensão normal aplicada (Figura 72) para seu ajuste a uma função lineal para determinação da adesão e ângulo de atrito equivalente, da gráfica abaixo, obtém-se uma adesão de 3,17 kPa e um ângulo de atrito equivalente de 15°, desta forma para a argila siltosa, geotêxtil tecido Propex 10 x 50 e G.C. 100% a envoltória de resistência fica:

$$\tau_{ult} = 3,17 + \sigma \cdot \text{Tg } 15^\circ$$

As inclinações das três curvas são correlacionadas com as respectivas tensões normais através:

$$k_i = m \cdot \gamma_w \cdot \left(\frac{\sigma}{P_{atm}} \right)^n$$

FIGURA 72 - TENSÃO ÚLTIMA DE ARRANCAMENTO EM FUNÇÃO DA TENSÃO NORMAL (PROTÓTIPO 6)



FONTE: O autor (2016).

Sendo m e n parâmetros adimensionais, γ_w o peso específico da água e P_{atm} a pressão atmosférica. A determinação dos parâmetros adimensionais pode ser feita plotando valores $\ln(k_i)$ vs. $\ln(\sigma/P_{atm})$, onde m pode ser determinado por:

$$m = \frac{e^a}{\gamma_w}$$

Sendo a o intercepto da reta ajustada para os pontos $\ln(k_i)$ vs. $\ln(\sigma/P_{atm})$ com o eixo das ordenadas. Para este ensaio a gráfica obtida mostra-se na Figura 73.

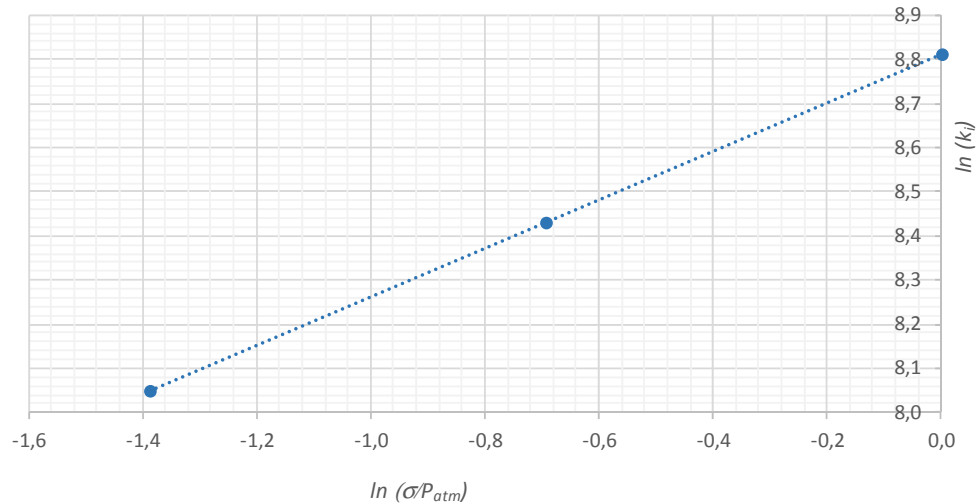
Com a gráfica apresentada na Figura 73 calcularam-se valores de $m = 670$ e $n = 0,55$ e, assim a inclinação inicial em função da tensão aplicada assume a seguinte equação:

$$k_i = 670 \cdot \gamma_w \left(\frac{\sigma}{P_{atm}} \right)^{0,55}$$

Tendo os valores de k_i , pode-se construir a curva tensão de arrancamento vs. deslocamento e verifica-se que a função calibrada se ajusta bem aos pontos

experimentais para as três tensões normais (ver Figura 71 demonstradas em linhas contínuas).

FIGURA 73 -TENSÃO ÚLTIMA DE ARRANCAMENTO EM FUNÇÃO DA TENSÃO NORMAL (PROTÓTIPO 6)

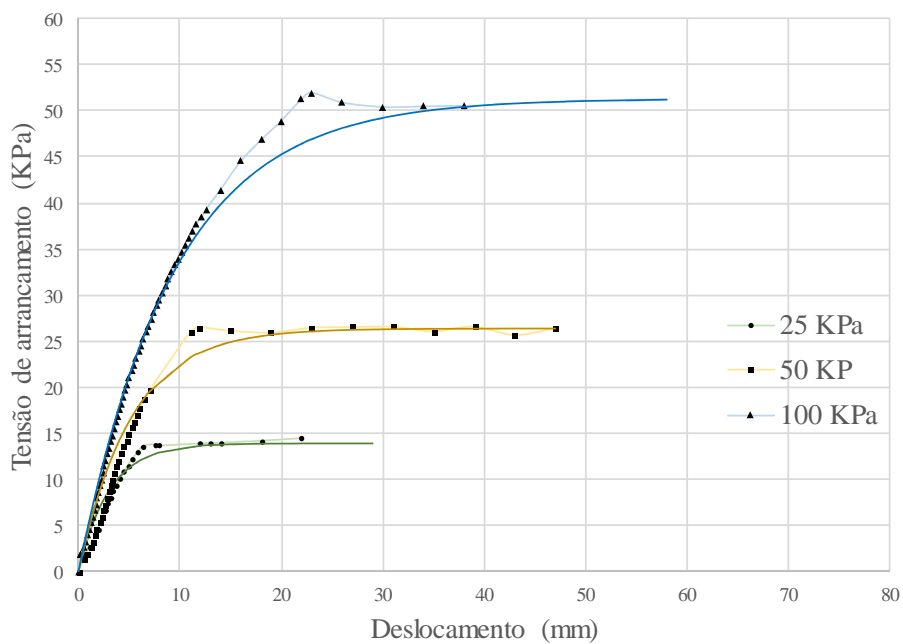


FONTE: O autor (2016).

3.4.2 Protótipo 8, ensaio de arrancamento 4, 5 e 6.

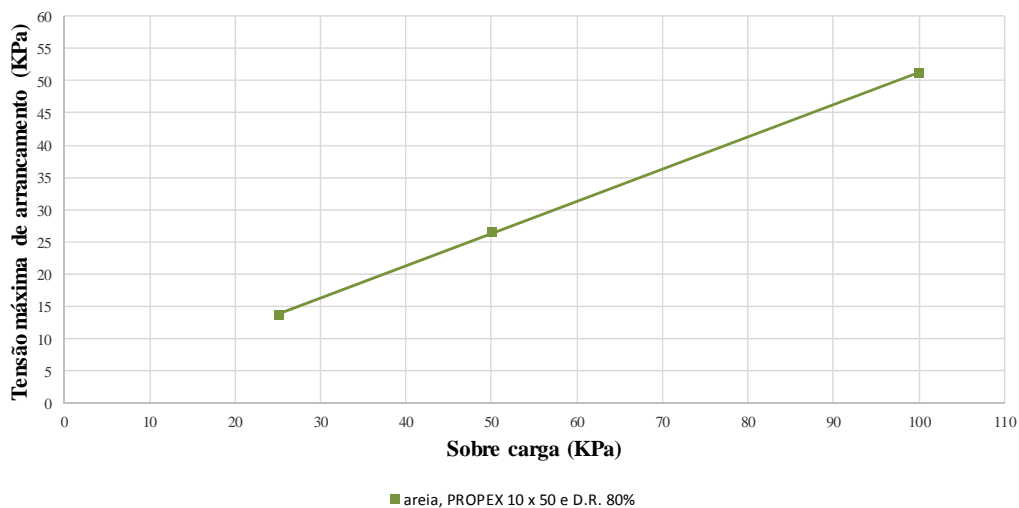
Da mesma maneira os ajustes realizaram-se para o protótipo 8, o qual se apresentam nas Figuras 74, 75 e 76, correspondente a este protótipo.

FIGURA 74 - CURVAS EXPERIMENTAIS E AJUSTADAS A FUNÇÃO EXPONENCIAL (PROTÓTIPO 8)



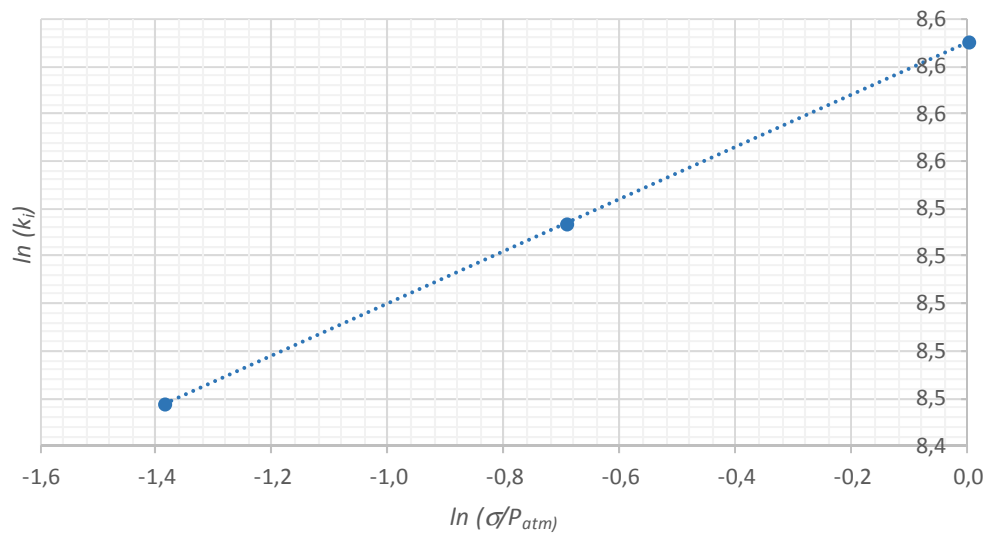
FONTE: O autor (2016).

FIGURA 75 - CURVAS EXPERIMENTAIS E AJUSTADAS A FUNÇÃO EXPONENCIAL (PROTÓTIPO 8)



FONTE: O autor (2016).

FIGURA 76 - OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS ADIMENSIONAIS (PROTÓTIPO 8)

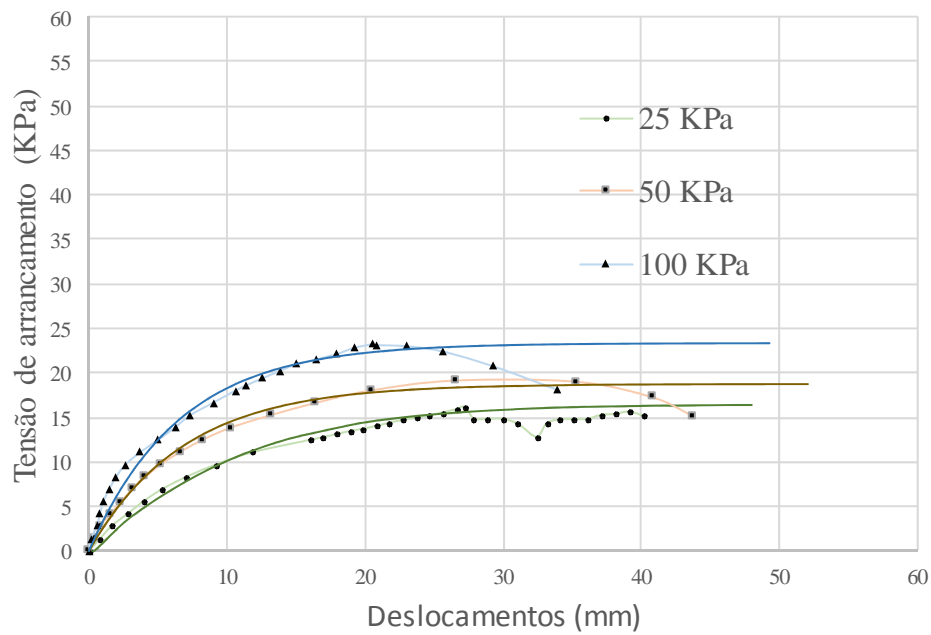


FONTE: O autor (2016).

3.4.3 Protótipo 1 e 2, ensaio de arrancamento 7, 8 e 9.

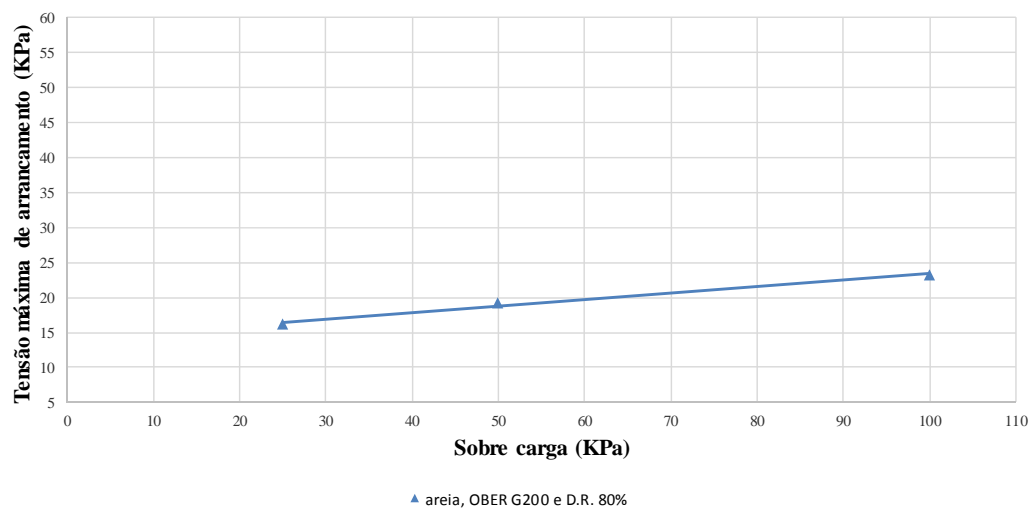
Da mesma maneira os ajustes foram realizados para o protótipo 1 e 2, que apresentam-se nas Figuras 77, 78 e 79.

FIGURA 77 CURVAS EXPERIMENTAIS E AJUSTADAS A FUNÇÃO EXPONENCIAL (PROTÓTIPO 1 E 2)



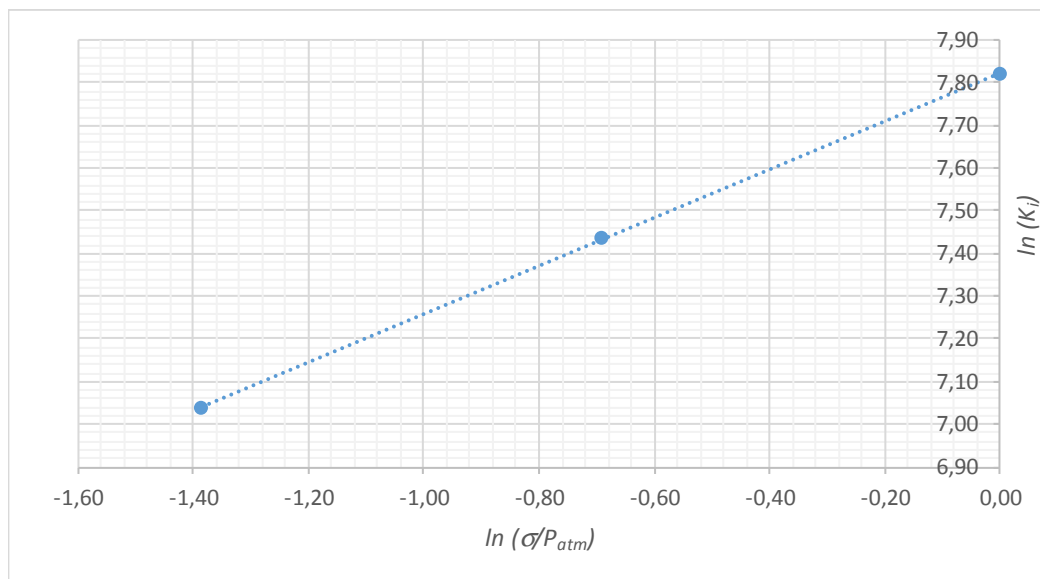
FONTE: O autor (2016).

FIGURA 78 TENSÃO ÚLTIMA DE ARRANCAMENTO EM FUNÇÃO DA TENSÃO NORMAL (PROTÓTIPO 1 E 2)



FONTE: O autor (2016).

FIGURA 79 - OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS ADIMENSIONAIS (PROTÓTIPO 1 E 2)



FONTE: O autor (2016).

3.4.4 Resultados

O Quadro 19 apresenta um resumo dos resultados dos ensaios de pequeno porte realizado, nesta apresentam-se os valores de adesão equivalente em termos de tensões efetivas a' , e os ângulos de atrito equivalente em termos de tensões efetivas Φ' , uma vez obtidos os parâmetros m , n e τ_{ult} de ajuste do modelo exponencial.

QUADRO 19 - PARÂMETROS DO AJUSTE NO MODELO EXPONENCIAL PARA TESTES DE ARRANCAMENTO

Protótipo	a' (kPa)	Φ' (°)	m	n
6	3,17	15	670	0,55
8	1,48	26	549	0,11
1 e 2	0,09	5	357	0,39

FONTE: O autor (2016).

3.5 DESENVOLVIMENTO DO PROGRAMA “ESFORÇOS” EM LINGUAGEM VISUAL BASIC PARA MACROS EM EXCEL

Na dissertação de TEIXEIRA (2003) foi apresentada uma listagem do programa “Esforços” desenvolvido na linguagem Fortran, que foi elaborado para calcular os esforços de tração nas inclusões de uma estrutura de contenção em solo reforçado, segundo o método apresentado baseado nos ensaios de arrancamento.

No desenvolvimento da presente dissertação foi necessário a elaboração de um procedimento baseado na linguagem Visual Basic para macros em Excel, que permita reproduzir procedimento do programa “esforços”, para facilitar inúmeros processos iterativos no método e, serem realizados num ambiente mais versátil como o Excel.

Mostra-se como exemplo na Figura 80 a entrada de dados e os resultados obtidos das tensões máximas nas inclusões realizado no Excel para o protótipo 8.

FIGURA 80 - DESENVOLVIMENTO DOS CÁLCULOS DE ESFORÇOS EM EXCEL

Excel interface showing the calculation of efforts using the Teixeira (2003) method. The spreadsheet is titled "CÁLCULO DE ESFORÇOS - MÉTODO TEIXEIRA (2003)".

ESTRUTURA

ALTURA $H = 4$ m
 COMPRIMENTO DO REFORÇO $L = 3$ m
 INCLINAÇÃO DO PARAM. FRONTAL $78,69^\circ$
 FS 1

DADOS DO ATERRO

PESO ESPECÍFICO $\gamma = 18$ kN/m³
 ÂNGULO DE ATRITO $\phi = 32$ grau
 COESÃO $c = 0$ kPa
 CARGA ATUANTE $Q = 0$ kN/m

DADOS MODELO EXPONENCIAL

$\alpha = 1,475$ Kpa
 $m = 437$
 $n = 0,384$
 $\phi = 26^\circ$
 $E = 61.500$ KN/m

DESENVOLVIMENTO DOS CÁLCULOS

$F_{max} = 30,63$
 $\alpha = 53,87$

Buttons: cálculo SumFor, cálculo alfa e desl. incl.

Camada	z (m)	la	da(i)	db(i)	dinc (m)	$\tau_{max(i)}$ (kN/m)	δ_x	δ_y	δ (mm)
Z(1)=	0,4	1,90805	0,00644	0,00657	0,01301	2,220	7,6732	10,5111	13,0
Z(2)=	0,8	1,69605	0,00644	0,00652	0,01296	2,712	7,6440	10,4711	13,0
Z(3)=	1,2	1,48404	0,00650	0,00649	0,01299	3,066	7,6571	10,4889	13,0
Z(4)=	1,6	1,27204	0,00657	0,00645	0,01302	3,347	7,6775	10,5169	13,0
Z(5)=	2	1,06003	0,00665	0,00639	0,01304	3,577	7,6882	10,5316	13,0
Z(6)=	2,4	0,84802	0,00671	0,00630	0,01301	3,763	7,6696	10,5061	13,0
Z(7)=	2,8	0,63602	0,00677	0,00619	0,01297	3,921	7,6458	10,4735	13,0
Z(8)=	3,2	0,42401	0,00688	0,00612	0,01301	4,079	7,6689	10,5052	13,0
Z(9)=	3,6	0,21201	0,00709	0,00592	0,01300	4,144	7,6666	10,5019	13,0

FONTE: O autor (2016).

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste capítulo apresentam-se os resultados das tensões de arrancamento encontrados pelos métodos de dimensionamento de estruturas de contenção em solo reforçado por Ehrlich-Mitchell (1994), K-Stiffness (2003) e Teixeira (2003). Apresenta-se também resultados pelo monitoramento de 4 muros reforçados e instrumentados.

O objetivo deste capítulo é comparar e analisar os resultados de tensões máximas em muros de solo reforçado com geossintéticos.

4.1 RESULTADO DAS TENSÕES MÁXIMAS NAS INCLUSÕES

No Quadro 20 apresentam-se os dados necessários para o cálculo das tensões máximas, entre estes estão às características físicas e mecânicas dos materiais utilizados, geometria da estrutura, espaçamento das inclusões e características dos reforços utilizados.

QUADRO 20 - RESUMO DOS DADOS DE ENTRADA PARA CÁLCULO DE TENSÕES MÁXIMAS

Muro	Geometria				Propriedades do solo				Reforço		
	H (m)	L (m)	S_v (m)	β (°)	Class.	c' (kPa)	ϕ' (°)	γ_s (kN/m ³)	Tipo	τ_{rup} (kN/m)	E (kN/m)
1	4	3	0,4	78	areia	0	32	18,0	Geotêxtil não tecido - PET	8,12	8,5
2	4	3	0,3 à 0,7	78	areia	0	32	18,0	Geotêxtil não tecido - PET	8,12	8,5
6	4	3	0,4	78	argila	54	27	19,4	Geotêxtil Tecido - PP	13,94	61,5
8	4	3	0,4	78	areia	0	32	18,0	Geotêxtil Tecido - PP	13,94	61,5

FONTE: O autor (2016).

Sendo:

H – Altura do protótipo.

L – Comprimento do reforço.

S_v – Espaçamento entre os reforços.

β - Inclinação da face.

Q – Carga externa

c' - Coesão efetiva.

ϕ' - Ângulo de atrito interno.

γ_s - Peso específico do solo.

τ_{rup} - Resistência da tração na ruptura.

E – Rigidez.

4.1.1 Método TEIXEIRA (2003)

Os resultados obtidos por este método foram auxiliados com programa desenvolvido na linguagem Visual Basic para macros em EXCEL, que foi uma reprodução da listagem do programa “Esforços” desenvolvido na linguagem Fortran por TEIXEIRA (2003).

Além dos dados de entrada já especificados no Quadro 20, este método necessita dos parâmetros de ajuste da função exponencial que relaciona a tensão de arrancamento com o deslocamento, também são necessários dados de adesão e o ângulo de atrito entre solo e geossintético, estes dados resultam dos ensaios de arrancamento.

Mostra-se no Quadro 21 os resultados de tensões máximas em cada inclusão nos muros 1, 6 e 8, neste quadro os espaçamentos das inclusões são similares (0,4m) ao longo de toda altura do muro.

QUADRO 21 - RESULTADOS DAS TENSÕES MÁXIMAS NAS INCLUSÕES MUROS 1, 6 E 8, MÉTODO TEIXEIRA

DADOS		MUROS		
		1	6	8
DADOS DE ENTRADA	$a' (kPa)$	0,09	3,17	1,48
	$\Phi' (^{\circ})$	5	15	26
	m	357	670	549
	n	0,39	0,55	0,11
	$F.S.$	1	1	1
	$c' (kPa)$	0	8	0
DADOS CALCULADOS	$\alpha_{crit} (^{\circ})$	53,9	52,8	53,9
	$\Sigma T_{max} (kN/m)$	30,63	2,75	30,63
	$\delta (mm)$	50	0,84	12
	$T_{max} (kN/m)$ em $H = 4,0$ m	0,00	0,00	0,00
	$T_{max} (kN/m)$ em $H = 3,6$ m	2,91	0,20	2,29
	$T_{max} (kN/m)$ em $H = 3,2$ m	3,12	0,24	2,80
	$T_{max} (kN/m)$ em $H = 2,8$ m	3,25	0,27	3,15
	$T_{max} (kN/m)$ em $H = 2,4$ m	3,37	0,30	3,39
	$T_{max} (kN/m)$ em $H = 2,0$ m	3,46	0,32	3,57
	$T_{max} (kN/m)$ em $H = 1,6$ m	3,54	0,33	3,72
	$T_{max} (kN/m)$ em $H = 1,2$ m	3,61	0,35	3,85
	$T_{max} (kN/m)$ em $H = 0,8$ m	3,70	0,37	3,95
	$T_{max} (kN/m)$ em $H = 0,4$ m	3,78	0,38	4,00
	$T_{max} (kN/m)$ em $H = 0,0$ m	0,00	0,00	0,00

FONTE: O autor (2016).

Apresenta-se em quadro separado os resultados de tensões máximas em cada inclusão no muro 2, neste muro as inclusões têm espaçamentos diferentes (Quadro 22).

QUADRO 22 - RESULTADOS DE TENSÕES MÁXIMAS NAS INCLUSÕES MURO 2, MÉTODO TEIXEIRA

DADOS		MURO
		2
DADOS DE ENTRADA	$a' (kPa)$	0,09
	$\Phi' (^\circ)$	5
	m	357
	n	0,39
	$F.S.$	1
	$c' (kPa)$	0
CALCULADOS	$\alpha_{crit} (^\circ)$	53,9
	$\Sigma T_{max} (kN/m)$	30,63
	$\delta (mm)$	74
	$T_{max} (kN/m)$ em $H = 4,0$ m	0,00
	$T_{max} (kN/m)$ em $H = 3,3$ m	3,94
	$T_{max} (kN/m)$ em $H = 2,7$ m	4,15
	$T_{max} (kN/m)$ em $H = 2,2$ m	4,30
	$T_{max} (kN/m)$ em $H = 1,7$ m	4,42
	$T_{max} (kN/m)$ em $H = 1,2$ m	4,56
	$T_{max} (kN/m)$ em $H = 0,8$ m	4,63
	$T_{max} (kN/m)$ em $H = 0,4$ m	4,71
$T_{max} (kN/m)$ em $H = 0,0$ m	0,00	

FONTE: O autor (2016).

4.1.2 Método K-STIFFNESS (2003)

A seguir nos Quadros 23 até 26 apresentam-se os dados obtidos da distribuição das tensões de tração em cada reforço, que foram calculadas pelo método K-Stiffness para os muros 1, 2, 6 e 8.

QUADRO 23 - RESULTADO DE TENSÕES MÁXIMAS MURO 1, MÉTODO K-STIFFNESS

z (m)	K_0	Φ_{fb}	S_{global} (kPa)	S_{local} (kPa)	z/H	D_{max}	T_{max} (kN/m)
0,40	0,47	0,85	21,25	21,25	0,10	0,47	0,55
0,80	0,47	0,85	21,25	21,25	0,20	0,73	0,87
1,20	0,47	0,85	21,25	21,25	0,30	1,00	1,18
1,60	0,47	0,85	21,25	21,25	0,40	1,00	1,18
2,00	0,47	0,85	21,25	21,25	0,50	1,00	1,18
2,40	0,47	0,85	21,25	21,25	0,60	1,00	1,18
2,80	0,47	0,85	21,25	21,25	0,70	1,00	1,18
3,20	0,47	0,85	21,25	21,25	0,80	1,00	1,18
3,60	0,47	0,85	21,25	21,25	0,90	0,60	0,71
4,00	0,47	0,85	21,25	21,25	1,00	0,20	0,24

FONTE: O autor (2016).

QUADRO 24 - RESULTADO DE TENSÕES MÁXIMAS MURO 2, MÉTODO K-STIFFNESS

z (m)	K_0	Φ_{fb}	S_{global} (kPa)	S_{local} (kPa)	z/H	D_{max}	T_{max} (kN/m)
0,70	0,47	0,85	17,00	12,14	0,18	0,67	0,93
1,30	0,47	0,85	17,00	14,17	0,33	1,00	1,40
1,80	0,47	0,85	17,00	17,00	0,45	1,00	1,40
2,30	0,47	0,85	17,00	17,00	0,58	1,00	1,40
2,80	0,47	0,85	17,00	17,00	0,70	1,00	1,40
3,20	0,47	0,85	17,00	21,25	0,80	1,00	1,40
3,60	0,47	0,85	17,00	21,25	0,90	0,60	0,84
4,00	0,47	0,85	17,00	21,25	1,00	0,20	0,28

FONTE: O autor (2016).

QUADRO 25 - RESULTADO DE TENSÕES MÁXIMAS MURO 6, MÉTODO K-STIFFNESS

z (m)	K_0	Φ_{fb}	S_{global} (kPa)	S_{local} (kPa)	z/H	D_{max}	T_{max} (kN/m)
0,40	0,55	0,86	153,73	153,73	0,10	0,47	0,33
0,80	0,55	0,86	153,73	153,73	0,20	0,73	0,49
1,20	0,55	0,86	153,73	153,73	0,30	1,00	0,65
1,60	0,55	0,86	153,73	153,73	0,40	1,00	0,82
2,00	0,55	0,86	153,73	153,73	0,50	1,00	0,82
2,40	0,55	0,86	153,73	153,73	0,60	1,00	0,82
2,80	0,55	0,86	153,73	153,73	0,70	1,00	0,82
3,20	0,55	0,86	153,73	153,73	0,80	1,00	0,82
3,60	0,55	0,86	153,73	153,73	0,90	0,60	0,49
4,00	0,55	0,86	153,73	153,73	1,00	0,20	0,16

FONTE: O autor (2016).

QUADRO 26 - RESULTADO DE TENSÕES MÁXIMAS MURO 8, MÉTODO K-STIFFNESS

z (m)	K_0	Φ_{fb}	S_{global} (kPa)	S_{local} (kPa)	z/H	D_{max}	T_{max} (kN/m)
0,40	0,47	0,85	153,75	153,75	0,10	0,47	0,89
0,80	0,47	0,85	153,75	153,75	0,20	0,73	1,39
1,20	0,47	0,85	153,75	153,75	0,30	1,00	1,90
1,60	0,47	0,85	153,75	153,75	0,40	1,00	1,90
2,00	0,47	0,85	153,75	153,75	0,50	1,00	1,90
2,40	0,47	0,85	153,75	153,75	0,60	1,00	1,90
2,80	0,47	0,85	153,75	153,75	0,70	1,00	1,90
3,20	0,47	0,85	153,75	153,75	0,80	1,00	1,90
3,60	0,47	0,85	153,75	153,75	0,90	0,60	1,14
4,00	0,47	0,85	153,75	153,75	1,00	0,20	0,38

FONTE: O autor (2016).

4.1.3 Método EHRlich-MITCHELL (1994)

O método de Ehrlich e Mitchell (1994) trata-se de um procedimento analítico desenvolvido sob forma de equações fechadas, que permite levar em consideração explicitamente a influência da energia de compactação do solo.

A compactação do aterro dos muros com solo não coesivo foi realizada em camadas acabadas de 20cm, utilizando prancha vibratória Wacker BPS 1135 W, com área de contato 0,35 m x 0,52 m (largura x comprimento), com peso de 62 Kg, frequência vibratória igual a 97 Hz e força centrífuga máxima igual a 11 Hz.

A compactação do aterro do muro com solo coesivo realizou-se também em camadas acabadas de 20cm, utilizando um compactador de solo tipo NAGANO NCS2, com área de contato 0,35m x 0,27m (largura x comprimento), 1400 kg/golpe de força do golpe e peso de operação 73 Kg.

Nos Quadros 27 até 30 apresentam-se os resultados de tensões de tração em cada inclusão nos muros 1, 2, 6 e 8.

QUADRO 27 - RESULTADO DE TENSÕES MÁXIMAS MURO 1, MÉTODO EHRlich-MITCHELL

z (m)	Z_E (m)	σ'_{zc} (kPa)	T_{max} (kN/m)
0,40	0,40	11,00	0,97
0,80	0,80	14,40	1,27
1,20	1,20	21,60	1,90
1,60	1,60	28,80	2,53
2,00	2,00	36,00	3,17
2,40	2,40	43,20	3,80
2,80	2,80	50,40	4,44
3,20	2,88	51,84	4,56
3,60	2,88	51,84	4,56
4,00	0,00	11,00	0,97

FONTE: O autor (2016).

QUADRO 28 - RESULTADO DE TENSÕES MÁXIMAS MURO 2, MÉTODO EHRlich-MITCHELL

z (m)	Z_E (m)	σ'_{zc} (kPa)	T_{max} (kN/m)
0,70	0,70	12,60	1,94
1,30	1,30	23,40	3,09
1,80	1,80	32,40	3,56
2,30	2,30	41,40	4,55
2,80	2,80	50,40	5,54
3,20	2,88	51,84	4,56
3,60	2,88	51,84	4,56
4,00	0,00	11,00	0,97

FONTE: O autor (2016).

QUADRO 29 - RESULTADO DE TENSÕES MÁXIMAS MURO 6, MÉTODO EHRlich-MITCHELL

z (m)	Z_E (m)	σ'_{zc} (kPa)	T_{max} (kN/m)
0,40	0,40	14,50	0,12
0,80	0,80	15,54	0,12
1,20	1,20	23,32	0,19
1,60	1,60	31,09	0,25
2,00	2,00	38,86	0,31
2,40	2,40	46,63	0,37
2,80	2,80	54,40	0,44
3,20	2,88	55,96	0,45
3,60	2,88	55,96	0,45
4,00	0,00	14,50	0,12

FONTE: O autor (2016).

QUADRO 30 - RESULTADO DE TENSÕES MÁXIMAS MURO 8, MÉTODO EHRlich-MITCHELL

z (m)	Z_E (m)	σ'_{zc} (kPa)	T_{max} (kN/m)
0,40	0,40	11,00	0,97
0,80	0,80	14,40	1,27
1,20	1,20	21,60	1,90
1,60	1,60	28,80	2,53
2,00	2,00	36,00	3,17
2,40	2,40	43,20	3,80
2,80	2,80	50,40	4,44
3,20	2,88	51,84	4,56
3,60	2,88	51,84	4,56
4,00	0,00	11,00	0,97

FONTE: O autor (2016).

4.2 DESCOLAMENTOS DE FACE

O método de TEIXEIRA (2003) permite calcular o deslocamento de face, que foram calculados pela média de três valores: o maior deslocamento de face encontrado e, em relação a este, o valor superior e valor inferior (Quadro 31).

QUADRO 31 - RESULTADO DE DESLOCAMENTOS DE FACE

MURO	DESLOCAMENTOS DE FACE δ (mm)	
	TEIXEIRA (2003)	MONITORADOS (2006)
1	50	4,7
2	74	Aprox. 75
6	0,84	1,18
8	11	8,63

FONTE: O autor (2016).

Segundo BENJAMIM (2006) o deslocamento de face no muro 2 sofreu deslocamentos progressivos durante a construção do protótipo. Para o muro 2 não se

tem o deslocamento da face mais foi calculado indiretamente pelo maior valor de deformação (15 %) monitorado e transformado em deslocamento para a altura 3,3 m do protótipo.

4.3 VALIDAÇÃO DO MÉTODO ATRAVÉS DE COMPARAÇÕES

Para validar o método proposto por TEIXEIRA (2003) apresenta-se a seguir comparações entre os resultados dos métodos K-Stiffness, Ehrlich – Mitchell e dados monitorados, salienta-se que o método Ehrlich – Mitchell também se encontra descrito no “*Manual Brasileiro de Geossintéticos*”.

As comparações serão realizadas entre as tensões máximas calculadas e a plotagem da possível superfície de ruptura.

Destaca-se que os valores das tensões máximas monitoradas nos muros foram estimados a partir de medições de deslocamentos transformadas em deformações e, posteriormente em tensões utilizando o módulo de deformabilidade do reforço.

Os valores de deformação intermedias nas inclusões onde não houve instrumentação foram calculadas através de interpolações entre duas medições de inclusões monitoradas (superior e inferior).

4.3.1 Muro 1

O Quadro 32 apresenta os valores de tensão máxima para as camadas de reforço a cada 0,40 m no muro 1.

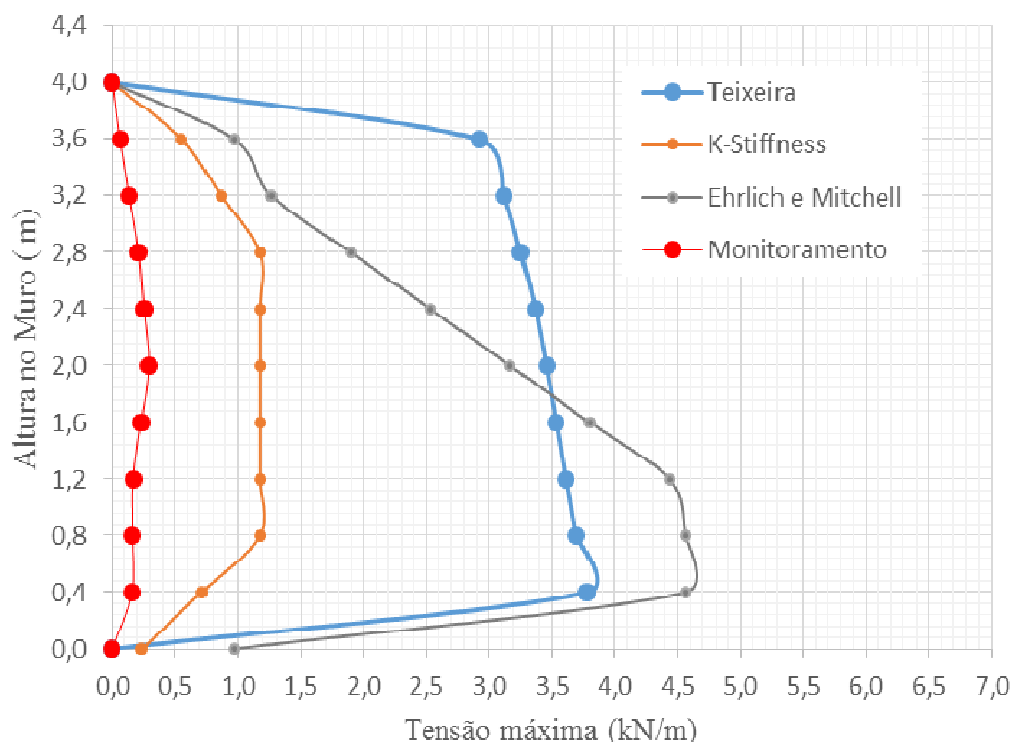
QUADRO 32 - RESUMO DAS TENSÕES MÁXIMAS DE CADA MÉTODO DO MURO 1

H (m)	Tensão máxima (kN/m)			
	Teixeira (2003)	Monitorados BENJAMIM (2006)	K- Stiffness (2003)	Ehrlich – Mitchell (1994)
4,0	0,00	0,00	0,00	0,00
3,6	2,91	0,06	0,55	0,97
3,2	3,12	0,14	0,87	1,27
2,8	3,25	0,21	1,18	1,90
2,4	3,37	0,25	1,18	2,53
2,0	3,46	0,29	1,18	3,17
1,6	3,54	0,23	1,18	3,80
1,2	3,61	0,17	1,18	4,44
0,8	3,70	0,17	1,18	4,56
0,4	3,78	0,16	0,71	4,56
0,0	0,00	0,00	0,24	0,97
ΣT_{max}	30,73	1,68	9,44	28,17

FONTE: O autor (2016).

A Figura 81 mostra as tensões de tração máximas previstas pelos métodos de dimensionamento e resultados medidos durante o monitoramento.

FIGURA 81 – TENSÃO MÁXIMA VS. ALTURA DO MURO 1



FONTE: O autor (2016).

Dos valores encontrados de tensões de tração máxima, verifica-se que o método de Teixeira (2003) obtém resultados próximos ao de Ehrlich e Mitchell (1994), cuja diferença entre tensões máximas T_{\max} é de apenas $-0,78$ kN/m localizada a uma altura de $0,10H$. As tensões calculadas por Ehrlich e Mitchell nas camadas superiores do muro apresentam-se menores aos de Teixeira (2003), devido ao equipamento de compactação utilizado, se este for de maior energia, os valores de tensões ficariam mais próximos. Verifica-se que a diferença entre as somatória totais de tensões máximas ΣT_{\max} nas inclusões entre os métodos de Teixeira (2003) e Ehrlich-Mitchell é de apenas $2,56$ kN/m (ver Quadro 32).

Os resultados tanto de Teixeira (2003) como de Ehrlich – Mitchell (1994) apresentam-se mais conservadores em relação ao de K-Stiffness.

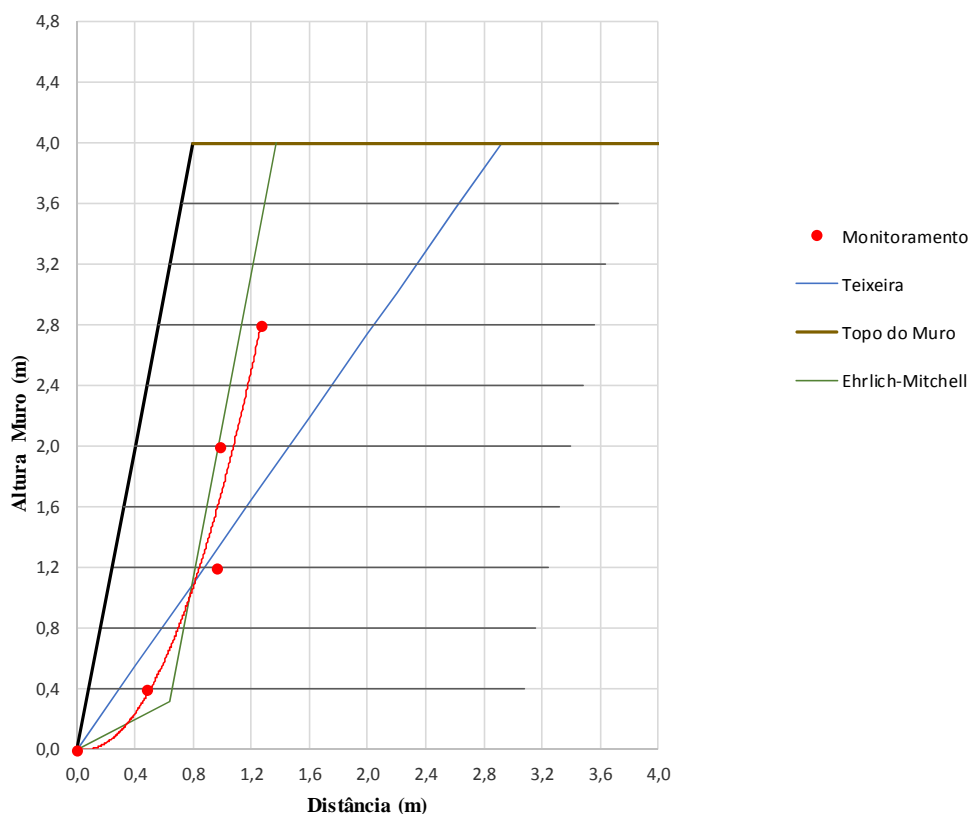
K-Stiffness (2003) apresenta resultados subestimados de tensão máxima de tração em todas as camadas do muro, quando comparado ao método de Teixeira (2003) e Ehrlich – Mitchell (1994), isto pode estar atribuído ao fato que o método desenvolveu-se a partir de medidas de tensão e deformação de muros monitorados em escala real, portanto tem a limitação de ser aplicável a casos similares aos que o fundamentam.

Para os muros 1 e 2 utilizou-se o valor de cinco vezes o módulo de rigidez não confinado para o cálculo de tensão máxima nos dados da instrumentação, já que segundo estudos realizados por Kamiji (2006) e Gomes (2002) o módulo de rigidez confinada (para geotêxteis não tecidos) pode ser aproximadamente cinco vezes maior que o módulo de rigidez do geossintético não confinado.

A superfície de ruptura proposta por Ehrlich – Mitchell (1994) é a que mais se aproxima à superfície de ruptura monitorada, sendo os pontos ajustados a um polinômio de segundo grau. A superfície de ruptura proposta por Teixeira (2003) encontra-se mais afastada dos pontos monitorados, já que a superfície de ruptura proposta é lineal e próxima a superfície de ruptura de Rankine, vide Figura 82.

Em relação aos deslocamentos, Teixeira (2003) estima um deslocamento de face de $\delta_{\text{Teixeira}} = 50$ mm, e a instrumentação mostra um deslocamento de face $\delta_{\text{face}} = 4,7$ mm.

FIGURA 82 -COMPARAÇÃO ENTRE SUPERFÍCIES DE RUPTURA – MURO 1



FONTE: O autor (2016).

4.3.2 Muro 2

O objetivo de construção do muro 2 segundo BENJAMIM (2006) foi de fazer comparações com as deformações do muro 1, já que o muro 2 está construído com o

mesmo solo, mesmo geotêxtil, mais com espaçamentos maiores das inclusões na parte superior do muro, onde os espaçamentos são de 70, 60 e 50 cm.

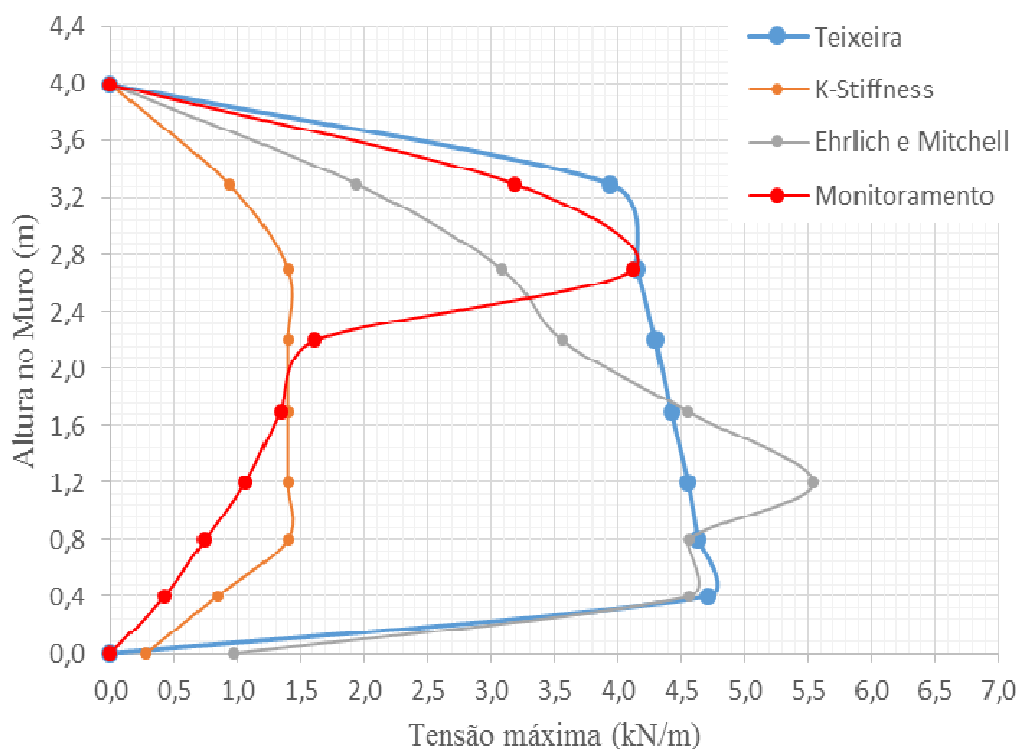
De igual maneira que o muro anterior apresentam-se no Quadro 33 e Figura 83 os valores de tensão máxima nas camadas de reforço obtidos através dos métodos de dimensionamento e os resultados do monitoramento.

QUADRO 33 - RESUMO DAS TENSÕES MÁXIMAS EM CADA MÉTODO – MURO 2

H (m)	Tensão máxima (kN/m)			
	Teixeira (2003)	Monitorados BENJAMIM (2006)	K- Stiffness (2003)	Ehrlich – Mitchell (1994)
4,0	0,00	0,00	0,00	0,00
3,3	3,94	3,19	0,93	1,94
2,7	4,15	4,12	1,40	3,09
2,2	4,30	1,62	1,40	3,56
1,7	4,42	1,34	1,40	4,55
1,2	4,56	1,06	1,40	5,54
0,8	4,63	0,74	1,40	4,56
0,4	4,71	0,43	0,84	4,56
0,0	0,00	0,00	0,28	0,97
ΣT_{\max}	30,71	12,50	9,04	28,78

FONTE: O autor (2016).

FIGURA 83 - TENSÃO MÁXIMA VS. ALTURA DO MURO 2



FONTE: O autor (2016).

Ao igual que o muro 1, os valores encontrados de tensões de tração máximas pelo método de Teixeira (2003) são próximos ao de Ehrlich e Mitchell (1994) nas camadas inferiores, cuja diferença entre ΣT_{\max} é de apenas 1,93 kN/m. As tensões calculadas por Ehrlich e Mitchell nas camadas superiores do muro apresentam-se menores aos de Teixeira (2003), devido à baixa energia de compactação utilizado, se a energia de compactação fosse maior, os valores de tensões ficariam mais próximos. Na altura 0,10H encontra-se a maior tensão pelo método Teixeira e a 0,3H encontra-se pelo método Ehrlich-Mitchell, cuja diferença de tensões é de -0,83 kN/m.

O método Teixeira (2003) e K-Stiffness (2003) apresentam formatos parecidos da distribuição de tensões ao longo da altura do muro (Figura 83). O método K-Stiffness (2003) apresenta resultados subestimados de tensão máxima em todas as camadas do muro, quando comparado aos métodos de Teixeira (2003) e Ehrlich-Mitchell (1994).

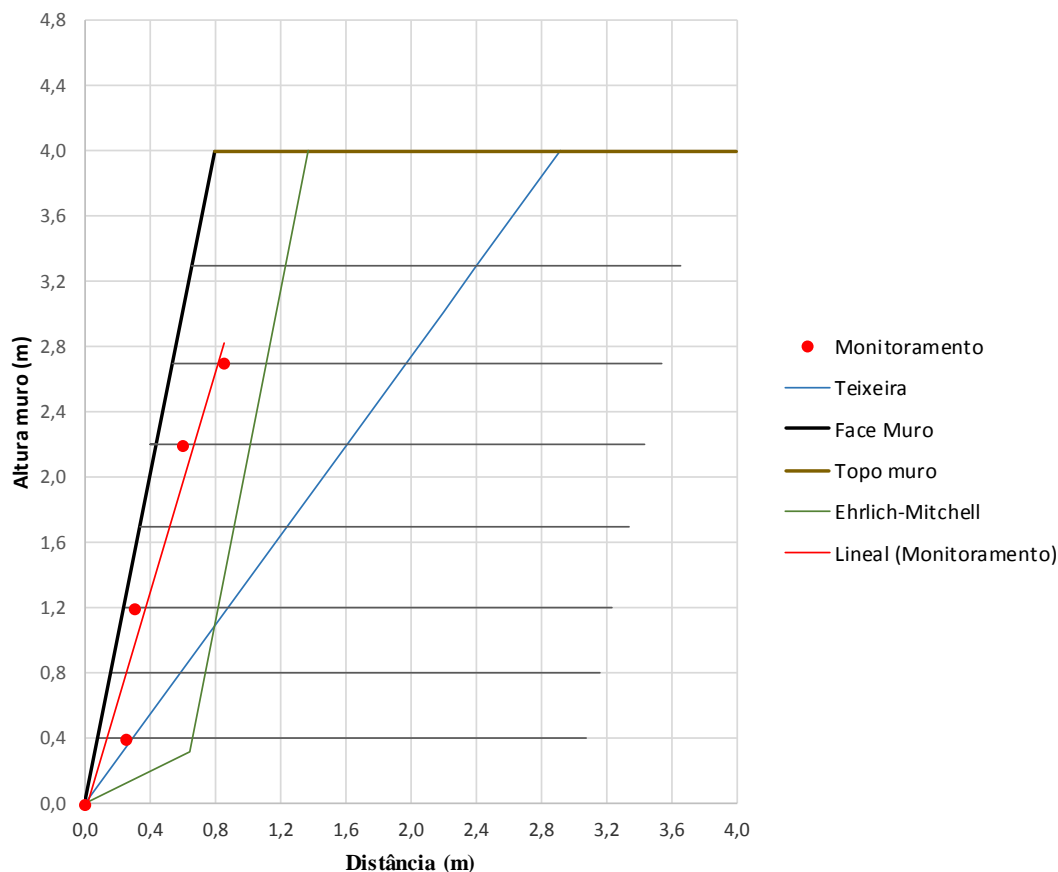
Os dados monitorados apresentam maiores deformações nas camadas superiores (Figura 83) onde os espaçamentos entre as inclusões são maiores, como é mostrada na altura 3,3 m a deformação foi de até 15%.

Na Figura 84 observa-se que a superfície de ruptura monitorada se aproxima mais à superfície do método de Ehrlich e Mitchell (1994).

Com relação aos deslocamentos, Teixeira (2003) estima um deslocamento de $\delta_{\text{Teixeira}} = 74$ mm, enquanto o deslocamento do monitoramento calculou-se indiretamente pelo maior valor de deformação (15%), que se encontra altura de 3,3 m, o qual se teve como resultado um deslocamento de face de 75 mm.

BENJAMIM (2006) relata que em primeira instancia houve a falha do envelopamento na penúltima inclusão e neste se constatou deslocamentos progressivos durante a construção, cuja face ficou quase a 90° em relação à horizontal, este fato ocorreu pelo aumento do conteúdo de umidade devido às chuvas, razão pela qual se fez a reconstrução das últimas camadas com uma longitude maior do envelopamento.

FIGURA 84 - COMPARAÇÃO ENTRE SUPERFÍCIES DE RUPTURA – MURO 2



FONTE: O autor (2016).

4.3.3 Muro 6

O muro 6 é o único dos muros analisados com solo coesivo, a seguir apresentam-se o Quadro 34 e a Figura 85, com valores de tensão máxima para as camadas de reforço previstas pelos métodos de dimensionamento e pelos resultados do monitoramento.

QUADRO 34 - RESUMO DAS TENSÕES MÁXIMAS EM CADA MÉTODO – MURO 6

H (m)	Tensão máxima (kN/m)			
	Teixeira (2003)	Monitorados BENJAMIM (2006)	K- Stiffness (2003)	Ehrlich – Mitchell (1994)
4,0	0,00	0,00	0,00	0,00
3,6	0,20	0,09	0,33	0,12
3,2	0,24	0,10	0,49	0,12
2,8	0,27	0,11	0,65	0,19
2,4	0,30	0,12	0,82	0,25
2,0	0,32	0,12	0,82	0,31
1,6	0,33	0,12	0,82	0,37
1,2	0,35	0,12	0,82	0,44
0,8	0,37	0,11	0,82	0,45
0,4	0,38	0,10	0,49	0,45

H (m)	Tensão máxima (kN/m)			
	Teixeira (2003)	Monitorados BENJAMIM (2006)	K- Stiffness (2003)	Ehrlich – Mitchell (1994)
0,0	0,00	0,00	0,16	0,12
ΣT_{max}	2,75	0,99	6,21	2,81

FONTE: O autor (2016).

A priori nos resultados obtidos como um ângulo de atrito de 27° e coesão de 54 kPa pelos métodos Teixeira (2003), Ehrlich-Mitchell (1994) e K-Stiffness, conduzem à conclusão que o muro 6 não precisa de reforço.

A obtenção dos resultados de tensão no método Teixeira (2003) realizou-se com a mobilização das forças devido à coesão (até 8 kPa), para a obtenção do deslocamento de face $\delta_{Teixeira}$ próximo ao deslocamento do monitoramento δ_{face} .

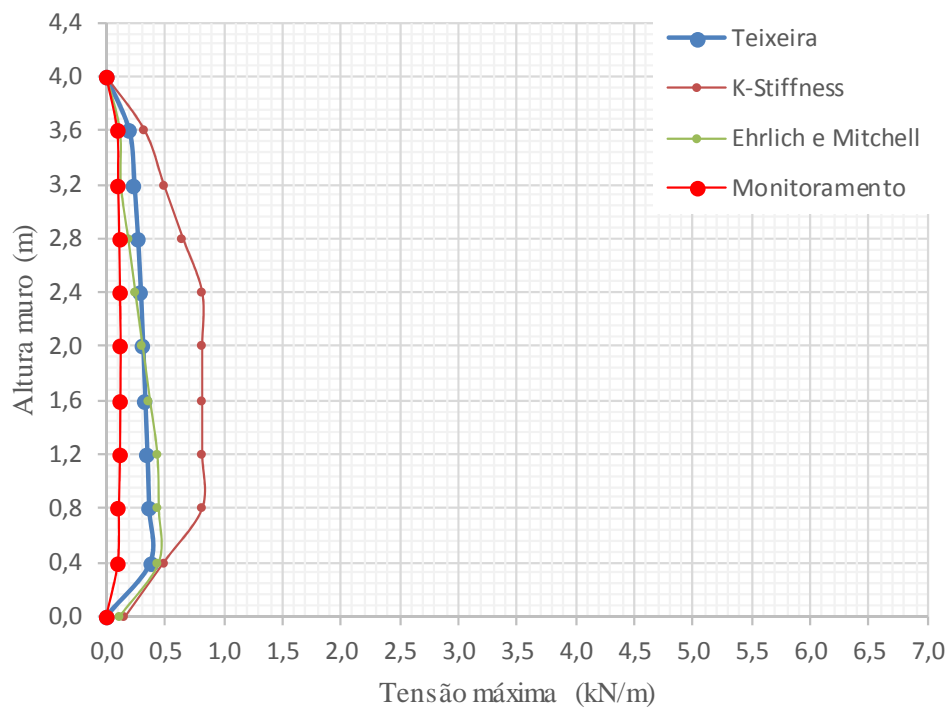
A diferença entre a somatória de tensões ΣT_{max} entre o método Teixeira (2003) e os monitorados é de 1,76 kN/m, e a diferença entre Teixeira (2003) com Ehrlich-Mitchell é de -0,06 kN/m.

As tensões obtidas pelo método K-Stiffness (2003) ao contrário com aquelas que ocorreram com os granulares apresentam-se superestimadas em relação aos valores encontrados pelo método Teixeira (2003). Os valores de tensão monitorados apresentam-se baixos e, o valor de Tensão máximo encontrado é de 0,12kN/m.

A superfície de ruptura monitorada entre as alturas de 0,00H até 0,50H encontra-se mais próxima à proposta por Teixeira (2003), como se verifica na Figura 86.

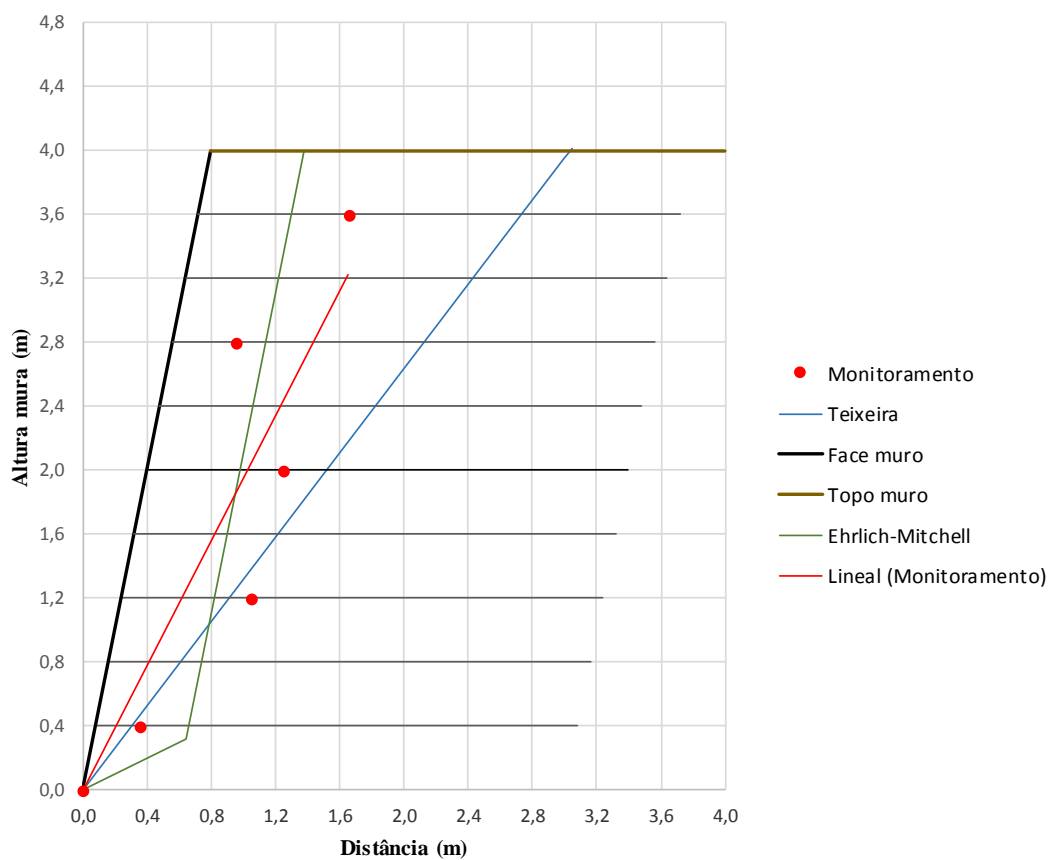
O deslocamento de face previsto pelo método de Teixeira (2003) é 0,83 mm e o valor monitorado é 1,18 mm. BENJAMIM (2006) verificou que nos períodos de precipitações as medições de deslocamentos de todos os protótipos tiveram aumentos significativos, atribuído ao aumento de umidade e por consequência o aumento do peso específico do solo.

FIGURA 85 - TENSÃO MÁXIMA VS. ALTURA DO MURO 6



FONTE: O autor (2016).

FIGURA 86 - COMPARAÇÃO ENTRE SUPERFÍCIES DE RUPTURA – MURO 6



FONTE: O autor (2016).

4.3.4 Muro 8

Os valores de tensão máxima nas inclusões obtidos através dos métodos de dimensionamento e do monitoramento para o muro 8 apresentam-se no Quadro 35 e na Figura 87.

QUADRO 35 - RESUMO DAS TENSÕES MÁXIMAS EM CADA MÉTODO MURO 8

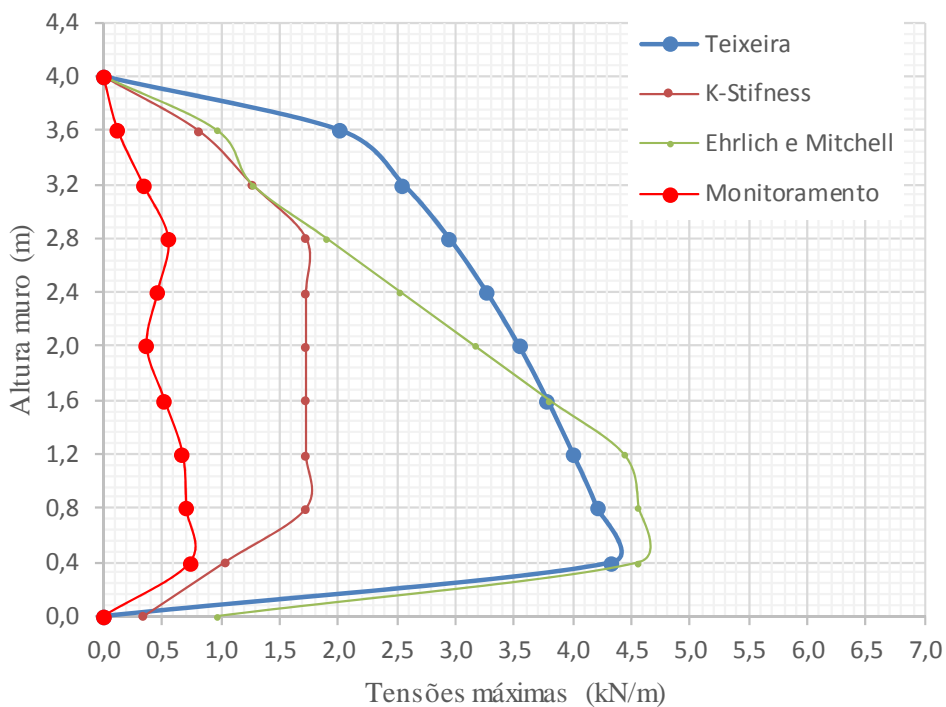
H (m)	Tensão máxima (kN/m)			
	Teixeira (2003)	Monitorados BENJAMIM (2006)	K- Stiffness (2003)	Ehrlich – Mitchell (1994)
4,0	0,00	0,00	0,00	0,00
3,6	2,29	0,12	0,89	0,97
3,2	2,80	0,34	1,39	1,27
2,8	3,15	0,55	1,90	1,90
2,4	3,39	0,46	1,90	2,53
2,0	3,57	0,37	1,90	3,17
1,6	3,72	0,52	1,90	3,80
1,2	3,85	0,68	1,90	4,44
0,8	3,95	0,71	1,90	4,56
0,4	4,00	0,74	1,14	4,56
0,0	0,00	0,00	0,38	0,97
ΣT_{max}	30,71	4,49	15,18	28,17

FONTE: O autor (2016).

Os resultados de tensões máximas dimensionadas no muro 8 são maiores às encontradas no monitoramento. As tensões obtidas pelo método de Teixeira (2003) são próximos ao de Ehrlich e Mitchell (1994) nas camadas inferiores, cuja diferença entre as somatórias de tensões máximas ΣT_{max} é de apenas 2,55 kN/m e a diferença entre a maior tensão máxima encontrada nas inclusões é de -0,56 kN/m localizada à altura de 0,1H. As tensões calculadas por Ehrlich e Mitchell nas camadas superiores do muro apresentam-se menores aos de Teixeira (2003), devido ao equipamento de compactação utilizado, se este for de maior energia de compactação os valores de tensões ficariam mais próximos.

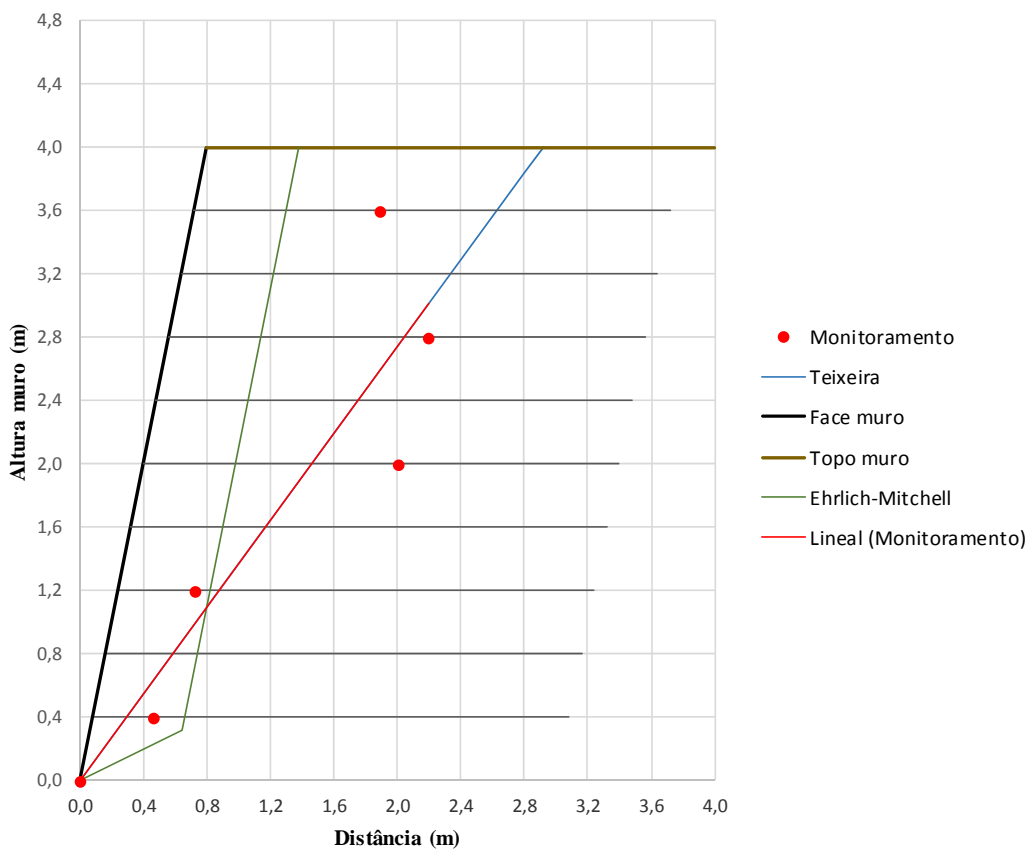
K-Stiffness apresenta resultados de tensões máximas de tração subestimadas em todas as camadas quando comparado aos resultados do método de Teixeira (2003). Nas camadas superiores do muro as tensões máximas de K-Stiffness são parecidas às estimadas pelo método Ehrlich – Mitchell (1994).

FIGURA 87 - TENSÃO MÁXIMA VS. ALTURA DO MURO 8



FONTE: O autor (2016).

FIGURA 88 - COMPARAÇÃO ENTRE SUPERFÍCIES DE RUPTURA – MURO 8



FONTE: O autor (2016).

A superfície de ruptura do monitoramento praticamente é a mesma ao estimado por Teixeira (2003), como se mostra na Figura 88. Em relação aos deslocamentos, Teixeira (2003) estima um deslocamento $\delta_{\text{Teixeira}} = 11$ mm, e a instrumentação mostra um deslocamento de face $\delta_{\text{face}} = 8,63$ mm.

5 CONCLUSÕES

Neste trabalho apresentou-se a utilização dos resultados de tensões máximas no ensaio de arrancamento para o dimensionamento de estruturas de solo reforçado no método de Teixeira (2003), realizou-se comparações destes resultados com os resultados dos métodos de dimensionamento K-Stiffness (2003), Ehrlich- Mitchell (1994) e com os resultados de protótipos de muros instrumentados (BENJAMIM, 2006).

Com base nos resultados de tensões versus deslocamento dos ensaios de arrancamento, nos resultados das tensões máximas nas inclusões previstos pelos diferentes métodos de dimensionamento e nos resultados medidos nos protótipos, concluiu-se:

Ensaio de arrancamento

1. Ensaio de arrancamento com equipamento de pequeno porte permitiram obter bons resultados para obtenção de parâmetros de ajuste à função exponencial proposta por Teixeira (2003).
2. Em alguns ensaios de arrancamento foi reduzido o comprimento da inclusão a 12 cm para obter os resultados de tensão de arrancamento, já que com 25cm o geotêxtil não tecido apresentou ruptura por tração, e o geotêxtil tecido apresentou desfiamento das fibras.
3. Ensaio de arrancamento com solos distintos (coesivos e não coesivos) e com o mesmo geotêxtil tecido, os solos não coesivos apresentaram o ângulo de atrito equivalente solo-geotêxtil maior e a adesão entre solo-geotêxtil apresentou-se maior para os solos coesivos.
- 4.

Métodos de dimensionamento

5. O método apresentado por Teixeira (2003) considera fatores normalmente desprezados na maioria dos métodos usados para determinar esforços nas inclusões, tais como interação solo-inclusão avaliados pelos valores do ângulo de atrito equivalente e adesão.
6. Nos solos não coesivos tensões de arrancamento obtidas pelo método de Teixeira (2003) são próximas ao de Ehrlich e Mitchell (1994) nas camadas inferiores até altura de $0,3H$. As tensões calculadas nas camadas superiores por Ehrlich e

- Mitchell (1994) apresentam-se menores aos de Teixeira (2003), atribuído ao equipamento de compactação utilizado, se este fosse com maior energia de compactação, os valores de tensões entre ambos métodos ficariam próximos.
7. Em muros com solo não coesivos o método K-Stiffness (2003) subestimou as tensões no reforço em todas as camadas comparado com os outros métodos, atribuído possivelmente ao fato de não considerar o efeito da energia de compactação.
 8. No muro com solo coesivo o método K-Stiffness (2003) superestimou os valores de tensão máxima, o método é semi-empírico, por tanto tem uma limitação de aplicação somente a casos similares aos que o fundamentaram.
 9. Os resultados no muro com solo coesivo (muro 6) evidenciam a influência da coesão do solo sobre a solicitação nos reforços. A coesão tende a reduzir as solicitações de carga nos reforços.
 10. O método de Teixeira (2003) apresenta-se apropriado para solos coesivos e não coesivos, mostra resultados próximos a Ehrlich e Mitchell (1994), estes valores mostram resultados acima dos medidos em campo, ou seja, a favor da segurança.
 11. Comparações dos valores de deslocamentos da face medidos em campo com os previstos pelo método de Teixeira (2003), apresentam-se próximos.
 12. Nos muros 6 e 8, onde o módulo de elasticidade é maior, a superfície de ruptura monitorada aproxima-se à superfície de ruptura estimada por Teixeira (2003). Nos muros 1 e 2 onde o módulo de elasticidade é menor, a superfície de ruptura aproxima-se à face.
 13. Tanto o método Teixeira (2003) como Ehrlich-Mitchell (1994) atendem as condições mínimas de equilíbrio das forças atuantes na estabilidade das estruturas das contenções apresentadas.

Com base nos resultados obtidos nesta pesquisa, pode-se concluir que o método de dimensionamento proposto por Teixeira (2003) pode ser aplicado para muros reforçado com geotêxteis tecidos e não tecidos, tanto para solos coesivos e não coesivos.

5.1 SUGESTÕES PARA ESTUDOS FUTUROS.

Para as pesquisas futuras que visarem dar continuação aos estudos desenvolvidos neste trabalho, sobre o dimensionamento de muros reforçados com geotêxtis e os ensaios de arrancamento com equipamento de pequeno porte, sugere-se:

1) Aumentar a base de dados de parâmetros solo-geotêxtil através de ensaios de arrancamento, para realizar comparações das tensões encontradas no método Teixeira (2003) com outros protótipos instrumentados em pesquisas realizadas.

2) Realizar um estudo sobre a influência da redução do comprimento da inclusão do geotêxtil no ensaio de arrancamento de pequeno porte, sobre diferentes tensões de sobrecarga para evitar ruptura por tração do geotêxtil durante o ensaio.

6 REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

- _____. (1984a). NBR 7181 - *Solo: análise granulométrica*. Rio de Janeiro.
- _____. (1984b). NBR 6459 - *Solo: determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.
- _____. (1984c). NBR 7182 - *Solo: ensaio de compactação*. Rio de Janeiro.
- _____. (1986). NBR 6457 - *Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro.
- _____. (1980) NBR 9180 - *Solo: determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.
- _____. (1990). MB 3324 - *Solo: determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos*. Rio de Janeiro.
- _____. (1991). MB 3388 - *Solo: determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos*. Rio de Janeiro.
- _____. (1992). NBR 12568 - *Solo: determinação da gramatura*. Rio de Janeiro.
- _____. (1992). NBR 12569 - *Geotêxteis – Determinação da Gramatura*. Rio de Janeiro.
- _____. (1993). NBR 12824 - *Geotêxteis: determinação de resistência à tração não confinada: ensaio de tração faixa larga*. Rio de Janeiro.
- _____. NBR 12553:2003 *Geossintéticos- Terminologia*
- _____. NBR 12568: 2003 *Determinação da Massa por Unidade de Área*
- _____. NBR 12824:1993 *Geotêxteis – Determinação da Resistência à Tração Não-confinada – Ensaio de Tração de Faixa Larga*
- _____. ASTM D6706-1 Standard Test Method for Measuring Geosynthetic Pullout Resistance in Soil
- _____. ABINT. (2004). *Manual Brasileiro de Geossintéticos*. Associação Brasileira das indústrias de Não tecidos e Tecidos Técnicos.
- ABRAMENTO, M. (1998). *Geossintéticos em estruturas de contenção e taludes íngremes - I*. Curso sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente. Instituto de Engenharia, São Paulo, 32p.
- ALFARO, M.C., MIURA, N. & BERGADO, D.T. (1995). *Soil-Geogrid Reinforcement Interaction by Pullout and Direct Shear Tests*. Geotechnical Testing Journal, (18): 2, 157- 167.
- ALLEN, T.M. BATHURST, R.J., HOLTZ, R.D.; WALTERS, D.; LEE W.F. (2003). *A new working stress method for prediction of reinforcement loads in geosynthetic walls*. Canadian Geotechnical Journal, 40. Pp. 976 – 994.
- ALLEN, T.M. AND BATHURST, R.J. (2001.a). *Application of the Ko-stiffness method to reinforced soil wall limit states design*. Washington State Department of Transportation, Report WA-RD 528.1, 100 pp.
- BAKEER, R.M, AHMED, H.A.R & NAPOLITANO, (1998a). *Pullout and Shear Tests on Geogrid Reinforced Lightweight Aggregate*. Geotextiles and Geomembranes 16, 119-133.

BENJAMIM, C.V.S. (2006). *Avaliação experimental de estruturas em solo reforçado com geotêxtil*. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

BENJAMIM, C.V.S., BUENO, B.S., PALMA, S.L. (2003). *Análise Experimental e Numérica de um Protótipo de Estrutura de Contenção em Solo Reforçado com Geotêxtil*. IV Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, Porto Alegre.

CARVALHO, P.A.S, WOLLE, C.M. e PEDROSA, J.A.B.A., (1986). *Aterro Reforçado com Geotêxtil – Uma Opção Alternativa para a Engenharia Geotécnica*. 8º COBRAMSEF, Porto Alegre.

DANTAS, B. T. e EHRLICH, M. (1999a). *Ábacos para Dimensionamento de Taludes Reforçados sob condições de trabalho*. Geossintéticos'99, Rio de Janeiro.

DANTAS, B. T. e EHRLICH, M. (2000). *Método de análise de taludes Reforçados sob Condições de Trabalho*. Revista Solos e Rochas, ABMS, São Paulo, 23 (2). Pp. 113 – 133.

ELIAS, V.; CHRISTOPHER, B.R.; BERG, R.R. (2001). *Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design & Construction Guidelines*. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Publication No. FHWA-NHI-00-43, 394p.

EHRLICH, M. e MITCHELL, J.K. (1994). *Working stress design method for reinforced soil walls*. *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE, 120(4), 625 – 645. 1994.

FARRAG, K., ACAR Y.B. & JURAN I. (1993). *Pull-Out Resistance of Geogrid Reinforcements*. *Geotextiles and Geomembranes*. (12): 3, 133-159.

GOMES, R.C.; MARTINS, C.C. (2002). *Design and analysis of geotextile-reinforced soil structures in highway applications in Brazil*. *Internacional Conference on Geosynthetics*, 7, Nice, França. p.283-293.

HAYASHI, S., SHAHU, J. T. & WATANABE, K., (1999). *Changes in Interface Stresses During Pullout Tests on Geogrid Strip Reinforcement*. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 22, pp. 32-38.

JEWELL, R.A.; WROTH, C.P. (1987). *Direct shear tests on reinforced sand*. *Geotechnique*, v.37, n.1, p.53-68.

JEWELL, R. A., MILLIGAN, G. W. E., SARSBY, R. W. & DUBOIS, D. (1984) *Interaction Between Soil and Geogrids*. *Proceeding, Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering*, Science and Engineering Research Council and Netlon Limited pp. 18-30.

JEWELL, R.A. (1996). *Soil Reinforcement with Geotextiles*. *Construction Industry Research and Information Association (CIRIA)*, Special Publication 123.

KAKUDA, F. M. (2005). *Estudo de ensaios de arrancamento de geogrelhas com utilização de um equipamento reduzido*. 124p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

KAKUDA, F. M.; BUENO, B. S.; TEIXEIRA, S. H. C. (2006). *Geogrid pullout tests using small scale equipment*. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOSYNTHETICS, 8., 2006, Yokohama. Proceedings... Rotterdam: Millpress, 2006. p. 1443-1446.

KAMIJI, T.S.M.M., (2006). *Fluência de geotêxteis não tecidos através de ensaios confinados*. 134p. Dissertação (mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos/USP, São Carlos.

KOERNER, R. (1994). *Designing with geosynthetics*. Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice Hall, 4a edição., p.760.

KOERNER, R. M. (1999). *Designing with geosynthetics*. 4. ed. Upper Saddle River: Prentice-Hall, 1999. 761p.

LANZ, D (1992). *Estudo da deformabilidade e tensões em estruturas de arrimo reforçadas com geotêxteis*. 170p. Dissertação (Mestrado) - Universidade de Brasília, Brasília.

LOPES, M. L. & LADEIRA, M., (1996). *Influence of the Confinement, Soil Density and Displacement Ratio on Soil – Geogrid Interaction*. Geotextiles and Geomembranes 14, No. 10 pp. 543-554.

McGOWN, A.; ANDRAWES, K.Z.; PRADHAN, S.; KHAN, A.J. *Limit state design of geosynthetic reinforced soil structures*. Sixth International Conference on Geosynthetics. Atlanta, Georgia, EUA, v.1, p.143-179. 1998.

MILLIGAN, G. W. E.; EARL, R. F., BUSH, D. I. (1990). *Observations of photo-elastic pullout tests on geotextiles and geogrids*. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTEXTILES, GEOMEMBRANES AND RELATED PRODUCTS, 4., 1990, The Hague. Proceedings... Rotterdam: Balkema, 1990. v. 2, p. 747-751.

MITCHELL, J.K.; VILLET, W.C.B. (1987). *Reinforcement of earth slopes and embankments*. National Cooperative Highway Research Program Report. n.290.

MIYATA, Y.; BATHURST, R. J. (2008). *Prediction model of reinforcement load for geogrid soil walls with facing batter*. Geosynthetics Engineering Journal, Japan, Chapter of IGS, v. 23, p. 195-200.

NAKAMURA, T.; MITACHI, T.; IKEURA, I. (2003). *Estimating method for the in-soil deformation behavior of geogrid based on the results of direct box shear test*. Soil and Foundations, v. 43, n. 1, p.47-57.

OCHIAI, H., OTANI, J. HAYASHIC, S. & HIRAI, T. (1996). *The Pull-Out Resistance of Geogrids in Reinforced Soil*". Geotextiles and Geomembranes (14): 19-42.

PALMEIRA, E. M. (2004). *Bearing force mobilization in pull-out tests on geogrids*. Geotextiles and geomembranes, v. 22, p. 481-509.

PALMEIRA, E. M.; MILLIGAN, G. W. E. (1989). *Scale and other factors affecting the results of the pullout tests of grids buried in sand*. Géotechnique, v. 39, n. 3, p. 511-524.

PORTELINHA, F. H. M. (2012) *Avaliação experimental da influência do avanço do umedecimento no comportamento de muros de solos finos reforçados com geotêxteis não tecidos*. Tese de doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

RAJU, D.M., LO, S.C.R., GOPALAN M. & GAO, J. (1998). *On Large-scale Laboratory Pull-out Testing*. Geotechnical Engineering Journal (29) No. 2, 123-155.

TEDEMA, Tecnologia de Materiales. Disponível em: <<http://tedema.blogspot.com.br/>> Acessado em: 26 janeiro 2016.

TEIXEIRA, S. H. (2003). *Estudo da iteração solo-geogrelha em testes de arrancamento e a sua aplicação na análises e dimensionamento de maciços reforçados*. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo. 2003.

TEIXEIRA, S.H.C., BUENO, B.S., AND ZORNBERG, J.G. (2007). *Pullout Resistance of Individual Longitudinal and Transverse Geogrid Ribs*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, January, Vol. 133, No. 1, pp. 37-50.

ZORNBERG, J.G.; SITAR, N.; MITCHELL, J.K. (1998). *Performance of geosynthetic reinforced slopes at failure*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v.124, n.8, p.670-683.