Campus de São Carlos

CONSTRUÇÃO E CALIBRAÇÃO DE UM EQUIPAMENTO
DE ENSAIOS DE ARRANCAMENTO DE GEOSINTÉTICOS

AUTOR: SIDNEI HELDER CARDOSO TEIXEIRA

ORIENTADOR: PROF. DR. BENEDITO DE SOUZA BUENO

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

**ESCOLA DE ENGENHARIA
DE SÃO CARLOS**

CONSTRUÇÃO E CALIBRAÇÃO DE UM EQUIPAMENTO DE ENSAIOS DE ARRANCAMENTO DE GEOSSINTÉTICOS

Sidnei Helder Cardoso Teixeira

Dissertação apresentada à Escola de
Engenharia de São Carlos da
Universidade de São Paulo, como parte
dos requisitos para obtenção do título de
Mestre em Geotecnia

ORIENTADOR: Prof. Dr. Benedito de Souza
Bueno

São Carlos
Junho de 1999

Class.	TESE-EESC
Cutt.	5972
Tombo	245/99

S/S 1063203

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC – USP

T266c Teixeira, Sidnei Helder Cardoso
Construção e calibração de um equipamento de
ensaios de arrancamento de geossintéticos / Sidnei
Helder Cardoso Teixeira. -- São Carlos, 1999.

Dissertação (Mestrado) -- Escola de Engenharia de
São Carlos-Universidade de São Paulo, 1999.

Área: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Benedito de Souza Bueno.

1. Geossintético. I. Título.

*A Deus,
meus pais e meu irmão.*

AGRADECIMENTOS

À minha mãe, a maior responsável por mais esse passo em minha vida.

Ao Professor Benedito de Souza Bueno, pela inquestionável boa orientação.

Aos professores, técnicos e funcionários do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos, pela ajuda nos trabalhos e pela boa vontade.

À Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES, pela bolsa de estudos concedida.

À HUESKER do BRASIL, na pessoa do Sr. Flávio Montez, pela doação das geogrelhas utilizadas nos trabalhos.

À SANSUY, pela doação da bolsa de reação.

Aos funcionários da Oficina Mecânica da EESC – USP, pela boa vontade e pela qualidade dos serviços de construção e montagem da estrutura do equipamento.

A Celimar Azambuja pelo conforto nos momentos difíceis.

A todos os colegas da turma de geotecnia de 1997, pela amizade e pela colaboração.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE QUADROS	v
LISTA DE ABREVIATURA, SIGLAS E SÍMBOLOS	vi
RESUMO	x
<i>ABSTRACT</i>	xi
1- INTRODUÇÃO	1
1.1- Necessidade do estudo do arrancamento	1
1.2- Objetivos do trabalho	3
2- REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1- Introdução	4
2.2- Arrancamento em obras de solo reforçado	5
2.2.1- Taludes e muros de arrimo reforçados	6
2.2.2- Reforço de fundações	12
2.3- Interação solo – geogrelha	19
2.3.1- Generalidades	19
2.3.2- Arrancamento em solos granulares	27
2.3.3- Arrancamento em solos coesivos	29
2.4- Avaliação de ensaios de arrancamento	31
2.4.1- Métodos de avaliação dos ensaios de arrancamento	31
2.4.1.1- Método do processo de mobilização	34
2.4.1.2- Método da resistência média	35
2.4.2- O Modelo hiperbólico	37
2.5- Ensaios de arrancamento em geogrelhas	41
2.5.1- Introdução	41
2.5.2- Dispositivos de arrancamento em geogrelhas	43
3- MATERIAIS E MÉTODOS	48
3.1- Introdução	48
3.2- O equipamento de ensaios	48
3.2.1- A caixa de ensaios	49
3.2.2- Sistema de aplicação da força de arrancamento	50
3.2.3- Sistema de aplicação da sobrecarga	51

3.3- A instrumentação	52
3.4- O solo	55
3.5- Os geossintéticos	56
3.6- O programa de ensaios	59
3.7- Procedimentos de ensaio	60
3.8- Metodologia de análise dos ensaios	62
3.9- Utilização da metodologia	65
4- RESULTADOS	69
4.1- Introdução	69
4.2- Apresentação dos resultados	69
4.2.1- Ensaio 01	71
4.2.2- Ensaio 02	75
4.2.3- Ensaio 03	79
4.2.4- Ensaio 04	83
4.2.5- Ensaio 05	86
4.2.6- Ensaio 06	90
4.2.7- Ensaio 07	94
4.2.8- Ensaio 08	97
5- ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	101
5.1- Introdução	101
5.2- Influência do tipo de geossintético	101
5.3- Efeito da sobrecarga	103
5.4- Efeito do comprimento de ancoragem	106
5.5- Efeito dos membros transversais	108
5.6- Mobilização da resistência ao arrancamento	110
5.7- Tensões devido à dilatação	111
5.8- Comparação dos valores experimentais com os previstos	114
5.9- Desempenho do equipamento e qualidade dos ensaios executados	118
6- CONCLUSÕES	120
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	122
APÊNDICE I	130
APÊNDICE II	146
APÊNDICE III	154

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1- Definição dos elementos componentes de uma geogrelha	5
Figura 2.2- Modos de ruptura de uma estrutura em solo reforçado	7
Figura 2.3- Zonas ativa e passiva de um muro reforçado com geossintético..	9
Figura 2.4- Força de arrancamento considerada na análise convencional	10
Figura 2.5- Correlação teórica entre $(\sigma' b / \sigma' v)$ e o ângulo de atrito do solo...	12
Figura 2.6- Influência do número de inclusões no valor de BCR	14
Figura 2.7- Mecanismos de ruptura de fundação assente em solo reforçado	15
Figura 2.8- Esforços máximos nas camadas de reforço	16
Figura 2.9- Ábaco para a determinação dos parâmetros J, M e I	17
Figura 2.10- Ábaco para a determinação dos valores de L_o e X_o	17
Figura 2.11- Relação entre a força de arrancamento e o deslocamento nas junções	20
Figura 2.12- Mecanismo de ruptura por puncionamento	24
Figura 2.13- Efeito dos membros transversais na arrancamento	26
Figura 2.14- Modelo do dente de serra para a dilatância	28
Figura 2.15- Métodos de avaliação da resistência ao arrancamento	33
Figura 2.16- Ajuste do modelo hiperbólico a resultados de ensaios de arrancamento	40
Figura 2.17 - Esquema ilustrativo dos ensaios de cisalhamento direto e de arrancamento	42
Figura 2.18- Movimentos relativos entre o solo e as inclusões, em alguns casos “in situ” e o teste de laboratório correspondente	42
Figura 3.1- Esquema ilustrativo do equipamento de ensaio	50
Figura 3.2- Sistema de aplicação da força de arrancamento	51
Figura 3.3- Célula de tensão total	53
Figura 3.4- Célula de carga	53
Figura 3.5- Transdutor de deslocamento	54
Figura 3.6- O equipamento de aquisição de dados	55
Figura 3.7- Transdutores de descolamento, aquisição de dados, computador e painel de controle de pressão	55
Figura 3.8- Curva granulométrica do solo	56
Figura 3.9- Curva força X deformação da geogrelha Fortrac 35/20-20	58

Figura 3.10- Curva força X deformação da geogrelha Fortrac 200/35-30	58
Figura 3.11- Exemplo de resultados de ensaio de arrancamento	65
Figura 3.12- Curva de deslocamentos ajustada	66
Figura 3.13- Determinação da função deformação específica	67
Figura 4.1- Posições dos transdutores de deslocamentos no ensaio 1	72
Figura 4.2- Deslocamentos da geogrelha no ensaio 1	72
Figura 4.3- Deslocamentos da geogrelha para diversos percentuais da força máxima no ensaio 1	73
Figura 4.4- Resistência mobilizada ao longo da geogrelha, ensaio 1	74
Figura 4.5- Tensões normais sobre a geogrelha, ensaio 1	75
Figura 4.6- Posições de instalação dos transdutores de deslocamentos nos ensaios 2, 3 e 4	76
Figura 4.7- Deslocamentos da geogrelha no ensaio 2	76
Figura 4.8- Deslocamentos da geogrelha para diversos percentuais da força máxima no ensaio 2	77
Figura 4.9- Resistência mobilizada ao longo da geogrelha, ensaio 2	78
Figura 4.10- Tensões normais sobre a geogrelha, ensaio 2	79
Figura 4.11- Deslocamentos da geogrelha no ensaio 3	80
Figura 4.12- Deslocamentos da geogrelha para diversos percentuais da força máxima no ensaio 3	81
Figura 4.13- Resistência mobilizada ao longo da geogrelha, ensaio 3	82
Figura 4.14- Tensões normais sobre a geogrelha, ensaio 3	83
Figura 4.15- Deslocamentos da geogrelha no ensaio 4	84
Figura 4.16- Deslocamentos da geogrelha para diversos percentuais da força máxima no ensaio 4	84
Figura 4.17- Resistência mobilizada ao longo da geogrelha, ensaio 4	85
Figura 4.18- Tensões normais sobre a geogrelha, ensaio 4	86
Figura 4.19- Posições dos transdutores de deslocamentos no ensaio 5	87
Figura 4.20- Deslocamentos da geogrelha no ensaio 5	87
Figura 4.21- Deslocamentos da geogrelha para diversos percentuais da força máxima no ensaio 5	88
Figura 4.22- Resistência mobilizada ao longo da geogrelha, ensaio 5	89
Figura 4.23- Tensões normais sobre a geogrelha, ensaio 5	90
Figura 4.24- Posições dos transdutores de deslocamentos no ensaio 6	91
Figura 4.25- Deslocamentos da geogrelha no ensaio 6	91

Figura 4.26- Deslocamentos da geogrelha para diversos percentuais da força máxima no ensaio 6	92
Figura 4.27- Resistência mobilizada ao longo da geogrelha, ensaio 6	93
Figura 4.28- Tensões normais sobre a geogrelha, ensaio 6	94
Figura 4.29- Posição dos transdutores de deslocamento no ensaio 7	95
Figura 4.30- Deslocamentos da geogrelha no ensaio 7	95
Figura 4.31- Deslocamentos da geogrelha para diversos percentuais da força máxima no ensaio 7	96
Figura 4.32- Resistência mobilizada ao longo da geogrelha, ensaio 7	97
Figura 4.33- Posições dos transdutores de deslocamentos no ensaio 8	98
Figura 4.34- Deslocamentos do geotêxtil no ensaio 8	98
Figura 4.35- Deslocamentos do geotêxtil para diversos percentuais da força máxima no ensaio 8	99
Figura 4.36- Tensões normais sobre o geotêxtil, ensaio 8	100
Figura 5.1- Efeito do tipo de inclusão na resistência ao arrancamento	102
Figura 5.2- Deslocamentos frontais no momento da ruptura	103
Figura 5.3- Variação da resistência ao arrancamento com a sobrecarga aplicada	105
Figura 5.4- Deslocamento frontal no instante da ruptura em função da sobrecarga aplicada	106
Figura 5.5- Influência do comprimento na resistência ao arrancamento	107
Figura 5.6- Influência do comprimento no deslocamento frontal no momento da ruptura	108
Figura 5.7- Curvas força versus deslocamento frontal dos ensaios 1 e 2	109
Figura 5.8- Tensões totais mínimas em função do comprimento	113
Figura 5.9- Comparação entre as resistência prevista e a medida	117
Figura A1.1- Circuito em Ponte de Wheatstone completa	132
Figura A1.2- Deformações radial e circunferencial	138
Figura A1.3- Esquema de instalação da célula de carga	138
Figura A1.4- Esquema de instalação dos extensômetros na célula de carga ..	141
Figura A1.5- Lâmina engastada	143
Figura A1.6- Transdutor de deslocamentos	145
Figura A2.1 – Montagem utilizada na calibração das células de tensão total	146
Figura A2.2- Curva de calibração da CTT 1	147
Figura A2.3- Curva de calibração da CTT 2	147

Figura A2.4- Curva de calibração da CTT 3	148
Figura A3.5- Montagem na calibração da célula de carga	149
Figura A2.6- Curva de calibração da célula de carga	149
Figura A3.7- Montagem da calibração dos transdutores de deslocamento	150
Figura A2.8- Curva de calibração do TD 1	150
Figura A2.9- Curva de calibração do TD 2	151
Figura A2.10- Curva de calibração do TD 3	151
Figura A2.11- Curva de calibração do TD 4	152
Figura A2.12- Curva de calibração do TD 5	152
Figura A2.13- Curva de calibração do TD 6	153
Figura A3.1- Estrutura do equipamento	156
Figura A3.2- Detalhamento individual das peças	157

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 - Características de alguns dispositivos de ensaio de arrancamento projetado por alguns autores	44
Quadro 3.1- Propriedades físicas e mecânica da geogrelha Fortrac 35/20-20	57
Quadro 3.2- Propriedades físicas mecânica da geogrelha Fortrac 200/35-30.	57
Quadro 3.3- Propriedades físicas mecânica do geotêxtil Bidim OP-40.....	59
Quadro 3.4- Programa de ensaios	60
Quadro 3.1- Resumo da série de ensaios de arrancamento	70
Quadro 5.1- Valores mínimos, médios e máximos registrados pelas células de tensão total nos ensaios executados	112
Quadro 5.2- Resumo dos cálculos da previsão da resistência ao arrancamento e comparação com os valores experimentais	116
Quadro A1.1- Resumo do dimensionamento dos transdutores de deslocamentos	145

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

- a_s = área superficial dos membros paralelos à direção do arrancamento.
 A = área plana da geogrelha inserida na zona passiva
 ABNT = Associação Brasileira de Normas Técnicas
 b = largura da manta ou largura da carga aplicada
 B = largura da geogrelha ou largura da carga aplicada
 BCR = fator de capacidade de carga
 c = coesão do solo
 c_a = adesão
 c_u = resistência não drenada do solo
 CTT = célula de tensão total
 d = distância entre as duas junções
 D = diâmetro dos elementos transversais da grelha ou profundidade de apoio da estrutura
 f = coeficiente de resistência de interface
 F_i = força de tração agindo na junção i
 F_{Tmax} = valor máximo da força de arrancamento nos membros frontais
 F_r = parcela da força de máxima de arrancamento
 GG = geogrelha
 GT = geotêxtil
 H = altura de aterro
 i = i -ésima junção da geogrelha
 I = fator adimensional que depende da relação z/B
 J = fator adimensional que depende da relação z/B
 K = coeficiente de empuxo ou coeficiente de proporcionalidade entre força e deformação
 K_a = coeficiente de empuxo ativo
 k_1 = número da rigidez ao cisalhamento
 k_{sf} = rigidez ao cisalhamento inicial
 k_{sb} = rigidez passiva inicial
 L = comprimento de reforço
 L_o = comprimento corresponde à dissipação da tensão vertical devido carga

L_a = comprimento ancorado na zona resistente
 L_r = comprimento do reforço na região ativa ou comprimento na área efetiva
 L_T = comprimento efetivo da geogrelha
 LDR = densidade linear de reforço
 m_1 = expoente da rigidez passiva
 M = fator adimensional que depende da relação z/B
 n = número de camadas de reforço
 n_1 = expoente da rigidez ao cisalhamento
 N = número dos elementos transversais da grelha
 N_c = fator de capacidade de carga para o modo de ruptura geral
 N_{c1} = fator de capacidade de carga para o modo de ruptura por puncionamento
 N_q = fator de capacidade de carga para o modo de ruptura geral
 N_{q1} = fator de capacidade de carga para o modo de ruptura por puncionamento
 P_a = pressão atmosférica
 $PEAD$ = polietileno de alta densidade
 PET = poliéster
 P_t = resistência total ao arrancamento
 P_f = parcela de resistência por atrito na interface
 PP = polipropileno
 P_p = parcela de resistência passiva
 q = a capacidade de carga do solo reforçado
 q_0 = capacidade de carga do solo sem reforço
 q_1 = número de rigidez passiva
 R_b = fator de ajuste da tensão
 R_f = razão de ruptura
 S = espaçamento dos elementos transversais
 S_v = espaçamento vertical das inclusões
 S_x = espaçamento entre elementos transversais
 t = espessura de um elemento longitudinal
 T_i = resistência mobilizada na junção i
 T = esforço de tração no reforço
 T_d = esforço na camada de reforço no ponto de máxima tração
 T_f = resistência ao arrancamento da camada de reforço
 x = posição ao longo do comprimento da inclusão

x_o = distancia do centro da carga ao ponto de máximos esfoços

X_i = deslocamentos na i-ésima junção da geogrelha

W = comprimento dos elementos transversais da geogrelha

z = altura do aterro acima do reforço

α = fator de adesão superficial

α^* = fator de adesão aparente

α_b = fração da área transversal da geogrelha que desenvolve resistência passiva

α_s = fração sólida da área da geogrelha

β = ângulo da zona de ruptura rotacional

δ = ângulo de atrito da interface ou deslocamento da inclusão

δ_b = deslocamento relativo referente à resistência passiva

δ_s = deslocamento relativo referente ao cisalhamento

ΔH = espaçamento entre camadas de reforço

Δk_{sb} = tangente instantânea da rigidez passiva

Δk_{sf} = tangente instantânea da rigidez ao cisalhamento

ε = deformação na inclusão

$\varepsilon_{i,i-1}$ = deformação entre as junções i e $i+1$

ϕ = ângulo de atrito interno do solo

ϕ' = ângulo de atrito aparente de interface

ϕ_{vc} = ângulo de atrito a volume constante

γ = peso específico do solo

γ_w = peso específico da água

μ = coeficiente de atrito solo reforço

π = constante de valor 3,1416

σ'_v = tensão vertical

σ_b = resistência passiva em termos de termos de tensão normal

σ'_b = tensão horizontal nos elementos transversais

σ_n = tensão normal na interface

σ'_n = tensão normal efetiva na geogrelha

σ_{ult} = resistência passiva a uma deformação infinita

τ = tensão cisalhante no solo; tensão cisalhante na interface ou resistência mobilizada

τ_{at} = resistência ao cisalhamento de interface

τ_i = resistência ao arrancamento mobilizada na geogrelha

$\tau_{\text{méd}}$ = resistência média ao arrancamento

τ_{ult} = tensão cisalhante a uma deformação infinita

RESUMO

TEIXEIRA, S. H. C. (1999). *Construção e calibração de um equipamento de ensaio de arrancamento de geossintéticos*. São Carlos, 1999. 157 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Os ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto são os ensaios de laboratório mais usados para mensurar a resistência da interface solo geossintéticos. Em algumas ocasiões somente os ensaios de arrancamento avaliam convenientemente bem o comportamento das inclusões em meio ao maciço de solo. Esse trabalho apresenta um equipamento de ensaios de arrancamento em geossintéticos, de grandes dimensões, e resultados de ensaios executados com ele. Os resultados foram analisados segundo uma metodologia sugerida por Ochiai *et al.* (1996), levemente modificada pelo autor. Dos dados de ensaios de arrancamento, pôde-se concluir que o equipamento se presta à finalidade a que se destina, além disso, analisando-se os resultados segundo o método mencionado, verificou-se que a resistência ao arrancamento de geogrelhas se concentra na sua porção inicial, quando são aplicadas pequenas cargas. À medida que se aumenta a força aplicada, a resistência é gradativamente mobilizada nos trechos posteriores até à ruptura generalizada por arrancamento.

Palavras-chave: equipamento; ensaio; arrancamento; geossintéticos; geogrelha.

ABSTRACT

TEIXEIRA, S. H. C. (1999). *Construction and calibration of an equipment of pull-out test*. São Carlos, 1999. 157 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de Paulo.

The pull-out and direct shear tests are the more used laboratory test for measure the resistance of soil-geosynthetic interface. In some occasions only the pull-out test evaluate well the behaviour of the inclusions amid the massive of soil. This work presents an pull-out test equipment, of great dimensions, and results of tests executed with him. The results were analysed according to a methodology suggested by Ochiai et al. (1996), slightly modified by the author. From the pull-out tests data, it may be concluded that the equipment is rendered to the purpose that it is destined, besides, being analysed the results according to the mentioned method, it was verified that the pull-out resistance of geogrids concentrates in initial portion, when it is applied small loads. When the applied force increases, the resistance is mobilized in the posterior portions and occur to the generalised pull-out rupture .

Word-key: equipment; tests; pull-out; geosynthetic ; geogrids.

1- INTRODUÇÃO

1.1- NECESSIDADE DO ESTUDO DO ARRANCAMENTO

As propriedades mecânicas de resistência e de deformabilidade dos solos são os principais parâmetros utilizados em projetos de obras de terra e influenciam sobremaneira suas segurança e funcionalidade.

Uma forma usual de solucionar problemas geotécnicos, em que os solos utilizados não possuem resistência suficiente para conferir estabilidade à obra, é melhorar suas características mecânicas. Existe um grande número de métodos de melhoria de solos, sendo que cada um se adequa melhor à determinadas situações. Um método recomendado para uma determinada solução pode, em outras situações, não se apresentar viável técnica ou economicamente. Alguns dos métodos de melhoria de solos mais utilizados na atualidade incluem as misturas solo-cal e solo-cimento, compactação dinâmica, inclusões como fibras de aço ou geossintéticos, dentre outros.

Nas últimas décadas vem-se percebendo um rápido crescimento da demanda dos geossintéticos pelos mercados mundial e nacional. Esse fato induz simultaneamente um esforço contínuo dos pesquisadores para adequar as potencialidades destes novos materiais às necessidades do mercado consumidor. Para tal, vêm se desenvolvendo esforços no sentido de caracterizar as propriedades destes materiais, de se adequar ensaios às finalidades a que se destinam e de elaborar métodos de dimensionamento que consideram as características das obras e os materiais utilizados.

As geogrelhas e os geotêxteis são tipos de geossintéticos comumente empregados como elemento de reforço de solo e se mostram eficazes principalmente porque oferecem boa resistência aos esforços a que são submetidos no campo e por promoverem uma adequada interação com o solo circundante.

O reforço introduzido no maciço de solo mobiliza um adicional de resistência ao cisalhamento que só se torna efetivo quando surge uma força de tração na inclusão. Desta forma, a resistência ao arrancamento de uma geogrelha ou um geotêxtil é uma propriedade essencial para o funcionamento das estruturas de solos reforçados e representa, de forma realística, a ação da inclusão no solo.

Arrancamento e cisalhamento direto são os dois ensaios de laboratório mais usados para mensurar a resistência da interface solo - inclusão. Eles estão associados a diferentes procedimentos de ensaio pois envolvem formas dissimilares de carregamento, de mecanismo de ruptura e de condições de contorno. Em vista disso, os parâmetros de resistência de interface nestes ensaios podem, consequentemente, fornecer resultados dissimilares, quando não conflitantes (Farrag *et al.*, 1993).

Em algumas ocasiões, somente o ensaio de arrancamento avalia convenientemente bem o comportamento das inclusões imersas em um maciço de solo. Dessa forma, é importante utilizar o ensaio de arrancamento como técnica de se avaliar o comportamento observado no campo, quando for o caso.

Comparando-se os resultados obtidos entre testes de arrancamento de campo e em laboratório verifica-se que o mecanismo de mobilização da resistência ao arrancamento é similar para os dois casos, de maneira que os dados obtidos a partir de testes de arrancamento realizados em laboratório podem ser usados com o propósito de não apenas esclarecer o mecanismo de arrancamento mas também determinar parâmetros de projeto e de análise (Ochiai, 1996).

1.2- OBJETIVOS DO TRABALHO

Objetiva-se com o presente trabalho:

a) desenvolver um equipamento de testes, de grandes dimensões, capaz de realizar ensaios de arrancamento em geogrelhas e geotêxteis (este equipamento deve permitir o estudo da interação entre o solo e o reforço, segundo diversas condições de confinamento e velocidade de arrancamento, monitorando-se diversas grandezas que variam durante o ensaio).

b) contribuir, com sugestões, para a definição de um procedimento de ensaio condizente com as condições práticas que ocorrem no campo.

c) realizar uma série de ensaios de arrancamento, visando averiguar o efeito do tipo de geossintético, da tensão confinante, do comprimento da amostra e dos membros transversais.

2- REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1- INTRODUÇÃO

O reforço de solo envolve a inclusão de materiais manufaturados no interior do maciço para aumentar a sua capacidade resistente. O seu princípio está baseado no fato dos solos apresentarem boa resistência aos esforços de compressão mas uma resistência relativamente baixa à tração. Desta forma, a inclusão, em posição estratégica, de elementos resistentes à tração, produz um material composto que conjuga as melhores características do solo e do reforço. O material composto resultante é denominado solo reforçado.

As geogrelhas são um dos geossintéticos empregados como elemento de reforço de solo. Mostram-se eficazes como reforço principalmente porque permitem um mecanismo eficiente de interação com o solo.

As geogrelhas são estruturas planas vazadas, em forma de grelha, compostas de membros transversais, membros longitudinais e junções entre eles. Os membros longitudinais são aqueles no sentido do maior comprimento de uma peça, definidos no processo de fabricação. A terminologia usada para descrever as partes componentes das geogrelhas é ilustrada na Figura 2.1. As geogrelhas são mais rígidas que outros tipos de geossintéticos e seu emprego, portanto, é quase que exclusivamente para reforço.

Figura 2.1- Definição dos elementos componentes de uma geogrelha

As geogrelhas podem ser produzidas pela perfuração de chapas, as quais são posteriormente tracionadas em uma ou duas direções com o objetivo de melhorar suas propriedades físicas. Em geral as geogrelhas resultantes desse processo de fabricação apresentam aberturas variando de 1cm a 10 cm, na forma de elipses alongadas, quadrados ou retângulos com cantos arredondados. As geogrelhas podem ser fabricadas a partir de metais, normalmente o aço, ou, como é mais comum, a partir de materiais poliméricos como o polietileno de alta densidade (PEAD), o poliéster (PET) e o polipropileno (PP).

2.2- ARRANCAMENTO EM OBRAS DE SOLO REFORÇADO

Devido às características geométricas e físicas das geogrelhas, elas são quase exclusivamente empregadas para reforço de solo embora, eventualmente, também sejam utilizadas como elementos de separação.

Pode-se enumerar uma grande quantidade de aplicações para o reforço de solos com estes tipos de inclusões: contenção de solo, estabilização de taludes, aterro sobre solo mole, reforço de fundações, dentre outros.

Neste capítulo são tratadas apenas as aplicações mais usuais de solo reforçado com geogrelhas, na qual a resistência ao arrancamento é parâmetro fundamental para garantir a estabilidade da obra.

2.2.1- Taludes e muros de arrimo reforçados

Os taludes e as estruturas de contenção em solo reforçado constituem uma das principais aplicações das geogrelhas. Na literatura especializada está disponível uma diversidade de métodos de projeto e de análise para muros e taludes em solo reforçado com geossintéticos, podendo-se citar, como exemplo, os métodos de Steward *et al.* (1977); Broms (1987); Collin (1986); Bonaparte *et al.* (1987); Leshchinsky & Perry (1987); Schmertmann *et al.* (1987); Gourc *et al.* (1986); Geoservices inc. (1989); Jewell & Milligan (1989); Juran *et al.* (1990); Jewell (1991), etc.

Claybourn e Wu (1993) compararam seis métodos de dimensionamento de muros de contenção e taludes em solo reforçado com geossintéticos encontrados na literatura e verificaram que eles apresentam entre si uma grande variabilidade de resultados. Estes autores concluíram que as diferenças se devem, principalmente, à dificuldade em se definir os fatores de segurança para a obra e para o reforço e, em menor escala, à diferença entre as metodologias de análise do problema.

O projeto de taludes e muros reforçados com geogrelhas é geralmente dividido em duas etapas: a verificação da estabilidade externa e da estabilidade interna. Na verificação da estabilidade externa leva-se em consideração a segurança contra quatro mecanismos clássicos de instabilização de estruturas de contenção: a) deslizamento na base da estrutura de solo reforçado; b) tombamento em torno do pé do muro; c) ruptura do solo de fundação e d) ruptura global por uma superfície envolvendo todo o maciço reforçado. A estabilidade interna é verificada pelo chamado “método de equilíbrio local”, em que cada camada de reforço é analisada de forma independente. No cálculo da estabilidade interna, duas condições devem ser

verificadas: a) arrancamento do reforço e b) ruptura do reforço. A análise da estabilidade interna fornece como resultados a concentração de reforços (espaçamento vertical) e o comprimento das camadas de reforço.

A Figura 2.2 apresenta os diversos mecanismos potenciais de instabilização de um maciço reforçado.

Figura 2.2- Modos de ruptura de uma estrutura em solo reforçado: externa (a,b,c,d) e interna (e,f); adaptado de Bathurst & Simac (1995).

Para se verificar a condição de ancoragem do reforço na zona resistente (estabilidade ao arrancamento) primeiramente se avalia o empuxo horizontal de terra resistido por cada camada para então se determinar a força de arrancamento mobilizada. Existe uma grande dissiparidade na maneira de se determinar os esforços horizontais, como pode ser visto em Claybourn & Wu (1993). Além disto, como mostra Juran (1977), a presença de reforços altera a relação entre tensões e deformações na massa de solo, induzindo, desta maneira, superfícies de rupturas diferentes das que ocorrem em massas de solo não reforçadas.

A resistência ao arrancamento depende, principalmente, do comprimento do reforço ancorado na zona resistente, das propriedades do solo, da geometria da grelha e da tensão confinante.

O comprimento total da geogrelha pode ser dividido em duas parcelas: o comprimento ancorado e o comprimento inserido na zona ativa. A definição destas parcelas irá depender do mecanismo de ruptura adotado. Em alguns métodos, assim como o de Leshchinsky & Perry (1987) admite-se a superfície de ruptura segundo uma espiral-logarítmica. A maioria dos métodos, entretanto, admite uma superfície de ruptura simplificada, como a sugerida por Rankine para a condição de ruptura ativa, ou seja, com plano de ruptura com inclinação de $(45^\circ + \phi/2)$ com o plano horizontal, que parte do pé da estrutura. Para este caso, o comprimento L_r inserido na zona ativa, no caso de um muro, pode ser obtido da Figura 2.3, e dado por:

$$L_r = (H - z) \cdot \operatorname{tg}\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (1)$$

sendo, H a altura do talude e z a altura de solo acima da camada de reforço considerada.

Para um determinado comprimento total, a sua parcela ancorada é dada, portanto, por:

$$L_a = L - L_r \quad (2)$$

sendo L o comprimento total e L_a o comprimento ancorado na zona resistente.

De uma maneira simplificada, a força de tração que solicita uma camada de reforço ao arrancamento, no caso de uma estrutura em solo reforçado sem sobrecargas, pode ser dada por:

$$P = K_a \cdot S_v \cdot \gamma \cdot z \quad (3)$$

sendo S_v o espaçamento vertical entre as camadas de reforço e γ o peso específico do solo acima da camada de reforço, conforme a Figura 2.3.

Figura 2.3- Zonas ativa e passiva de um muro reforçado com geossintético.

Leshchinsky e Perry (1989), entretanto, afirmam que quando é feita uma análise na condição ativa, o comprimento ancorado determinado pode ser insuficiente, visto que no campo pode acontecer uma situação mais crítica devido aos esforços oriundos da compactação ou quando o maciço não se deforma o suficiente para se atingir a condição ativa. Apesar disso, esses autores demonstram que quando se considera a real inclinação da força que estabiliza a zona ativa, os valores de forças admitidas como horizontais, que solicitam o arrancamento da zona ancorada, podem se mostrar muito conservativos. Como geralmente assume-se a condição K_a e não considera-se a inclinação da força de arrancamento, estes erros se compensam parcialmente.

A Figura 2.4 ilustra as componentes da força que atua na inclusão na interface entre as zonas ativas e resistente. Em geral, considera-se na análise convencional do arrancamento a força horizontal F_h como sendo devida ao empuxo ativo.

Figura 2.4- Força de arrancamento considerada na análise convencional.

O reforço deve ter um comprimento tal que esteja suficientemente ancorado no solo de forma a resistir aos esforços de tração oriundos da zona ativa. Para se garantir a estabilidade contra o arrancamento do reforço, calcula-se a força de arrancamento disponível para o comprimento adotado e a compara à força de arrancamento solicitante majorada por um fator de segurança geralmente maior ou igual a 1,5. A força de arrancamento pode ser obtida pelo Método de Jewell (Jewell *et al.*, 1984), a partir da equação:

$$P_t = P_f + P_p \quad (4)$$

sendo: P_t a resistência total ao arrancamento; P_f a parcela de resistência por atrito na interface; P_p a parcela de resistência passiva. A parcela de resistência ao arrancamento devido ao atrito na interface solo-reforço é dada por:

$$P_f = 2 \cdot L_a \cdot b \cdot \gamma \cdot z \cdot \alpha_s \cdot \operatorname{tg} \delta \quad (5)$$

sendo: L_a , comprimento ancorado; b a largura da manta; γ o peso específico do solo acima do reforço; z a altura do aterro acima do reforço; α_s a fração sólida da área da geogrelha e ; δ o ângulo de atrito de interface (para polímeros $\delta \approx 2\phi/3$).

A parcela devida à resistência passiva que se desenvolve em frente aos elementos transversais da grelha é dada por:

$$P_p = L_a \cdot b \cdot \gamma \cdot z \cdot \left(\frac{\sigma'_b}{\sigma'_v} \right) \cdot \left(\frac{t}{S_x} \right) \cdot \alpha_b \quad (6)$$

sendo: σ'_b a tensão horizontal nos elementos transversais; σ'_v a tensão vertical sobre a geogrelha; S_x o espaçamento entre elementos transversais; t a espessura do membro transversal e α_b a fração linear da seção transversal da geogrelha que desenvolve resistência passiva. A resistência total ao arrancamento, portanto, pode ser arranjada da seguinte forma:

$$P_t = L_a \cdot b \cdot \gamma \cdot z \cdot \left(2 \cdot \alpha_s \cdot \text{tg} \delta + \left(\frac{\sigma'_b}{\sigma'_v} \right) \cdot \left(\frac{t}{S_x} \right) \cdot \alpha_b \right) \quad (7)$$

Pode-se obter um valor aproximado da relação σ'_b / σ'_v a partir da Figura 2.5.

Por simplicidade de execução, em nível de projeto, o comprimento das camadas de reforço pode ser uniforme ao longo da altura. Este procedimento faz com que o fator de segurança contra o arrancamento varie de um valor mínimo na camada mais solicitada ,ou seja, na base do muro, a um valor máximo no topo, onde as tensões horizontais são reduzidas. Pode-se otimizar o projeto considerando variações do comprimento (duas e três vezes) ao longo da altura do maciço reforçado. Esta postura proporciona economia, garantindo a segurança da obra.

Figura 2.5- Correlação teórica entre (σ'_b / σ'_v) e o ângulo de atrito do solo.

2.2.2- Reforço de fundações

Em comparação com outras aplicações de solos reforçados, tem-se dado menor ênfase ao estudo de reforço de fundações com geossintéticos. No entanto, o melhoramento da capacidade de carga de fundações rasas e a minimização dos recalques de solos reforçados com geossintéticos vem sendo estudado desde a década de 70.

Apesar deste menor empenho dos pesquisadores em se estudar o reforço do solo de fundação utilizando-se inclusões, pode-se citar trabalhos relevantes como os de: Akinmushuru & Akinbolade (1981); Biquet & Lee (1975); Frigaszy e Lawton (1984); Millovie (1977); Bassett e Last (1978); Sargunan & Hussain (1988); Sreekantiah (1988); Huang & Tatsuoka (1990); Abled-Baki *et al.* (1993); Khing *et al.* (1993).

Nestes vários estudos foram averiguados os parâmetros que governam a capacidade de carga de um solo reforçado. Os principais são o número de camadas, a distância da primeira camada de reforço à base da sapata e o espaçamento horizontal

e vertical das inclusões (Yetimoglu *et al.*, 1994). Verifica-se, no entanto, que apesar dos diversos trabalhos experimentais realizados sobre o tema, poucas propostas analíticas foram elaboradas.

Binquet & Lee (1975) estão entre os primeiros a realizarem um estudo sistemático, propondo uma solução analítica para o problema. Estes autores mostraram que o benefício do reforço ao solo de fundação pode ser avaliado por meio de uma razão de capacidade de carga, BCR, expressa por:

$$BCR = \frac{q}{q_o} \quad (8)$$

Em que q_o é a capacidade de carga da sapata na ausência de inclusão, e q a capacidade de carga da sapata assente sobre o solo reforçado. Dados experimentais obtidos por esses autores mostram que para uma configuração otimizada de reforços, o valor de BCR, na ruptura, varia entre 1,5 a 4,0, dependendo, dentre outros fatores, do critério de definição da ruptura do solo de fundação, por colapso ou por deformação excessiva.

A Figura 2.6 apresenta alguns resultados obtidos de modelos reduzidos sobre a capacidade de carga de solos reforçados. Os resultados ilustram o benefício da introdução de camadas de reforço, principalmente para maiores valores de recalques. Observa-se também que há um número máximo de inclusões a partir do qual não se obtém ganhos no valor de BCR.

Figura 2.6- Influência do número de inclusões no valor de BCR em uma sapata quadrada de 56cm de lado, assente em areia fofa ($D_r=50\%$). (Adaptado de Koerner, 1994).

A Figura 2.7 ilustra os possíveis mecanismos de ruptura que devem ser considerados na análise de fundações sobre solos reforçados: a) ruptura do solo acima das camadas de reforço; b) ancoragem insuficiente das camadas de reforço; e c) ruptura das camadas de reforço.

Figura 2.7- Mecanismos de ruptura de fundação superficial assente em solo reforçado.
(Binquet & Lee, 1975).

As considerações básicas assumidas por Binquet & Lee (1975) para o desenvolvimento de seu modelo consistem na inclusão, em um solo granular, de camadas de reforço com rigidez relativamente alta, sejam tiras metálicas ou geogrelhas poliméricas, comprovadamente rígidas, desenvolvendo boas condições de atrito com o solo.

A seguir discute-se a forma de quantificação da força de tração que solicita as inclusões e da força máxima resistida por elas, para que não haja perda de aderência.

Determinação da força no elemento de reforço

Adotando uma distribuição de tensões sob a fundação de acordo com a teoria de Boussinesq, Binquet & Lee (1975) definem os locais de esforços máximos no reforço, conforme mostra a Figura 2.8. Estes autores desenvolveram um modelo

analítico para a estimativa dos esforços nas diversas camadas de reforço, de acordo com a seguinte expressão:

$$T_{d(z,n)} = \frac{1}{n} \left[J \cdot \left(\frac{z}{b} \right) \cdot b - I \left(\frac{z}{b} \right) \Delta H \cdot q_o \cdot (BCR - 1) \right] \quad (9)$$

Nesta expressão, T_d é a força máxima de tração no reforço, z é profundidade da inclusão, n é o número de inclusões, b a largura da carga aplicada, ΔH o espaçamento entre as inclusões, q_o a capacidade de carga do solo sem reforço, BCR e a razão de capacidade de carga, e I e J são fatores que dependem da relação z/B (Figura 2.9).

Figura 2.8- Esforços máximos nas camadas de reforço - Modelo de Binquet & Lee (1975)

Na Figura 2.9, a distância L_0 corresponde àquela necessária para que a tensão vertical no nível da inclusão seja igual a 1% da tensão aplicada pela sapata. O valor L_0 pode ser determinado pela de teoria da elasticidade, conforme a Figura 2.10. Ainda nessa figura, pode-se determinar o valor de X_0 , que corresponde à linha de esforços máximos na inclusão.

Figura 2.9- Ábaco para a determinação dos parâmetros adimensionais J, M e I.

(Biquet & Lee, 1975)

Figura 2.10- Ábaco para a determinação dos valores de L_0 e X_0 (Biquet & Lee, 1975)

Ancoragem

Para o cálculo da resistência ao arrancamento da porção da geogrelha inserida na zona resistiva do maciço reforçado, considera-se, pelo método proposto por Binquet & Lee (1975), o atrito entre o solo e o elemento de reforço. A carga de arrancamento de um reforço discreto, T_f , a uma profundidade z , é dada por:

$$T_f = 2 \cdot \mu \cdot LDR \left[M \cdot \left(\frac{z}{b} \right) \cdot b \cdot q_o \cdot BCR + \gamma (L_o - x_o) \cdot (z + D) \right] \quad (10)$$

Sendo T_f a resistência ao arrancamento, μ o coeficiente de atrito solo-reforço ($\mu = \tan \phi_f / FS$), LDR a densidade linear de reforço ($LDR = w \cdot Nr$), w = largura de um elemento, Nr o número de elementos por unidade de comprimento da sapata, M , L_o e x_o são fatores que dependem da relação z/b , γ é o peso específico do solo e D a profundidade de apoio da estrutura. A verificação ao arrancamento é feita comparando-se T_f com T_D .

Percebe-se da Equação 10 que a resistência ao arrancamento determinada pelo método de Binquet & Lee (1975) considera apenas a parcela de atrito. Para o caso das geogrelhas essa hipótese se mostra conservativa pois não considera a parcela de resistência passiva desenvolvida pelos elementos transversais da grelha. Essa parcela pode contribuir com percentuais da resistência total que variam desde aproximadamente 25% (Farrag *et al.*, 1993) até cerca de 85% (Bergado *et al.*, 1993). O valor deste percentual depende, principalmente, da geometria e da rigidez da grelha, além do tipo e do grau de compactação do solo

2.3- INTERAÇÃO SOLO - GEOGRELHA

2.3.1- Generalidades

As questões básicas acerca do mecanismo de interação solo - geogrelha no ensaio de arrancamento estão relativamente bem entendidas qualitativamente. Quantitativamente, entretanto, ainda muito há por fazer antes que se tenha bons métodos de previsão, como inferido por Ladeira & Lopes (1995) e por Lopes & Moutinho (1997).

A interação entre solo e geogrelha é mais complexa e mais geral que a que ocorre em tiras ou mantas. Para geogrelhas, a resistência ao arrancamento possui duas componentes: a) resistência de interface e b) resistência passiva dos membros transversais. A resistência de interface, por sua vez, também possui duas componentes: a) resistência de interface solo - reforço, devido ao desenvolvimento de atrito e adesão ao longo da superfície do reforço e b) resistência ao cisalhamento interno solo - solo, pelo desenvolvimento de atrito e coesão nas aberturas das geogrelha. A preponderância de um ou de outro efeito sobre o valor resultante da resistência ao arrancamento depende da relação entre a abertura da geogrelha, do tipo de solo, mais especificamente de sua granulometria, dentre outros, como mostrado por Jewell *et al.* (1984).

Visando esclarecer os mecanismos de interação solo - grelha, Palmeira (1987) realizou ensaios de arrancamento utilizando reforços constituídos por barras de aço galvanizado e, com auxílio de fotoelasticidade, foi-lhe possível fazer as seguintes observações:

- independente do nível de carregamento aplicado, quando os elementos transversais estão afastados entre si, eles comportam-se como isolados e o esforço que leva ao arrancamento fica igualmente repartido entre eles;

- quando os elementos transversais estão próximos o mesmo não ocorre, havendo um desequilíbrio entre as parcelas do esforço resistidas por cada elemento, sendo mais solicitado aquele que está mais próximo ao ponto de aplicação do esforço;
- no caso de geogrelha com um grande número de elementos transversais, a medida que se afasta do ponto de aplicação do esforço de arrancamento, a parcela resistida por cada elemento é cada vez menor.

Quando o reforço é composto de material polimérico, assim como as geogrelhas, bem mais deformável que o aço, se observa que os elementos não se deslocam de modo semelhante, havendo uma distribuição decrescente de deformações desde o elemento mais próximo ao ponto de aplicação do esforço de arrancamento até o mais afastado (Figura 2.11). As parcelas de carga resistidas pelos elementos não serão iguais e a ruptura não ocorre de forma generalizada, envolvendo todo o solo contido pela geogrelha, mas de forma progressiva, iniciando no elemento de solo solicitado pelo elemento transversal mais próximo ao ponto de aplicação do esforço de arrancamento e, em seguida, no elemento vizinho, um após outro, até aquele mais afastado, quando então ocorre a ruptura generalizada (Amorim Jr., 1992).

Figura 2.11- Relação entre a força de arrancamento e o deslocamento de várias junções entre membros transversais e longitudinais. (Ochiai *et al.*, 1996)

Pesquisas mostram que a ação confinante do solo circundante afeta de forma significativa o comportamento do conjunto solo - geogrelha. Ladeira e Lopes (1996) afirmam que a resistência ao arrancamento aumenta continuamente com o aumento da tensão de confinamento e definem um coeficiente de resistência de interface do solo:

$$f = \frac{\tau}{\sigma_n \cdot \operatorname{tg}(\phi)} \quad (11)$$

sendo τ e σ_n as tensões cisalhante e normal na interface respectivamente, ϕ é o ângulo de atrito interno do solo. Estes autores encontraram valores de f variando entre 0,45 a 0,65, dependendo da tensão confinante aplicada, verificando, dessa forma, que o aumento na tensão normal não corresponde a um aumento linear na resistência ao arrancamento. Pode-se perceber que este modelo é muito simplificado e não considera uma série de fatores que interferem no mecanismo de resistência ao arrancamento de geogrelhas, como a adesão solo inclusão, arqueamento do solo, etc.

Como visto, a densidade do solo influencia na resistência ao arrancamento e também afeta a deformabilidade da grelha no interior do solo. De uma forma geral, pode-se dizer que um aumento na densidade do solo conduz a maiores resistências ao cisalhamento do solo e da interface solo – geogrelha (Lopes e Ladeira, 1996). Quando a densidade do solo aumenta, o módulo de rigidez da interface também aumenta e o comprimento necessário para suportar o esforço de arrancamento diminui.

A geogrelha em si, no geral, é pouco compressível e, embora alguns tipos tenham a superfície estriada, os parâmetros de interface das áreas cheias são quase sempre menores do que os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo. O que se observa, no entanto, é que o solo que ocupa as áreas vazias da geogrelha sofre uma forte ação de corte, em que se associam efeitos de fluxo plástico do solo cortado pelos membros transversais da geogrelha e ações cisalhantes solo - solo e entre o solo e as áreas cheias da geogrelha. Nessas condições o solo pode dilatar-se de forma

intensa. Schlosser & Elias (1978), realizando testes em aterros reforçados com tiras metálicas corrugadas, demonstram que, para pequenas alturas de aterro, o coeficiente de atrito aparente entre o solo e a inclusão apresenta valores muito elevados, devido ao aumento das tensões normais sobre as inclusões por efeito da dilatação. Para alturas de aterro superiores a 6 m, este efeito praticamente desaparece, fazendo com que o coeficiente de atrito aparente solo inclusão apresente valores muito menores.

As medidas de dilatação registradas durante o arrancamento do reforço podem fornecer informações valiosas sobre o ganho de resistência cisalhante na interface quando a dilatação é impedida, sob condições de campo. Guilloux *et al.* (1979), indicam que a dilatação influencia sobremaneira o comportamento do maciço reforçado e ressalta que a simplicidade do monitoramento da dilatação no laboratório, em ensaios de arrancamento, é uma boa razão para que ela seja sempre medida.

A magnitude da resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da interface solo - reforço depende sobretudo do tipo de reforço. No caso de geogrelha, a resistência ao arrancamento é primariamente mobilizada pelos atrito e adesão superficial, que precisam apenas de um pequeno deslocamento relativo para serem totalmente mobilizados. A resistência passiva dos elementos transversais é mobilizada posteriormente e ocorre para maiores deslocamentos (Farrag *et al.*, 1993), principalmente para geogrelhas que possuem elementos transversais com pequena rigidez à flexão. Como o solo reforçado é um material composto, as deformações do solo e do reforço precisam ser compatíveis.

A interação solo geogrelha, como visto, compõe-se das parcelas de adesão, atrito, coesão e capacidade de carga. A avaliação deste último tipo pode ser feita considerando que os membros transversais da grelha são análogos a uma série de sapatas alongadas sucessivas que fazem 90° com a direção do arrancamento (Bergado *et al.*, 1994). Mineiro (s/d) apresenta um modelo para cálculo de tirantes ancorados por um elemento tridimensional. Ele considera o elemento de ancoragem como uma

sapata assente em profundidade e sugere que se utilize uma formulação convencional para o cálculo da capacidade de carga da sapata para esse caso. Essa situação assemelha-se bastante à que ocorre no arrancamento de geogrelhas. Dados experimentais de Lopes & Moutinho (1997) mostram que ação dos membros transversais produz curvas força de arrancamento versus deslocamento da geogrelha com um pico de ruptura característico de materiais de comportamento do tipo frágil, para o que contribuem também o tipo de solo e seu grau de compactação.

Modelos teóricos de previsão da carga de arrancamento são também encontrados na literatura. Dentre eles cita-se o de Jewell *et al.* (1984) estabelecido para geogrelhas trabalhando em condições drenadas. Neste método, além do atrito que se desenvolve no contato da área exposta da geogrelha, considera-se a capacidade de carga dos membros transversais. Dois mecanismos de resistência passiva foram propostos para estimar a máxima resistência ao arrancamento, chamados de modo de ruptura geral e modo de ruptura por puncionamento (Jewell *et al.*, 1984), os quais fornecem os limites superior e inferior dos resultados obtidos nos testes de arrancamento.

A expressão de resistência ao arrancamento para o primeiro mecanismo é baseada nas equações de capacidade de carga de Terzaghi - Buisman, para o segundo, no modo de ruptura por puncionamento de fundações rasas. A resistência ao arrancamento (T_f) para o primeiro mecanismo é dada por:

$$\frac{T_f}{N \cdot W \cdot D} = cN_c + \sigma'_v \cdot N_q \quad (12)$$

em que N , W e D são respectivamente o número, o comprimento e o diâmetro dos elementos transversais da grelha, c é o intercepto de coesão do solo, σ'_v é a tensão normal vertical e

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \phi/2) \quad (13)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cotan(\phi) \quad (14)$$

onde ϕ é o ângulo de atrito interno do solo.

Esta equação fornece uma envoltória superior para a capacidade ao arrancamento de solos reforçados com grelhas (Palmeira & Milligan, 1989b; Jewell, 1990 e Shivashankar, 1991). A equação para o cálculo da resistência ao arrancamento para o segundo mecanismo, Figura 2.12, tem a mesma forma da equação anterior, mas os fatores N_q e N_c são substituídos por.

$$N_{q1} = e^{(\pi/2 + \phi) \tan \phi} \tan(45^\circ + \phi/2) \quad (15)$$

$$N_{c1} = (N_{q1} - 1) \cotan(\phi) \quad (16)$$

esta equação gera uma envoltória inferior para a capacidade ao arrancamento de solos reforçados com grelhas (Palmeira & Milligan, 1989a; Jewell, 1990; Shivashankar, 1991).

Figura 2.12- Mecanismo de ruptura por punção. (Jewell *et al.*, 1984)

Bergado *et al.* (1993) mostram ainda que o mecanismo de ruptura por arrancamento é uma função da relação S/D (espaçamento dos elementos transversais / diâmetro destes elementos), do teor de umidade do solo e da rigidez do solo quando comparada com a dos membros transversais. Aumentos do teor de umidade, da tensão normal vertical ou da relação S/D conduzem a mecanismos de ruptura que se aproximam de uma ruptura geral. Esses autores ensaiaram geogrelhas de aço com membros transversais bastante espessos e obtiveram que a carga resistida pelos elementos transversais de grelhas constituem entre 85% a 90% da resistência total ao arrancamento, enquanto a resistência de interface dos elementos longitudinais contribui com o restante.

Com geogrelhas extensíveis, entretanto, a relação entre resistência passiva e resistência de interface pode ser diferente daquelas encontradas para grelhas de aço. A Figura 2.13 apresenta os resultados de ensaios de arrancamento em geogrelhas realizados com e sem elementos transversais. Os resultados fornecem uma idéia da contribuição da resistência passiva dos elementos transversais na carga de arrancamento total. A resistência de interface constituiu, em média, 75% da carga de arrancamento, no caso da geogrelha utilizada. Nota-se também que a resistência passiva ao longo dos elementos transversais é mobilizada para altos níveis de deformação resultando numa resistência pós-pico maior. O nível de deformação necessário para mobilizar a resistência passiva dos elementos transversais pode variar com uma grande diversidade de fatores como o tipo de geogrelha, o tipo de solo, a pressão confinante, etc.

Figura 2.13- Efeito dos membros transversais no arrancamento (Farrag *et al.*, 1993)

Chang *et al.* (1995), entretanto, com base também em dados de testes, afirmam que em solos granulares pedregulhosos, sob confinamento mediano, a resistência passiva do solo é o principal contribuinte para a resistência ao arrancamento de geogrelhas poliméricas, porém, em solos com granulometria fina sob confinamento mediano, a porção de resistência ao arrancamento composta pela resistência passiva decresce significativamente.

Em projetos de estruturas de solo reforçado, a capacidade do geossintético resistir ao arrancamento é comumente calculada usando-se a seguinte equação empírica:

$$T_f = 2 \cdot A \cdot f \cdot \sigma'_n \cdot \tan(\phi') \quad (17)$$

em que: T_f é a resistência de arrancamento, A é a área plana da geogrelha inserida na zona passiva o maciço de solo, f o coeficiente de resistência de interface solo - geogrelha, σ'_n a tensão normal efetiva na geogrelha e ϕ' é o ângulo de atrito efetivo do solo.

O valor de f depende de: a) percentagem de área aberta do geossintético; b) atrito de interface solo - geossintético; c) área das superfícies resistentes perpendiculares à força de arrancamento; d) rigidez à flexão dos elementos transversais da geogrelha e relação entre os grãos do solo com a abertura da geogrelha, e) comprimento enterrado utilizado no teste e f) dissipação das tensões ao longo do geossintético.

A Equação 17 considera as parcelas de resistência passiva e de interface empiricamente, não permite que se faça uma avaliação destes fatores separadamente. Entretanto essa equação é de utilização muito comum na prática da engenharia.

2.3.2- Arrancamento em solos granulares

Para o caso de solos granulares, a abertura das geogrelhas pode permitir que partículas de solo encaixem-se entre as nervuras, aumentando assim sua resistência ao arrancamento. A resistência da interface solo - geogrelha depende do tipo de solo e da rugosidade da superfície da geogrelha enquanto que a contribuição da resistência passiva do solo ao longo das nervuras transversais para a resistência ao arrancamento global depende de muitos fatores assim como a tensão de confinamento, a geometria da geogrelha, a razão de diâmetros (a razão entre o tamanho médio dos grãos do solo e o tamanho das aberturas da geogrelha), etc. (Farrag *et al.*, 1993).

A resistência atritiva ao longo da inclusão é altamente influenciada pela densidade e confinamento do solo. Sob confinamento elevado os solos tendem a apresentar uma ruptura tipo plástica, características de solos fofos que se contarem ao serem cisalhados. Sob baixo confinamento, os solos bem compactos dilatam-se ou tendem a dilatar-se. Para dilatarem precisam realizar um trabalho adicional, em relação ao esforço normal aplicado. A Figura 2.14 ilustra o modelo do dente de serra para a dilatação dos solos.

Figura 2.14- Modelo do dente de serra para a dilatação (Houlsby , 1991).

Considerando-se o deslizamento em um plano rugoso que tem ângulo de atrito de interface ϕ_{vc} , representado pelos dentes de serra que faz um ângulo ψ com a horizontal, pode-se dizer que a relação entre as tensões normais e cisalhantes é dada por:

$$\frac{\tau}{\sigma_n} = \tan \phi' = \tan(\phi_{vc} + \psi) \quad (18)$$

sendo ϕ' o ângulo de atrito aparente da interface, dado por $(\phi_{vc} + \psi)$ e ϕ_{vc} o ângulo de atrito da interface na situação de volume constante.

Da mesma maneira, quando as inclusões em um maciço de solo denso são solicitadas ao arrancamento, sobre tensões de confinamento moderadas, o solo tende a dilatar no instante que os deslocamentos são mobilizados ao longo da interface do reforço. Nessa situação, o solo envolvendo a interface solo - reforço é impedido de se dilatar, de forma a se ter um ganho na tensão de confinamento. A magnitude da restrição depende do tipo de teste (deformação controlada ou tensão controlada), da densidade do solo, da espessura do solo e da tensão de confinamento. O resultado da dilatação impedida é um aumento na parcela de resistência por atrito e, conseqüentemente, da resistência total.

O efeito da tensão de confinamento na resistência atritiva de reforços tem sido demonstrado por uma série de autores (McGown *et al.*, 1982; Farrag *et al.*, 1993). Um incremento da tensão de confinamento leva a um aumento da resistência passiva do solo nos membros transversais e da resistência por atrito, conseqüentemente a resistência ao arrancamento da geogrelha cresce. A tendência do solo a se dilatar,

entretanto, é reduzida. O efeito do confinamento na transferencia de carga mobilizada ao longo do reforço também é ilustrado na Figura 2.13. A tensão cisalhante na interface solo - geogrelha é mais uniformemente mobilizada ao longo da geogrelha sobre baixas tensões de confinamento. Um aumento no confinamento restringe as deformações e o resultado é um aumento na mobilização de tensões cisalhantes na interface solo – geogrelha, próximo ao ponto de aplicação da força de arrancamento, e uma mobilização da tensão cisalhante inferior nos elementos finais. Desta forma, são necessários menores comprimentos de reforço ancorados para resistir ao arrancamento (Farrag *et al.*, 1993).

2.3.3- Arrancamento em solos coesivos

Em solos coesivos, o surgimento e a dissipação de pressões neutras na interface solo – inclusão solicitada ao arrancamento tem influência direta na sua resistência. Os parâmetros de projeto para as condições de curto prazo, não drenadas e longo prazo, drenadas, devem ser convenientemente avaliados para que se desenvolvam projetos mais racionais.

Christopher & Berg (1990) estudaram o arrancamento em diferentes solos coesivos em condições drenadas e não drenadas. Seus resultados indicam que a variação do teor de umidade resulta significativas variações na resistência ao arrancamento. A magnitude das pressões neutras que surgem durante o ensaio de arrancamento podem ser fortemente influenciada pelo teor de umidade do solo. Os autores ainda fazem uma série de inferências a respeito do arrancamento de geogrelhas em solos finos:

- é necessário mensurar os deslocamentos ao longo do comprimento do reforço para se obter uma exata interpretação dos resultados do ensaio de arrancamento em argilas, especialmente para testes de longo prazo;

- a dissipação das tensões ao longo do comprimento da geogrelha ensaiada deve ser medida para avaliação exata dos parâmetros de arrancamento e;

- os métodos usuais de projeto são aparentemente conservativos na avaliação do arrancamento de solos coesivos.

Ingold (1980) admitiu que a resistência ao arrancamento de uma geogrelha em condições não drenadas, poderia ser expressa por uma equação de formato similar à postulada para resistência ao arrancamento em condições drenadas. Entretanto, Ingold (1983b) mostra que para uma análise em termos de tensões totais, em que a influência da capacidade de carga é pouco significativa, é necessário se considerar os efeitos de adesão na área superficial da grelha paralela à direção da força de arrancamento. Assim, a força T de arrancamento pode ser expressa como:

$$T = N_c \cdot C_u \cdot \Sigma a + \alpha \cdot C_u \cdot \Sigma a_s \quad (19)$$

onde Σa é o somatório das áreas dos membros normais à direção do arrancamento e Σa_s o somatório das áreas superficiais dos membros paralelos à direção do arrancamento. O coeficiente α é o fator de adesão superficial.

O fator de adesão aparente α^* , definido como a relação da tensão de cisalhamento na superfície aparente e a resistência não drenada ao cisalhamento, tem a seguinte forma:

$$\alpha^* = \frac{T}{2(A \cdot C_u)} \quad (20)$$

podendo-se também, pela combinação das equações, escrever:

$$\alpha^* = \frac{(N_c \cdot \Sigma a + \alpha \cdot \Sigma a_s)}{2 \cdot A} \quad (21)$$

O valor de α^* obtido pela equação é um limite superior para o fator de adesão. O autor admite, entretanto, que a teoria apresentada é muito básica e negligencia uma série de pontos importantes como, por exemplo, o efeito da interação da tensão confinante de campo quando o espaçamento dos membros transversais está abaixo de um valor crítico e também o espaçamento entre membros longitudinais, que devem estar coerentes com a resistência da grelha, potencialmente suficiente para transmitir altas cargas de arrancamento.

Apesar da aparente simples obtenção, o parâmetro α para uso em solo reforçado requer pesquisas adicionais. Ingold (1983b) investigou os parâmetros de cisalhamento de geogrelhas segundo três tipos de ensaios: arrancamento, cisalhamento direto e cisalhamento com o reforço inclinado em relação ao plano de corte. Seus resultados indicam que os fatores de adesão são altamente dependentes do método do teste, sendo que o ensaio de arrancamento fornece os menores valores.

2.4- AVALIAÇÃO DE ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

2.4.1- Métodos de avaliação dos ensaios de arrancamento

A maneira com que se dá a distribuição da força de tração ao longo da geogrelha durante o processo de arrancamento depende basicamente da força de arrancamento, da tensão normal vertical aplicada e do tipo de solo. A distribuição de forças de arrancamento durante o ensaio pode assumir características peculiares dependendo da combinação destes fatores.

A necessidade de se realizar ensaios de arrancamento mensurando todos ou somente alguns dos parâmetros depende basicamente da finalidade a que se destina o ensaio. Baseado nisto, os métodos usuais de avaliação da resistência ao arrancamento foram divididos em dois grupos, como ilustrado na Figura 2.15

a) Método do processo de mobilização: em que todo o processo de transferência de esforços é considerado na avaliação da resistência ao arrancamento, Figura 2.15(a).

b) Método da resistência média: que considera um valor médio distribuído para a resistência mobilizada. É sub - classificado em três métodos segundo a forma de determinação dos valores médios de resistência mobilizada, Figura 2.15(b):

b.i) Método da área total: considera que a resistência mobilizada é distribuída uniformemente em toda a área da geogrelha, Figura 2.15(b.i);

b.ii) Método da área efetiva: define a resistência mobilizada a partir da força que atua efetivamente em uma determinada área da grelha , Figura 2.15(b.ii);

b.iii) Método da inclinação máxima: utiliza-se da máxima inclinação da tangente à curva de distribuição de forças na determinação da resistência média, Figura 2.15(b.iii).

Figura 2.15- Métodos de avaliação da resistência ao arrancamento
(Ochai *et al.*, 1996).

O método do processo de mobilização é diretamente aplicável às análises de deformação das estruturas de solo reforçado. O método da resistência média, por sua vez, pode ser usado na análise de equilíbrio limite para estruturas de solo reforçado, na qual se inclui a maioria dos métodos de projeto existentes, normalmente empregados. Ambos os processos são utilizados na avaliação da resistência ao arrancamento em testes de laboratório (Ochai *et al.*, 1996).

Para o entendimento dos métodos de avaliação de resistência ao arrancamento propostos por Ochai *et al.* (1996), é necessário a introdução de alguns conceitos básicos e da notação usada, que são apresentados a seguir:

i = i -ésima junção da geogrelha, contada a partir do ponto de aplicação da carga;
 X_i = deslocamento da i -ésima junção da geogrelha;

$\varepsilon_{i,i+1}$ = deformação da geogrelha entre duas junções adjacentes (i e $i+1$), sendo definida por:

$$\varepsilon_{i,i+1} = (X_i - X_{i+1}) / d \quad (22)$$

onde d é a distância entre duas junções adjacentes (i e $i+1$);

$F_{i,i+1}$ = força de tração correspondente à deformação da geogrelha entre duas junções adjacentes. Esta força é obtida a partir da curva força x deformação da geogrelha em um ensaio de tração não confinada.

2.4.1.1- Método do processo de mobilização

No caso de geogrelhas, que desenvolvem resistência passiva nos membros transversais e resistência de interface em toda a superfície da geogrelha, pode ser feita uma simplificação considerando-se que a resistência efetiva, na direção do arrancamento, atua de forma concentrada em cada junção da grelha. Desta forma, a resistência mobilizada em cada junção assume todo o papel de resistência ao arrancamento em lugar de considerá-la distribuída entre os membros transversais e longitudinais. Esta resistência ao arrancamento concentrada pode ser avaliada como a diferença de forças de tração em cada duas junções adjacentes, definindo-se da seguinte forma:

$$T_i = F_{i-1,i} - F_{i,i+1} \quad (23)$$

onde T_i é a resistência mobilizada na junção (i); $F_{i-1,i}$ a força de tração agindo entre as junções ($i - 1$) e (i); e $F_{i,i+1}$ a força de tração agindo entre as junções (i) e ($i + 1$) da geogrelha. A resistência ao arrancamento mobilizada pode ainda ser dada em termos de força por unidade de comprimento, calculada a partir da resistência concentrada em uma dada junção da grelha, distribuída ao longo da distância de cada duas junções adjacentes, conforme a Equação 24:

$$\tau_i = \frac{T_i}{d} \quad (24)$$

onde τ_i é a resistência ao arrancamento mobilizada na geogrelha entre cada duas junções adjacentes; e d é a distância entre as duas junções. A resistência ao arrancamento nas junções frontais da geogrelha é igual para pequenos valores de força de arrancamento. A variação da resistência mobilizada aumenta monotonicamente com o aumento dos deslocamentos. Então, após um incremento de força de arrancamento, a distribuição de resistência tem um valor de pico em um trecho intermediário da geogrelha (Ochiai *et al.*, 1996).

A resistência ao arrancamento pode ser relacionada linearmente com a tensão vertical, essa relação pode ser expressa utilizando-se a lei de Coulomb para cada nível de deslocamento.

$$\tau_i = f(X_i) \sigma_v \quad (25)$$

onde X_i é o deslocamento da junção i da grelha e $f(X_i)$ uma constante que depende do deslocamento mobilizado em uma junção.

2.4.1.2- Método da resistência média

A maioria dos métodos de dimensionamento de estruturas de solo reforçado são baseados no método de equilíbrio limite, no qual as propriedades de interação entre o solo e o material de reforço é avaliado pelo método da resistência média. Este método de avaliação, entretanto, nem sempre se mostra consistente com a realidade (Ochiai *et al.*, 1996). São apresentados os três métodos de avaliação da resistência ao arrancamento a partir de resultados de ensaios:

(a) Método da área total

A resistência média ao arrancamento é calculada conforme a Equação 26, na qual $F_{T\text{máx}}$ é o máximo valor da força de arrancamento nos membros frontais da grelha; L e B são respectivamente o comprimento e a largura da geogrelha. Este método pode fornecer uma aproximação razoável para o valor da resistência ao arrancamento quando a geogrelha é completamente solicitada e apresenta pequenos alongamentos. Entretanto, quando a porção final da geogrelha não sofre deslocamento, o método fornece um valor subestimado para resistência ao arrancamento. A vantagem é que o método exige apenas o conhecimento da força de arrancamento para a determinação da resistência τ_{med} .

$$\tau_{med} = \frac{F_{T\text{máx}}}{2 \cdot B \cdot L} \quad (26)$$

(b) Método da área efetiva

A resistência é calculada pela Equação 27, sendo $F_{T\text{máx}}$ a força de arrancamento aplicada na geogrelha, F_r uma fração pequena da $F_{T\text{máx}}$ e L_T o comprimento da geogrelha, correspondente à força F_r , que mobiliza a resistência ao arrancamento. Um valor médio, mais realístico, para a força de arrancamento pode ser obtida por este método, pois a força efetiva e a área de interação entre solo e geogrelha são consideradas na avaliação. Entretanto, para se determinar o comprimento efetivo, L_T , o deslocamento de cada junção da grelha deve ser medido no ensaio, bem como a força de arrancamento em frente a geogrelha. Percebe-se que o método da área efetiva ajusta-se bem com o método da área total quando a geogrelha é totalmente arrancada.

$$\tau_{med} = \frac{(F_{T\text{máx}} - F_r)}{(2 \cdot B \cdot L_T)} \quad (27)$$

(c) Método da inclinação máxima

A resistência é calculada pela Equação 28, que expressa a máxima inclinação da tangente da curva de distribuição de força ao longo da geogrelha. Percebe-se que esse método sempre fornece os valores de resistência ao arrancamento superiores aos fornecidos pelos métodos da área total e efetiva. Tanto a força frontal de arrancamento quanto os deslocamentos de cada junção da grelha devem ser medidos no ensaio para ser possível a utilização deste método.

$$\tau_{med} = \left(\frac{dF}{dL} \right)_{m\acute{a}x} \quad (28)$$

2.4.2- O Modelo hiperbólico

O modelo hiperbólico desenvolvido por Clough & Duncan (1971) para interfaces de solo pode ser usada para simular a relação entre a tensão cisalhante e o deslocamento relativo, no ensaio de arrancamento. Uma relação entre a resistência por atrito e adesão e o deslocamento relativo, sob uma determinada tensão normal, pode ser expressa da seguinte forma:

$$\tau_{at} = \frac{\delta_s}{\left[(1/k_{sf}) + (\delta_s / \tau_{ult}) \right]} \quad (29)$$

em que τ_{at} é a resistência ao cisalhamento de interface, δ_s o deslocamento relativo, k_{sf} a rigidez ao cisalhamento inicial; τ_{ult} o valor assintótico da tensão cisalhante a um deslocamento infinito na curva hiperbólica. Na aplicação em métodos numéricos, como no método dos elementos finitos, a expressão acima é diferenciada em relação a δ_s e usa-se a equação da envoltória de Mohr-Coulomb. A tangente da rigidez pode ser expressa como:

$$\Delta k_{sf} = \frac{d\tau_{at}}{d\delta_s} = \left[\frac{1 - R_f \cdot \tau_{at}}{c_a + \sigma_n \cdot \lg(\phi_f)} \right]^2 \cdot k_{sf} \quad (30)$$

em que Δk_{sf} é a tangente da rigidez ao cisalhamento; c_a a adesão; σ_n é a tensão normal na interface; ϕ_f é o ângulo de atrito na interface e R_f é a razão de ruptura, com o valor sempre menor que 1 e considera o fato que τ_{ult} é sempre ligeiramente menor que o valor real da tensão cisalhante na ruptura τ_f . A tangente inicial da rigidez cisalhante é relacionado à tensão normal como:

$$k_{sf} = k_1 \cdot \gamma_w \cdot \left(\frac{\sigma_n}{Pa} \right)^{n_1} \quad (31)$$

onde k_1 = número da rigidez no cisalhamento, n_1 é o expoente da rigidez no cisalhamento, γ_w é o peso específico da água, para tornar os valores de k_1 e n_1 adimensionais, e Pa é a pressão atmosférica. As diferentes constantes nas equações 29 e 30 são obtidas pela realização de ensaios de arrancamento em membros longitudinais da geogrelha, variando-se a tensão normal. Os valores de k_1 e n_1 são determinados plotando-se os dados experimentais de k_{sf} / γ_w versus σ_n / Pa em escalas bi-logarítmicas.

A relação entre a resistência passiva dos elementos transversais e o deslocamento relativo a uma determinada tensão normal, também pode ser obtida pela seguinte formulação hiperbólica:

$$\sigma_b = \frac{\delta_b}{\left[(1/k_{sb}) + (\delta_b / \sigma_{ult}) \right]} \quad (32)$$

em que σ_b é a resistência passiva em termos da tensão normal, δ_b o deslocamento relativo, k_{sb} a rigidez passiva inicial, σ_{ult} o valor assintótico da resistência passiva a um deslocamento infinito na curva hiperbólica. A tangente instantânea da rigidez pode ser

obtida de maneira similar à Equação 30 por diferenciação da Equação 32 com relação a δ_b e usando a equação da capacidade de carga. Esta equação é expressa como:

$$\Delta k_{sb} = \frac{d\sigma}{d\delta_b} = \left[\frac{1 - R_b \cdot \sigma_b}{c \cdot N_c + \sigma_n \cdot N_q} \right]^2 \cdot k_{sb} \quad (33)$$

em que R_b é o fator para considerar que o valor de σ_{bult} real é maior que o valor da tensão na ruptura σ_{bf} , c é a coesão do solo, N_c e N_q são fatores de capacidade de carga. Os fatores de capacidade de carga são determinados a partir do ângulo de atrito interno do solo pelas seguintes equações (Bergado *et al.*, 1994):

$$N_q = \left[\frac{1+K}{2} + \frac{1-K}{2} \cdot \sin(2\beta - \phi) \right] \cdot \sec \phi \cdot \exp(2\beta \cdot \tan \phi) \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (34)$$

$$N_c = \cos \sec \phi \cdot \exp(2\beta \cdot \tan \phi) \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \cot \phi \quad (35)$$

sendo K um coeficiente de empuxo, β é o ângulo da zona de ruptura rotacional que pode ser tomado como $\pi/2$, e ϕ é o ângulo de atrito do solo. Alternativamente, N_c e N_q podem ser obtidos a partir das equações de Peterson & Anderson (1980) e Jewell *et al.* (1984), que fornecem contornos superior e inferior, respectivamente. A rigidez passiva inicial pode também ser relacionado com a tensão normal como:

$$k_{sb} = q_1 \cdot \gamma_w \cdot \left(\frac{\sigma_n}{Pa} \right)^{m_1} \quad (36)$$

onde q_1 é o número da rigidez passiva e m_1 o expoente da rigidez passiva. Estas constantes são também determinadas de maneira similar a k_1 e n_1 na Equação 31.

A Figura 2.16 ilustra a adequação do modelo hiperbólico ao resultados experimentais de ensaios de arrancamento realizados com e sem os elementos transversais.

Figura 2.16- Ajuste do modelo hiperbólico a resultados de ensaios de arrancamento (Alfaro *et al.*, 1995).

Ragui *et al.* (1993) utilizaram o modelo hiperbólico de Clough & Duncan (1971) em uma modelagem com elementos finitos de uma grelha extensível submetida ao arrancamento. Estes autores indicam que a contribuição dos membros transversais da grelha para a resistência ao arrancamento é fortemente influenciada pela sua flexibilidade, especialmente para pequenas forças de arrancamento.

Existem poucos modelos analíticos disponíveis na literatura para simular a relação entre resistência e deslocamento, bem como alongamento ao longo do reforço, quando submetido a uma dada força de arrancamento. Nesta linha, pode-se citar, ainda, o trabalho de Bergado *et al.* (1994) que tem sua validade confirmada pelo razoável ajuste entre valores calculados e resultados de testes de arrancamento.

2.5- ENSAIOS DE ARRANCAMENTO EM GEOGRELHAS

2.5.1- Introdução

As propriedades mecânicas de interação entre solo e geogrelha são fatores importantes para o projeto de estruturas em solo reforçado, como mostrados nos itens anteriores. Como já mencionado, os testes de laboratório mais usados para mensurar as resistências de interface são os ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto. É importante frisar mais uma vez que eles diferem entre si basicamente pela forma com que os esforços são aplicados ao geossintético, pelos mecanismos de ruptura impostos e pelas condições de contorno de cada um. Os parâmetros de resistência da interface obtidos por ambos ensaios podem, conseqüentemente, variar muito de um ensaio para outro e muitas vezes fornecer resultados conflitantes (Farrag *et al.*, 1993). Aliado a isso, o fato de não existir uma padronização para o ensaio de arrancamento talvez possa explicar a discrepância de resultados e conclusões encontrada na literatura. A Figura 2.17 ilustra esquematicamente os ensaios de cisalhamento direto e de arrancamento.

Em algumas ocasiões, o ensaio de arrancamento é o que melhor representa as situações reais de campo (Amorim Jr., 1992), nestes casos, principalmente quando as inclusões são geogrelhas, é considerado como “o mais indicado para a obtenção dos parâmetros de interface”, como atestado por autores como Palmeira & Milligan (1989b), Chistopher & Berg (1990), entre outros.

a) ensaio de cisalhamento direto

b) ensaio de arrancamento

Figura 2.17 - Esquema ilustrativo dos ensaios de cisalhamento direto e de arrancamento.

Collios et al. (1980) sugere que, na prática, a escolha entre o ensaio de arrancamento e o de cisalhamento direto pode ser feita comparando-se os deslocamentos relativos entre o solo e a inclusão. A Figura 2.18 pode ser usada para indicar, para alguns casos típicos, o teste de laboratório mais adequado.

Figura 2.18- Movimentos relativos entre o solo e as inclusões, em alguns casos “in situ” e o teste de laboratório correspondente (Collios et al., 1980)

Na figura anterior, as tensões cisalhantes nas semi caixas e nas inclusões são indicadas por setas. A abcissa do diagrama indica o deslocamento relativo ($u_{s/c}$) do material da semi caixa inferior em relação à semi caixa superior, e nas ordenadas o deslocamento relativo ($u_{g/c}$) entre o geossintético e a semi caixa superior. Assim, a

abscissa representa o ensaio de cisalhamento direto, no qual o geossintético permanece estacionário em relação à semi caixa superior, e a ordenada, o ensaio de arrancamento. Nos setores, ocorrem deslocamentos simultâneos entre as caixas e arrancamento do geossintético.

Uma outra vantagem do ensaio de arrancamento indicada por Ingold (1983a), é que o ensaio permite detectar falhas na estrutura e na fabricação do geossintético, já que o ensaio de arrancamento pode levar à ruptura da interface solo-geogrelha ou da própria geogrelha apenas.

Comparando os resultados entre testes de arrancamento de campo e em laboratório verifica-se que o mecanismo de mobilização da resistência ao arrancamento é similar para os dois casos, de maneira que os dados obtidos a partir de testes de arrancamento realizados em laboratório podem ser usados com o propósito de não apenas esclarecer o mecanismo de arrancamento mas também determinar parâmetros de projeto e análise (Ochiai *et al.*, 1996).

Em algumas ocasiões, portanto, somente os ensaios de arrancamento avaliam convenientemente bem o comportamento das inclusões de geossintéticos em meio ao maciço de solo, quando submetido a determinados tipos de solicitação. Dessa forma, fica demonstrada a importância dos ensaios de arrancamento como uma técnica de se avaliar este comportamento.

2.5.2- Dispositivos de arrancamento em geogrelhas

Diversos autores, em todo o mundo, idealizaram equipamentos capazes de realizar ensaios de arrancamento em geogrelhas, geotêxteis, etc. Algumas características dos equipamentos reportados nos mais recentes trabalhos estão resumidos no Quadro 2.1. Nele são apresentados as dimensões utilizadas, os modos de aplicação da sobrecarga e as medidas efetuadas durante o ensaio.

Percebe-se, do Quadro 2.1, uma tendência à padronização do ensaio de arrancamento. A grande maioria dos equipamentos aplicam uma carga distribuída por

meio de uma bolsa de ar inflável. As medidas realizadas são, em geral: força de arrancamento, deslocamentos dos geossintéticos e dilatação. Alguns dos equipamentos controlam a velocidade de arrancamento. As dimensões da caixa de teste são as características de maior discrepância dentre os tipos de equipamentos listados. As dimensões médias, entretanto, se aproximam de 1000 mm de comprimento, 800 mm de largura e 500 mm de altura.

Quadro 2.1 - Características de alguns dispositivos de ensaio de arrancamento projetado por alguns autores.

Autores	Características dos equipamentos				
	Altura (mm)	Largura (mm)	Comp. (mm)	Sistema de sobrecarga	Medidas efetuadas
Miyata (1996)	220	325	660	bolsa de ar	dilatação, deslocamento e força de arrancamento
Christopher & Berg (1990)	310	600	1220	bolsa de ar	deslocamentos, força de arrancamento
Inglod (1983a)	300	285	500	bolsa de água	força de arrancamento, deslocamento e volume
Ochiai <i>et al.</i> (1996)	200	400	600	bolsa de ar	deslocamento e força de arrancamento
Alfaro <i>et al.</i> (1995)	400	600	1500	bolsa de ar	deformação, deslocamento dilatação e força de arrancamento
Bergado e Chai. (1994)	510	750	1250	bolsa de ar	deformação, deslocamento dilatação e força de arrancamento
Chang <i>et al.</i> (1995)	150	500	400	bolsa de ar	deslocamento, deformação e força de arrancamento
Farrag <i>et al.</i> (1993)	760	900	1520	bolsa de ar	deslocamento, velocidade e força de arrancamento
Ladeira & Lopes (1995)	600	1000	1530	cilindros hidráulicos	deslocamento e força de arrancamento

Um bom modelo experimental do comportamento de geossintéticos submetidos ao arrancamento deve permitir o registo da sua extensibilidade sem restrições. As dimensões da caixa de ensaios são escolhidas, geralmente, de forma a minimizar os efeitos de borda.

Alguns autores recomendam determinadas características dos equipamentos e procedimentos de ensaio que são desejáveis:

(1) o equipamento deve ter a capacidade de realizar ensaios com controle do carregamento, para facilitar a investigação do comportamento do material sob carregamentos de longa duração (Farrag *et al.*, 1993);

(2) Rowe & Ho (1986) demonstraram que as resistências das geogrelhas variam com a velocidade de deformação imposta à amostra ensaiada. É necessário estabelecer o efeito do nível de deslocamento durante o arrancamento, em resultados de diferentes tipos de solos quando se deseja compará-los. Lopes & Moutinho (1997) sugerem uma velocidade de ensaio de 5,4 mm por minuto. Lopes e Ladeira (1996) indicam que um aumento na velocidade do ensaio de arrancamento promove um aumento na rigidez de interface solo-geogrelha e uma redução na capacidade de rearranjo de solos granulares;

(3) a interação entre o solo e as paredes da caixa de ensaios pode afetar os resultados. Alguns pesquisadores inserem membranas lubrificadas ao longo das paredes para promover a minimização do atrito no contorno da caixa (Jewel, 1980);

(4) a interação entre o sistema solo-reforço e a parede rígida frontal podem também influenciar os resultados. Palmeira e Milligan (1989b) utilizaram uma parede frontal com diferentes graus de rugosidade para investigar o efeito do atrito no resultados do arrancamento. Christopher (1976) acoplou placas envoltivas à fenda, por onde passa o geossintético, para transferir o ponto de aplicação da carga para traz da parede rígida. Williams & Houlihan (1987) usaram faces frontais flexíveis;

(5) Brand & Duffy (1987) estudaram o efeito da espessura do solo, no interior da caixa de ensaios, na resistência ao arrancamento de geogrelhas em argila. Seus resultados demonstram que à medida que a espessura do solo aumenta, a resistência ao arrancamento decresce até um mínimo;

(6) diferentes procedimentos de compactação dos solos no interior da caixa de testes produzem diferenças, principalmente no comportamento tensão x deformação. Torna-se, portanto, essencial normatizar o procedimento de compactação de amostras (Farrag *et al.*, 1993). Isto é confirmado por Lopes & Moutinho (1997);

(7) os equipamentos existentes, com poucas exceções, monitoram apenas os deslocamento e resistência na face frontal. Para reforços extensíveis, assim como geogrelhas e geotêxteis, é essencial se monitorar os deslocamentos ao longo da inclusão, de forma a tornar possível se interpretar os mecanismos de transferência de cargas e as resistências ao arrancamento no campo. Koerner (1994) mostra um esquema bastante simples de fazer este acompanhamento utilizando fios inextensíveis presos às junções da grelha.

As medidas de dilatação durante o arrancamento do reforço podem fornecer informações valiosas sobre o ganho de resistência cisalhante na interface quando a dilatação é impedida sobre condições de campo. A simplicidade do monitoramento da dilatação no laboratório torna possível ser incluída na rotina de laboratório em ensaios de arrancamento.

Outros autores, como Farrag *et al.* (1993), fazem outra série de inferências a respeito das características dos equipamentos, visando minimizar os efeitos de borda e acerca dos procedimentos de execução dos ensaios de arrancamento, de forma a se obter, destes ensaios, dados que mais se aproximam da situação encontrada em campo.

Yogarajah & Yeo (1994) afirmam que, devido à natureza visco-elástica dos materiais poliméricos, é de grande importância que se registre tanto os deslocamento quanto a força distribuída ao longo da grelha, promovendo, dessa forma, um melhor entendimento do mecanismo de arrancamento. Essa técnica pode posteriormente ser usada na modelagem de estruturas em solo reforçado.

As sugestões e observações dos autores citados acima podem ser, portanto, decisivas na idealização e confecção de um equipamento eficaz para ensaiar

geossintéticos submetido ao esforço de arrancamento, além de contribuir para normatização dos procedimentos e do projeto de equipamentos deste tipo de ensaio.

3- MATERIAIS E MÉTODOS

3.1- INTRODUÇÃO

Este capítulo descreve o equipamento de ensaios de arrancamento construído especialmente para a elaboração deste trabalho, os materiais utilizados nos testes realizados, os procedimentos de ensaio empregados e o programa de ensaios estabelecido para o desenvolvimento da parte experimental da pesquisa.

3.2- O EQUIPAMENTO DE ENSAIOS

Em linhas gerais, o equipamento é constituído por uma estrutura metálica, desmontável, composta de quatro partes básicas: a) caixa de ensaios; b) sistema de aplicação da força de arrancamento; c) sistema de aplicação da sobrecarga e d) instrumentação.

A estrutura do equipamento é composta por uma série de peças constituídas de chapas, cantoneiras e perfis de aço, formando uma estrutura única e possível de ser desmontada. Cada uma das peças foi construída de forma a resistir aos esforços a que são submetidos durante a sua utilização, sem que sofram deformações tais que possam distanciar da condição de estado de deformação plana imaginada para a caixa de teste e, conseqüentemente, influenciar nos resultados obtidos.

Da estrutura principal do equipamento fazem parte uma base composta por dois perfis metálicos, tipo U 8" x 2" x ¼", a caixa de ensaios e o sistema de reação da força de arrancamento. A base tem comprimento de 3000 mm, metade dela faz parte da caixa de ensaio. Ela possui uma grande inércia à flexão e sua principal função é engastar por um lado a caixa de ensaios e por outro formar a reação à força de arrancamento.

3.2.1- A caixa de ensaios

A caixa de ensaios consiste de uma estrutura de aço, rígida, com seção transversal retangular, com dimensões internas de 480 mm de altura, 700 mm de largura e 1500 mm de comprimento e constituída de chapas de aço com espessura de $\frac{3}{16}$ ". A caixa é reforçada externamente por perfis do tipo U 4 x 2 x $\frac{3}{16}$ " soldados às paredes.

Seis peças independentes compõem a caixa de ensaios: duas paredes laterais, uma parede frontal e uma traseira, a base da estrutura e a tampa. As paredes laterais tem comprimento de 1500 mm e altura de 480 mm. Cada parede é reforçada por seis perfis tipo U 4 x 2 x $\frac{3}{16}$ " espaçados a cada 280 mm, no sentido vertical. As paredes frontal e traseira tem comprimentos de 700 mm e altura de 480 mm, são reforçados por dois perfis tipo U 4 x 2 x $\frac{3}{16}$ ", dispostos nas extremidades superior e inferior das paredes, na posição horizontal. A tampa da caixa tem comprimento de 1500 mm e largura de 700 mm, reforçada com seis perfis tipo U 4 x 2 x $\frac{3}{16}$ ", espaçados a cada 280 mm. A base é composta pelos dois perfis tipo U 8 x 2 x $\frac{1}{4}$ ", mencionados anteriormente, sendo soldados a eles seis perfis tipo U 4 x 2 x $\frac{3}{16}$ " espaçados a cada 280 mm de distância.

As dimensões da caixa foram adotadas objetivando-se minimizar a influência dos efeitos de contorno nos resultados dos ensaios realizados, principalmente das paredes laterais, da tampa e da base. Ainda com a intenção de diminuir os efeitos da proximidade da parede frontal rígida, existe uma manga de aço com 200 mm de comprimento, 600 mm de largura e 20 mm de abertura, que se instala no interior da caixa de ensaios e por onde passa a inclusão a ser ensaiada. Essa manga tem a finalidade de transmitir a força de arrancamento para o interior do solo. A meia altura da parede frontal da caixa existe uma abertura de 20 mm numa extensão de 500 mm, permitindo instalar a manga e a inclusão dentro da caixa e presa à garra. Na parede traseira da caixa existe uma abertura com 10 mm, com 500 mm de extensão, permitindo a passagem de fios inextensíveis para medição dos deslocamentos ao longo da inclusão

A Figura 3.1 mostra um esquema ilustrativo do equipamento de ensaios, onde podem ser visualizados a caixa de ensaios, a base e o sistema de aplicação de força de

arrancamento. No apêndice III pode ser encontrado o projeto da estrutura da caixa de ensaios.

Figura 3.1- Esquema ilustrativo do equipamento de ensaio

3.2.2- Sistema de aplicação da força de arrancamento

Os principais constituintes do sistema de aplicação da força de tração, que controla o arrancamento da amostra, são uma estrutura de reação, um motor elétrico, um redutor mecânico de rotações, um parafuso em barra e rolamentos.

A frequência de rotações promovida pelo motor elétrico é convenientemente ajustada pelo redutor mecânico de rotações e por um jogo de polias e correias que ligam as duas unidades. As rotações, com a frequência ajustada, são transmitidas para um porca por meio de uma corrente de aço e um conjunto de coroa e pinhão. A porca, por sua vez, faz com que um parafuso de rosca trapezoidal, com 23 mm de diâmetro e 400 mm de comprimento, translade no sentido horizontal, guiado por barras laterais que conferem estabilidade ao parafuso, não permitindo que ele gire em torno de seu próprio eixo. O parafuso está ligado, por meio de cabos de aço, a uma garra onde se prende a amostra de geossintético que se pretende ensaiar. Devido ao translado do parafuso e da resistência oferecida pela ancoragem da amostra de geossintético, a inclusão fica sujeita a uma força de arrancamento.

O equipamento permite a realização de ensaios à velocidade constante, que pode ser definida pelo operador. As velocidades usuais de ensaio são 3,0; 4,6 e 6,9

mm/min, que podem se alterada mudando-se a posição de uma correia que liga as polias acopladas ao motor a ao redutor. O equipamento, entretanto, permite que se altere a velocidade de arrancamento para outros valores, bastando, para isso, alterar as dimensões das polias do motor ou do redutor. Este sistema de aplicação de força foi projetado para aplicar uma carga de até 50 kN de tração na amostra de geossintético. A Figura 3.2, a seguir, mostra o sistema de aplicação da força de arrancamento.

Figura 3.2- Sistema de aplicação da força de arrancamento

3.2.3- Sistema de aplicação da sobrecarga

Além da caixa de ensaio e do sistema de aplicação da força de arrancamento, o equipamento conta ainda com um sistema de aplicação de sobrecargas, composto por um colchão inflável e de um painel de controle da pressão. Esse sistema tem o objetivo de simular diversas condições de sobrecarga no solo e, consequentemente, de tensão total na interface solo inclusão, que é um dos principais fatores que influenciam na resistência ao arrancamento.

O colchão de ar inflável é constituído de material à base de PVC, com revestimento interno duplo e ligas de alta resistência, projetada para uma pressão máxima de 150 kPa. O colchão inflável tem as seguintes dimensões: 1500 mm de comprimento, 700 mm de largura e 300 mm de altura. Os critérios de projeto e de utilização do colchão de ar seguem as especificações técnicas da SANSUY S.A.,

empresa responsável pela elaboração da peça, gentilmente cedida ao Departamento de Geotecnia da EESC - USP.

O painel de controle da pressão pneumática é composto por válvulas reguladora de pressão, registros, conexões e por um manômetro digital, que registra a pressão no sistema. Tanto na entrada como na saída do painel estão acoplados mangueiras flexíveis de alta pressão, que se ligam, respectivamente, à rede de ar comprimido do Laboratório de Geotecnia de EESC-USP e à válvula de entrada do colchão pneumático.

Quando se injeta ar comprimido no interior do colchão, ele se infla ocupando todo o espaço vazio existente entre o solo e a tampa da caixa de ensaios. À medida que se aumenta a pressão pneumática no sistema, o colchão reage contra a tampa da caixa de ensaios, que tem os seus movimentos impedidos, e contra o solo, promovendo um carregamento distribuído de magnitude igual à pressão pneumática aplicada no seu interior. Uma importante característica do uso dessa técnica de simulação de sobrecarga é o fato do colchão flexível garantir uma boa distribuição dos esforços sobre a superfície do solo compactado, independente dos movimentos a que o solo for submetido.

3.3- A INSTRUMENTAÇÃO

Durante a execução do ensaio de arrancamento existe uma diversidade de fenômenos que ocorrem e que convém ser mensurados. As principais grandezas que devem ser acompanhadas durante a realização dos ensaios são: a) força de arrancamento; b) sobrecarga aplicada; c) tensão total no solo ao nível da inclusão e d) deslocamento em vários pontos da inclusão.

Para a mensuração dessas grandezas foi utilizado um sistema de instrumentação composto de transdutores de deslocamento, células de carga, células de tensão total e um equipamento de aquisição de dados. Com exceção do equipamento de aquisição de dados, todas as outras unidades da instrumentação foram projetadas e desenvolvidas especialmente para esse trabalho.

Para serem efetuadas medidas de tensão total no solo, tanto sob o colchão de ar inflável quanto ao mesmo nível da inclusão, foram utilizadas células de tensão total do tipo diafragma. As células eram instaladas no interior do solo, com a sua face ativa

na posição horizontal, de forma a registrar as tensões verticais que ocorrem no solo. A Figura 3.3 mostra uma célula de tensão total.

Figura 3.3- Célula de tensão total

O número total de células construídas e usadas neste trabalho são quatro. Elas permitem a realização de leituras de tensão total até um máximo de 150 kPa com resolução de 1 kPa.

A força de arrancamento, aplicada à inclusão, é medida por meio de uma célula de carga, Figura 3.4, instalada entre o parafuso e o cabo de aço, que se liga à garra.

A célula de carga é responsável por transmitir a carga do parafuso para os cabos de aço e, portanto, por ela passa toda a força aplicada pelo sistema. Essa unidade tem a capacidade de medir uma carga máxima de 60 kN, com precisão de 0,01 kN.

Figura 3.4- Célula de carga

Os deslocamentos em diversos pontos da amostra ensaiada são medidos utilizando-se transdutores de deslocamento eletrônicos. Os transdutores de deslocamento também possuem o princípio de funcionamento baseado na extensometria e consistem de laminas de aço inoxidável que sofrem flexão ao serem submetidos ao deslocamento em uma de suas extremidades. Os transdutores de deslocamento são em número de seis, possibilitando leituras de deslocamento em até seis pontos da amostra. Os transdutores de deslocamentos são capazes de realizar leituras de deslocamentos de até 120 mm, com precisão de um décimo de milímetro. A Figura 3.5 apresenta um dos transdutores de deslocamento.

Figura 3.5- Transdutor de deslocamento

Os detalhes de projeto e de construção das células de carga e de tensão total e dos transdutores de deslocamentos podem ser encontrados no apêndice I.

A aquisição de todas as medidas é feita pelo sistema de aquisição de dados ADS 2000 - *Software e Interface Hardware* fabricado pela LYNX TECNOLOGIA ELETRÔNICA, possui 32 canais que permitem acompanhar simultaneamente a variação de até 32 grandezas durante o experimento. As Figuras 3.6 e 3.7 mostram os transdutores de deslocamento e o computador ligados à aquisição de dados.

Figura 3.6- O equipamento de aquisição de dados

Figura 3.7- Transdutores de descolamento, aquisição de dados, computador e painel de controle de pressão

3.4- O SOLO

O solo utilizado no programa experimental deste trabalho é típico de uma vasta área da região central do Estado de São Paulo tendo sido, por isso, selecionado para os ensaios. Um ensaio de granulometria conjunta, realizado segundo a NBR – 7181/84 (ABNT) revela ser o solo uma areia - argilosa, com aproximadamente 32% de argila, 3% de silte e 65% de areia fina e grossa, conforme pode ser verificado na curva granulométrica apresentada na Figura 3.8.

Figura 3.8- Curva granulométrica do solo utilizado nos ensaios

Um ensaio de compactação, executado de acordo com a NBR – 7182/86 (ABNT), indica que o solo apresenta um teor ótimo de umidade de 10,2% e peso específico seco máximo de $18,85 \text{ kN/m}^3$, para a energia do ensaio Proctor Normal. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento, obtidos de um ensaio de cisalhamento direto, executado nas mesmas condições de umidade e de grau de compactação que foram realizados os ensaios de arrancamento, forneceram: coesão de 15 kPa e ângulo de atrito de 36° .

3.5- OS GEOSSINTÉTICOS

No programa experimental foram utilizados dois tipos de geogrelha e um de geotêxtil.

As geogrelhas utilizadas, produzidas pela empresa alemã Huesker Synthetic GmbH, são da marca FORTRAC 200/35-30 e 35/20-20. São geogrelhas flexíveis, produzidas a partir de fios multifilamentos de poliéster de alta tenacidade, organizados em forma de grelha e revestidos por PVC.

As propriedades físicas e mecânicas das geogrelhas Fortrac 35/30-20 e 200/35-30 estão resumidas nos Quadros 3.1 e 3.2. Os dados foram extraídos do catálogo do fabricante dos produtos.

Quadro 3.1- Propriedades físicas e mecânica da geogrelha Fortrac 35/20-20.

Propriedade		Unidade	Valor
Resistência à tração (ABNT NBR 12824)	Longitudinal	(kN/m)	35
	Transversal		20
Alongamento (ABNT NBR 12824)		(%)	12
Resistência à tração de longo prazo (longitudinal)	10 anos	(kN/m)	23
	120 anos		21
Gramatura (ABNT 12592)		(g/m ²)	235
Abertura da grelha		(mm)	20x20
Área aberta		(%)	90

Quadro 3.2- Propriedades físicas mecânica da geogrelha Fortrac 200/35-30.

Propriedade		Unidade	Valor
Resistência à tração (ABNT NBR 12824)	Longitudinal	(kN/m)	200
	Transversal		35
Alongamento (ABNT NBR 12824)		(%)	12
Resistência à tração de longo prazo (longitudinal)	10 anos	(kN/m)	130
	120 anos		120
Gramatura (ABNT 12592)		(g/m ²)	710
Abertura da grelha		(mm)	30x30
Área aberta		(%)	80

Foram realizados ensaios de tração não confinada, aplicando-se uma velocidade constante igual à utilizada nos ensaios de arrancamento, nos elementos longitudinais da geogrelha. As curvas força x deformação obtidas dos ensaios de tração estão mostradas nas Figuras 3.9 e 3.10, a seguir.

Figura 3.9- Curva força X deformação da geogrelha Fortrac 35/20-20

Figura 3.10- Curva força X deformação da geogrelha Fortrac 200/35-30

O geotêxtil utilizado no programa de ensaios é conhecido comercialmente por Bidim OP 40, produzido pela Bidim, BBA Group. Consiste de um geotêxtil não tecido fabricado a partir de filamentos contínuos de poliéster, unidos exclusivamente por agulhagem.

As propriedades físicas e mecânicas do geotêxtil Bidim OP 40 estão resumidas no Quadro 3.3, a seguir. Os dados foram, também, extraídos do catálogo do fabricante.

Quadro 3.3- Propriedades físicas mecânica do geotêxtil Bidim OP-40.

Propriedade	Norma referente	Unidade	Valor
Resistência à tração	ABNT	kN/m	29
Alongamento na ruptura	(NBR 12824)	%	> 40
Resistência à tração (Grab)	ASTM	N	1800
Alongamento na ruptura	D 4632	%	>70
Resistência ao puncionamento	ABNT PNB:02:004-19-10	kN	5,2
Resistência ao rasgo trapezoidal	ASTM D 4533	N	660
Resistência ao estouro	ASTM D 3786	MPa	4,5
Gramatura	ABNT NBR 12592	g/m ²	400
Espessura nominal	ABNT NBR 1212569	mm	3,7

3.6- O PROGRAMA DE ENSAIOS

Foram realizados um total de oito ensaios com os quais se procurou cobrir, da forma mais abrangente quanto possível, alguns parâmetros que influenciam no ensaio, visando-se o melhor aproveitamento dos dados como informação do comportamento dos geossintéticos submetidos ao arrancamento.

Com a configuração de ensaios estabelecida é possível estudar a influência de alguns parâmetros como comprimento da inclusão, o tipo de inclusão, a sobrepressão imposta e a percentagem de área aberta da geogrelha. O Quadro 3.4 resume a configuração dos ensaios realizados neste trabalho. Para facilitar a identificação dos ensaios adotou-se a seguinte convenção:

GSx-111-222

sendo:

GSx: tipo do geossintético: GG1: geogrelha Fortrac 200/35-30

GG2: geogrelha Fortrac 35/30-20

GT: geotêxtil não tecido

111: sobrepressão aplicada: 025; 050 ou 100 kPa

222: comprimento da inclusão em centímetros

Quadro 3.4- Programa de ensaios

Número do ensaio	Identificação do ensaio	Tipo de geossintético	Sobrecarga (kPa)	Comp. da amostra (mm)
1	GG1-025-060/st	Fortrac 200/35-30	25	600
2	GG1-025-060	Fortrac 200/35-30	25	600
3	GG1-050-60	Fortrac 200/35-30	50	600
4	GG1-100-060	Fortrac 200/35-30	100	600
5	GG1-025-035	Fortrac 200/35-30	25	350
6	GG1-025-120	Fortrac 200/35-30	25	1200
7	GG2-025-035	Fortrac 35/30-20	25	350
8	GT-025-035	Bidim OP 40	25	350

3.7- PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

O solo utilizado nos ensaios foi inicialmente peneirado na peneira #4, abertura de 4,8 mm, visando-se eliminar pedregulhos que, porventura, pudessem estar presentes no solo. Posteriormente, corrigiu-se o teor de umidade para o valor do ensaio, ou seja, 10,2%. Como o solo estava mais seco que o necessário para os ensaios, foi necessário umedecê-lo. A correção do teor de umidade se fez parcialmente, em lotes de 50 kg de solo. Os lotes eram pesados, tinham os seus teores de umidade verificados previamente por meio de um “*speed test*”, calculados os volumes de água necessários para se atingir o teor de umidade especificado, molhados e homogeneizados em uma betoneira.

O preenchimento da caixa de ensaios foi feito com o solo compactado no teor ótimo de umidade no grau de compactação de 100%, admitindo-se uma variação de $\pm 0,5\%$. O solo foi compactado em seis camadas sucessivas com 7,5 cm de espessura final. Para isso, utilizou-se um soquete pesando aproximadamente 65 N que caia de uma altura de queda de aproximadamente 15 cm. Para executar a compactação das camadas, mantendo-se o grau de compactação desejado, pesava-se a quantidade de solo necessário para se compactar uma camada de 7,5 cm de espessura na área da caixa e, por meio de golpes com o soquete, compactava-se o solo até se atingir a espessura requerida. Para facilitar a execução das camadas foram feitas no interior da caixa de ensaios marcações referentes ao topo de cada uma das seis camadas.

Após a compactação das três primeiras camadas, perfazendo 22,5 cm de solo compactado, atingia-se o nível de colocação da manga e do geossintético. Desta forma, instalava-se a manga, que é fixada à caixa por meio de parafusos, e a amostra de geossintético, que era esticada por sobre o solo e passando pelo interior da manga. Além disso, prendia-se a inclusão à garra, no lado externo da caixa. A amostra de geossintético ficava comprimida entre as duas partes da garra. O aperto necessário à fixação da amostra era conseguido por meio de parafusos, estrategicamente posicionados, de modo a não danificar a amostra.

Após a instalação da manga, da amostra de geossintético e da garra, instalavam-se os fios de aço inextensíveis, utilizados para mensurar os deslocamentos sofrido pela amostra. Os fios eram encapsulados por mangueiras com diâmetro externo de 5mm, de pequena deformabilidade. As mangueiras tinham a função de promover o livre deslocamento dos fios no seu interior, evitando-se o atrito com o solo que poderia interferir nas medições. Os fios eram ligados aos transdutores de deslocamento que se situavam atrás da parede traseira da caixa de ensaios. Nessa etapa, também eram instaladas as células de tensão total a uma distância de aproximadamente 1 cm acima do nível da inclusão e tinham a sua face ativa voltada para baixo. Essas células tinham a função de mensurar a variação de tensão total, que por ventura ocorressem devido ao fenômeno de dilatação do solo ao ser cisalhado.

Posteriormente à instalação das células de tensão total, a caixa de ensaios era completada com solo compactado. As três últimas camadas eram executadas com a mesma metodologia utilizada para as três primeiras. Quando se concluiu a compactação da última camada instalava-se uma célula de tensão total. Essa célula servia para verificar se a tensão aplicada pela bolsa que realmente era transmitida à superfície do solo.

O colchão inflável era, então, instalado por sobre a última camada. Da superfície da sexta camada até o topo da caixa havia uma distância de 30 mm. Este espaço vazio era posteriormente ocupado pelo colchão de ar, quando inflado.

Os transdutores de deslocamento, as células de tensão total e a célula de carga eram ligadas à aquisição de dados e este, por sua vez, ligado a um microcomputador que coletava e armazenava os dados do ensaio.

A tampa era, então, colocada e fixada por meio de parafusos que a prendia às paredes laterais da caixa. Eram feitas as conexões entre o colchão de ar e o painel de controle de pressão e do painel com a rede de ar comprimido por meio da mangueiras de alta pressão.

Antes de se aplicar a sobrepressão e começar o ensaio propriamente dito ligava-se, com pelo menos uma hora de antecedência, o sistema de aquisição de dados, os transdutores e o microcomputador. Essa providência tinha como objetivo conferir maior estabilidade ao sistema. Após o tempo de uma hora com todo a instrumentação e aquisição de dados ligados, admitia-se que o sistema estava em equilíbrio térmico com o ambiente.

Cada componente da instrumentação tinha a ponte previamente balanceada, via “*software*”, o que era permitido pelo equipamento de aquisição de dados. Cada unidade era zerada e as constantes, que convertiam valores de tensão elétrica em unidades das grandezas envolvidas, inseridas no programa.

Procedia-se, então, o enchimento do colchão inflável, acompanhado-se os valores de pressão aplicados, lidos pelo manômetro digital e pela célula de tensão total. Após atingido o valor da sobrecarga desejada, ligava-se o motor elétrico iniciando o ensaio. Os ensaios eram conduzidos até deslocamentos superiores aos que ocorriam o pico de resistência ao arrancamento, quando, então, era desligado o motor e o ensaio dado por finalizado.

3.8- METODOLOGIA DE ANÁLISE DOS ENSAIOS

A metodologia de análise de ensaio utilizada neste trabalho é derivada do método do processo de mobilização, proposto por Ochiai *et al.*, (1996), descrita anteriormente no item 2.4.

A principal diferença entre a metodologia proposta por Ochiai *et al.*, (1996) e a utilizada na análise dos dados de ensaio deste trabalho, é a utilização de funções ajustadas aos pontos experimentais que atendam a determinadas condições de contorno. O desenvolvimento teórico da metodologia utilizada é apresentado a seguir.

A partir dos resultados do ensaio, plotam-se os valores de deslocamento versus a posição de medida ao longo da inclusão. Obtém-se, dessa maneira, a função

de deslocamento δ , que deve obedecer a algumas condições de contorno que serão mostradas posteriormente. A função deslocamento δ , ao longo do comprimento da inclusão pode ser expressa como:

$$\delta = f(x) \quad (3.1)$$

sendo x , a posição da geogrelha ao longo do seu comprimento.

Pode-se definir uma função deformação ε , como aquela que representa a deformação específica sofrida pela inclusão ao longo de seu comprimento. A função ε pode ser relacionada com a função δ , da seguinte forma:

$$\varepsilon = -\frac{d\delta}{dx} \quad (3.2)$$

ou, alternativamente:

$$\varepsilon = -f'(x) \quad (3.3)$$

De posse da função deformação e da curva força $\times$ deformação da inclusão, obtida de ensaios de tração, pode-se encontrar a força que atua em qualquer seção transversal da geogrelha. Caso a relação entre a força de tração e a deformação do geossintético não seja linear, define-se uma função força F , com a seguinte forma genérica:

$$F = g(\varepsilon) \quad (3.4)$$

ou expressa em termos de x como:

$$F = g(-f'(x)) \quad (3.5)$$

caso a relação seja proporcional, a função F assume a seguinte forma:

$$F = K \cdot \varepsilon \quad (3.6)$$

ou em termos de x como:

$$F = -K \cdot f'(x) \quad (3.7)$$

sendo K o coeficiente de proporcionalidade entre a força e a deformação.

Por fim, define-se a função resistência ao arrancamento, ou simplesmente função resistência, como a variação da força ao longo do comprimento da inclusão, ou seja:

$$\tau = -\frac{dF}{dx} \quad (3.8)$$

De uma maneira genérica, expressa em termos de x , a função resistência pode ser escrita como:

$$\tau = -g'(-f'(x)) \quad (3.9)$$

Caso seja admitida a proporcionalidade na curva força x deformação, a equação 3.9 assume a seguinte forma:

$$\tau = K \frac{d^2\delta}{dx^2} \quad (3.10)$$

Existem algumas condições de contorno que as funções obtidas pela metodologia de interpretação do ensaio devem atender e que são imposições físicas da própria natureza do fenômeno de arrancamento, são elas:

- a) a função $\delta(x)$ deve ser contínua e se ajustar bem aos pontos experimentais;
- b) os deslocamentos sofridos pela geogrelha devem ser maiores no ponto de aplicação da força de arrancamento e decrescer a medida que se distancia dele, ou seja: a função $\delta(x)$ deve ser decrescente no trecho considerado;
- c) a função de deslocamentos deve possuir derivada de segunda ordem possibilitando a existência de uma função de resistência;
- d) a função de deslocamentos deve ter concavidade voltada para cima, de forma que as deformações específicas, ao longo da geogrelha, sejam maiores próximo ao ponto de aplicação da força de arrancamento, ou seja $\delta' < 0$, no trecho considerado;

- e) admitindo-se a linearidade entre força e deformação da geogrelha, deve ser válida a igualdade: $\delta'(x) = (F_{arr} / K)$ quando x for o ponto de aplicação da carga de arrancamento F_{arr} , ou seja $x \rightarrow 0$ e
- f) deve ser válida a igualdade $\delta'(x) = 0$ quando x for o final da inclusão, indicando que neste ponto a força de tração se dissipou completamente, ou que $\delta'(x) = 0$ quando a curva δ versus x tender a uma horizontal em qualquer ponto.

3.9- UTILIZAÇÃO DA METODOLOGIA

Para a utilização da metodologia de análise do ensaio de arrancamento proposta, apresenta-se uma série de passos julgada a mais conveniente, após varias tentativas de aplicação do método. O seu cumprimento é importante na obtenção de bons resultados.

Caso seja aplicada a metodologia aos dados de ensaio, sem tratamento, não serão obtidos bons resultados pois os pontos experimentais nem sempre atendem às condições de contorno do ensaio. Eles devem, portanto, ser ajustados de forma a atender a essas condições. Tomando-se como exemplo a Figura 3.11, percebe-se que, para os ponto experimentais, a condição de concavidade sempre voltada para cima não é atendida.

Figura 3.11- Exemplo de resultados de ensaio de arrancamento.

Esse tipo de problema é bastante comum em ensaios de arrancamento e verifica-se sua ocorrência com frequência na literatura. Ele surge devido às medidas de deslocamento serem realizadas em diferentes elementos longitudinais que podem sofrer deslocamentos distintos, ou mesmo deslizamentos localizados. Os deslocamentos de cada membro longitudinal da geogrelha, apesar de serem bastante semelhantes aos demais, a rigor, não são absolutamente iguais.

Para se corrigir esse problema, associado ao ensaio de arrancamento em geogrelhas, faz-se um ajuste gráfico dos pontos obtidos do ensaio, como na Figura 3.12, de maneira a serem atendidas as condições de contorno discutidas anteriormente.

Figura 3.12- Curva de deslocamentos ajustada

A curva de deslocamentos obtida graficamente, como na Figura 3.12, não pode ser considerada a função de deslocamentos, pois não se dispõe de parâmetros matemáticos para tal.

A determinação da função de deslocamentos é feita indiretamente integrando-se a função deformação. Para isso é necessário determinar de quatro a seis valores de inclinação da curva de deslocamento ajustada graficamente. Essas inclinações são plotadas em um outro gráfico que relaciona as inclinações com a distância ao longo da inclusão, Figura 3.13.

Dois pontos desse gráfico representam condições de contorno para o ensaio, são os pontos em $x = 0$, em que a deformação tem valor igual a (F_{arr} / K) , e o último, em x igual ao comprimento da amostra ensaiada, em que a deformação tem valor nulo.

Figura 3.13- Determinação da função deformação específica

De posse desses pontos ajusta-se a função deformação específica, que deverá interpolar bem todos os pontos do gráfico, especialmente os pontos extremos, Figura 3.13.

Integrando-se a função deformação específica obtém-se a função deslocamentos, a menos de uma constante que pode ser determinada graficamente. Em algumas condições, entretanto, a integração da função deformação pode resultar em grandes dificuldades matemáticas. Apesar disso, a sua determinação não é necessária, ao contrário da função resistência, que é a mais importante para a análise e interpretação do ensaio de arrancamento.

A função de resistência, como visto nas Equações 3.8 e 3.10, é obtida derivando-se a função deformação específica, com relação ao comprimento da inclusão. Esse processo pode ser analítico ou numérico, dependendo do grau de dificuldade para determinar a função. Neste trabalho fez-se uso do cálculo

discretizado para as derivadas das funções de resistência, em vista da maior facilidade na utilização do método proposto.

4- RESULTADOS

4.1- INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios de arrancamento executados. Objetivou-se com estes ensaios estudar a influência de alguns parâmetros sobre a resistência ao arrancamento de geossintéticos, especialmente de geogrelhas. Os parâmetros estudados foram o tipo de inclusão, o comprimento de ancoragem, a sobrecarga aplicada e o efeito dos membros transversais em geogrelhas poliméricas.

4.2- APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

O Quadro 4.1 apresenta os principais aspectos dos ensaios realizados. Dele pode-se ter uma idéia global das análises paramétricas que se pôde elaborar a partir da série de ensaios executada.

Com relação aos ensaios, é conveniente ressaltar que tanto as larguras das inclusões, 500 mm, quanto a velocidade de arrancamento, 4,6 mm/min, foram iguais em todos os testes. Nas geogrelhas, as medidas de deslocamento foram realizadas nas junções, alternando-se os membros longitudinais e os membros transversais. As posições dos pontos de medida dos deslocamentos são mostradas na descrição de cada ensaio.

Quadro 01- Resumo da série de ensaios de arrancamento.

Número do Ensaio	Identificação do ensaio	Geossintético	Sobrecarga (kPa)	Comprimento (mm)	Força na ruptura (kN/m)	Deslocamento frontal na ruptura (mm)	Coefficiente de resistência de interface
1	GG1-025-060/st	Fortrac 200/35-30	25	600	20,58	9,12	0,96
2	GG1-025-060	Fortrac 200/35-30	25	600	25,98	12,05	1,22
3	GG1-050-60	Fortrac 200/35-30	50	600	37,80	17,43	0,89
4	GG1-100-060	Fortrac 200/35-30	100	600	53,72	27,46	0,65
5	GG1-025-035	Fortrac 200/35-30	25	350	16,16	10,25	1,31
6	GG1-025-120	Fortrac 200/35-30	25	1200	51,40	39,68	1,22
7	GG2-025-035	Fortrac 35/20-20	25	350	12,74	9,65	1,03
8	GT-025-035	Bidim OP 40	25	350	7,32	70,10	0,58

Obs.: O coeficiente de resistência de interface é dado pela expressão: $f = \tau / (\sigma_n \operatorname{tg} \phi)$

sendo τ e a tensão cisalhante em uma face da inclusão, no instante da ruptura, σ_n a tensão normal e ϕ o ângulo de atrito do solo.

Convém relatar, ainda, que foi realizado uma série preliminar de ensaios com o intuito de se definir uma sequência de atividades em cada teste e de perceber as dificuldades de execução dos testes da série definitiva. Essa etapa foi, portanto, essencial para o desenvolvimento da metodologia de execução dos ensaios da série definitiva, que tem seus resultados apresentados a seguir.

4.2.1- ENSAIO 01

Neste ensaio foi utilizada uma amostra de geogrelha FORTRAC 200-35/30, com dimensões iniciais de: 500 mm de largura e 600 mm de comprimento. Os elementos transversais da geogrelha foram retirados e o ensaio foi executado apenas com os elementos longitudinais. Aplicou-se uma sobrecarga constante de 25 kPa.

Pretendeu-se, com este ensaio verificar o efeito dos membros transversais nos parâmetros de arrancamento: resistência máxima ao arrancamento e deslocamentos internos da geogrelha no instante da ruptura.

O posicionamento dos transdutores de deslocamentos na amostra da geogrelha está ilustrado na Figura 4.1. As células de tensão total foram instaladas a 250 mm das laterais e distantes de 99 mm e 528 mm da seção frontal da amostra de geogrelha.

Figura 4.1- Posições dos transdutores de deslocamentos no ensaio 1

A Figura 4.2 mostra os deslocamentos sofridos pela geogrelha no decorrer do ensaio. A legenda do gráfico identifica os transdutores de deslocamento, os números entre parênteses referem-se à distância dos pontos de medida à seção frontal da geogrelha.

Figura 4.2- Deslocamentos da geogrelha no ensaio 1

Na Figura 4.3 encontram-se plotados os valores dos deslocamentos sofridos pela geogrelha nos seis pontos de leitura, ao longo do seu comprimento. Cada uma das curvas refere-se a uma determinada força de arrancamento, cuja grandeza varia de 50% a 100% da força de tração que causou o arrancamento da inclusão. Percebe-se na figura, principalmente no instante da ruptura (100% F. máx), que algumas das condições de contorno para este ensaio não se ajustam ao que foi registrado nos pontos experimentais, como, por exemplo, o valor da leitura registrada pelo TD 2, cujo deslocamento é inferior ao registrado pelo TD 3.

Uma primeira explicação para isso é o fato da medição dos deslocamentos da geogrelha ser feito em membros longitudinais distintos. No decorrer do ensaio esses membros podem apresentar comportamentos diferenciados, ainda que semelhantes. A minimização desse tipo de problema pode ser conseguida instalando-se um número maior de transdutores de deslocamento na inclusão a ser ensaiada.

Figura 4.3- Deslocamentos da geogrelha para diversos percentuais da força máxima no ensaio 1

Na Figura 4.4 encontram-se os resultados obtidos pelo método de análise de ensaios de arrancamento proposto, descrito no item 3.8. Foram realizadas análises

para cargas superiores a 50% da força máxima. Para os valores abaixo de 50% não foi possível se identificar um formato para a curva de deslocamentos versus o comprimento da inclusão, por ausência de resultados experimentais, visto que para estas cargas os transdutores mais distanciados da face frontal registaram leituras nulas.

Figura 4.4- Resistência mobilizada ao longo da geogrelha, ensaio 1

Percebe-se na Figura 4.4 que no intervalo de carga correspondente de 50% e 90% da carga de arrancamento máxima, a resistência ao arrancamento mobilizada é maior no trecho inicial da inclusão, reduzindo-se assintoticamente no final. No momento da ruptura (100% F. máx.) ocorre o oposto, a resistência torna-se maior na porção final da inclusão e menor na inicial. Um comportamento semelhante foi observado em quase todos os ensaios realizados, com exceção do ensaio 2.

Na Figura 4.5 são mostrados os valores de tensão total no solo, no nível da inclusão, acompanhados durante o ensaio. Percebe-se um crescimento de 40% da tensão aplicada devido ao fenômeno de dilatância do solo ao ser cortado pela geogrelha. Os valores foram medidos pelas células de tensão total CTT 2 e CTT 3, distanciadas da seção frontal da geogrelha de 528 mm e 99 mm, respectivamente.

Figura 4.5- Tensões normais sobre a geogrelha, ensaio 1

4.2.2- ENSAIO 02

Neste ensaio utilizou-se a geogrelha FORTRAC 200-35/30, com as dimensões de: 500 mm de largura e 600 mm de comprimento. Foi aplicada uma sobrecarga, através da bolsa de reação, de 25 kPa.

Pretendeu com este ensaio estudar os efeitos dos membros transversais, da sobrecarga aplicada, do tipo de inclusão e do comprimento de ancoragem nos parâmetros de arrancamento.

O posicionamento dos transdutores de deslocamentos sobre a amostra de geogrelha está ilustrado na Figura 4.6. Neste ensaio utilizou-se somente a célula de tensão total CTT 3, visto que a CTT 2 sofreu avarias durante a montagem do ensaio. A CTT 3 foi instalada no eixo longitudinal da inclusão a uma distância de 99 mm da sua seção frontal.

Figura 4.6- Posições dos transdutores de deslocamentos nos ensaios 2, 3 e 4.

A Figura 4.7 mostra a evolução dos deslocamentos sofridos pela geogrelha com as cargas aplicadas. Percebe-se que os deslocamentos sofridos nas seções iniciais da geogrelha ocorrem mais rapidamente que os das seções finais.

Figura 4.7- Deslocamentos da geogrelha no ensaio 2

Estão plotados na Figura 4.8 os valores dos deslocamentos sofridos pela geogrelha nos seis pontos de leitura, ao longo do seu comprimento. Foram analisados os percentuais de carga aplicável variando de 50% a 100% da força máxima de arrancamento.

Observa-se que os deslocamentos decrescem com a distância do ponto de registro à face frontal da caixa. Além disso, pode-se notar que os deslocamentos crescem com o aumento da carga aplicada, tendo um aumento brusco quando se passa de 90% de carga aplicada para 100%. O efeito é mais intenso na extremidade da amostra que, até este nível de carregamento, havia sofrido deslocamentos bem reduzidos.

Figura 4.8- Deslocamentos da geogrelha para diversos percentuais da força máxima no ensaio 2

Na Figura 4.9 encontram-se os resultados obtidos pelo método de análise de ensaios de arrancamento proposto. As análises se restringem a percentuais da força máxima de arrancamento superiores a 50%, tais como para o primeiro ensaio. Nesta figura percebe-se um crescimento contínuo dos valores de resistência ao arrancamento mobilizado à medida que crescem as cargas aplicadas. Para a carga de

50% da força de arrancamento máxima, a resistência é fortemente mobilizada nos primeiros 200 mm da inclusão. Para valores de carga maiores, percebe-se um aumento substantivo da resistência na porção final da geogrelha, apesar de não se observar a inversão da inclinação da curva de resistência mobilizada no momento da ruptura, como ocorreu nos outros ensaios.

Figura 4.9- Resistência mobilizada ao longo da geogrelha, ensaio 2

Na Figura 4.10 são mostrados os valores de tensão total no solo no nível da geogrelha, acompanhados durante o ensaio. Percebe-se que nos primeiros instantes os valores de tensão no solo atingem valores de 4 vezes a sobrecarga aplicada (aproximando-se de 100 kPa) e posteriormente decrescem a valores negativos, indicando a ocorrência de vácuo no interior do solo. A movimentação repentina dos membros transversais da geogrelha, produzindo um vazio no interior do solo, aliada à impossibilidade da rápida incorporação de ar pelo solo, pode ser uma explicação para esse fenômeno.

Os valores de tensão total foram mensurados pela célula de tensão total CTT3, distanciada da seção frontal da geogrelha de 99 mm.

Figura 4.10- Tensões normais sobre a geogrelha, ensaio 2

4.2.3- ENSAIO 03

Foi ensaiada uma geogrelha FORTRAC 200-35/30 com as dimensões iniciais de: 500 mm de largura e 600 mm de comprimento, aplicado-se uma sobrecarga de 50 kPa. Este ensaio foi executado para se estudar o efeito da sobrecarga aplicada.

O posicionamento dos transdutores de deslocamentos sobre a geogrelha está ilustrado na Figura 4.6, a mesma utilizada no ensaio 2. Foram utilizadas duas células de tensão total, distanciadas de 99 mm e 528 mm da seção frontal da amostra de geogrelha. A Figura 4.11 apresenta as curvas força versus deslocamento das seções instrumentadas.

Figura 4.11- Deslocamentos da geogrelha no ensaio 3

Estão plotados na Figura 4.12 os valores dos deslocamentos sofridos pela geogrelha ao longo do seu comprimento. Como nos ensaios anteriores, foram analisados os percentuais variando de 50% até 100% da força máxima de arrancamento. Percebe-se também que uma grande parcela dos deslocamentos sofridos pela geogrelha ocorreu entre 90% e 100% da força máxima de arrancamento, principalmente na sua extremidade final.

Figura 4.12- Deslocamentos da geogrelha para diversos percentuais da força máxima no ensaio 3

Os resultados de resistência ao arrancamento versus posição de observação pelo método proposto estão apresentados na Figura 4.13. As análises se restringem a percentuais da força máxima de arrancamento a partir de 50%. Nota-se que existe uma rotação gradativa na curva de resistência mobilizada com o aumento da força de arrancamento, sendo que na ruptura a resistência é maior nos pontos finais da geogrelha.

Figura 4.13- Resistência mobilizada ao longo da geogrelha, ensaio 3

Na Figura 4.14 apresenta-se a evolução dos valores de tensão total no solo durante o ensaio. A tensão total foi acompanhada pelas células CTT 2 e CTT 3, distanciadas da seção frontal da geogrelha de 528 mm e 99 mm, respectivamente. Na célula CTT 3 percebe-se um aumento grande aumento na tensão, atingido-se valores na ordem de 120 kPa . Os valores de tensão total medidos pela CTT 2 sofrem pouca variação até os deslocamentos frontais atingir aproximadamente 20 mm; neste momento ocorre a ruptura por arrancamento e a seção sobre a qual está instalada a célula sofre deslocamentos mais significativos, conforme pode ser visto na Figura 4.11.

Figura 4.14- Tensões normais sobre a geogrelha, ensaio 3

4.2.4- ENSAIO 04

Neste ensaio, foi utilizada uma amostra de geogrelha FORTRAC 200-35/30, com as dimensões iniciais de: 500 mm de largura e 600 mm de comprimento. A sobrecarga atingiu 100 kPa. Este ensaio, assim como o Ensaio 3, foi executado visando-se estudar o efeito da sobrecarga aplicada.

O posicionamento de instalação dos transdutores de deslocamentos sobre a amostra de geogrelha e das células de tensão total foi a mesma utilizada para os ensaios 2 e 3, ver Figura 4.6.

A Figura 4.15 apresenta as curvas força versus deslocamento nas seção, cujos deslocamentos foram medidos. Observa-se que existem saltos nos valores de deslocamentos registrados em algumas curvas apresentadas para diferentes níveis de carga aplicada. Como foi mencionado, os deslocamentos são registrados em membros longitudinais distintos, que podem sofrer deslizamentos isolados e em diferentes instantes.

Figura 4.15- Deslocamentos da geogrelha no ensaio 4

Estão plotados na Figura 4.16 os valores dos deslocamentos sofridos pela geogrelha nos seis pontos de leitura ao longo do seu comprimento, para percentuais da força máxima de arrancamento variando de 50% a 100%.

Figura 4.16- Deslocamentos da geogrelha para diversos percentuais da força máxima no ensaio 4

Na Figura 4.16 também não se verifica a adequação dos pontos experimentais às condições de contorno do ensaio, principalmente para os percentuais de 90% e 100% da força máxima, o que pode ser devido aos deslizamentos individuais dos membros longitudinais da geogrelha, observados na Figura 4.15.

Na Figura 4.17 encontram-se os resultados obtidos pelo método de análise de ensaios de arrancamento proposto. As análises foram realizadas para percentuais da força máxima de arrancamento superiores a 50%. Nesta figura verifica-se a transferência gradativa da resistência máxima mobilizada da região inicial da geogrelha para a região final à medida que se aumenta a força de arrancamento.

Figura 4.17- Resistência mobilizada ao longo da geogrelha, ensaio 4

Na Figura 4.18 são mostrados os valores de tensão total no solo, ao mesmo nível da geogrelha. Nota-se que não existe uma grande variação dos valores de tensão no solo para esse nível de sobrecarga aplicada.

Figura 4.18- Tensões normais sobre a geogrelha, ensaio 4

4.2.5- ENSAIO 05

Foi utilizada uma amostra de geogrelha FORTRAC 200-35/30, com as dimensões iniciais de: 500 mm de largura e 350 mm de comprimento, conforme mostrado na Figura 4.16. Aplicou-se uma sobrecarga, através da bolsa de reação, de 25 kPa. Este ensaio foi executado para averiguar o efeito da comprimento ancorado nos parâmetros de resistência ao arrancamento.

O posicionamento dos transdutores de deslocamentos na amostra de geogrelha está ilustrado na Figura 4.19. Foi utilizada apenas uma célula de tensão total (CTT 3), distanciada de 99 mm da seção frontal da amostra de geogrelha.

Figura 4.19- Posições dos transdutores de deslocamentos no ensaio 5.

A Figura 4.20 mostra os deslocamentos sofridos pela geogrelha durante a execução do ensaio. Nas curvas referentes aos transdutores TD 5 e TD 6 observa-se a ocorrência de deslizamento individualizado de membros longitudinais para forças de arrancamento entre 12 e 16 kN/m, fenômeno que pode influenciar nos resultados obtidos pelo método de análise do ensaio de arrancamento proposto.

Figura 4.20- Deslocamentos da geogrelha no ensaio 5

Estão plotados, na Figura 4.21, os valores dos deslocamentos sofridos pela geogrelha ao longo do seu comprimento. Foram analisados os percentuais de carga variando de 50% a 100% da força máxima de arrancamento. Na cargas referentes a 90% e 100% os deslocamento medidos pelos transdutores TD 2 e TD 5 são superiores aos esperados. Provavelmente os membros longitudinais em que eles estavam conectados sofreram deslizamentos isolados e, portanto, deslocamentos diferenciados do ocorrido no restante da geogrelha.

Figura 4.21- Deslocamentos da geogrelha para diversos percentuais da força máxima no ensaio 5

Percebe-se, ainda, da Figura 4.21 que os deslocamentos sofridos pela geogrelha são relativamente uniformes, ou seja, a geogrelha se desloca aparentando ser um corpo rígido. Esse fato pode estar relacionado à pequena sobrecarga aplicada aliada ao pequeno comprimento da amostra e à sua elevada rigidez à tração quando comparado com a dos outros tipo de geossintético empregados na série de ensaios.

Os resultados obtidos com a utilização do método proposto está apresentada na Figura 4.22. As análises foram realizadas para percentuais da força máxima de arrancamento superiores a 50%.

Figura 4.22- Resistência mobilizada ao longo da geogrelha, ensaio 5

Percebe-se que para essas condições de ensaio, em que a geogrelha tem comportamento similar ao de um corpo rígido, a resistência ao arrancamento é mobilizada de maneira mais uniforme ao longo do seu comprimento. Também nessas condições, no momento da ruptura, a resistência ao arrancamento é maior na porção final da geogrelha que na porção inicial.

Na Figura 4.23 apresentam-se os valores de tensão total sobre a geogrelha registrados durante o ensaio. Nela se verifica que a tensão no solo atinge valores bem maiores que a sobrecarga aplicada, chegando a 100 kPa. Neste ensaio também se verifica elevadas tensões negativas, aproximadamente -80 kPa, o que pode ser explicado pela movimentação repentina dos membros transversais da geogrelha, favorecida pelas condições do ensaio.

Figura 4.23- Tensões normais sobre a geogrelha, ensaio 5

4.2.6- ENSAIO 06

Foi utilizada uma amostra de geogrelha FORTRAC 200-35/30, com as dimensões iniciais de: 500 mm de largura e 1200 mm de comprimento, conforme mostrado na Figura 4.24. Foi aplicada uma sobrecarga de 25 kPa por meio do colchão de ar inflável. Este ensaio foi executado para se averiguar o efeito da comprimento ancorado da inclusão nos parâmetros de arrancamento.

O posicionamento dos transdutores de deslocamentos na amostra de geogrelha está ilustrado na Figura 4.24. Foram utilizadas duas células de tensão total, distanciadas de 99 mm e 528 mm da seção frontal da amostra de geogrelha.

Figura 4.24- Posições dos transdutores de deslocamentos no ensaio 6.

A Figura 4.25 mostra os deslocamentos sofridos pela geogrelha durante a execução do ensaio. Nota-se que, no decorrer do ensaio, os deslocamentos frontais são bem maiores que aqueles das porção final da geogrelha.

Figura 4.25- Deslocamentos da geogrelha no ensaio 6

Na Figura 4.26 estão plotados os valores dos deslocamentos sofridos pela geogrelha ao longo do seu comprimento. Foram analisados os percentuais de carga de 50% a 100% da força máxima de arrancamento.

Percebe-se que, ao contrário do Ensaio 5 (GG1-025-035), a geogrelha não aparenta ter um comportamento similar ao de um corpo rígido. Neste ensaio verificam-se grandes deformações da geogrelha, principalmente na sua porção frontal. Os deslocamentos nas seções finais da geogrelha são muito pequenos até a carga de 80% da força de ruptura e verifica-se que a maior parte dos deslocamento ocorre entre 90% e 100% da carga de ruptura.

Figura 4.26- Deslocamentos da geogrelha para diversos percentuais da força máxima no ensaio 6

Os resultados obtidos com a aplicação do método de análise do ensaio proposto estão apresentados na Figura 4.27. As análises foram feitas para percentuais da força máxima de arrancamento a superiores a 60%.

Figura 4.27- Resistência mobilizada ao longo da geogrelha, ensaio 6

Neste ensaio, para cargas de até 80% da força máxima, a resistência mobilizada é muito maior nos primeiros centímetros da geogrelha que na extremidade final. Entre 90% e 100% iniciam-se os deslocamentos mais significativos da porção final da inclusão, nesta ocasião a resistência mobilizada cresce na região final da geogrelha e decresce na inicial.

Percebe-se que a resistência ao arrancamento só é mobilizada quando iniciam-se deslocamentos relativos entre a inclusão e o solo envolvente, conforme pode ser verificado contrastando-se as Figuras 4.26 e 4.27. Quando os deslocamentos frontais atingem grandes valores, a resistência ao arrancamento, na região frontal, decresce.

Na Figura 4.28 apresentam-se os valores de tensão total no solo sobre a geogrelha, registrados durante a execução do ensaio. Nesta figura nota-se que a tensão total, inicialmente igual a 25 kPa, atinge valores próximos de 60 kPa. Um fato importante que se pode perceber desta figura é a oscilação dos valores de tensão total, registrada por ambas as células de tensão. É interessante notar que a distância

entre os picos de tensão total têm a mesma ordem de grandeza da distância entre os membros transversais adjacentes da geogrelha, aproximadamente 35 mm.

Figura 4.28- Tensões normais sobre a geogrelha, ensaio 6

4.2.7- ENSAIO 07

Neste ensaio utilizou-se uma amostra de geogrelha FORTRAC 35-20/20, com as seguintes dimensões iniciais: largura: 500 mm e comprimento de 350 mm e aplicou-se uma sobrecarga sobre a geogrelha de 25 kPa. Este ensaio foi realizado para se averiguar o efeito das propriedades elásticas das geogrelhas.

O posicionamento dos transdutores de deslocamentos sobre a geogrelha está ilustrado na Figura 4.29. Durante a execução deste ensaio o transdutor de deslocamento TD 2 não funcionou adequadamente bem, sendo descartadas as suas leituras. Também não foram realizadas leituras de tensão total sobre a geogrelha devido a avarias que as células sofreram durante a compactação do solo na caixa de ensaios.

Figura 4.29- Posição dos transdutores de deslocamento no ensaio 7.

A Figura 4.30 mostra as curvas força versus deslocamentos sofridos pela geogrelha durante o ensaio.

Figura 4.30- Deslocamentos da geogrelha no ensaio 7

Na Figura 4.31 apresentam-se os deslocamentos sofridos pela geogrelha nos cinco pontos de leitura, ao longo do seu comprimento, para as cargas variando de 50% a 100% da força máxima de arrancamento. Pode-se perceber que a inclusão sofre grandes deformações, principalmente na sua porção inicial, em qualquer nível

de carregamento, ao contrário do que ocorre no Ensaio 5(GG1-025-035), executado nas mesmas condições, com outro tipo de geogrelha.

Figura 4.31- Deslocamentos da geogrelha para diversos percentuais da força máxima no ensaio 7

Na Figura 4.32 encontra-se os resultados da análise dos dados de ensaio pelo método proposto neste trabalho. Foram realizadas as análises para cargas superiores a 70% da força máxima. Para os valores abaixo de 70%, os transdutores TD 4, TD 5 e TD 6 não registaram deslocamentos significativos, impossibilitando a análise devido à carência de pontos experimentais. Verificou-se que, para situações como essa, em que a amostra é bastante curta e relativamente deformável, é necessário uma quantidade maior de transdutores de deslocamento próximos ao ponto de aplicação da carga.

Figura 4.32- Resistência mobilizada ao longo da geogrelha, ensaio 7

4.2.8- ENSAIO 08

Foi utilizado o geotêxtil não tecido agulhado Bidim OP 40, com as dimensões iniciais de: 500 mm de largura e 350 mm de comprimento, conforme mostrado na Figura 4.33. Aplicou-se uma sobrecarga de 25 kPa. Este ensaio foi executado para se estudar o arrancamento em geotêxtil, que é um tipo de geossintético bem mais deformável que a geogrelha.

O posicionamento dos transdutores de deslocamento na amostra de geotêxtil está ilustrado na Figura 4.33. Foi utilizada apenas uma célula de tensão total, distanciada de 99 mm da seção frontal da inclusão.

Figura 4.33- Posições dos transdutores de deslocamentos no ensaio 8.

A Figura 4.34 apresenta os deslocamentos registrados durante a execução do ensaio. Percebe-se que os deslocamentos sofridos por este tipo de inclusão são bem superiores aos observados em geogrelhas, como era de se esperar.

Figura 4.34- Deslocamentos do geotêxtil no ensaio 8

Convém relatar que no decorrer do ensaio, o ponto de medição do TD1 perdeu o confinamento conferido pela sobrecarga, visto que ele foi extraído da massa de solo após um pequeno deslocamento.

Estão plotados, na Figura 4.35, os valores dos deslocamentos sofridos pelo geotêxtil ao longo do seu comprimento para percentuais da força máxima de arrancamento superiores a 50%.

Percebe-se da Figura 4.35 a grande deformabilidade deste tipo de inclusão, que sofre grandes deslocamentos frontais e deslocamentos quase nulos na extremidade final, mesmo no momento da ruptura.

Figura 4.35- Deslocamentos do geotêxtil em diversos percentuais da força máxima no ensaio 8

Não foi feita uma análise em termos de resistência ao arrancamento mobilizado ao longo do geotêxtil pois seria necessário se conhecer a sua curva força versus deformação nas mesmas condições de confinamento em que foi executado o ensaio de arrancamento. Não se dispõe dessas informações.

Na Figura 4.36 apresentam-se os valores de tensão total no solo, ao mesmo nível da inclusão, acompanhados durante o ensaio. Dela percebe-se que as tensões totais são sempre positivas e crescentes até se atingir um valor de aproximadamente 120 kPa, a partir do qual decresce levemente. Verifica-se que existe um aumento de cerca de 5 vezes a tensão inicial dada pela sobrecarga aplicada.

Figura 4.36- Tensões normais sobre o geotêxtil, ensaio 8

5- ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

5.1- INTRODUÇÃO

Neste capítulo, apresentam-se as análises e discussões dos resultados obtidos a partir do programa experimental. Basicamente são realizadas quatro análises paramétricas, quais sejam: a) o tipo de inclusão, b) a sobrecarga aplicada à superfície do solo, c) o comprimento de ancoragem e d) a presença de membros transversais nas geogrelhas. São apresentadas, ainda, análises qualitativas com relação ao processo de mobilização da resistência ao arrancamento no decorrer do ensaio, à variação das tensões normais no solo próximo à inclusão, devido ao fenômeno de dilatação impedida, comparações das resistências experimentais com as obtidas por método de previsão de resistência ao arrancamento e uma análise da qualidade dos ensaios executados e dos resultados obtidos.

5.2- INFLUÊNCIA DO TIPO DE GEOSSINTÉTICO

Os ensaios 5(GG1-025-035), 7(GG2-025-035) e 8(GT-025-035) permitem analisar a influência do tipo de geossintético. Nestes ensaios, mantiveram-se constantes fatores como largura e comprimento da amostra, sobrecarga aplicada e velocidade de ensaio.

A geogrelha Fortrac 200/35-30, utilizada no ensaio 5(GG1-025-035), possui uma rigidez à tração maior do que a dos demais geossintéticos ensaiados. O geotêxtil Bidim OP 40, utilizado no ensaio 8(GT-025-035) é o que possui menor rigidez. Além das diferenças geométricas e de resistência à tração, as geogrelhas não possuem a mesma relação de área aberta. A geogrelha Fortrac 200/35-30, usada no ensaio 5,

possui uma relação de área aberta de 80%, enquanto a geogrelha Fortrac 35/20-20, utilizada no ensaio 7, possui uma relação de 90%.

Em vista de haver mais de um parâmetro variando nesses ensaios, tornou-se impossível inferir algo a respeito da influência da rigidez da inclusão ou da relação de área aberta nos resultados dos ensaios. É possível, entretanto, fazer uma análise qualitativa a respeito do comportamento dos três tipos de inclusão ao serem submetidos ao arrancamento. Neste sentido, a Figura 5.1 apresenta uma comparação entre os três tipos de inclusão ensaiados com relação à resistência ao arrancamento. Pode-se perceber que a geogrelha Fortrac 200/35-30 mostrou os melhores resultados, seguido pela geogrelha Fortrac 35/20-20 e pelo o geotêxtil Bidim OP 40. Existe uma diferença bastante acentuada entre a resistência do geotêxtil e a das geogrelhas. A geogrelha Fortrac 35/20-20 apresentou uma resistência aproximadamente 75% maior que a do geotêxtil, e a Fortrac 200/35-30, aproximadamente 120%.

Figura 5.1- Efeito do tipo de inclusão na resistência ao arrancamento

Com relação aos deslocamentos frontais no momento da ruptura, apresenta-se a Figura 5.2 que compara os três tipos de inclusão. Dessa figura, pode-se perceber que o geotêxtil apresenta um deslocamento frontal muito superior aos sofridos pelas

geogrelhas, na ordem de 600%. Esse deslocamento exagerado do geotêxtil é atribuído à sua pequena rigidez à deformação, ainda que confinado.

A grande deformabilidade do geotêxtil deve ter influência direta na sua resistência ao arrancamento. Na Figura 4.35, nota-se que ocorrem grandes deslocamentos frontais, e que eles decrescem rapidamente até a metade da inclusão. Para os níveis de deslocamento verificados naquela figura pode-se inferir que, próximo da ruptura, a resistência mobilizada no trecho inicial do seu comprimento já passou por um máximo, enquanto ocorre um pico de resistência no trecho final. Um máximo de resistência ao arrancamento só seria conseguido se todo o comprimento da inclusão atingisse o pico de ruptura no mesmo instante, o que não deve ocorrer com esse tipo de geossintético.

Figura 5.2- Deslocamentos frontais no momento da ruptura

5.3- EFEITO DA SOBRECARGA

Visando-se averiguar o efeito da sobrecarga aplicada na superfície do solo, foram realizados os ensaios 2 (GG1-025-060), 3 (GG1-050-060) e 4 (GG1-100-060). Neles mantiveram-se constantes o tipo de inclusão (Fortrac 200/35-30), largura e comprimento, e a velocidade de arrancamento.

A geogrelha Fortrac 200/35-30 foi selecionada para uso nesses ensaios devido a sua elevada resistência à tração. Caso fosse selecionado um outro tipo de inclusão, com menor resistência, ocorreria a quebra da inclusão antes de se atingir um esforço de tração suficiente para provocar o arrancamento.

A Figura 5.3 mostra a variação da resistência ao arrancamento em função da sobrecarga aplicada. Percebe-se uma correlação aproximadamente linear entre a resistência e a sobrecarga aplicada, que pode ser descrita como:

$$f_a = \alpha + q \cdot \text{tg}\beta \quad (1)$$

sendo: f_a a resistência ao arrancamento (kN/m);

α o intercepto da curva com o eixo das ordenadas;

q a sobrecarga aplicada (kPa) e

$\text{tg}\beta$ o coeficiente angular da reta.

Da Figura 5.3, portanto, obtém-se a seguinte equação para a resistência ao arrancamento: $f_a = 17 + q \cdot \text{tg } 21^\circ$ (kPa).

Figura 5.3- Variação da resistência ao arrancamento com a sobrecarga aplicada

Quando os deslocamentos da seção frontal da geogrelha são plotados em função da sobrecarga aplicada, nota-se também um comportamento linear, semelhante ao que ocorre com a resistência ao arrancamento, Figura 5.4. O comportamento observado indica que mesmo sem a presença de uma sobrecarga é necessário um deslocamento de aproximadamente 7 mm para induzir a ruptura da inclusão por arrancamento.

Figura 5.4- Deslocamento frontal no instante da ruptura em função da sobrecarga aplicada.

5.4- EFEITO DO COMPRIMENTO DE ANCORAGEM

A partir dos resultados dos ensaios 2 (GG1-025-060), 5 (GG1-025-035) e 6 (GG1-025-120) é possível averiguar a resistência ao arrancamento de geogrelhas quando se varia o comprimento de ancoragem.

Neste conjunto de ensaios utilizou-se uma sobrecarga de 25 kPa, a menor dentre as utilizadas no programa experimental, pois percebeu-se que o equipamento estaria trabalhando muito próximo ao seu limite caso fosse utilizadas tensões maiores, principalmente no ensaio em que se utilizou um comprimento de ancoragem de 120 cm.

A Figura 5.5 sintetiza os resultados mostrando uma proporcionalidade entre o comprimento de ancoragem e a resistência ao arrancamento. Nessa figura o ponto origem dos eixos foi incluído por se tratar de uma condição de contorno para o ensaio, pois somente existirá resistência ao arrancamento se houver algum comprimento da inclusão ancorado.

Figura 5.5- Influência do comprimento na resistência ao arrancamento

A Figura 5.6 apresenta a relação entre os deslocamentos na seção frontal da geogrelha e o comprimento de ancoragem. Verifica-se que, ao contrário do que foi observado para a resistência ao arrancamento, não existe uma proporcionalidade entre o deslocamento frontal na ruptura e o comprimento de ancoragem. Desta figura percebe-se que, a medida em que se aumentam os comprimentos de ancoragem, os deslocamentos frontais na ruptura crescem com mais intensidade.

Figura 5.6- Influência do comprimento no deslocamento frontal no momento da ruptura

5.5- EFEITO DOS MEMBROS TRANSVERSAIS

O efeito dos membros transversais da geogrelha sobre o comportamento durante o arrancamento foi estudado comparando-se os resultados dos ensaios 1(GG1-025-060/st) e 2(GG1-025-060). Em ambos foram mantidas as mesmas condições de ensaio, entretanto no primeiro foram retirados os membros transversais da geogrelha.

A Figura 5.7 apresenta as curvas força de arrancamento versus deslocamento frontal da geogrelha dos dois ensaios. Percebe-se que a parcela de resistência ao arrancamento, promovida pelos membros transversais, é de aproximadamente 20% da resistência total. A maior parcela de contribuição para a resistência ao arrancamento se deve, portanto, aos membros longitudinais.

Como foi visto no Capítulo 2, os membros transversais contribuem para a resistência total ao arrancamento com atrito e adesão de interface, além da resistência passiva que se desenvolve na frente a cada membro. Os membros longitudinais, por

sua vez, contribuem apenas com o atrito e a adesão de interface. Ao se retirar os membros transversais da geogrelha, elimina-se toda a parcela de resistência passiva e parte da resistência devido ao atrito e a adesão de interface.

Foi observado que, ao se retirar os membros transversais da geogrelha, a resistência total foi pouco afetada. Conclui-se, portanto, que a parcela de resistência passiva pouco contribuiu para a resistência total ao arrancamento, certamente com menos de 20% da resistência total, visto que este valor refere-se à resistência passiva e às parcelas de atrito e a adesão de interface dos membros transversais.

Figura 5.7- Curvas força versus deslocamento frontal dos ensaios 1 e 2

Percebe-se ainda da Figura 5.7 que, até um deslocamento frontal de 4,0 mm, as duas curvas seguem aproximadamente o mesmo comportamento. A partir deste ponto a curva referente ao ensaio executado com os membros transversais assume valores de resistência mobilizada maiores que para o ensaio realizado sem os membros transversais.

Verifica-se também que, após um deslocamento frontal de 4,0 mm, a curva referente ao ensaio sem membros transversais tende a horizontalizar-se. Nesse

instante a resistência ao arrancamento, devido ao atrito e a adesão de interface, atinge um pico e inicia-se um estado de plastificação na interface solo – geogrelha.

Após um deslocamento frontal de 10 mm a diferença entre as duas curvas torna-se aproximadamente constante, indicando que a parcela de resistência passiva dos membros transversais atingiu um valor máximo e seu valor sofre pouca alteração após o pico.

5.6- MOBILIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO

Em todos os ensaios realizados com geogrelhas foram feitas análises com relação à mobilização da resistência ao arrancamento. Para o ensaio 8, em que se utilizou um geotêxtil não tecido, não foi possível se realizar essa análise.

Para que se proceda uma análise da resistência ao arrancamento versus o comprimento é necessário que se conheça a curva força versus deformação da inclusão utilizada. Para o caso do geotêxtil, essa curva deve ser obtida a partir de ensaios de tração confinada, visto que as propriedades elásticas do geotêxtil variam com o confinamento aplicado. Em virtude da dificuldade de se executar esse ensaio, esta análise não foi feita para o ensaio 8, executado com o geotêxtil Bidim OP 40.

Na maioria dos casos, constatou-se que para pequenas forças de arrancamento, inferiores a 50% da força de ruptura, somente a porção frontal da inclusão sofria deslocamentos. Como foram utilizados apenas seis transdutores de deslocamento em cada ensaio, distribuídos ao longo da inclusão, para percentuais de força máxima inferiores a 50%, os transdutores localizados nos pontos mais distantes da face frontal não registraram qualquer deslocamento. A ausência de pontos experimentais impossibilitou o conhecimento adequado da curva de distribuição de deslocamentos ao longo da amostra ensaiada.

Em todos os casos analisados, nos instantes em que se aplicava 50% da força máxima, constatou-se a que resistência mobilizada era maior na porção inicial da

inclusão e decrescia até a seção final, onde se aproximava de zero. À medida que as cargas eram aplicadas, observava-se uma mobilização progressiva da resistência ao arrancamento nas seções posteriores da inclusão.

Na maioria dos casos estudados, verificou-se que até 90% da força máxima a resistência mobilizada na porção inicial da inclusão era maior, ou aproximadamente igual, à das seções posteriores. No instante da ruptura, 100% da força máxima, observava-se uma inversão na inclinação da curva de distribuição de resistência mobilizada ao longo do comprimento da inclusão, ou seja, as resistências nas seções finais da inclusão eram maiores do que as verificadas nas seções iniciais. Em alguns casos não foi observado esse comportamento, como por exemplo nos ensaios 4(GG1-100-060) e 5(GG1-025-035). Neles observou-se que a inversão de inclinações das curvas de resistência mobilizada ao longo da inclusão ocorreram de forma mais gradativa, a partir das cargas de 80% e 90% da força máxima, respectivamente.

Apenas no ensaio 2 (GG1-025-060) não se verificou a inversão da inclinação da curva de distribuição de resistência mobilizada ao longo da inclusão. Essa inversão, em princípio, era esperada. Possivelmente ela tenha acontecido, porém não foi possível de ser constatada pelos dados experimentais.

5.7- TENSÕES DEVIDO À DILATÂNCIA

Solos compactados quando cisalhados apresentam variação de volume positiva, ou seja, dilatação. Se essa tendência for impedida, surgem tensões normais no interior do solo, próximo ao plano de cisalhamento. A magnitude do acréscimo de tensão depende, dentre outros fatores, da sobrecarga aplicada.

Nos ensaios executados foram feitas leituras de tensões totais no solo próximo à inclusão utilizando-se dois transdutores.

Para se ter uma visualização global das tensões totais mensuradas nos ensaios, apresenta-se o Quadro 5.1. Nele mostram-se os valores máximos, médios e

mínimos de tensões no solo quando as amostras de geossintético eram submetidas ao arrancamento.

Quadro 5.1- Valores mínimos, médios e máximos registrados pelas células de tensão total nos ensaios executados

Ensaio	CTT 2			CTT 3		
	σ mín. (kPa)	σ méd. (kPa)	σ máx. (kPa)	σ mín. (kPa)	σ méd. (kPa)	σ máx. (kPa)
1(GG1-025-060/st)	16,9	24,9	35,7	24,1	31,6	40,2
2 (GG1-025-060)	X	X	X	-35,7	30,8	92,7
3 (GG1-050-060)	49,4	56,4	83,0	48,5	79,2	125,6
4 (GG1-100-060)	74,1	93,9	103,6	70,8	96,0	106,8
5 (GG1-025-035)	X	X	X	-77,1	21,2	98,8
6 (GG1-025-120)	25,1	32,5	48,8	15,5	34,9	56,8
7 (GG2-025-035)	X	X	X	X	X	X
8 (GT-025-035)	X	X	X	25,3	73,4	127,3

Obs.: A célula CTT 2 foi sempre instalada a 528 mm da seção frontal da inclusão e a CTT 3 a 99 mm.

Percebe-se do Quadro 5.1 acima, que as tensões registradas pela célula de tensão CTT 2 sofre variações levemente menores em relação à sobrecarga aplicada, isso se deve ao fato dela estar instalada a uma maior distância do ponto de aplicação da força de arrancamento. Dessa forma, os deslocamentos na inclusão no ponto de medida da CTT 2 são mobilizados posteriormente e, em alguns ensaios, a ruptura por arrancamento ocorre antes do total desenvolvimento das tensões devido à dilatância.

Na maioria dos ensaios executados foram realizadas leituras de tensão total no solo, próximo à inclusão – aproximadamente 1 cm acima do seu nível de instalação. Em alguns ensaios, ocorreram pequenas avarias nas células de tensão total devido a danos que aconteceram durante o processo de compactação do solo, como ruptura dos cabos ou danos nos *strain gages*, causados pelos fortes impactos do soquete próximo à célula. Nestes casos o efeito da dilatância não pode ser registrado.

Em determinadas situações, como nos ensaios 2(GG1-025-060) e 5(GG1-025-035), as tensões totais medidas foram negativas por alguns instantes. Nesses ensaios foram utilizadas inclusões curtas (25 cm de comprimento) e sobrecargas baixas (25 kPa). Essas condições favorecem uma movimentação repentina dos membros transversais da geogrelha que, quando ocorrem, geram um vazio no interior do solo. No ensaio 6(GG1-025-120), realizado com comprimento de 120 cm e mesma tensão confinante, não se observou esse fenômeno. A Figura 5.8 mostra a variação da tensão total mínima no solo em função do comprimento da amostra de geogrelha.

Figura 5.8- Tensões totais mínimas em função do comprimento

Nos ensaios executados com as geogrelhas que possuíam os membros transversais, observou-se que os valores de tensões totais no solo sofriam oscilações. Inicialmente as tensões eram crescentes, passavam por um pico e tornavam-se em seguida decrescentes. Esse fenômeno foi verificado em todos os ensaios executados com geogrelhas e foi registrado em todas as células de tensão total utilizadas nesses ensaios. No ensaio 6 (GG1-025-120), que foi levado a deslocamentos frontais maiores, esse fato pode ser bem visualizado. É interessante perceber que a distância

entre os picos de tensão possuem valores semelhantes à distância entre os membros transversais da geogrelha (35 mm).

Quando a geogrelha, submetida a uma força de arrancamento, começa a se deslocar, os seus membros transversais cortam o solo à sua frente, expulsando-o para os lados. A tensão total no solo, portanto, cresce devido a um fluxo plástico de solo e à dilatação impedida. Quando o membro transversal passa sobre a célula de tensão total, ela registra um incremento de tensão no solo, após a passagem do membro transversal, a tensão total no solo decresce e se mantém num determinado valor até a aproximação do próximo membro transversal. Dessa maneira, pode-se dizer que existem ondas de tensão total no solo sobre cada um dos membros transversais da geogrelha.

As variações mais intensas de tensão total no solo ocorrem nos ensaios executados com as geogrelhas mais curtas e com menores tensões de confinamento, conforme pode ser verificado no Quadro 5.1.

No ensaio 1(GG1-025-060/st), em que foram retirados os membros transversais da geogrelha e no ensaio 8(GT-025-035), em que a inclusão é contínua, as tensões devido à dilatação impedida são, de uma forma geral, crescentes, até um ponto em que aparentemente se estabilizam. É importante destacar que nestes ensaios a sobrecarga aplicada na superfície do solo foi de 25 kPa, que é uma tensão pequena e provavelmente inferior à tensão do pré-adensamento do solo.

5.8- COMPARAÇÃO DOS VALORES EXPERIMENTAIS COM OS PREVISTOS

São apresentadas, no Quadro 5.2, previsões do valor da máxima resistência ao arrancamento para as mesmas condições em que foram executados os ensaios. Para tal considerou-se as parcelas de atrito e adesão de interface e a resistência passiva dos membros transversais da geogrelha.

Para a consideração da resistência de interface, foram utilizados os seguintes parâmetros: ângulo de atrito de interface $\delta = 2\phi/3$, fator de adesão superficial $\alpha = 1$ e a tensão normal aplicada pelo sistema de sobrecarga. A determinação da resistência passiva foi feita considerando-se os mecanismos de ruptura geral e por puncionamento, utilizando-se a equação de capacidade de carga de Terzaghi – Buisman que foi apresenta no item 2.3.

Ainda com relação à determinação da resistência passiva dos membros transversais, foram utilizados os seguintes parâmetros geométricos para a geogrelhas:

Para a geogrelha Fortrac 200/35-30:

Espaçamento entre membros transversais $S_x = 32$ mm;

Espessura do membro transversal $t = 1,5$ mm;

$\alpha_s = 0,21$ (sem membros transversais);

$\alpha_s = 0,29$ (com membros transversais);

$\alpha_b = 0,79$ (determinado por medição).

Para a geogrelha 35/30-20

Espaçamento entre membros transversais $S_x = 20$ mm;

Espessura do membro transversal $t = 1,5$ mm;

$\alpha_s = 0,12$;

$\alpha_b = 0,90$ (determinado por medição).

O Quadro 5.2, a seguir, apresenta um resumo dos cálculos das previsões de resistência máxima ao arrancamento, considerando-se os parâmetros que foram mostrados.

Quadro 5.2- Resumo dos cálculos da previsão da resistência ao arrancamento e comparação com os valores experimentais

Ensaio	1	2	3	4	5	6	7
La (m)	0,60	0,60	0,60	0,60	0,35	1,20	0,35
σ_v (kPa)	25	25	50	100	25	25	25
Resistências	(kN/m)						
Atrito de interface	2,8	3,9	7,7	15,5	2,3	7,7	0,9
Adesão de interface	3,8	5,2	5,2	5,2	3,0	10,4	1,3
Passiva (rupt. geral)	X	37,8	58,8	100,7	22,1	75,7	40,2
Passiva (rupt. punc.)	X	14,7	22,9	39,5	8,5	29,3	15,6
Total (geral)	6,6	46,9	71,8	121,5	27,4	93,8	42,4
Total (punc.)	6,6	23,7	35,9	60,2	13,9	47,5	17,8
Experimental	20,6	25,9	37,8	53,7	16,2	51,4	12,7

Percebe-se do Quadro 5.2 uma boa adequação dos valores experimentais aos previstos quando se considera o mecanismo de ruptura por puncionamento. Quando se considera o mecanismo de ruptura geral, observa-se que os valores obtidos são praticamente o dobro dos obtidos experimentalmente, indicando que esse tipo de ruptura de fato parece não ocorrer em ensaios de arrancamento. A Figura 5.9 mostra a adequação da resistência prevista aos valores de resistência obtida pelo ensaio.

Figura 5.9- Comparação entre as resistência prevista e a medida

Para o ensaio 1 (GG1-025-060/st), em que foram retirados os membros transversais da geogrelha, não se observa uma boa adequação da resistência obtida com a prevista. Observa-se ainda, no ensaio 2(GG1-025-060), que a contribuição da resistência passiva é maior que as contribuições do atrito e adesão de interface, contrariando os resultados experimentais. Uma primeira explicação para o fato pode ser a existência de pequenas faixas de membros transversais que se encontram aderidas aos membros longitudinais em planos diferentes e que são difíceis de serem removidas. Assim, essas faixas podem estar contribuindo com uma parcela de resistência passiva. Uma outra explicação é a deficiência do modelo de previsão que subestima as parcelas de atrito e adesão e superestima a parcela de resistência passiva, de forma a se contrabalançar os erros. A explicação para o fato somente será possível após a execução de ensaios de cisalhamento direto para obtenção dos parâmetros de resistência de interface corretos e outros ensaios de arrancamento com e sem membros transversais.

5.9- DESEMPENHO DO EQUIPAMENTO E QUALIDADE DOS ENSAIOS EXECUTADOS

Para se analisar o desempenho do equipamento e a qualidade dos ensaios executados devem ser consideradas a adequabilidade do ensaio às condições reais de campo e a qualidade das medidas executadas pelo equipamento.

O equipamento apresentado neste trabalho foi projetado segundo recomendações da literatura técnica internacional, descritas no Capítulo 2, principalmente no que se refere aos aspectos das dimensões da caixa, da aplicação da sobrecarga e minimização dos efeitos do contorno rígido. Pode-se verificar que o equipamento desenvolvido se assemelha aos melhores equipamentos de ensaio de arrancamento descritos na literatura, que foram desenvolvidos por pesquisadores em todo o mundo. Além disso, optou-se por se projetar uma caixa de arrancamento com dimensões superiores ao da maioria dos equipamentos descritos na literatura, tornando o ensaio mais representativo, principalmente quando forem utilizadas geogrelhas com aberturas maiores ou solos pedregulhosos.

A literatura recomenda ainda que se faça o acompanhamento da força de arrancamento e dos deslocamentos ao longo da inclusão durante a execução do ensaio e menciona, em menor escala, a necessidade da medição das tensões totais no interior do solo próximo à inclusão. Dos ensaios executados, entretanto, percebe-se uma importância marcante da mensuração das tensões no solo, que sempre variaram devido ao fenômeno da dilatação impedida e pela movimentação dos membros transversais das geogrelhas.

Face à qualidade dos resultados obtidos, que são função da coerência dos dados registrados, nota-se que a instrumentação, desenvolvida especialmente para o equipamento de ensaios, se mostrou adequada à sua finalidade. A estrutura do equipamento de ensaios se comportou adequadamente bem durante todo o período de utilização.

O equipamento é robusto e todas as suas partes componentes não apresentaram nenhum detalhe que merecesse reparo ou adaptação. Além disso, a lógica dos resultados obtidos e as poucas comparações que se pode fazer com resultados publicados na literatura internacional sugerem que o equipamento, apesar de seu grande porte, é de fácil manuseio e apresenta boa repetibilidade de resultados.

6- CONCLUSÕES

O principal objetivo deste trabalho foi projetar e construir um equipamento de ensaio de arrancamento de acordo com as recomendações encontradas na literatura internacional e verificar o seu desempenho realizando uma série de testes. Além disto, a partir dos testes, foi possível fazer uma série de inferências com relação aos parâmetros que influenciam no ensaio de arrancamento.

Com relação ao equipamento de ensaios, pode-se concluir que:

- a) o equipamento é capaz de realizar ensaios de arrancamento de boa qualidade, o que pode ser comprovado pela coerência dos teste executados.
- b) a estrutura do equipamento é robusta e resiste aos esforços a que são submetidos durante a sua utilização sem sofrer deformações que comprometam a qualidade dos ensaios.
- c) a instrumentação desenvolvida para o equipamento funcionou adequadamente bem e está de acordo com as escalas e precisão necessárias para cada tipo de grandeza medida.
- d) é conveniente que se utilize uma quantidade maior de transdutores de deslocamentos no equipamento.

Com relação aos parâmetros que interferem no processo de arrancamento de geossintéticos, pode-se inferir o seguinte:

- d) em comparação com o geotêxtil não tecido agulhado, as geogrelhas apresentam uma melhor interação com o solo quando solicitadas ao arrancamento.
- e) a resistência ao arrancamento das geogrelhas varia linearmente com a sobrecarga aplicada, assim como os deslocamentos frontais sofridos por ela.
- f) existe uma relação de proporcionalidade entre a resistência ao arrancamento de geogrelhas e o seu comprimento. O mesmo, entretanto, não pode ser afirmado com relação aos deslocamentos frontais.
- g) para os ensaios realizados, verifica-se que a contribuição da resistência passiva é pequena, menor que 20% da resistência total. Este valor está de acordo com alguns autores e em desacordo com outros.
- h) as tensões totais no solo próximo da inclusão diferem bastante da sobrecarga aplicada durante a execução do ensaio devido à dilatação impedida do solo. Este fenômeno é fortemente influenciado pelos membros transversais das geogrelhas.
- i) quando se considera o mecanismo de funcionamento do solo na previsão da resistência ao arrancamento dos membros transversais da geogrelha, verifica-se uma boa adequação dos valores previstos aos obtidos experimentalmente.
- j) o método de análise do ensaio de arrancamento apresentado neste trabalho, derivado do método do processo de mobilização de Ochiai *et al.*, (1996), permite compreender melhor o fenômeno de arrancamento.
- l) para pequenas cargas, o pico de resistência mobilizada situa-se nas seções iniciais das geogrelhas e, à medida que as cargas aumentam, ele caminha ao longo do comprimento da inclusão até sua a seção final, quando se dá a ruptura generalizada por arrancamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICA

- ABLED-BAKI, S., RAYMOND, G. P. & JOHNSON, P. (1993). "*Improvement of the Bearing Capacity on Footings by a Single Layer of Reinforcement*". Geosynthetics '93 Conf., Canada, 407-416.
- 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.
- AKINMUSHURU, J. C. & AKINBOLADE, J. A. (1981) "*Stability of Loaded Footings on Reinforced Earth*" J. Geotech. Engng Div. ASCE, 107, 819-827.
- AMORIM JR., W. M. (1992), "*Mecanismos de Interação Solo e Geogrelha*", Geossintéticos'92, Brasília, pp.121-139.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS (1984) NBR 7181 – Análise Granulométrica de Solos – Rio de Janeiro RJ.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS (1986) NBR 7182 – Ensaio de Compactação de Solos – Rio de Janeiro RJ.
- BASSETT, R. H. & LAST, N. C. (1978) "*Reinforcing Earth Below Footing and Embankments*" Proceedings of Symposium on Earth Reinforcement, American Society of Civil Engineers Annual Convention, Pittsburg, PA, USA, pp. 202-231.
- BATHURST, R.J. & SIMAC, M. R., (1995) "*Recent Developments in Reinforced Segmental Retaining Wall Technology in North America*", Geossintéticos 95, 2o Simpósio Brasileiro Sobre Aplicação de Geossintéticos, São Paulo SP, p. 18-30.

- BERGADO, D. T. & CHAI, J. C. (1994), "*Pullout Force/Displacement Relationship of Extensible Grid Reinforcements*", *Geotextiles and Geomembranes*, (13): 5, 295-316.
- BERGADO, D. T., CHAI, J. C., ALFARO, M. C., & BALASUBRAMANIAM, A. S. (1994) "*Improvement Techniques of Soft Ground in Subsiding and Lowland Environment*", A. A. Balkema, Rotterdam, Netherlands
- BERGADO, D. T., SHIVASHANKAR, R., ALFARO, M. C., CHAI, J. C. & BALASUBRAMANIAM, A. S. (1993) "*Interaction Behavior of Steel Grid Reinforcements in Clayey Sand*". *Géotechnique* (43):4, 589-603.
- BINQUET, J. & LEE, K. L. (1975), "*Bearing Capacity Tests in Reinforced Earth Slabs*". *ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division*, V. 101, n. GT12, p. 1257-1276.
- BONAPARTE, R., HOLTZ, R. D. & GIROUD, J. P., (1987). "*Soil Reinforcement Design Engineer*", ASTM STP 952, ed J. E. Fluett, Jr. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, pp. 69-116.
- BRAND, S. R. & DUFFY, D. M. (1987), "*Strength and Pullout Testing of Geogrids*". *Geosynthetics Conference*, New Orleans, Vol. 1, pp. 226-236.
- BROMS, B. B. (1987). "*Design on Fabric Reinforced Retaining Structures*" *Proceedings of the Symposium on Earth Reinforcement*. ASCE, Pittsburgh, PA, p. 282.
- BUENO, B. S., (1987), "*The Behaviour of Thin Walled Pipes in Trenches*" Leeds, Leeds University (These D.S.), 325p.
- CHANG, D.T., SUN, T.S & HUNG, F. (1995), "*Pullout Mechanism of Geogrids Under Confinement by Sandy and Clayey Soils*". *Transportation Research Record* No. 1474, pp. 64-72.

- ✧ CHRISTOPHER, B. R. & BERG R.R. (1990), "*Pullout Evaluation of Geosynthetics in Cohesive Soils*". Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Den Hoedt (ed.), Rotterdam, pp. 731-737.
- ✧ CLAYBOURN, A. F. & WU, J. T. H., (1993). "*Geosynthetic- Reinforced Soil Wall Design*" Geotextiles and Geomembranes 12 No. 8 pp. 707-724.
- CLOUGH, G. & DUNCAN, J. M. (1971), "*Finite Element Analysis of Retaining Behavior*". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE Vol. 97, No. 3, pp. 133-159.
- COLLIN, J. G., (1986) "*Earth Wall Design*" PhD thesis, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, CA.
- COLLIOS A., DELMAS P., GOURC J.P, GIROUD J.P. (1980) "*Experiments on Soil Reinforcement with Geotextiles. The Use of Geotextiles for Soil Improvement*" ASCE National Convention, April, 53-73, Portland, Oregon, UK.
- DIXIT, R. K. & MANDAL, J. N. (1993). "*Bearing Capacity of Geosynthetic-Reinforced Soil Using Variational Method*" Geotextiles and Geomembranes 12 No. 6, pp. 543-566
- FARRAG, K. (1990), "*Interaction Properties of Geogrids in Reinforced Soil Walls - Testing and Analysis*". Dissertation submitted to Graduate School of Louisiana State University, Baton Rouge.
- ✧ FARRAG, K., ACAR Y.B. & JURAN I. (1993), "*Pull-Out Resistance of Geogrid Reinforcements*". Geotextiles and Geomembranes. (12): 3, 133-159.
- FEDA, J., (1978), "*Stress in Subsoil and Methods of Final Settlement Calculation*" . Prague, Elsevier Scientific Publishing, 215 p.
- FRAGASZY, R. J. & LAWTON, E. (1984). "*Bearing Capacity of Reinforced Sand Subgrades*" J. Geotech. Engng Div., ASCE, 110, 1500-1507.

- GEOSERVICES, Inc., (1989) "*Geotextile Engineering Workshop - Design Examples*" Federal Highway Administration Publication No. FHWA-HI-89-CO2.
- GOURC, J. P., RATEL, A. & DELMAS, P., (1986) "*Design on Fabric Retaining Walls - The Displacement Method.*" Proceedings 3rd International Conference on Geotextiles, Vol. IV, Vienna, Austria, pp. 1067-72
- GUILLOUX, A., SCHLOSSER, F. & LONG, N. T., (1979), "*Laboratory Study of Friction Between Soil and Reinforcements*". Proceedings of the International Conference on Soil Reinforcement, Paris, France, Vol. 1, pp. 35-40.
- HOULSBY, G. T. (1991), "*How the Dilatancy of Soils Affects their Behaviour*". Proceedings of the Tenth European Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. Vol. 4, Florence, pp. 1189-1202.
- HUANG, C. C. & TATSUOKA, F. (1990), "*Bearing Capacity of Reinforced Horizontal Sandy Ground. Geotextiles and Geomembranes*". 9(1), 51-82
- INGOLD, T.S., (1980), "*Reinforced Clay*". Ph.D. thesis, Surrey University, Guilford, United Kingdom.
- ✶ INGOLD, T.S. (1983a), "*Laboratory Pull-Out Testing of Grid Reinforcements in Sand*". Geotechnical Testing Journal, (6): 3, 101-111.
- ✶ INGOLD, T.S.(1983b), "*A Laboratory Investigation of Grid Reinforcements in Clay*". Geotechnical Testing Journal, (6): 3, 112-119.
- JEWELL, R. A. (1980), "*Some Effects of Reinforcement on the Mechanical Behavior of Soils*". Dissertation submitted to Cambridge University, Cambridge, UK.
- 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., (1990), "*Reinforcement Bond Capacity*". Geotechnique 40, No. 3, 513-518.
- JEWELL, R. A., (1991), "*Application of Revised Design Charts for Steeps Reinforced Slopes*". Geotextiles and Geomembranes 10, No. 3, pp. 203-233.
- JEWELL, R. A. & MILLIGAN, G. W. E., (1989). "*Deformation Calculations for Reinforced Soil Walls*. Proceedings 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, pp. 1257-62
- JURAN, I. (1977). "*Dimensionnement interne des ouvrages en terre armée. Thesis of Doctorate of Engineering, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris.*
- JURAN I., HALIS, M. & FARRAG, K. (1990). "*Strain Compatibility Analysis for Geosynthetics Reinforced Soil Walls*" J. Geotech Engr., ASCE, 116(2), 312-29
- JURAN, I., KNOCHENMUS, G., ACAR, Y.B. & ARMAN, A. (1988), "*Pull-Out Response of Geotextiles and Geogrids*". Proceedings of Symposium on Geotextiles for Soil Improvement, ASCE, Geotech. Special Publication 18, pp. 92-111.
- KHING, K. H., DAS B. M., PURI, V. K., COOK, E. E. & YEN, S. C. (1993), "*The Bearing Capacity of a Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Sand*". Geotextiles and Geomembranes, 12(4), 351-361.
- KOERNER, R., (1994), "*Designing with Geosynthetics*". Ed. Prentice Hall Inc. 783 p.
- LADEIRA, M.A.S.A. & LOPES, M.L. (1995), "*Estudo dos Fenômenos da Interação Solo-Geossintéticos Através de Ensaios de Arranque*". Revista Geotecnica, 74:39-49.
- LESHCHINSKY, D. & PERRY, E. B., (1987) "*A Design Procedure for Geotextile-reinforced Walls*" Proceedings of Geosynthetics '87 Conference, Vol. 1, New Orleans, pp. 95-107

- ~ LESHCHINSKY, D. & PERRY, E. B., (1989) "*On the Design of Geosynthetic-Reinforced Walls*" *Geotextiles and Geomembranes* 8 No.4 pp. 311-323.
- 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.
- LOPES, M. L. & MOUTINHO, C. (1997), "*Resistência das Interfaces Solo-Geogrelha: Papel da Densidade e Granulometria do Solo*". VI Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Portugal, vol. 1, pp.279-288.
- MCGROWN, A., ANDRAWES, K. Z. & KABIR, M. H.,(1982), "*Load-Extension Testing for Geotextiles Confined in Soil*". 2nd International Conference on Geotextiles, Las Vegas, v. 3, p. 547-560.
- MARQUES, G. L. O., (1994), "*Uso de Geotêxteis em Muros de Contenção de Pequeno Porte*", Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa –MG, 126 p.
- MILLOVIE, D. (1977), "*Bearing Capacity Tests on Reinforced Sand*" Proceedings of 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Japan, Vol. I, pp. 651-654.
- MINEIRO (S/D), Curso de Mecânica dos Solos e Fundações, Vol. 6, Impulsos de Terra, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa Portugal.
- MIYATA, K. (1996), "*Walls Reinforced with Fiber Reinforced Plastic Geogrid in Japan*". *Geosynthetics International*, (3): 1, 1-11.
- MITCHELL, L. K. & VILLET, W. C. B., (1987), "*Reinforced of Earth Slopes and Embankments*". TBR, National Cooperative Highway Research Program, Report 290, Washington DC, 323p.
- ✱ OCHIAI, H., OTANI, J. HAYASHIC, S. & HIRAI, T. (1996), "*The Pull-Out Resistance of Geogrids in Reinforced Soil*". *Geotextiles and Geomembranes* (14): 19-42.

OK

- PALMEIRA, E.M. (1987), *"The Study of Soil Reinforcement by Means of Large Scale Laboratory Tests"*. Ph.D. thesis, University of Oxford, 237p.
- PALMEIRA, E.M. & MILLIGAN, G.W.E., (1989a), *"Large Scale Direct Shear Tests on Reinforced Soil"*. Soil and Foundations, 29(1), 18-30.
- PALMEIRA, E.M. & MILLIGAN, G.W.E., (1989b), *"Scale and Other Factors Affecting the Results of the Pullout Tests of Grids Buried in Sand"*. Geotechnique 39. No. 3, 551-584
- PETERSON, L. M. & ANDERSON, L.R. (1980), *"Pullout Resistance of Geogrid Reinforced Soil"*. M.Sc thesis, Utah State University, Logan, Utah.
- RAGUI, F. WILSON-FAHMY & KOERNER, R. M. (1993). *"Finite Element Modeling of Soil – Geogrid Interaction with Applications to the Behavior of Geogrids in a Pullout Loading Condition"*. Geotextiles and Geomembranes 12. No. 5, pp 479-501
- REDSHAW, S. C., (1954), *"A Sensitive Miniature Pressure Cell"* J. Sci. Inst., 31 (12) p. 467-9.
- ROWE, R. K., & DAVIS E. H., (1982), *"The Behavior of Anchor Plates in Sand"*. Geotechnique 32, No. 1 pp.25-41
- ROWE, R. K. & HO, S. K., (1986), *"Determination of Geotextile Stress-Strain Characteristics Using a Wide Strip Test"*. 3rd Int. Conf. on Geotextiles, Vienna, pp. 885-890.
- SARGUNAN, A. & HUSSAIN, A. S. J. (1988) *"Stability of Loaded Footings on Reinforced Soil"*. Proceedings of 1st Indian Geotextiles Conference on Reinforced Soil an Geotextiles, pp. C27-C32
- SCHMERTMANN, G. R., CHOUERY-CURTIS, V. E., JOHNSON, R. D. & BONAPARTE, R. (1987). *"Design Charts for Geogrid-Reinforced Soil Slopes"*. Proceedings of the Geosynthetics '87 Conference, Vol. 1, New Orleans, pp. 108-20

- SCHLOSSER, F & ELIAS, V. (1978). "Friction in Reinforced Earth". Proceeding of ASCE Symposium. Earth Reinforcement, Pittsburgh, pp. 735-762.
- SHIVASHANKAR, R. (1991). *"Behavior of Mechanically Stabilized Earth (MSE) Embankment and Wall System With Poor Quality Backfills on Soft Clay Deposits, Including a Study of Pullout Resistances"*. Doctoral Dissertation Submitted, Asian Institute of Technology, Bangkok.
- SREEKANNTIAH, B. R. (1988). *"Stability of Loaded Footings on Reinforced Sand"* Proceedings of 1st Indian Geotextiles Conference on Reinforced Soil and Geotextiles, pp. C3-C7.
- STEWART, J. E., WILLIAMSON, R. & MOHNEY, J. (1977) *"Earth Reinforcement"* Chap. 5. Guidelines for Use of Fabrics in Construction and Maintenance of Low-Volume Roads. USDA, Forest Service, Portland, Oregon.
- TORRY, A. C. & SPARROW, R. W., (1967), *"The Influence of Diaphragm Flexibility on the Performance of an Earth Pressure Cell"*, London, British Railway Research Department, pp. 781-5.
- TROLLOPE, D. H. & LEE, I. K., (1961), *"The Measurement of Soil Pressures"*, Proceedings of International Congress on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Paris, vol. 2, p. 493-4.
- WILLIAMS, N. D. & HOULIHAN, M. F. (1987), *"Evaluation of Interface Friction Properties Between Geosynthetics and Soils"*. Geosynthetics Conference. New Orleans, Vol. 2, pp. 616-627.
- YETIMOGLU, T., WU, J. T. H. & SAGLAMER, A., (1994) *"Bearing of Rectangular Footings on Geogrid-Reinforced Sand"*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120, No 12, p. 2083-2099.
- YOGORAJAH, I. & YEO, K. C., (1994). *"Finite Element of Pull-out Tests with Load and Strain Measurements"*. Geotextiles and Geomembranes 13. No.1, pp. 43-54.

APÊNDICE I - PROJETO DA INSTRUMENTAÇÃO

1- INTRODUÇÃO

Neste apêndice descrevem-se os projetos das células de tensão total, da célula de carga e dos transdutores de deslocamento utilizados para mensurar as tensões no solo, a força de arrancamento e os deslocamentos das inclusões, respectivamente.

Na construção das células de tensão total utilizou-se circuito elétrico em ponte completa, constituído por um único extensômetro do tipo Redshaw. Na célula de carga foram usados quatro extensômetros elétricos lineares que também formam uma ponte completa e nos transdutores de deslocamento foram empregados somente dois extensômetros lineares, formando um circuito em meia ponte.

2- CONCEITOS BÁSICOS DA EXTENSÔMETRIA

Todo condutor elétrico possui uma característica denominada “sensibilidade à deformação” (“*strain sensibility*”), que pode ser definida como a razão entre a variação relativa da resistência elétrica do condutor com a variação relativa do seu comprimento. Para o caso de extensômetros elétricos, esta característica é denominada “*Gauge Factor*”, designada por “F” e se aplica quando o condutor sofre deformações elásticas. Assim, tem-se:

$$F = \frac{\Delta R / R}{\Delta l / l} \quad (1)$$

sendo,

R = resistência elétrica inicial

ΔR = variação da resistência elétrica

l = comprimento inicial e

Δl = variação do comprimento.

Pelo fato da variação da resistência de um extensômetro elétrico estar relacionada à variação do seu comprimento, o extensômetro deve ser efetivamente aderido ao elemento ativo da instrumentação. A resposta de uma célula de carga, por exemplo, estará diretamente ligada à magnitude das deformações sofridas por ela, assim como as características do extensômetro elétrico utilizado.

Ao ser carregada, a célula deformará e, estando o extensômetros elétrico fortemente aderido à sua face, haverá uma variação nominal na resistência do extensômetro elétrico, que é dada por

$$\frac{\Delta R}{R} = F \cdot \varepsilon \quad (2)$$

sendo ε a deformação sofrida pelo extensômetro elétrico.

Essas variações de resistência são muito pequenas e podem ser medidas usando-se o circuito elétrico de ponte completa de Wheatstone (Figura A1.1), que é comumente utilizada para converter as variações nas resistências dos extensômetros elétricos em uma voltagem apropriada para a ampliação e processamento.

Figura A1.1- Circuito em Ponte de Weatstone completa

Pela Figura A1.1 e aplicando-se a 2ª lei de Kirchoff, para o circuito AC, têm-se que:

$$V_{in} - R1 \cdot i - R2 \cdot i = 0 \quad (3)$$

$$V_{in} = i \cdot (R1 + R2) \quad (4)$$

similarmente

$$V_{in} = i \cdot (R3 + R4) \quad (4a)$$

ou ainda,

$$i = \frac{V_{in}}{R1 + R2} \text{ ou } i = \frac{V_{in}}{R3 + R4} \quad (5)$$

Para o circuito AB, tem-se:

$$V_{AB} = R1 \cdot i \rightarrow V_{AB} = R1 \frac{V_{in}}{R1 + R2} \quad (6)$$

Para o circuito AD, tem-se:

$$V_{AD} = R4 \cdot i \rightarrow V_{AD} = R4 \frac{V_{in}}{R3 + R4} \quad (7)$$

$$V_{out} = \Delta V = V_{AB} - V_{AD} = \frac{R1 \cdot V_{in} \cdot (R3 + R4) - R4 \cdot V_{in} \cdot (R1 + R2)}{(R1 + R2) \cdot (R3 + R4)} \quad (8)$$

$$V_{out} = V_{in} \frac{(R1 \cdot R3 + R1 \cdot R4 - R4 \cdot R1 - R4 \cdot R2)}{(R1 + R2) \cdot (R3 + R4)} \quad (9)$$

$$V_{out} = \frac{R1 \cdot R3 - R2 \cdot R4}{(R1 + R2) \cdot (R3 + R4)} V_{in} \quad (10)$$

sendo R1, R2, R3 e R4 resistências elétricas.

Assumido-se a condição $R1/R2 = R3/R4$, então a voltagem de saída “Vout” será nula e a ponte estará balanceada. Se por algum motivo houver uma variação em alguns das resistências, ocorrerá um desequilíbrio da ponte e ela produzirá uma voltagem “Vout” nos terminais de saída.

Se houver uma variação semelhante tanto em magnitude quanto em polaridade nas resistências que constituem a ponte, a voltagem de saída “Vout” permanecerá nula e a ponte equilibrada. Porém, se essas variações ocorrerem com qualquer magnitude, mas com polaridade oposta, a voltagem de saída “Vout” será dada pela Equação 10. Havendo variações iguais nas resistências e sendo $R1 = R2 = R3 = R4 = R$, então a equação de saída para a ponte para os propósitos de extensômetros elétricos torna-se a seguinte:

$$\Delta V = \frac{1}{4} \frac{(\Delta R1 - \Delta R2 + \Delta R3 - \Delta R4)}{R} \cdot V_{in} \quad (11)$$

$$\Delta V = \frac{N}{4} \cdot \frac{\Delta R}{R} \cdot V_{in} \quad (12)$$

em que N é o número de braços ativos do circuito.

$$V_{out} = \frac{1}{4} \cdot F \cdot \varepsilon_t \cdot V_{in} \quad (13)$$

sendo ε_t a soma das deformações sofridas pelas resistências R1, R2, R3 e R4.

3- PROJETO DA CÉLULA DE TENSÃO TOTAL

3.1- Introdução

Optou-se por projetar e construir as células usadas neste trabalho visando-se atender às exigências de dimensão e sensibilidade do instrumento, além de razões de natureza econômica. É possível se obter uma melhor performance da instrumentação se ela for desenvolvida com as características adequadas às condições do fenômeno que se deseja mensurar. Assim, as células de tensão total foram concebidas de acordo com as características particulares do tipo de ensaio e do solo utilizado. A opção por se utilizar células do tipo diafragma, com uma face ativa circular, foi devido a este tipo de célula ser bastante utilizado em medidas de tensões totais dentro de uma massa de solo e por apresentar uma grande facilidade de instalação e execução. Para a captação do sinal de saída, foram usados extensômetros elétricos, por serem baratos, sensíveis, de fácil manipulação, capazes de medir pequenas deformações e de terem dimensões compatíveis com o ensaio, que requer células de tamanho reduzido.

Ao dimensionar uma célula de tensão total, vários aspectos devem ser considerados, destacando-se o tipo de teste a ser executado, que condiciona as dimensões da célula e determina a acurácia das medidas, o tipo de carregamento (estático ou dinâmico), o local de instalação (se inseridas na massa de solo ou aderentes a outras superfícies), as propriedades físicas do solo utilizado (tamanho, rigidez e densidade dos grãos) e as propriedades físicas do material componente da célula (rigidez, flexibilidade e elasticidade) (MARQUES, 1994).

Em se tratando de transdutores de tensão total, BUENO (1987) destacou duas questões que devem ser analisadas durante a elaboração do projeto. A primeira é que a célula deve ser suficientemente flexível para satisfazer a exatidão das leituras. A segunda é que a célula deve ser a mais rígida possível, para evitar uma redistribuição de tensões em torno da face ativa, limitando o erro da célula a valores aceitáveis.

O dimensionamento das células, portanto, devem obedecer a aspectos geométricos importantes. A deflexão máxima da face ativa, o tamanho da área da face ativa em relação à área total e altura da célula são fatores que guardam uma interdependência e serão analisados mais detalhadamente a seguir.

3.2- Dimensionamento das células de tensão total

Para o dimensionamento das células de tensão total, foi considerado uma tensão máxima de 150 kPa. Essa limitação foi imposta pelos valores máximos de tensão total esperados durante a execução dos ensaios.

O diâmetro interno da face sensível da célula “d” foi fixado em 30 mm, de forma a ser compatível com as dimensões dos extensômetros elétricos tipo “Redshaw” utilizados. Considera-se, ainda, que o diâmetro da face ativa deve ser maior que 50 vezes o diâmetro médio das partículas do solo em que se pretende medir as tensões totais (FEDA, 1978). O extensômetro elétrico utilizado para a construção das células de tensão total foram fabricados pela KYOWA e possuem diâmetro interno nominal de 28 mm.

A definição do diâmetro externo obedeceu às recomendações de TORRY e SPARROW (1967), que relataram que a relação entre o diâmetro ativo e o diâmetro total (d / D) deve ser igual a 0,6. Dessa maneira o diâmetro externo encontrado foi de 50,0 mm.

A espessura do diafragma da célula foi definida satisfazendo às recomendação de TROLLOPE e LEE (1961), que fixaram a razão entre diâmetro ativo da célula e a deflexão máxima do diafragma (d / w) entre 2.000 a 5.000. Para o cálculo da deflexão máxima, entretanto, é necessário conhecer a espessura do diafragma, através da equação:

$$w = \frac{p \cdot a^4}{64 \cdot RF} \quad (14)$$

sendo RF dado por:

$$RF = \frac{Ec \cdot t^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (15)$$

em que:

w = deflexão máxima no centro da célula;

p = tensão aplicada;

a = raio do diafragma;

RF = rigidez à flexão de célula;

Ec = módulo de elasticidade do material da célula;

t = espessura da célula;

ν = coeficiente de Poisson.

A definição da espessura do diafragma foi feita por meio de tentativas, até que se obteve uma espessura que satisfaz às condições da relação (d / w).

Como as células de tensão total foram feitas de alumínio, considerou-se os seguintes parâmetros: $E_c = 69 \text{ GPa}$ e $\nu = 0,33$, e adotando-se uma espessura de 1,3 mm, obteve-se os seguintes valores:

$$RF = \frac{6,9 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2 \times 0,13^3 \text{ cm}^3}{12(1 - 0,33^2)} = 141,7 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$w = \frac{1,5 \text{ Kg/cm}^2 \times 1,5^4 \text{ cm}^4}{64 \times 141,7 \text{ Kg} \cdot \text{cm}} = 8,37 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

$$\frac{d}{w} = \frac{3,0 \text{ cm}}{8,37 \times 10^{-4}} = 3584, \text{ que está entre } 2.000 \text{ e } 5.000.$$

Segundo REDSHAW (1954), ao se considerar a célula como sendo uma chapa circular engastada em seu perímetro, sujeita a um carregamento normal

distribuído e limitando-se a deflexão central do diafragma a 1/5 da espessura, a teoria clássica de chapa espessa de Poisson-Kirchhoff pode ser aplicada com erros muito pequenos. De acordo com os cálculos anteriores, o valor da deflexão central encontrada de 0,00837 mm, para um carregamento máximo, é bem menor que o valor limite de 0,26 mm, equivalente a: $1/5 \times 1,3$ mm.

Ainda segundo a teoria de Poisson-Kirchhoff, têm-se as seguintes expressões para as deformações radial (ε_r) e circunferencial (ε_θ), em uma chapa circular:

$$\varepsilon_r = \frac{p \cdot t \cdot a^2}{32 \cdot RF} \left(1 - \frac{3 \cdot r^2}{a^2}\right) \quad (16)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{p \cdot t \cdot a^2}{32 \cdot RF} \left(1 - \frac{r^2}{a^2}\right) \quad (17)$$

sendo r e θ as coordenadas polares com origem no centro do diafragma.

A deformação radial apresenta valores positivos em pontos situados no interior de uma região circular limitada pela razão $r/a = 0,577$ e valores negativos para pontos externos a essa fronteira. A deformação circunferencial é positiva em qualquer lugar, sendo a deformação total dada pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_t = 2\varepsilon_\theta - 2\varepsilon_r \quad (18)$$

No gráfico da Figura A1.2 apresenta-se os valores deformações radial e circunferencial da célula, em função da relação entre a posição radial de um ponto e o raio interno da célula (r/a). Os extensômetros mais internos registram as deformações circunferenciais e os mais externos as deformações radiais. Consegue-se a otimização no dimensionamento de células do tipo diafragma maximizando-se a diferença entre as deformações radiais e circunferenciais.

Figura A1.2- Deformações radial e circunferencial

4- PROJETO DA CÉLULA DE CARGA

No ensaio de arrancamento aplica-se uma força de tração no geossintético visando arrancá-lo do solo. Dessa forma, deseja-se medir uma força de tração durante os ensaios. Apesar disso, optou-se por construir uma célula de carga que trabalha à compressão, devido à maior facilidade execução dessa peça e de adaptação ao sistema de aplicação da força de arrancamento. A Figura A1.3 ilustra esquematicamente a instalação da célula ao sistema de transmissão da carga.

Figura A1.3- Esquema de instalação da célula de carga

A célula de carga projetada para o equipamento consiste basicamente de um cilindro vazado, feito de alumínio, dimensionado para sofrer determinadas deformações sem, no entanto, atingir o estado de escoamento do material. Para converter as deformações sofridas pela célula de carga em sinais elétricos, foram utilizados quatro extensômetros elétricos lineares colados na sua superfície e ligados entre si de maneira a formar um circuito em ponte de Wheatstone completa.

Para dimensionar uma célula de carga, devem ser obedecidos dois critérios básicos que são a sensibilidade do instrumento e a sua capacidade nominal, para que o material não sofra escoamento. Através de tentativas, tendo em vista estes dois critérios, obteve-se uma geometria apropriada para a célula de carga. O dimensionamento que garante a estabilidade da peça e da sua sensibilidade são apresentados a seguir.

No dimensionamento da célula de carga, considerou-se uma força de compressão $P_{máx.} = 50 \text{ kN}$. Essa limitação foi imposta pela força máxima prevista para o sistema de aplicação de cargas, como descrito no capítulo 3. Optou-se por utilizar o alumínio como material de confecção da célula visto que ele possui um baixo módulo de elasticidade, quando comparado com o de outros materiais de alta resistência, de maneira a conseguir maiores deformações nos extensômetros elétricos melhorando, assim, a precisão do instrumento. Além disto, o alumínio apresenta maior facilidade de corte do que o aço, por exemplo, possui comportamento linear elástico numa ampla faixa de carregamento, é resistente à corrosão e possui pequena histerese.

O diâmetro interno da célula foi definido de modo a adaptá-la a um eixo de transmissão de cargas, na qual a célula está instalada, ver Figura 4A. Esse eixo é maciço e possui um diâmetro de 28 mm. Adotou-se um diâmetro interno para a célula de carga de 29 mm, de maneira a existir uma folga de 1 mm entre o eixo e a célula.

A determinação da área da seção (A_s) da célula de carga foi feita pela seguinte equação:

$$A_s = \frac{P_{m\acute{a}x}}{\sigma_{trab}} \quad (19)$$

sendo:

σ_{trab} , a tensão normal máxima atuante na seção transversal da célula durante a execução dos ensaios (tensão de trabalho).

A tensão de trabalho (σ_{trab}), foi estabelecida com sendo aproximadamente 40% da tensão de escoamento do alumínio. Para esse material, a tensão de escoamento ($\sigma_{esc.}$) é de 255 MPa. Dessa forma, a tensão de trabalho utilizada para se determinar a área da seção transversal da célula de carga foi de 100 MPa.

Empregando-se a Equação 19 e os valores citados acima, encontrou-se uma área de 5 cm² para a seção transversal da célula, resultando num diâmetro externo de 38,4 mm. Por motivo de conveniência de execução da célula de carga, adotou-se um diâmetro externo de 38,1 mm (1 1/2”), visto que nesse diâmetro são comercializadas barras de alumínio, eliminado-se a necessidade de usinar a peça externamente. Para esse diâmetro externo, a área da seção da célula é de 4,73 cm².

Objetivando-se evitar a flambagem da estrutura da célula de carga ao ser submetida a um esforço normal, no seu eixo, adotou-se um comprimento de 40 mm. A restrição existente para o comprimento da peça é a necessidade de espaço para a instalação dos extensômetros elétricos e dos terminais. O esquema de instalação dos extensômetros na célula de carga é ilustrado na Figura A1.4.

Figura A1.4- Esquema de instalação dos extensômetros na célula de carga

A deformação total registrada pelos extensômetros elétricos (ϵ_t) ligados em ponte completa é dada pela soma das deformações dos extensômetros disposto no sentido longitudinal (R1 e R3) com a soma das deformação dos extensômetros dispostos no sentido transversal (R2 e R4), dada pela Equação 20.

$$\epsilon_t = \frac{2 \cdot P}{A_s \cdot E} (1 - \nu) \quad (20)$$

sendo:

E o módulo de elasticidade do material (69 GPa para o alumínio)

ν = coeficiente de Poisson (0,33 para o alumínio)

Admitindo-se uma carga máxima $P_{\text{máx.}} = 50 \text{ kN}$, uma seção transversal com área $A_s = 4,73 \text{ cm}^2$ e o alumínio como material para a confecção da célula, encontrou-se que a deformação total máxima registrada pelos extensômetros é de $\epsilon_t = 4075 \mu \text{ strain}$.

5- PROJETO DOS TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTO

Os transdutores de deslocamento foram desenvolvidos especialmente para esse trabalho e consistem de lâminas delgadas de aço inoxidável que sofrem flexão ao serem solicitadas por uma força P , perpendicular à lâmina, em uma de suas extremidades. Quando a lâmina é fletida, suas fibras externas sofrem alongamento em uma das faces e encurtamento na outra face. Aderindo-se extensômetros elétricos às faces da lâmina, torna-se possível relacionar a variação de tensão elétrica no circuito com os deslocamentos sofridos pela extremidade dessa lâmina.

No dimensionamento do transdutor de deslocamentos deve-se, inicialmente, definir a espessura da lâmina. Essa etapa é importante pois da espessura da lâmina dependem a deformação das suas fibras externas e a força necessária para deslocar a sua extremidade não engastada. Para definir a espessura deve-se levar em consideração dois aspectos conflitante: a) é necessário escolher uma espessura tal que não seja necessário se aplicar uma força muito grande para deslocar a extremidade livre da lâmina, ou seja, deve-se escolher uma lâmina pouco espessa e b) não se deve utilizar lâminas muito delgadas, visto que a pequena deformação das fibras externas da lâmina poderiam prejudicar a precisão do transdutor. Assim, deve-se escolher uma espessura que atenda aos requisitos flexibilidade e que garanta a precisão do instrumento.

O dimensionamento do instrumento é simples e fundamenta-se na teoria da Resistência dos Materiais aplicada a uma barra engastada em uma das extremidades. Para essa situação, tem-se a Figura A1.5, a seguir:

Figura A1.5- Lâmina engastada

sendo o deslocamento dado por:

$$y = -\frac{P \cdot x^3}{3 \cdot E \cdot I} \quad (21)$$

sendo:

E o módulo de elasticidade do material

I o momento de inércia da seção transversal

A carga necessária para se provocar um deslocamento y em uma das extremidades e, portanto, dada por:

$$P = \frac{-3 \cdot E \cdot I \cdot y}{x^3} \quad (22)$$

Sabe-se que a deformação nas fibras externas da lâmina é dada por:

$$\varepsilon_x = \frac{-P \cdot x \cdot y}{E \cdot I} \quad (23)$$

para o caso de uma seção transversal retangular, tem-se que o momento de inércia é dado por:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (24)$$

Substituindo-se o valor de P (Equação 22) e o valor de I (Equação 24) na Equação 23, obtém-se que a deformação nas fibras externas da lâmina é dada por:

$$\varepsilon_x = \frac{3 \cdot y \cdot h}{2 \cdot x^2} \quad (25)$$

Para a confecção dos transdutores de deslocamento utilizou-se lâminas de aço inoxidável com espessuras de 0,15; 0,20 e 0,25 mm. Com cada espessura foram construídos dois transdutores, sendo que os de lâminas mais delgadas foram utilizados para mensurar os deslocamentos mais próximos do ponto de aplicação de carga (deslocamento maiores) e os que utilizaram lâminas mais espessas foram utilizados para mensurar os deslocamentos das seções posteriores.

As lâminas possuem um comprimento de 100 mm, sendo que os extensômetros elétricos foram colados a 20 mm da extremidade engastada, estando o ponto de aplicação da carga distante de 80 mm dos centros dos extensômetros. Como foram usados dois extensômetros ligados em meia ponte, cada um em uma face da lâmina, a deformação total (ϵ_t) registrada pelos extensômetros elétricos é portanto o dobro de ϵ_x obtido na Equação 25.

$$\epsilon_t = \frac{3 \cdot y \cdot h}{x^2} \quad (26)$$

Visando-se aumentar o curso dos transdutores de deslocamento, foram adaptados a essas peças redutores de deslocamento, que consistem de dois cilindros concêntricos de diferentes diâmetros. Dessa forma, os deslocamentos são reduzidos na mesma proporção da razão entre os diâmetros desses cilindros. Foram usados redutores nas razões (D/d) de 2, 3 e 4.

A seguir apresenta-se o Quadro A1.1 que resume o dimensionamento dos seis transdutores de deslocamento desenvolvidos para o equipamento de ensaio de arrancamento.

Quadro A1.1- Resumo do dimensionamento dos transdutores de deslocamentos

	TD 1	TD 2	TD 3	TD 4	TD 5	TD 6
b (mm)	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
h (mm)	0.15	0.15	0.20	0.20	0.25	0.25
I (mm⁴)	2.81E-03	2.81E-03	6.67E-03	6.67E-03	1.30E-02	1.30E-02
x (mm)	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0
y_{máx} (mm)	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0
P (gf)	10.38	10.38	24.61	24.61	48.07	48.07
ϵ_t (μstrain)	2109	2109	2813	2813	3516	3516
D/d	4	4	3	3	2	2
δ máx (mm)	120.0	120.0	90.0	90.0	60.0	60.0

sendo δ máx o curso máximo de cada transdutor de deslocamentos.

A Figura A1.6 ilustra, esquematicamente, um transdutor de deslocamentos e o seu mecanismo de funcionamento.

Figura A1.6- Transdutor de deslocamentos

APÊNDICE II - CALIBRAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO

1- CÉLULAS DE TENSÃO TOTAL

A calibração das células de tensão total foi feita aplicando-se uma pressão pneumática conhecida em um bolsa inflável, sobre as células de tensão. As células foram inseridas em uma camada de areia lavada, com a face ativa em contato com a bolsa. Esta forma de calibração foi escolhida por se assemelhar às condições em que as células são submetidas durante a execução dos ensaios. A Figura A2.1 ilustra a montagem do sistema utilizado para a calibração das células de tensão total.

Figura A2.1 – Montagem utilizada na calibração das células de tensão total

Utilizou-se uma caixa de aço com lados de 30 x 22 cm e altura de 10 cm como estrutura de reação. A bolsa ocupa a metade superior da caixa e seus lados possuem dimensões levemente superiores à da caixa, de forma a não absorver a pressão aplicada, transferindo totalmente a pressão pneumática para as células de carga.

As Figuras A2.2 a A2.4, a seguir, mostram as curvas de calibração das células de tensão total utilizadas no trabalho.

Figura A2.2- Curva de calibração da CTT 1

Figura A2.3- Curva de calibração da CTT 2

Figura A2.4- Curva de calibração da CTT 3

2- CÉLULA DE CARGA

A calibração da célula de carga foi feita aplicando-se uma carga axial por meio de um equipamento de ensaio de CBR, com aquisição automática dos dados. Este equipamento tem limitação de carga de 30 kN, motivo pelo qual a calibração limitou-se a este valor. Na interface pistão - célula e base - célula foi colocado um geotêxtil OP 40 para se obter uma distribuição homogênea da força aplicada. A Figura A3.5 ilustra esquematicamente a montagem utilizada na calibração e a Figura A3.6 apresenta a curva de calibração da célula de carga.

Figura A2.5- Montagem na calibração da célula de carga

Figura A2.6- Curva de calibração da célula de carga

3- TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTO

Os transdutores de deslocamento foram calibrados aplicando-se um deslocamento conhecido ao arame inextensível que sai do aparelho e para se conectar à inclusão. Para medir os deslocamentos impostos aos transdutores durante a calibração utilizou-se uma régua graduada, que foi fixada a uma superfície por onde

passava o arame inextensível. Variando-se os deslocamentos impostos e registrando-se a tensão de saída do circuito, procedeu-se a calibração dos aparelhos. A Figura A3.7 ilustra a montagem utilizada na calibração do equipamento.

Figura A3.7- Montagem da calibração dos transdutores de deslocamento

As Figuras A3.8 a A3.13 apresentam as curvas de calibração dos transdutores de deslocamento que foram desenvolvidos neste trabalho.

Figura A2.8- Curva de calibração do TD 1

Figura A2.9- Curva de calibração do TD 2

Figura A2.10- Curva de calibração do TD 3

Figura A2.11- Curva de calibração do TD 4

Figura A2.12- Curva de calibração do TD 5

Figura A2.13- Curva de calibração do TD 6

APÊNDICE III - DETALHAMENTO DA CAIXA DE ENSAIOS

Apresenta-se neste apêndice uma descrição detalhada e os desenhos do projeto da estrutura da caixa de ensaios.

Devido ao elevado peso do equipamento de ensaio e à necessidade de eventualmente transportá-lo, optou-se por construir uma estrutura desmontável, composta basicamente de sete partes independentes, que são:

1. Base da estrutura, composta de duas longarinas de 3000 mm de comprimento em perfil U 8x2x1/4", seis transversinas de 600 mm em perfil U 4x2x3/16" e duas em perfil U 8x2x1/4". As transversinas em seção U 4x2x3/16" são soldadas às longarinas com as almas rentes às abas das longarinas, conforme mostrado na Figura A3.1 – corte AA. Entre as abas das longarinas foram soldada chapas de 1/4", vazadas e com dimensões de 8x3", permitindo a conexão com as paredes laterais com parafusos de 1½ x 1/2".

2. Base da caixa, consiste de uma chapa de aço retangular, com lados de 1500 mm e 700 mm e espessura de 3/16", que é simplesmente colocada na base da estrutura sobre as transversinas de reforço.

3. Tampa da caixa, composta por uma chapa metálica com as mesmas dimensões da base da caixa, reforçada por seis perfis U 4x2x3/16" com 800 mm de comprimento. Os reforços possuem furos nas suas extremidades possibilitando a conexão com as paredes laterais da caixa por meio de parafusos de 1½ x 1/2".

4. Paredes laterais, cada uma constituída por uma chapa retangular com lados de 1500 mm e 500 mm e espessura de $3/16''$, reforçada por seis perfis U $4 \times 2 \times 3/16''$ com 650 mm de comprimento. Na extremidade superior dos reforços foram soldadas chapas vazadas com espessura de $1/4''$, permitindo a conexão com a tampa por meio de parafusos. Na parte inferior de cada reforço existem dois furos para conectar com a base da estrutura com parafusos.

5. Parede frontal, constituída por uma chapa retangular com espessura de $3/16''$ e lados de 700 mm e 500 mm que possui um rasgo de 20 mm para a passagem da inclusão a ser ensaiada. Nas extremidades da parede frontal foram soldados dois reforços em perfil U $4 \times 2 \times 3/16''$ com 800 mm de comprimento e com as extremidades vazadas para permitir a conexão com as paredes laterais por meio de parafusos de $1\frac{1}{2} \times \frac{1}{2}''$.

6. Parede de fundo, muito semelhante à parede frontal, diferindo-se somente na abertura do rasgo na chapa, que nessa peça é de 10 mm e permite a passagem dos fios inextensíveis que medem o deslocamento da inclusão.

7. Estrutura de reação, consiste em um pórtico, feito em perfis U $8 \times 2 \times 1/4''$, que se conecta à base da estrutura por meio de parafusos. Na parte superior deste pórtico instalou-se o motor e o redutor de rotações.

As Figuras A3.1 e A3.2 apresentam os desenhos do projeto da estrutura da caixa de ensaios, nelas podem ser melhor visualizado as partes componentes do equipamento além de vistas e cortes em algumas posições.

Vista Superior

Vista Lateral

Corte A-A

Corte B-B

MATERIAIS

- Chapa 3/16"
- Cantoneira 2 x 3/16"
- Perfil U 4 x 2 x 3/16"
- Perfil U 8 x 2 x 1/4"
- Chapa 1/4"

Dimensões em (mm)

Figura A3.1- Estrutura do equipamento

Figura A3.2- Detalhamento individual das peças