



**Ana Cristina Castro Fontenla Sieira**

**Estudo Experimental dos  
Mecanismos de Interação  
Solo-Geogrelha**

**Tese de Doutorado**

Tese apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Ciências de Engenharia Civil: Geotecnia.

Orientador: Alberto S. F. J. Sayão

Rio de Janeiro  
Abril de 2003

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização do autor, do orientador e da universidade.

### **Ana Cristina Castro Fontenla Sieira**

Graduou-se em Engenharia Civil, pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, em 1991. Ingressou no curso de mestrado em Engenharia Civil (Geotecnia) no ano de 1996, atuando na área de Geotecnia Experimental. Desenvolveu pesquisa sobre a reutilização de pneus em obras de estabilização de taludes, escrevendo artigos técnicos sobre este assunto e participando de congressos nacionais e internacionais em Geotecnia. Recebeu o prêmio AEERJ pela melhor tese de Mestrado em Engenharia Civil do Rio de Janeiro em 1998. Recebeu um prêmio concedido pela Revista Geotecnia de Portugal pelo melhor artigo técnico publicado no biênio 2001/2002.

Sieira, Ana Cristina Castro Fontenla

Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha / Ana Cristina Castro Fontenla Sieira; orientador: Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão – Rio de Janeiro: PUC, Departamento de Engenharia Civil, 2003.

[33]., 363 f.: il. ; 30,0 cm

1. Tese de Doutorado – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil.

Inclui referências bibliográficas.

1. Engenharia Civil – Teses. 2. Barragens de terra. 3. Fluxo. 4. Análise numérica. I. Sayão, Alberto S. F. J. (Alberto de Ferraz Jardim). II. Gerscovich, Denise Maria Soares. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil. IV. Título.

Ficha Catalográfica

Dedico esta tese à pessoa que mais admirei na vida, a quem devo todas as minhas conquistas:  
meu pai José Castro, com muita saudade...

## **Agradecimentos**

À minha mãe Carmen Castro, por todo o apoio e amor. Certamente, a maior responsável por mais este passo em minha vida.

Ao meu querido irmão Luiz Fernando, pelo apoio constante e pela grande amizade que nos une.

Aos meus queridos filhos, Luis Fernando e Felipe, por compreenderem a minha ausência e me cobrirem sempre de carinho.

Ao Prof. Alberto Sayão, meu orientador, pela competência demonstrada na orientação deste trabalho e pela amizade construída nestes anos de convívio.

À Prof. Denise Gerscovich, minha grande amiga, pelo apoio em todos os momentos, tanto profissionais quanto pessoais. Sem dúvida, uma pessoa que será sempre especial para mim.

Ao Prof. e amigo Luciano Medeiros, a quem muito admiro, pelos comentários sempre relevantes durante o desenvolvimento desta pesquisa.

Aos professores do Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio, pelos ensinamentos que muito contribuíram para a minha formação, em especial ao Prof. Franklin Antunes pela forma carinhosa de ser.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio, em particular à amiga Ana Roxo.

À Empresa Maccaferri do Brasil, pelo integral apoio ao projeto de pesquisa, em especial aos engenheiros Jaime Duran, Alexandre Texeira e Lavoisier Machado.

Ao Laboratório de Geotecnia do Cedex, pela disponibilidade de equipamentos para execução do programa experimental. Agradeço especialmente aos professores Luis Sopena, Jesus Saez e Vicente Cuellar pela recepção calorosa e pelo apoio constante durante o programa de doutorado-sanduiche em Madri.

Aos meus queridos amigos Toledo, Clemente, Felipe e José Luís Gomez, técnicos do Laboratório de Geotecnia do Cedex, pela ajuda durante o programa experimental e pela alegria demonstrada na execução do trabalho.

Aos meus inesquecíveis amigos da sala 329L, Alexandre Saré, Luis Eduardo Formigheri, Maristâni Spannenberg, Laryssa Ligocki e André Lima, pela grande amizade construída e pelos agradáveis momentos compartilhados.

Aos grandes amigos Cláudio Rabe e Paulo Maia, pela ajuda em diferentes etapas do trabalho e pelo senso de companheirismo.

Ao CNPq pelo apoio financeiro representado pela bolsa de estudos.

## Resumo

Sieira, Ana Cristina Castro Fontenla; Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim. **Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha**. Rio de Janeiro, 2003. 363p. Tese de Doutorado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

O estudo dos mecanismos de interação solo-geogrelha foi abordado a partir de um programa detalhado de ensaios de laboratório, executados em equipamentos de grandes dimensões, no Laboratório de Geotecnia do CEDEX (Madri). O programa experimental foi elaborado visando a reprodução dos diferentes mecanismos de interação desenvolvidos na interface solo-geogrelha, em maciços reforçados. Foram utilizados 3 tipos distintos de geogrelhas e 2 tipos de solo em ensaios de arrancamento, cisalhamento direto e triaxiais.

Os ensaios de arrancamento objetivaram a investigação detalhada dos efeitos da tensão confinante, tipo de solo, densidade relativa, geometria da malha e presença de elementos danificados no comportamento de geogrelhas. Os resultados mostram que a densidade relativa exerce uma influência semelhante à tensão confinante na resistência da interface solo-geogrelha. A magnitude da resistência ao arrancamento pode ser desmembrada em três parcelas, que correspondem à mobilização do atrito, da adesão e da resistência passiva dos elementos transversais. Dependendo do tipo de geogrelha, observa-se a predominância de uma das parcelas.

Com os ensaios de cisalhamento direto, foram obtidos os parâmetros de resistência da interface e a variação da resistência ao cisalhamento com a inclinação da geogrelha. Observou-se que existe uma inclinação ótima da geogrelha, próxima a  $\theta=60^\circ$ , correspondente a um valor máximo de resistência. Os resultados sugerem que, em maciços reforçados, a geogrelha deve ser posicionada na direção horizontal. Análises experimental e numérica da configuração deformada da geogrelha na caixa de cisalhamento permitiram definir que a zona central, onde ocorre o cisalhamento, corresponde a aproximadamente 40% da altura da caixa.

Os ensaios triaxiais em corpos de prova permitiram o estudo da influência do número de camadas de geogrelha na resistência e deformabilidade do

material reforçado. Observou-se que a introdução do reforço exerce uma influência similar a um aumento da tensão confinante.

Finalmente, os ensaios de tração não confinada, arrancamento e cisalhamento direto possibilitaram uma investigação da influência do dano mecânico na interação solo-geogrelha. O dano natural, provocado por simulações de procedimentos de compactação, mostrou-se mais acentuado quando se utilizam solos de granulometria grosseira e métodos de compactação agressivos. Em solicitações de cisalhamento direto, os resultados sugerem que, em situações com superfície de ruptura perpendicular à geogrelha, a ocorrência de danos não compromete a integridade do maciço reforçado. Este tipo de situação ocorre usualmente nas camadas superiores dos maciços reforçados.

## **Palavras-chave**

Engenharia Civil; Solo Reforçado; Geogrelhas;

Ensaio de Laboratório; Mecanismos de Interação

## Abstract

Sieira, Ana Cristina Castro Fontenla; Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim. **Experimental Study on the Soil-Geogrid Interaction Mechanisms**. Rio de Janeiro, 2003. 363p. DSc. Thesis – Department of Civil Engineering, Catholic University of Rio de Janeiro.

A study of soil-geogrid interaction mechanisms was carried out through a detailed testing program in large dimensions equipments at the Geotechnical Laboratory of Cedex, Spain. Three different types of geogrids on sand and clayey-silt were considered in pullout, direct shear and triaxial tests. Additional tension tests on geogrid specimens were also carried out. The pullout tests were performed for investigating the effects of confining pressure, relative density, geogrid geometry and damaged elements on the behavior of geogrids. Based on the test results, it is shown that the pullout strength may be divided into three main components, corresponding to friction, adhesion and passive resistance of transversal elements. The direct shear tests were used for obtaining interface strength parameters and the effect of the inclination angle between the geogrid and the failure surface. It is shown that the optimum inclination is about 60 degrees. This suggests that, in reinforced fills, geogrid layers shall be positioned horizontally. Experimental results and numerical analysis indicate that only the central portion of the direct shear box is subjected to shear stresses and strains. This central zone corresponds to about 40% of the specimen height. The triaxial tests were performed for evaluating the effect of the number of geogrid layers on the deformability and strength of reinforced specimens. Introduction of additional reinforcement layers has a similar effect to an increase of confining pressure. The unconfined tension tests allowed a detailed investigation of the effects of grid damage on the strength parameters of geogrids. Natural damage, induced by compaction procedures, is shown to be more intense when coarse soil is used.

## Keywords

Civil Engineering; Reinforced Soil; Geogrids;  
Laboratory Tests; Soil-Reinforcement Interaction.



# Sumário

|        |   |     |
|--------|---|-----|
| 1      | Introdução  | 34  |
| 1.1.   | Considerações Iniciais                                    | 34  |
| 1.2.   | Motivação e Objetivos da Tese                             | 35  |
| 1.3.   | Escopo da Tese  | 36  |
| 2      | Uso de Geossintéticos como Elemento de Reforço de Solos   | 39  |
| 2.1.   | Introdução  | 39  |
| 2.2.   | Geossintéticos  | 39  |
| 2.2.1. | Histórico   | 41  |
| 2.2.2. | Terminologia e Classificação dos Geossintéticos           | 43  |
| 2.2.3. | Principais Aplicações dos Geossintéticos                  | 48  |
| 2.2.4. | Materiais Constituintes                                   | 49  |
| 2.2.5. | Propriedades Físicas                                      | 51  |
| 2.2.6. | Propriedades Mecânicas                                    | 53  |
| 2.3.   | Maçiços Reforçados com Geossintéticos                     | 56  |
| 2.3.1. | O Conceito de Solo Reforçado                              | 56  |
| 2.3.2. | Estabilidade de Maçiços Reforçados com Geossintéticos     | 59  |
| 2.3.3. | Definição de parâmetros de dimensionamento                | 64  |
| 2.3.4. | Vantagens da Técnica de Solo Reforçado com Geossintéticos | 74  |
| 2.4.   | Considerações Finais                                      | 75  |
| 3      | Interação Solo-Geogrelha                                  | 77  |
| 3.1.   | Introdução  | 77  |
| 3.2.   | Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha                    | 77  |
| 3.3.   | Obtenção dos Parâmetros de Resistência da Interface       | 81  |
| 3.3.1. | Ensaio de Cisalhamento Direto Convencionais               | 82  |
| 3.3.2. | Comentários Sobre os Ensaio de Cisalhamento Direto        | 88  |
| 3.3.3. | Ensaio de Cisalhamento Direto com Reforço Inclinado       | 89  |
| 3.3.4. | Ensaio de Cisalhamento em Plano Inclinado                 | 93  |
| 3.3.5. | Ensaio de Arrancamento                                    | 97  |
| 3.4.   | Discussão Sobre os Diferentes Ensaio                      | 110 |
| 3.5.   | Resistência da Interface Solo-Geogrelha                   | 113 |

|  |     |
|--|-----|
| 3.6. Influência das Dimensões das Partículas de Solo na Interação Solo-Geogrelha | 118 |
| 3.7. Influência da Tensão Confinante na Interação Solo-Geogrelha                 | 120 |
| 3.8. Influência da Densidade Relativa na Interação Solo-Geogrelha                | 123 |
| 3.9. Influência da Estrutura da Geogrelha na Interação Solo-Geogrelha            | 124 |
| 3.10. Considerações Finais   | 125 |
| <br>   |     |
| 4 Dano Mecânico  | 126 |
| 4.1. Introdução  | 126 |
| 4.2. Fatores de Redução  | 126 |
| 4.2.1. Fator de Redução Devido à Fluência  | 129 |
| 4.2.2. Fator de Redução Devido à Degradação pelo Meio Ambiente                   | 130 |
| 4.2.3. Fator de Redução Devido a Emendas   | 133 |
| 4.2.4. Fator de Redução Devido a Danos Mecânicos                                 | 134 |
| 4.3. Investigação do Dano Mecânico   | 135 |
| 4.3.1. Programas Experimentais   | 136 |
| 4.3.2. Critérios de Inspeção Visual  | 139 |
| 4.4. Considerações Finais  | 141 |
| <br>   |     |
| 5 Materiais de Estudo  | 143 |
| 5.1. Introdução  | 143 |
| 5.2. Características das Geogrelhas  | 143 |
| 5.2.1. Geogrelha ParaGrid 200/15   | 144 |
| 5.2.2. Geogrelha MacGrid 11/3-W  | 144 |
| 5.2.3. Malha Hexagonal de Dupla Torção   | 146 |
| 5.3. Dados Fornecidos pelos Fabricantes  | 147 |
| 5.4. Ensaio de Caracterização das Geogrelhas                                     | 148 |
| 5.4.1. Ensaio Executado com as Geogrelhas Poliméricas                            | 148 |
| 5.4.2. Ensaio Executado com a Malha Hexagonal                                    | 151 |
| 5.5. Características dos Solos   | 155 |
| 5.6. Resistência dos Solos   | 158 |
| 5.7. Considerações Finais  | 162 |
| <br>   |     |
| 6 Metodologia e Programa de Ensaio   | 163 |
| 6.1. Introdução  | 163 |
| 6.2. Ensaio de Cisalhamento Direto   | 164 |
| 6.2.1. Descrição do Equipamento  | 164 |

|  |     |
|--|-----|
| 6.2.2. Ensaio Executados   | 166 |
| 6.2.3. Procedimento de Ensaio  | 168 |
| 6.3. Ensaio de Arrancamento  | 173 |
| 6.3.1. Descrição do Equipamento  | 173 |
| 6.3.2. Ensaio Executados   | 175 |
| 6.3.3. Procedimento de Ensaio  | 175 |
| 6.3.4. Instrumentação  | 177 |
| 6.4. Ensaio Triaxiais  | 181 |
| 6.4.1. Descrição do Equipamento  | 181 |
| 6.4.2. Ensaio Executados   | 182 |
| 6.4.3. Procedimento de Ensaio  | 183 |
| 6.5. Investigação do Dano Mecânico   | 185 |
| 6.5.1. Ensaio de Tração Simples: Amostras Danificadas Naturalmente         | 185 |
| 6.5.2. Ensaio Tração Simples: Amostras Danificadas Artificialmente         | 187 |
| 6.5.3. Ensaio de Arrancamento: Amostras Danificadas Artificialmente        | 189 |
| 6.5.4. Ensaio de Cisalhamento Direto: Amostras Danificadas Artificialmente | 191 |
| 6.6. Considerações Finais  | 192 |
| <br>   |     |
| 7 Resultados dos Ensaio de Arrancamento                                    | 193 |
| 7.1. Introdução  | 193 |
| 7.2. Apresentação dos Resultados   | 194 |
| 7.3. Fatores que Influenciam os Ensaio de Arrancamento                     | 196 |
| 7.3.1. Tensão Confinante   | 198 |
| 7.3.2. Densidade Relativa  | 208 |
| 7.3.3. Tipo de Solo  | 212 |
| 7.3.4. Tipo de Geogrelha   | 217 |
| 7.4. Obtenção da Tensão Cisalhante na Interface                            | 225 |
| 7.5. Envoltórias de Resistência  | 227 |
| 7.6. Parâmetros de Resistência da Interface Solo-Geogrelha                 | 234 |
| 7.7. Resistência ao Arrancamento   | 236 |
| 7.8. Mobilização da Resistência ao Arrancamento ao Longo da Geogrelha      | 240 |
| 7.8.1. Metodologia Adotada   | 240 |
| 7.8.2. Análise dos Resultados  | 242 |
| 7.9. Modelagem dos Ensaio de Arrancamento                                  | 256 |
| 7.10. Obtenção de Ábacos de Dimensionamento                                | 260 |
| 7.11. Considerações Finais   | 268 |

|  |     |
|--|-----|
| 8 Resultados dos Ensaios de Cisalhamento Direto                            | 270 |
| 8.1. Introdução  | 270 |
| 8.2. Cisalhamento Direto com Reforço Horizontal                            | 271 |
| 8.3. Cisalhamento Direto com Reforço Inclinado                             | 279 |
| 8.3.1. Parâmetros de Resistência   | 280 |
| 8.3.2. Distorção da Geogrelha Durante o Cisalhamento                       | 284 |
| 8.4 Discussão: Arrancamento x Cisalhamento Direto                          | 287 |
| 8.5 Considerações Finais   | 291 |
| <br>   |     |
| 9 Resultados dos Ensaios Triaxiais   | 292 |
| 9.1. Introdução  | 292 |
| 9.2. Ensaios em Corpos de Prova Não Reforçados                             | 292 |
| 9.3. Ensaios em Corpos de Prova de Areia Reforçados                        | 295 |
| 9.4. Ensaios em Corpos de Prova de Silte Reforçados                        | 299 |
| 9.5. Influência das Camadas de Reforço                                     | 301 |
| 9.6. Considerações Finais  | 310 |
| <br>   |     |
| 10 Resultados dos Ensaios com Geogrelhas Danificadas                       | 312 |
| 10.1. Introdução   | 312 |
| 10.2. Ensaios de Tração Simples: Amostras Danificadas Naturalmente         | 313 |
| 10.3. Ensaios de Tração Simples: Amostras Danificadas Artificialmente      | 321 |
| 10.4. Ensaios de Arrancamento: Amostras Danificadas Artificialmente        | 325 |
| 10.5. Susceptibilidade ao Dano em Solicitações de Arrancamento             | 337 |
| 10.6. Ensaios de Cisalhamento Direto: Amostras Danificadas Artificialmente | 340 |
| 10.7. Considerações Finais   | 341 |
| <br>   |     |
| 11 Conclusões e Recomendações  | 344 |
| 11.1. Sobre os Ensaios de Resistência dos Solos e das Geogrelhas           | 344 |
| 11.2. Sobre os Ensaios de Arrancamento                                     | 345 |
| 11.3. Sobre os Ensaios de Cisalhamento Direto                              | 346 |
| 11.4. Sobre os Ensaios Triaxiais   | 346 |
| 11.5. Sobre os Ensaios para Avaliação do Dano Mecânico                     | 347 |
| 11.6. Sobre o Comportamento dos Diferentes Tipos de Geogrelha              | 348 |
| 11.7. Sobre os Diferentes Ensaios  | 349 |
| 11.8. Sobre o Desempenho dos Equipamentos                                  | 350 |
| 11.9. Sugestões para Futuras Pesquisas                                     | 351 |



## Lista de Figuras

|  |    |
|--|----|
| Figura 1 - Trecho da Rodovia com Solo Reforçado na Malásia (Maccaferri, 1997)                              | 42 |
| Figura 2 - Principais Tipos de Geossintéticos  | 45 |
| Figura 3 - Tipos de Geogrelha  | 46 |
| Figura 4 - Elementos Componentes de uma Geogrelha  | 47 |
| Figura 5 - Elementos de Solo Com e Sem Reforço (Abramento, 1998)   | 57 |
| Figura 6 - Aumento de Resistência com a Introdução do Reforço  | 58 |
| Figura 7 - Ensaios Triaxiais Reforçados: Areia Densa, $\sigma'_v=21\text{kPa}$ (Broms, 1977a)              | 59 |
| Figura 8 - Mecanismos de Ruptura Externa   | 60 |
| Figura 9 - Mecanismos de Ruptura Interna   | 61 |
| Figura 10 - Mobilização de Tensões em uma Massa de Solo Reforçado (Ehrlich e Mitchell, 1994)               | 67 |
| Figura 11 - Geometria de um Muro Reforçado com Geossintético   | 69 |
| Figura 12 - Tensões Induzidas pela Compactação (Ehrlich e Mitchell, 1994)                                  | 72 |
| Figura 13 – Distribuição dos Esforços de Tração na Camada de Reforço (Silva, 1991)                         | 73 |
| Figura 14 - Ponto de Atuação de $T_{\text{max}}$ para Muros Reforçados (Christopher et al, 1990)           | 73 |
| Figura 15 - Ponto de Atuação de $T_{\text{max}}$ para Reforço de Taludes Íngremes (Dantas e Ehrlich, 2000) | 73 |
| Figura 16 - Tipos de Acabamento da Face  | 75 |
| Figura 17 - Mecanismos de Interação entre Solo e Geogrelha (Bauer e Mowafy, 1988)                          | 78 |
| Figura 18 - Mecanismos de Interação em Maciços Reforçados com Geogrelhas                                   | 80 |
| Figura 19 - Movimentos Relativos entre o Solo e o Geossintético (Collios et al, 1980)                      | 81 |
| Figura 20 - Sistema Solo-Geossintético no Equipamento de Cisalhamento Direto                               | 83 |
| Figura 21 - Obtenção dos Parâmetros de Resistência da Interface: Ensaios de Cisalhamento Direto            | 84 |
| Figura 22 - Efeito da Montagem do Ensaio de Cisalhamento Direto (Adaptado de                               |    |

|  |     |
|--|-----|
| Saez, 1997)  | 85  |
| Figura 23 - Efeito das Dimensões do Equipamento dos Ensaio de Cisalhamento Direto (Adaptado de Saez, 1997)   | 87  |
| Figura 24 - Ensaio de Cisalhamento com Reforço Inclinado (Lopes, 2000a)  | 89  |
| Figura 25 - Comportamento de um Reforço em uma Zona de Cisalhamento  | 90  |
| Figura 26 - Esforços Atuantes durante o Ensaio de Cisalhamento Direto  | 91  |
| Figura 27 - Envoltória de Ruptura para a Areia não Reforçada e para a Areia Reforçada com Geotêxtil (Adaptado de Athanasopoulos, 1993)                   | 93  |
| Figura 28 - Representação Esquemática do Ensaio de Cisalhamento em Plano Inclinado   | 94  |
| Figura 29 – Posicionamentos do Corpo de Prova em Ensaio em Plano Inclinado   | 95  |
| Figura 30 - Equipamento de Cisalhamento em Plano Inclinado (Lopes, 2000a)  | 97  |
| Figura 31 - Influência da Luva nos Ensaio de Arrancamento (Lopes e Ladeira, 1996)  | 102 |
| Figura 32 - Valores do Coeficiente de Atrito $f$ Obtidos em Ensaio de Arrancamento e Ensaio de Cisalhamento Direto (Farrag et al, 1993)                  | 112 |
| Figura 33 - Geometria de uma Geogrelha durante o Arrancamento  | 115 |
| Figura 34 - Comparação entre Valores Teóricos e Experimentais da Resistência Passiva nos Elementos Transversais de Geogrelhas (Adaptado de Jewell, 1990) | 117 |
| Figura 35 - Influência da Dimensão dos Grãos de Solo na Resistência Passiva do Reforço (Adaptado de Jewell, 1990)  | 119 |
| Figura 36 - Efeito da Tensão Confinante (Sayão et al, 2002)  | 122 |
| Figura 37 - Mecanismo Gerador de Dano em Geossintéticos Utilizados como Elementos de Reforço de Solos (Azambuja, 1994)                                   | 139 |
| Figura 38 - Geogrelhas Utilizadas no Programa Experimental   | 144 |
| Figura 39 - Detalhes das Geogrelhas  | 145 |
| Figura 40 - Equipamento de Tração Simples - Geogrelhas Poliméricas   | 149 |
| Figura 41 - Resultados dos 5 Ensaio de Tração Simples na Geogrelha MacGrid   | 150 |
| Figura 42 - Resultados dos 5 Ensaio de Tração Simples na Geogrelha ParaGrid  | 151 |
| Figura 43 - Resultados dos 3 Ensaio de Tração Simples na Malha Metálica  | 153 |
| Figura 44 - Ensaio de Tração Simples na Malha Metálica Hexagonal   | 154 |
| Figura 45 - Curvas Granulométricas dos Solos Arenoso (A) e Silto-Argiloso (B)  |     |

|   |     |
|---|-----|
|   | 156 |
| Figura 46 - Sistema Unificado de Classificação (Gráfico de Casagrande)                                  | 156 |
| Figura 47 - Curvas obtidas em Ensaio de Compactação Proctor Normal                                      | 157 |
| Figura 48 - Equipamento de Cisalhamento Direto (30x30)cm <sup>2</sup>                                   | 158 |
| Figura 49 - Envoltória de Resistência da Areia (Cisalhamento Direto de 1m x 1m)                         | 159 |
| Figura 50 - Resultados dos Ensaios Triaxiais Executados com Areia                                       | 160 |
| Figura 51 - Envoltória de Resistência Obtida nos Ensaios Triaxiais em Areia                             | 161 |
| Figura 52 - Equipamento de Cisalhamento Direto de Grandes Dimensões                                     | 164 |
| Figura 53 - Sistemas de Aplicação de Carga  | 165 |
| Figura 54 - Detalhes da Caixa de Cisalhamento   | 167 |
| Figura 55 - Mecanismo de Interação Reproduzido nos Ensaios de Cisalhamento Direto com Reforço Inclinado | 167 |
| Figura 56 - Curva de Calibração do Macaco Hidráulico Horizontal   | 169 |
| Figura 57 - Corte Esquemático da Caixa de Cisalhamento  | 170 |
| Figura 58 - Posicionamento da Geogrelha no Ensaio de Cisalhamento ( $\theta=60^\circ$ )                 | 171 |
| Figura 59 - Sistema de Fixação da Geogrelha - Ensaios de Cisalhamento Direto com Geogrelha Horizontal   | 173 |
| Figura 60 - Esquema do Equipamento de Arrancamento (Castro, 1999)                                       | 174 |
| Figura 61 - Detalhe da Garra  | 174 |
| Figura 62 - Procedimentos de Montagem dos Ensaios de Arrancamento                                       | 177 |
| Figura 63 - Posicionamento dos tell-tails e dos strain-gages  | 179 |
| Figura 64 - Procedimento de Colagem dos <i>Strain gages</i>   | 180 |
| Figura 65 - Geogrelha Instrumentada para Ensaio de Arrancamento   | 181 |
| Figura 66 - Detalhes do Equipamento Triaxial de Grandes Dimensões                                       | 182 |
| Figura 67 - Compactador Mecânico  | 184 |
| Figura 68 - Detalhes da Montagem do Corpo de Prova: Ensaios Triaxiais                                   | 184 |
| Figura 69 - Simulação Experimental do Dano Mecânico – Geogrelhas Poliméricas                            | 186 |
| Figura 70 - Simulação Experimental do Dano Mecânico – Malha Metálica                                    | 186 |
| Figura 71 - Inspeção Microscópica das Geogrelhas Exumadas   | 187 |
| Figura 72 - Localização dos Elementos Danificados – Geogrelha MacGrid                                   | 188 |
| Figura 73 - Localização dos Elementos Danificados – Geogrelha MH  | 189 |
| Figura 74 - Localização dos Elementos Danificados Artificialmente                                       | 190 |
| Figura 75 - Ensaios de Arrancamento: MacGrid com 1 Elemento Danificado x                                |     |



|  |     |
|--|-----|
| MacGrid Intacta  | 191 |
| Figura 76 - Ensaio de Arrancamento com Geogrelha MacGrid em Areia ( $D_R = 80\%$ )                                       | 197 |
| Figura 77 - Ensaio de Arrancamento: Malha Metálica em Areia ( $D_R = 60\%$ )   | 199 |
| Figura 78 - Ensaio de Arrancamento: Malha Metálica em Areia ( $D_R = 80\%$ )   | 200 |
| Figura 79 - Ensaio de Arrancamento: Malha Metálica em Silte Argiloso ( $GC = 100\%$ )                                    | 201 |
| Figura 80 - Extrapolação dos Resultados em Ensaio de Arrancamento  | 202 |
| Figura 81 - Ensaio de Arrancamento: ParaGrid em Solo Arenoso ( $D_R = 80\%$ )  | 203 |
| Figura 82 - Ensaio de Arrancamento: ParaGrid em Silte argiloso ( $GC = 100\%$ )  | 203 |
| Figura 83 - Ensaio de Arrancamento: MacGrid em Solo Arenoso ( $D_R = 80\%$ )   | 204 |
| Figura 84 - Ensaio de Arrancamento: MacGrid em Solo Arenoso ( $D_R = 60\%$ )   | 205 |
| Figura 85 - Ensaio de Arrancamento: MacGrid em Silte Argiloso ( $GC = 100\%$ )   | 206 |
| Figura 86 – Variação da Resistência ao Arrancamento com a Tensão Confinante:<br>Areia                                    | 207 |
| Figura 87 - Variação da Resistência ao Arrancamento com a Tensão Confinante:<br>Silte Argiloso                           | 207 |
| Figura 88 - Deslocamentos Horizontais Medidos no Instante da Ruptura por<br>Arrancamento, em Função da Tensão Confinante | 208 |
| Figura 89 - Efeito da Densidade Relativa no Arrancamento com $\sigma'_v = 12,5\text{kPa}$                                | 209 |
| Figura 90 - Efeito da Densidade Relativa no Arrancamento com $\sigma'_v = 25\text{kPa}$                                  | 211 |
| Figura 91 - Deslocamentos Internos no Ponto 3 durante o Arrancamento da<br>Malha Metálica em Areia.                      | 212 |
| Figura 92 - Efeito do Tipo de Solo no Arrancamento: Malha Metálica   | 213 |
| Figura 93 - Efeito do Tipo de Solo no Arrancamento: ParaGrid   | 214 |
| Figura 94 - Efeito do Tipo de Solo no Arrancamento: MacGrid  | 216 |
| Figura 95 - Variação da Resistência ao Arrancamento com o Diâmetro dos Grãos<br>( $D_{50}$ )                             | 217 |
| Figura 96 - Efeito do Tipo de Geogrelha: Arrancamento em Solo Arenoso  | 219 |
| Figura 97 - Efeito do Tipo de Geogrelha: Arrancamento em Solo Silto-Argiloso   | 219 |
| Figura 98 - Efeito do Tipo de Geogrelha na Resistência ao Arrancamento<br>( $\sigma'_v=12,5\text{kPa}$ )                 | 220 |
| Figura 99 - Efeito do Tipo de Geogrelha nos Deslocamentos na Ruptura em  |     |

|   |     |
|---|-----|
| Ensaio de Arrancamento  | 221 |
| Figura 100 – Cálculo do parâmetro $K_{50}$ a Partir dos Deslocamentos Internos $dh_1$                             | 222 |
| Figura 101 - Efeito do Tipo de Geogrelha no Parâmetro $K_{50}$ ( $\sigma'_v=12,5\text{kPa}$ )                     | 222 |
| Figura 102 - Variação da Resistência ao Arrancamento com a Razão $S/D_{50}$                                       | 224 |
| Figura 103 – Comparação dos Resultados de Arrancamento para as Diferentes Opções de Correção de Área da Geogrelha | 226 |
| Figura 104 - Envoltória de Resistência ao Arrancamento: Malha Metálica em Areia ( $D_R=80\%$ )                    | 228 |
| Figura 105 - Envoltória de Resistência: Malha Metálica em Areia ( $D_R = 60\%$ )                                  | 229 |
| Figura 106 - Envoltória de Resistência: Malha Metálica em Silte Argiloso ( $GC = 100\%$ )                         | 229 |
| Figura 107 - Envoltória de Resistência: ParaGrid em Areia ( $D_R = 80\%$ )  | 230 |
| Figura 108 - Envoltória de Resistência: ParaGrid em Silte Argiloso ( $GC = 100$ )                                 | 230 |
| Figura 109 - Envoltória de Resistência: MacGrid em Areia ( $D_R = 80\%$ )   | 231 |
| Figura 110 - Envoltória de Resistência: MacGrid em Areia ( $D_R = 60\%$ )   | 231 |
| Figura 111 - Envoltória de Resistência: MacGrid em Silte Argiloso ( $GC = 100\%$ )                                | 232 |
| Figura 112 - Envoltórias de Resistência Obtidas nos Ensaio de Arrancamento  | 233 |
| Figura 113 – Força de Arrancamento: Parcela de Resistência Passiva para a Geogrelha MacGrid em Areia              | 238 |
| Figura 114 – Força de Arrancamento: Parcela de Resistência Passiva para Geogrelha MacGrid em Silte Argiloso       | 238 |
| Figura 115 – Força de Arrancamento: Parcela da Resistência Passiva para Geogrelha ParaGrid em Areia               | 239 |
| Figura 116 - Parcelas que compõem a resistência ao arrancamento na geogrelha MacGrid                              | 240 |
| Figura 113 - Seções da Geogrelha e Posição da Instrumentação  | 242 |
| Figura 114 - Força de Arrancamento vs Deslocamentos Internos: MacGrid em Areia ( $D_R = 80\%$ )                   | 244 |
| Figura 115 - Deslocamentos Internos vs Deslocamento Frontal: MacGrid em Areia ( $D_R = 80\%$ )                    | 245 |
| Figura 116 - Deformação vs Deslocamento Frontal: MacGrid em Areia ( $D_R = 80\%$ )                                | 246 |
| Figura 117 - Deslocamentos Internos na Ruptura por Arrancamento da  |     |

|  |     |
|--|-----|
| Geogrelha MacGrid em Areia   | 247 |
| Figura 118 - Deformações na Ruptura por Arrancamento da Geogrelha MacGrid em Areia   | 247 |
| Figura 119 - Distribuição da Força de Arrancamento ao Longo da Geogrelha MacGrid em Areia  | 248 |
| Figura 120 - Deslocamentos e Deformações na Ruptura por Arrancamento da Geogrelha ParaGrid em Areia ( $D_R = 80\%$ )                 | 249 |
| Figura 121 - Deslocamentos da Geogrelha para Diversos Percentuais da Resistência no Arrancamento da Geogrelha ParaGrid em Areia      | 250 |
| Figura 122 - Deslocamentos Internos na Ruptura por Arrancamento da Malha Metálica em Areia ( $D_R = 80\%$ )                          | 251 |
| Figura 123 - Configuração Deformada Típica da Malha Metálica no Final de um Ensaio de Arrancamento                                   | 251 |
| Figura 124 - Deformações na Ruptura por Arrancamento da Malha Metálica em Areia  | 252 |
| Figura 125 - Deslocamentos da Geogrelha para Diversos Percentuais da Resistência ao Arrancamento da Malha Metálica em Areia          | 253 |
| Figura 126 - Deslocamentos na Ruptura por Arrancamento da Malha Metálica em Silte Argiloso   | 254 |
| Figura 127 - Deformações na Ruptura por Arrancamento da Malha Metálica em Silte Argiloso   | 254 |
| Figura 128 - Deslocamentos da Geogrelha para Diversos Percentuais da Resistência ao Arrancamento da Malha Metálica em Silte Argiloso | 255 |
| Figura 129 - Deslocamentos da Geogrelha para Diversos Percentuais da Resistência ao Arrancamento da MacGrid em Silte Argiloso        | 255 |
| Figura 130 - Ajuste dos Ensaios com a Geogrelha ParaGrid em Areia  | 257 |
| Figura 131 - Ajuste dos Ensaios com a Malha Metálica em Areia  | 258 |
| Figura 132 - Ajuste dos Ensaios com a Geogrelha MacGrid em Areia   | 258 |
| Figura 133 - Ajuste dos Ensaios com a Geogrelha ParaGrid em Silte Argiloso   | 258 |
| Figura 134 - Ajuste dos Ensaios com a Malha Metálica em Silte Argiloso   | 259 |
| Figura 135 - Ajuste dos Ensaios com a Geogrelha MacGrid em Silte Argiloso  | 259 |
| Figura 136 - Parâmetro $F^*$ para Maciços Reforçados com a Geogrelha PG  | 262 |
| Figura 137 - Parâmetro $F^*$ para Maciços Reforçados com a Geogrelha MH  | 263 |
| Figura 138 - Parâmetro $F^*$ para Maciços Reforçados com a Geogrelha MG  | 264 |
| Figura 139 - Parâmetro $F^*$ em Função do Deslocamento Admissível de Projeto: Solo Arenoso   | 266 |

|   |     |
|---|-----|
| Figura 140 - Parâmetro $F^*$ em Função do Deslocamento Admissível de Projeto:<br>Solo Silto-Argiloso                    | 267 |
| Figura 141 - Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha   | 270 |
| Figura 142 - Resultados dos Ensaios de Cisalhamento Direto com Reforço<br>Horizontal em Areia ( $D_R = 80\%$ )          | 272 |
| Figura 143 - Resultados dos Ensaios de Cisalhamento Direto com Reforço<br>Horizontal em Silte Argiloso ( $GC = 100\%$ ) | 273 |
| Figura 144 - Envoltórias de Resistência: Ensaios de Cisalhamento Direto com<br>Reforço Horizontal                       | 274 |
| Figura 145 - Variação da Razão $\tau_{SG}/\tau_S$ com o Deslocamento na Interface                                       | 276 |
| Figura 146 - Efeito da Saturação nas Envoltórias de Resistência   | 277 |
| Figura 147 - Efeito da Sucção no Valor da Razão $\tau_{SG}/\tau_S$ .  | 279 |
| Figura 148 - Variação dos Parâmetros de Resistência com a Inclinação da<br>Geogrelha                                    | 281 |
| Figura 149 - Resistência ao Cisalhamento com a Inclinação da Geogrelha  | 282 |
| Figura 150 - Envoltórias de Resistência: Ensaios de Cisalhamento Direto com<br>Reforço Inclinado                        | 283 |
| Figura 151 – Procedimento Gráfico para Obtenção de $\sigma_\theta$  | 284 |
| Figura 152 - Tensão Atuante no Plano da Geogrelha   | 284 |
| Figura 153 - Configuração Deformada da Geogrelha na Caixa de Cisalhamento   | 285 |
| Figura 154 - Posicionamento Final da Geogrelha ( $\theta = 90^\circ$ )  | 286 |
| Figura 155 - Posicionamento Final da Geogrelha ( $\theta = 60^\circ$ )  | 286 |
| Figura 156 - Posicionamento Final da Geogrelha ( $\theta = 30^\circ$ )  | 287 |
| Figura 157 - Variação do Parâmetro de Resistência $F^*_{CD}$ com a Tensão Vertical                                      | 290 |
| Figura 158 - Ensaios Triaxiais: Areia Não Reforçada   | 293 |
| Figura 159 - Ensaios Triaxiais: Silte Argiloso Não Reforçado  | 294 |
| Figura 160 - Ensaios Triaxiais: Areia com 1 Camada de Geogrelha   | 295 |
| Figura 161 - Ensaios Triaxiais: Areia com 2 Camadas de Geogrelha  | 296 |
| Figura 162 - Ensaios Triaxiais: Areia com 4 Camadas de Geogrelha  | 297 |
| Figura 163 - Deformação Axial na Ruptura: Ensaios Triaxiais em Areia  | 298 |
| Figura 164 - Corpo de Prova com 4 Camadas de Geogrelha ao Término dos<br>Ensaios.                                       | 298 |
| Figura 165 - Ensaios Triaxiais: Silte com 1 Camada de Geogrelha   | 299 |
| Figura 166 - Ensaios Triaxiais: Silte Argiloso com 4 Camadas de Geogrelha   | 300 |

|   |     |
|---|-----|
| Figura 167 - Ensaio Triaxiais: Areia Não Reforçada x Areia Reforçada  | 302 |
| Figura 168 - Ensaio Triaxiais: Silte Não Reforçado x Silte Reforçado  | 303 |
| Figura 169 - Valores de $E_{50} / \sigma_3$ Obtidos a Partir dos Ensaio Triaxiais   | 304 |
| Figura 170 - Envoltórias Obtidas a Partir de Ensaio Triaxiais Reforçados e Não Reforçados                                       | 305 |
| Figura 171 – Mecanismos Observados em Ensaio Triaxiais de Solos Reforçados com Geossintéticos                                   | 306 |
| Figura 172 - Envoltórias de Resistência: Ensaio Triaxiais em Areia  | 307 |
| Figura 173 – Aumento de $\sigma_3$ : Ensaio Triaxiais em Areia  | 308 |
| Figura 174 - Aumento de $\sigma_3$ : Ensaio Triaxiais em Silte Argiloso   | 309 |
| Figura 175 - Envoltórias de Resistência: Ensaio Triaxiais em Silte Argiloso   | 310 |
| Figura 176 - Material Granular Utilizado no Programa Experimental   | 314 |
| Figura 177 - Inspeção Microscópica do Dano Natural Após a Compactação no Laboratório  | 316 |
| Figura 178 - Inspeção Visual do Dano Natural Após a Compactação no Laboratório  | 317 |
| Figura 179 - Ensaio de Tração Simples em Amostras Danificadas Artificialmente: MacGrid  | 322 |
| Figura 180 - Geogrelha MacGrid ao Término dos Ensaio de Tração Simples  | 323 |
| Figura 181 - Execução do Dano Artificial na Malha Metálica  | 323 |
| Figura 182 - Ensaio de Tração Simples em Amostras Danificadas Artificialmente: Malha Metálica                                   | 324 |
| Figura 183 - Malhas Metálicas Após Ruptura em Ensaio de Tração Simples  | 325 |
| Figura 184- Localização dos Elementos Danificados Artificialmente em Ensaio de Arrancamento                                     | 327 |
| Figura 185 - Ensaio de Arrancamento em Areia ( $D_R=30\%$ ): Malha Metálica com Danos no Sentido Longitudinal                   | 328 |
| Figura 186 - Influência do Dano Artificial no Sentido Longitudinal: Malha Metálica  | 329 |
| Figura 187 - Ensaio de Arrancamento em Areia ( $D_R=30\%$ ): Malha Metálica com Danos no Sentido Transversal ao Arrancamento    | 330 |
| Figura 188 - Detalhe do Dano ao Término dos Ensaio  | 331 |
| Figura 189 - Ensaio de Arrancamento em Areia ( $D_R=80\%$ ): Malha Metálica com Danos no Sentido Longitudinal                   | 332 |
| Figura 190 - Ensaio de Arrancamento em Areia ( $D_R=80\%$ ): MacGrid com Danos na Tira Longitudinal, no Sentido do Arrancamento | 333 |

|   |     |
|---|-----|
| Figura 191 - Influência do Dano Artificial no Sentido Longitudinal : MacGrid  | 334 |
| Figura 192 - Ensaio de Arrancamento em Silte Argiloso: Macgrid com Danos na Tira Longitudinal, no Sentido do Arrancamento | 335 |
| Figura 193 - Ensaio de Arrancamento em Areia: Macgrid com Danos na Tira Transversal, no Sentido do Arrancamento.          | 336 |
| Figura 194 - Susceptibilidade ao Dano: Malha Metálica Embutida em Solo Arenoso  | 338 |
| Figura 195 - Susceptibilidade ao Dano: MacGrid Embutida em Areia e em Silte Argiloso                                      | 339 |
| Figura 196 - Susceptibilidade ao Dano das Geogrelhas MH e MG Embutidas em Areia   | 339 |
| Figura 197 - Ensaio de Cisalhamento Direto em Amostras Danificadas Artificialmente  | 341 |

## Lista de Tabelas

|   |     |
|---|-----|
| Tabela 1 - Tipos de Geossintéticos e suas Principais Aplicações (adaptado de Koerner, 1998)                           | 48  |
| Tabela 2 - Resumo das Principais Aplicações   | 49  |
| Tabela 3 - Monômeros dos Principais Polímeros em Geossintéticos (Koerner, 1998)                                       | 50  |
| Tabela 4 - Vantagens e Desvantagens dos Principais Polímeros  | 52  |
| Tabela 5 - Métodos para Análise da Estabilidade Interna de Maciços Reforçados   | 63  |
| Tabela 6 - Características de Alguns Equipamentos de Arrancamento (Adaptado de Teixeira, 1999)                        | 99  |
| Tabela 7 - Fatores de Redução em Função do Tipo de Aplicação do Geossintético (Adaptado de Koerner, 1998)             | 128 |
| Tabela 8 - Fatores de Redução em Função do Tipo de Polímero (Adaptado de Vidal et al, 1999)                           | 129 |
| Tabela 9 - Resistência aos Processos de Degradação dos Polímeros (Adaptado de Abramento, 1995b)                       | 133 |
| Tabela 10 - Critério para Classificação da Capacidade de Sobrevivência de Geossintéticos (Adaptado de Azambuja, 1994) | 136 |
| Tabela 11 - Classificação da Severidade do Meio (Allen 1991, citado por Azambuja 1999)                                | 136 |
| Tabela 12 - Classificação das Lesões em Geossintéticos (Billing et al, 1990)  | 140 |
| Tabela 13 - Classificação das Lesões no Geotêxtil Não Tecido Conforme a Forma e as Dimensões (Azambuja, 1994)         | 141 |
| Tabela 14 - Resistência Remanescente das Amostras de Geotêxteis Danificadas (Adaptado de Azambuja, 1999)              | 141 |
| Tabela 15 - Características das Geogrelhas  | 147 |
| Tabela 16 - Ensaio de Caracterização das Geogrelhas   | 148 |
| Tabela 17 - Ensaio de Tração Simples - Geogrelhas Poliméricas   | 150 |
| Tabela 18 - Diâmetro dos Arames   | 151 |
| Tabela 19 - Resistência dos Arames que Compõem a Malha Hexagonal  | 152 |
| Tabela 20 - Determinação da Massa por Metro Quadrado de Malha   | 152 |
| Tabela 21 - Ensaio de Tração Longitudinal da Malha Metálica Hexagonal   | 153 |
| Tabela 22 - Caracterização dos Solos  | 156 |

|  |     |
|--|-----|
| Tabela 23 - Pesos Específicos e Índices de Vazios Máximos e Mínimos da Areia.      | 157 |
| Tabela 24 – Parâmetros de Resistência dos Solos                                    | 158 |
| Tabela 25 - Ensaios de Cisalhamento Direto sob Diferentes Condições de Compactação | 161 |



## Lista de Símbolos e Siglas

|   |     |
|---|-----|
| Tabela 1 - Tipos de Geossintéticos e suas Principais Aplicações (adaptado de Koerner, 1998).....                            | 48  |
| Tabela 2 - Resumo das Principais Aplicações .....   | 49  |
| Tabela 3 - Monômeros dos Principais Polímeros em Geossintéticos (Koerner, 1998) .....                                       | 50  |
| Tabela 4 - Vantagens e Desvantagens dos Principais Polímeros .....  | 52  |
| Tabela 5 - Métodos para Análise da Estabilidade Interna de Maciços Reforçados .....   | 63  |
| Tabela 6 - Características de Alguns Equipamentos de Arrancamento (Adaptado de Teixeira, 1999) .....                        | 99  |
| Tabela 7 - Fatores de Redução em Função do Tipo de Aplicação do Geossintético (Adaptado de Koerner, 1998) .....             | 128 |
| Tabela 8 - Fatores de Redução em Função do Tipo de Polímero (Adaptado de Vidal et al, 1999).....                            | 129 |
| Tabela 9 - Resistência aos Processos de Degradação dos Polímeros (Adaptado de Abramento, 1995b) .....                       | 133 |
| Tabela 10 - Critério para Classificação da Capacidade de Sobrevivência de Geossintéticos (Adaptado de Azambuja, 1994) ..... | 136 |
| Tabela 11 - Classificação da Severidade do Meio (Allen 1991, citado por Azambuja 1999).....                                 | 136 |
| Tabela 12 - Classificação das Lesões em Geossintéticos (Billing et al, 1990) .  | 140 |
| Tabela 13 - Classificação das Lesões no Geotêxtil Não Tecido Conforme a Forma e as Dimensões (Azambuja, 1994) .....         | 141 |
| Tabela 14 - Resistência Remanescente das Amostras de Geotêxteis Danificadas (Adaptado de Azambuja, 1999).....               | 141 |
| Tabela 15 - Características das Geogrelhas.....   | 147 |
| Tabela 16 - Ensaio de Caracterização das Geogrelhas .....   | 148 |
| Tabela 17 - Ensaio de Tração Simples - Geogrelhas Poliméricas.....  | 150 |
| Tabela 18 - Diâmetro dos Arames .....   | 151 |
| Tabela 19 - Resistência dos Arames que Compõem a Malha Hexagonal.....   | 152 |
| Tabela 20 - Determinação da Massa por Metro Quadrado de Malha.....  | 152 |
| Tabela 21 - Ensaio de Tração Longitudinal da Malha Metálica Hexagonal ....  | 153 |
| Tabela 22 - Caracterização dos Solos .....  | 156 |

|  |     |
|--|-----|
| Tabela 23 - Pesos Específicos e Índices de Vazios Máximos e Mínimos da Areia.....                    | 157 |
| Tabela 24 – Parâmetros de Resistência dos Solos.....   | 158 |
| Tabela 25 - Ensaios de Cisalhamento Direto sob Diferentes Condições de Compactação.....              | 161 |
| Tabela 26 - Programa de Ensaios de Cisalhamento Direto .....   | 168 |
| Tabela 27 - Programa de Ensaios de Arrancamento .....  | 176 |
| Tabela 28 - Programa de Ensaios Triaxiais com a Geogrelha MacGrid.....                               | 183 |
| Tabela 29 - Ensaios de Arrancamento: Amostras Danificadas Artificialmente .                          | 190 |
| Tabela 30 - Resumo dos Resultados dos Ensaios de Arrancamento.....                                   | 195 |
| Tabela 31 - Características Físicas dos Solos e das Geogrelhas .....                                 | 216 |
| Tabela 32 - Parâmetros de Interface: Ensaios de Arrancamento.....                                    | 235 |
| Tabela 33 - Parâmetros do Modelo: Ensaios de Arrancamento .....                                      | 259 |
| Tabela 34 - Parâmetros de Interface: Ensaios de Cisalhamento Direto .....                            | 275 |
| Tabela 35 - Ensaios de Cisalhamento Direto com a Geogrelha MacGrid Inclinada .....                   | 280 |
| Tabela 36 - Parâmetro de Interação f: Cisalhamento Direto x Arrancamento ..                          | 287 |
| Tabela 37 - Valores de $\tau_G$ : Ensaios Triaxiais em Areia .....                                   | 308 |
| Tabela 38 - Definição dos Fatores de Redução.....  | 313 |
| Tabela 39 - Inspeção Visual do Dano Ocorrido Durante a Compactação em Laboratório .....              | 315 |
| Tabela 40 - Ensaios de Tração Simples em Amostras Danificadas Naturalmente: Fatores de Redução ..... | 318 |
| Tabela 41 - Faixa de Fatores de Dano para Geogrelhas (Azambuja, 1994) ....                           | 320 |
| Tabela 42 - Ensaios de Tração Simples: MacGrid Danificada Artificialmente ..                         | 322 |
| Tabela 43 - Ensaios de Arrancamento: Amostras Danificadas Artificialmente .                          | 326 |

## Lista de Símbolos

### Abreviações

|       |   |
|-------|---|
| A.C.  | Antes de Cristo   |
| ABMS  | Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica |
| ABNT  | Associação Brasileira de Normas Técnicas                            |
| ADC   | <i>Analog to Digital Convert</i>                                    |
| ASTM  | <i>American Society for Testing Materials</i>                       |
| CBR   | <i>Constant Bearing Ratio</i>                                       |
| CD    | Consolidado Drenado   |
| CEDEX | Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas              |
| CH    | Argila de Alta Compressibilidade                                    |
| CL    | Argila de Baixa Compressibilidade                                   |
| GA    | Geomanta  |
| GB    | Geobarra  |
| GC    | Geocomposto   |
| GC    | Grau de Compactação   |
| GCD   | Geocomposto para Drenagem   |
| GCL   | Geocomposto Argiloso para Impermeabilização                         |
| GCR   | Geocomposto de Reforço  |
| GG    | Geogrelha   |
| GGB   | Geogrelha Soldada   |
| GGE   | Geogrelha Extrudada   |
| GGW   | Geogrelha Tecida  |
| GI    | Geotira   |
| GL    | Geocélula   |
| GM    | Geomembrana   |
| GMR   | Geomembrana Reforçada   |
| GMT   | Geomembrana Texturizada   |
| GN    | Georrede  |
| GP    | Geotubo   |
| GS    | Geoespaçador  |
| GT    | Geotêxtil   |
| GTK   | Geotêxtil Tricotado   |
| GTN   | Geotêxtil Não Tecido  |

|                  |  |
|------------------|--|
| GTN <sub>a</sub> | Geotêxtil Não Tecido Agulhado                                      |
| GTN <sub>t</sub> | Geotêxtil Não Tecido Tricotado                                     |
| GTW              | Geotêxtil Tecido   |
| IGS              | International Geosynthetics Society                                |
| ISSMFE           | International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering |
| LVDT             | Linear Variable Differential Transformer                           |
| MG               | MacGrid  |
| MH               | Malha Metálica Hexagonal   |
| MH               | Silte de Alta Compressibilidade                                    |
| ML               | Silte de Baixa Compressibilidade                                   |
| NBR              | Norma Brasileira   |
| Nº               | Número   |
| NR               | Não recomendável   |
| OH               | Solo Orgânico de Compressibilidade Alta                            |
| OL               | Solo Orgânico de Compressibilidade Baixa                           |
| PA               | Poliamida  |
| PE               | Polietileno  |
| PEAD             | Polietileno de Alta Densidade                                      |
| PET              | Poliéster  |
| PG               | ParaGrid   |
| PP               | Polipropileno  |
| PUC-Rio          | Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro                 |
| PVC              | Policloreto de Vinila  |
| UV               | Ultra-Violeta  |

## Símbolos

|              |  |
|--------------|--|
| A            | Área de contato solo-geogrelha   |
| $A_a$        | Área ancorada da geogrelha   |
| $A_p$        | Área disponível para punção dos elementos transversais                       |
| $A_t$        | Área da tampa do equipamento de cisalhamento direto                          |
| B            | Largura da geogrelha   |
| $c'$         | Intercepto coesivo do solo   |
| $c'_a$       | Adesão solo-geossintético  |
| CC           | Coefficiente de curvatura  |
| $C_{sG}$     | Coefficiente de interação solo-geogrelha (Koutsourais et al., 1998)          |
| d            | Distância entre 2 pontos adjacentes da geogrelha (i e i+1)                   |
| D            | Distância entre duas torções paralelas da malha metálica                     |
| dh           | Deslocamento horizontal  |
| $dh_f$       | Deslocamento horizontal medido na garra (deslocamento frontal)               |
| $dh_i$       | Deslocamento horizontal medido no ponto i                                    |
| DI           | Grau de interferência entre elementos de ancoragem                           |
| $D_R$        | Densidade relativa   |
| e            | Espessura dos elementos transversais da geogrelha                            |
| E            | Módulo de deformabilidade  |
| $e_{max}$    | Índice de vazios máximo  |
| $e_{min}$    | Índice de vazios mínimo  |
| $e_v$        | Espaçamento vertical entre camadas de reforço                                |
| f            | Coefficiente de atrito na interface solo-geogrelha                           |
| F            | Parâmetro de interação solo-geogrelha (Castro, 1999)                         |
| $F^*$        | Parâmetro de resistência da interface solo-geogrelha (proposto)              |
| $F^*.\alpha$ | Fator de interação solo-geogrelha (Christopher et al, 1990)                  |
| $f_1$        | Fator de redução por dano natural em ensaios de tração simples               |
| $F_1$        | Efeito de escala devido à dimensão média das partículas de solo ( $D_{50}$ ) |
| $f_2$        | Fator de redução por dano artificial obtido em ensaios de tração simples     |
| $F_2$        | Fator de forma   |

|              |   |
|--------------|---|
| $f_3$        | Fator de redução por dano artificial obtido em ensaios de arrancamento        |
| $f_4$        | Fator de redução por dano artificial obtido em ensaios de cisalhamento direto |
| $f_a$        | Coeficiente de interação correspondente ao movimento de arrancamento          |
| $f_a$        | Fator de redução devido a degradação pelo meio ambiente (química e biológica) |
| $f_{cd}$     | Coeficiente de interação (cisalhamento direto)                                |
| $f_d$        | Fator de redução por dano mecânico  |
| $f_e$        | Fator de redução devido a eventuais emendas                                   |
| $f_f$        | Fator de redução devido a deformações por fluência                            |
| $F_{i-1, i}$ | Força de tração atuante entre os pontos (i-1) e (i) da geogrelha              |
| $FS_a$       | Fator de segurança por arrancamento   |
| $FS_g$       | Fator de segurança global   |
| $f_T$        | Fator de redução total  |
| $G_s$        | Densidade específica real das partículas sólidas                              |
| H            | Altura do maciço reforçado  |
| h            | Altura de aterro correspondente à tensão confinante aplicada                  |
| i            | i-ésimo ponto da geogrelha, a partir do ponto de aplicação da carga           |
| K            | Coeficiente de proporcionalidade entre F e $\varepsilon$ (ensaios de tração)  |
| $k_1$        | Número da rigidez no cisalhamento   |
| $K_{50}$     | Parâmetro de rigidez  |
| $k_a$        | Coeficiente de empuxo ativo   |
| $K_{sf}$     | Rigidez cisalhante inicial  |
| L            | Comprimento da geogrelha  |
| $L_a$        | Comprimento do reforço na região passiva                                      |
| LL           | Limite de liquidez  |
| LP           | Limite de plasticidade  |
| $L_r$        | Comprimento do reforço na região ativa  |
| $M_A$        | Massa por unidade de área   |
| n            | Número de elementos de ancoragem  |

|            |   |
|------------|---|
| $n_1$      | Expoente da rigidez no cisalhamento                                     |
| $N_c, N_q$ | Coefficientes de capacidade de carga                                    |
| $P$        | Força de arrancamento   |
| $P_a$      | Parcela de $P$ correspondente à adesão solo-geogrelha                   |
| $P_a$      | Pressão atmosférica   |
| $P_{max}$  | Força de arrancamento máxima  |
| $P_o$      | Força de arrancamento de 1 elemento longitudinal da geogrelha           |
| $P_p$      | Parcela de $P$ correspondente à mobilização do empuxo passivo           |
| $P_{s/g}$  | Parcela de $P$ correspondente à mobilização do atrito superficial       |
| $P_{ult}$  | Força de arrancamento na ruptura  |
| $q$        | Sobrecarga  |
| $S$        | Distância entre elementos transversais da geogrelha                     |
| $S$        | Índice de susceptibilidade  |
| $s$        | Menor abertura da geogrelha   |
| $T_d$      | Resistência de projeto do geossintético                                 |
| $T_d$      | Esforço de tração de dimensionamento                                    |
| $t_{GT}$   | Espessura nominal do geossintético                                      |
| $T_i$      | Propriedade índice  |
| $T_k$      | Propriedade funcional de um geossintético                               |
| $T_p$      | Parcela da resistência da interface solo-geogrelha (empuxo passivo)     |
| $T_R$      | Tensão de tração no reforço   |
| $T_{ref}$  | Resistência à tração fornecida pelos fabricantes                        |
| $T_{s/g}$  | Parcela da resistência da interface solo-geogrelha (atrito superficial) |
| $T_{s/s}$  | Parcela da resistência da interface solo-geogrelha (atrito solo-solo)   |
| $T_v$      | Temperatura de transição vítrea   |
| $U_d$      | Perímetro específico das lesões   |
| $W$        | Peso da amostra   |
| $W_t$      | Peso da tampa do equipamento de cisalhamento direto                     |
| $x$        | Localização do ponto ao longo da geogrelha                              |
| $X_i$      | Deslocamento do $i$ -ésimo ponto da geogrelha                           |
| $z$        | Profundidade  |

|                     |   |
|---------------------|---|
| $\phi$              | Diâmetro dos corpos de prova dos ensaios triaxiais                                |
| $\gamma_d$          | Peso específico seco  |
| $\gamma_{dmax}$     | Peso específico seco máximo   |
| $\gamma_{dmin}$     | Peso específico seco mínimo   |
| $\sigma_h$          | Tensão horizontal   |
| $w_{ot}$            | Umidade ótima   |
| $n_{GT}$            | Densidade relativa dos polímeros ou porosidade                                    |
| $\Delta c'$         | Varição de intercepto coesivo (cisalhamento direto no solo não reforçado)         |
| $\Delta c_a$        | Varição de intercepto coesivo (cisalhamento direto no solo reforçado)             |
| $\Delta f_3$        | Varição do fator de redução   |
| $\Delta n$          | Varição do número de elementos danificados  |
| $\alpha$            | Inclinação da rampa com o plano horizontal (ensaios em rampa)                     |
| $\alpha_p$          | Fração da largura da geogrelha disponível para mobilização da resistência passiva |
| $\alpha_s$          | Porcentagem da área da geogrelha disponível para atrito no contato solo-geogrelha |
| $\beta$             | Fator de tensão de interface  |
| $\delta$            | Ângulo de atrito da interface solo-reforço  |
| $\epsilon_{i, i+1}$ | Deformação da geogrelha entre 2 pontos adjacentes (i e i+1)                       |
| $\phi'$             | Ângulo de atrito do solo  |
| $\phi_{max}$        | Diâmetro máximo   |
| $\phi_{sg}$         | Ângulo de atrito da interface solo-geossintético, obtido em ensaios de rampa      |
| $\phi_{sr}$         | Ângulo de atrito entre superfície das tiras e o solo                              |
| $\gamma$            | Peso específico   |
| $\gamma_w$          | Peso específico da água   |
| $\lambda$           | Coefficiente de aderência solo-reforço  |
| $\mu$               | Coefficiente de atrito interno  |
| $\nu$               | Coefficiente de Poisson   |
| $\theta$            | Ângulo entre a geogrelha e o plano de ruptura                                     |
| $\theta_o$          | Ângulo inicial entre o reforço e o plano de ruptura                               |
| $\theta_R$          | Ângulo entre o reforço e o plano de ruptura no instante da ruptura                |
| $\sigma'$           | Tensão normal efetiva   |



|             |  |
|-------------|--|
| $\sigma'_p$ | Tensão passiva atuante nos elementos transversais da geogrelha |
| $\sigma'_v$ | Tensão confinante vertical efetiva                             |
| $\sigma_1$  | Tensão principal maior   |
| $\sigma_3$  | Tensão principal menor   |
| $\tau_R$    | Tensão cisalhante na ruptura                                   |
| $\tau_s$    | Resistência ao cisalhamento do solo                            |
| $\tau_{SG}$ | Resistência ao cisalhamento da interface solo-geogrelha        |
| $\tau_u$    | Resistência ao cisalhamento última do solo                     |

# 1 Introdução

## 1.1. Considerações Iniciais

A técnica de estabilização de maciços através da introdução de elementos de reforço vem se desenvolvendo de forma acelerada, com destaque para aplicações em contenção de encostas e em aterros sobre solos moles. Os materiais geossintéticos, em particular, vêm sendo utilizados com crescente intensidade nestes tipos de obra geotécnica. A razão para tal crescimento pode ser creditada às seguintes principais vantagens: confiabilidade técnica, prazos reduzidos e custos competitivos.

Atualmente, as geogrelhas estão entre os geossintéticos mais utilizados para reforço de solos. Geogrelhas são elementos com estruturas regulares planas, em forma de grelha, que possuem orifícios de grandes dimensões, permitindo uma adequada interação com o solo em contato. As estruturas com geogrelhas são usualmente projetadas para uma vida útil de até 100 anos. Por este motivo, o desenvolvimento de métodos confiáveis de dimensionamento e a investigação detalhada do comportamento das geogrelhas são assuntos de grande relevância para o engenheiro geotécnico.

O mecanismo de interação desenvolvido entre o solo e a geogrelha depende basicamente das propriedades geomecânicas do solo (densidade, granulometria, etc) e das propriedades da geogrelha (geometria da malha, resistência à tração, etc). A compreensão do fenômeno de interação solo-reforço é um fator importante para o projeto de maciços de solo reforçado. O dimensionamento de uma obra de solo reforçado necessita do valor do coeficiente de interação solo-reforço, que pode ser definido a partir de ensaios de arrancamento e/ou de cisalhamento direto.

A compreensão dos mecanismos de interação solo-geogrelha tem encontrado obstáculos diante da grande variedade das características das geogrelhas disponíveis no mercado. Em consequência, existe uma grande diversidade de mecanismos possíveis para a interação na interface com os diversos tipos de solos. Com a obtenção de coeficientes de interação confiáveis

e de fatores de redução adequados, pode-se otimizar o projeto e adotar soluções econômicas. Para tanto, faz-se necessário um maior entendimento sobre o comportamento de geogrelhas através de estudos experimentais.

## **1.2. Motivação e Objetivos da Tese**

O presente trabalho visa investigar experimentalmente a utilização de geogrelhas como elementos de reforço de maciços de solos. A partir dos resultados de ensaios de laboratório, pretende-se ampliar a compreensão dos mecanismos de interação desenvolvidos na interface solo-geogrelha.

Este trabalho faz parte de um amplo projeto de pesquisa envolvendo a Maccaferri do Brasil e a PUC-Rio na área de reforço de solos. O projeto surgiu da necessidade de uma investigação detalhada sobre comportamento de geogrelhas embutidas em diferentes tipos de solo. Eventuais incertezas quanto ao comportamento de elementos de reforço em obras geotécnicas usualmente conduzem à adoção de fatores de segurança desnecessariamente elevados.

Um programa detalhado de ensaios de laboratório foi executado, objetivando a compreensão dos mecanismos de interação na interface solo-geogrelha. Estes ensaios foram executados em equipamentos de grandes dimensões disponíveis no Laboratório de Geotecnia do CEDEX, em Madri, Espanha.

Os diferentes equipamentos e procedimentos de ensaios, bem como os diferentes métodos de interpretação utilizados para obtenção dos coeficientes de interação solo-reforço, ocasionam divergências nos resultados experimentais, em especial quando do uso de geogrelhas. Uma discussão detalhada sobre as razões de tais divergências faz parte do escopo do presente trabalho.

Dentre os principais objetivos do programa experimental, destacam-se:

- Análise da influência dos principais fatores na resposta ao arrancamento: tensão confinante, densidade relativa, tipo de solo e tipo de geogrelha;
- Análise da contribuição dos elementos transversais da geogrelha em solicitações de arrancamento;
- Obtenção da variação da resistência ao cisalhamento com a inclinação da geogrelha;
- Obtenção de fatores de interação entre diferentes geogrelhas e solos;

- Comparação entre os fatores de interação obtidos a partir de ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto;
- Proposição de ábacos de dimensionamento para os materiais ensaiados;
- Análise da influência do dano mecânico de geogrelhas na interação com o solo e obtenção de fatores de redução;
- Análise da resistência e da deformabilidade do conjunto solo-geogrelha, através de ensaios triaxiais em corpos de prova reforçados.

Em síntese, a pesquisa teve por objetivo estudar os mecanismos de interação desenvolvidos na interface solo-geogrelha, a partir de ensaios de laboratório em equipamentos de dimensões adequadas. A pesquisa pretendeu ainda propor valores do coeficiente de interação para o projeto de maciços reforçados com geogrelhas, assim como valores do fator de redução devido ao dano mecânico da geogrelha.

### **1.3. Escopo da Tese**

A tese está composta de 11 capítulos, apresentando-se neste capítulo inicial a introdução ao tema da pesquisa.

O Capítulo 2 aborda a utilização de geossintéticos como elementos de reforço de solos. Tal abordagem é feita através de uma revisão bibliográfica geral sobre geossintéticos, com ênfase nos tipos mais utilizados como elementos de reforço de solos (geotêxteis e geogrelhas). Uma breve discussão sobre as propriedades físicas e mecânicas dos geossintéticos é apresentada, assim como o comportamento dos principais polímeros constituintes. O comportamento de maciços reforçados com geossintéticos é analisado, apresentando-se critérios de dimensionamento e análises de estabilidade. Finalmente, ressaltam-se as principais vantagens da utilização da técnica.

O Capítulo 3 trata do mecanismo de interação solo-geogrelha. Uma revisão sobre os mecanismos de interação possíveis de ocorrer na interface solo-geogrelha é apresentada, juntamente com uma revisão sobre os principais ensaios de laboratório utilizados para a obtenção dos parâmetros da interface. Uma discussão detalhada sobre os fatores que influenciam a resposta dos diferentes ensaios é apresentada, assim como as diferentes metodologias de ensaio. As causas das divergências experimentais são discutidas e os diferentes métodos de interpretação são abordados.

O Capítulo 4 discute a questão do dano mecânico. Apresenta uma revisão sobre os fatores de redução a serem considerados no projeto de maciços reforçados, com ênfase no fator de redução por dano mecânico. Os conceitos de capacidade de sobrevivência dos geossintéticos e de severidade do meio de instalação são inseridos, juntamente com os principais critérios de classificação propostos na literatura. O Capítulo apresenta ainda, uma revisão sobre os programas experimentais desenvolvidos na tentativa de propor valores para o fator de redução por dano mecânico.

O Capítulo 5 apresenta uma descrição dos materiais envolvidos no estudo. As geogrelhas são caracterizadas a partir dos ensaios executados na presente campanha experimental e comparadas com os dados fornecidos pelo fabricante. Apresenta também, as principais características físicas, mecânicas e mineralógicas dos solos utilizados. Os efeitos das dimensões do equipamento (efeito de escala) e dos procedimentos de compactação nos parâmetros de resistência são também discutidos.

O Capítulo 6 apresenta o programa experimental e as principais características dos ensaios. Uma descrição detalhada do funcionamento dos diferentes equipamentos e dos procedimentos de ensaio é apresentada, destacando-se os equipamentos de grandes dimensões utilizados nos ensaios com geogrelhas.

O Capítulo 7 discute os resultados dos ensaios de arrancamento. É apresentada uma análise da influência da tensão confinante, da densidade relativa, do tipo de solo e do tipo de geogrelha na resistência ao arrancamento, juntamente com os fatores de interação propostos para o dimensionamento de maciços reforçados. O processo de mobilização de tensões e deformações ao longo das geogrelhas é analisado com base na instrumentação adotada. Um modelo simples é apresentado para a previsão da tensão cisalhante na ruptura e da rigidez ao cisalhamento, para qualquer nível de tensão confinante vertical. Finalmente, são propostos ábacos para o dimensionamento de maciços reforçados com base nos resultados dos ensaios de arrancamento.

O Capítulo 8 apresenta os resultados dos ensaios de cisalhamento direto. O programa de ensaios constou de ensaios de cisalhamento direto com reforço horizontal e com o reforço inclinado em relação à superfície de ruptura. A partir dos resultados, são propostos parâmetros de resistência da interface e avalia-se a variação da resistência ao cisalhamento com a inclinação da geogrelha. Uma análise da configuração deformada da geogrelha é apresentada, com base nas medições dos deslocamentos da grelha na caixa de cisalhamento, ao término

dos ensaios. Finalmente, apresenta-se uma comparação entre os parâmetros de resistência obtidos a partir de ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto, apontando-se as principais razões para as divergências de resultados.

O Capítulo 9 apresenta os resultados dos ensaios triaxiais. Discute-se o efeito da introdução de camadas horizontais de reforço na resistência e deformabilidade do conjunto solo-geogrelha. Os diferentes mecanismos possíveis de ocorrer durante os ensaios triaxiais em corpos de prova reforçados são discutidos, com base na observação do estado das geogrelhas ao término dos ensaios.

O Capítulo 10 apresenta os resultados dos ensaios executados com amostras danificadas. Dois tipos distintos de dano foram induzidos: o dano natural, decorrente de processos de compactação, e o dano artificial, obtido a partir da ruptura física de elementos da malha. A perda de resistência é avaliada a partir de ensaios de tração simples, ensaios de arrancamento e ensaios de cisalhamento direto. São propostos fatores de redução com base no tipo de dano e no tipo de ensaio utilizado para quantificar a perda de resistência. Define-se um índice de susceptibilidade ( $S$ ) para permitir a avaliação da influência do dano artificial na resposta ao arrancamento de geogrelhas.

Finalmente, o Capítulo 11 apresenta as principais conclusões deste trabalho e algumas sugestões para pesquisas futuras.

O trabalho compõe-se ainda de dois apêndices. O primeiro apresenta o programa geral de ensaios executados na presente campanha experimental. O Apêndice II apresenta uma análise numérica sobre os ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado.

## **2**

# **Uso de Geossintéticos como Elemento de Reforço de Solos**

### **2.1.**

#### **Introdução**

A técnica de reforço de solo por inclusão de geossintéticos vem se desenvolvendo de forma acelerada em todo o mundo, com aplicações diretas em contenção de encostas e em aterros sobre depósitos moles. Na cidade do Rio de Janeiro, em particular, têm sido gastos cerca de R\$ 10 a 30 milhões por ano em contenção de encostas. Este valor pode ser significativamente reduzido através da adoção de novas metodologias de reforço de solo.

Em obras de taludes reforçados, a inclusão de elementos sintéticos (geossintéticos) no aterro propicia uma redistribuição global das tensões e deformações induzidas, permitindo a adoção de estruturas mais íngremes e com menor volume de aterro compactado.

Atualmente, dentre os geossintéticos mais utilizados para reforço estão as geogrelhas. Estas são formadas por elementos resistentes à tração e integralmente conectados. A estrutura polimérica possui aberturas maiores do que seus elementos constitutivos, o que permite uma interação favorável com o solo na interface.

Este Capítulo apresenta os principais tipos de geossintéticos, com ênfase nas geogrelhas. As propriedades relevantes dos geossintéticos serão apresentadas, juntamente com as principais aplicações. Os critérios de dimensionamento de maciços reforçados com geossintéticos serão discutidos, bem como as principais vantagens da utilização da técnica de reforço de solos com geossintéticos.

### **2.2.**

#### **Geossintéticos**

A Sociedade Internacional de Geossintéticos (IGS) define os geossintéticos como “elementos planos, produzidos a partir de polímeros sintéticos ou naturais, e utilizados em combinação com solo, rocha e/ou outros

materiais geotécnicos como parte integral de um projeto, estrutura ou sistema em engenharia civil”.

Os geossintéticos são elementos obtidos a partir de polímeros sintéticos. Estes elementos podem ser utilizados em obras de terra, podendo exercer, basicamente, funções de reforço, drenagem, filtração, separação, proteção e controle de erosão.

A aplicação dos geossintéticos é recente na engenharia geotécnica, tendo se iniciado na década de 60. Desde então, vem apresentando um crescimento contínuo, em especial nos últimos anos. Atualmente, a indústria de geossintéticos movimenta o montante aproximado de um bilhão de dólares anuais, somente nos E.U.A. ou na Europa. Nos mercados asiático e sul-americano os geossintéticos vêm também despontando de forma promissora (Koerner e Soong, 1997).

Um sinal do aumento de interesse que a utilização destes materiais tem despertado na comunidade técnica internacional é a realização de conferências internacionais específicas (Paris, 1977; Las Vegas, 1982; Viena, 1986; Haia, 1990; Singapura, 1994; Maastricht, 1996; Atlanta, 1998; Bolonha, 2000; Nice, 2002), a inclusão, a partir de 1985, de sessões especializadas sobre geossintéticos nas conferências internacionais da ISSMFE (*International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*), a realização de um número crescente de encontros e simpósios nacionais e regionais sobre o tema e a publicação regular de revistas especializadas de elevado nível técnico, como por exemplo, a “*Geotechnical Fabrics Report*”, a “*International Journal of Geotextiles and Geomembranes*” e a “*Geosynthetics International*”).

No Brasil, no início dos anos 80, a ABMS (Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica) criou a Comissão Técnica de Geossintéticos, para divulgar a aplicabilidade dos mesmos. Em 1992, 1995 e 1999 ocorreram os três primeiros Simpósios Brasileiros Sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia, respectivamente em Brasília, São Paulo e Rio de Janeiro. Em 1996, foi criada a IGS-Brasil, que representa o ramo brasileiro da “*International Society of Geosynthetics*”. Diversos cursos sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente vem sendo organizados pela IGS-Brasil e ABMS. Tais eventos têm sido fundamentais para a difusão dos geossintéticos no âmbito geotécnico. Atualmente, diversas instituições brasileiras de ensino e pesquisa desenvolvem estudos teóricos e experimentais sobre a utilização de geossintéticos, com relevância reconhecida no meio internacional.



### **2.2.1. Histórico**

A utilização de fibras e telas na estabilização e melhoramento dos solos é prática comum desde antes de Cristo. Há três mil anos, os babilônios já inseriam materiais fibrosos na construção de “*ziggurattes*”.

No quinto milênio A.C., usava-se solos compactados reforçados com bambus para a construção de residências no Irã. A Torre de Babel, construída no primeiro milênio, também foi construída com solo reforçado (Ingold, 1994).

A muralha da China, construída há dois mil anos possui seções de argila e cascalho, reforçados com fibras naturais. Diversos materiais vegetais, constituídos de fibras resistentes, foram utilizados em obras do Império Romano. Dentre estes materiais, pode-se citar: estivas de junco, bambu, troncos de árvores, palha, etc. Na Idade Média, eram utilizadas também, as peles de animais.

Na era moderna, a primeira aplicação de geotêxteis, referida na bibliografia data de 1926, nos E.U.A., e destina-se ao reforço de pavimentos de estradas da Carolina do Sul (John, 1987). No entanto, a utilização sistemática deste tipo de material só passou a ocorrer na década de 40, com o desenvolvimento das técnicas de fabricação.

Na década de 60, o engenheiro francês Henri Vidal desenvolveu e patenteou o sistema “Terra Armada”, que consiste na introdução de tiras de aço galvanizado como elementos de reforço de solos compactados (Vidal, 1966). A partir daí, o conceito de solo reforçado avançou rapidamente.

A utilização de inclusões sintéticas começou na década de 50, com o desenvolvimento dos geotêxteis tecidos. Em 1971, iniciou-se a fabricação do primeiro geotêxtil não-tecido no Brasil.

Desde então, a aplicabilidade de geossintéticos para obras de contenção e reforço de fundação vem aumentando gradativamente. No início dos anos 70, foram construídas as primeiras obras de contenção utilizando geotêxteis (Mitchell e Villet, 1987).

No início da década de 80, foi executada a primeira obra de grande porte de solo reforçado no Brasil (Carvalho et al, 1986), na rodovia que liga Taubaté a Campos de Jordão. Nesta obra, foram utilizados geotêxteis para o reforço do aterro da rodovia, assente sobre solo mole.

Nesta mesma época, passam a surgir novos produtos geossintéticos, destacando-se as geogrelhas. As primeiras aplicações de geogrelhas para a estabilização de aterros ocorreram no Japão (Jones, 1996).

O aparecimento constante de novos produtos conduziu à introdução de uma nova terminologia. Em 1983, J.E. Fluet Jr. Introduziu o termo “geossintético” para designar os novos produtos com aplicações geotécnicas. Em 1994, no Congresso de Singapura, a Sociedade Internacional de Geotêxteis e Produtos Afins consagrou universalmente esta terminologia ao adotar a designação de Sociedade Internacional de Geossintéticos.

Nos últimos anos, destacam-se os sistemas híbridos, que combinam estabilidade interna e externa da estrutura. Um exemplo de tal técnica é o sistema Terramesh, que associa a face externa do muro de contenção, formada por gabiões, com capas de malha metálica inseridas no retroaterro de solo (Maccaferri, 1997).

A primeira estrutura documentada que apresenta uma combinação de gabiões e terreno armado foi construída em Sabah, na Malásia, em 1979 (Maccaferri, 1997). Um revestimento vertical de gabiões foi ancorado ao material de aterro por meio de tiras de aço (Figura 1). A estrutura, com 14 metros de altura, suporta um trecho da rodovia que une Kinabalu a Sinsuran. Devido ao sucesso, esta solução foi utilizada em outras contenções nessa mesma rodovia.



Figura 1 - Trecho da Rodovia com Solo Reforçado na Malásia (Maccaferri, 1997)

O estudo do comportamento de malhas metálicas ou poliméricas (geogrelhas) inseridas em solo é complexo e vem despertando o interesse de pesquisadores e fabricantes (Schlosser e Juran, 1983; Forsyth e Bieber, 1984; Jewell et al., 1984a e 1984b; Castro, 1999).

### 2.2.2. Terminologia e Classificação dos Geossintéticos

De acordo com o projeto de revisão da Norma Brasileira (NBR 12553/99), geossintético é a denominação genérica de um produto polimérico (sintético ou natural), industrializado, cujas propriedades contribuem para melhoria de obras geotécnicas. Os principais tipos de geossintéticos são nomeados e classificados como:

**Geotêxtil [GT]:** Produto têxtil bidimensional, permeável, composto de fibras cortadas, filamentos contínuos, monofilamentos, laminetes ou fios, formando estruturas tecidas, não-tecidas ou tricotadas, cujas propriedades mecânicas e hidráulicas permitem que desempenhe várias funções numa obra geotécnica (Figura 2a). De acordo com o processo de fabricação, os geotêxteis podem ser não-tecidos, tecidos ou agulhados.

*Geotêxtil não-tecido [GTN]:* composto por fibras cortadas ou filamentos contínuos, distribuídos aleatoriamente, os quais são interligados por processos mecânicos, térmicos ou químicos, dividindo-se basicamente em:

*Agulhado [GTNa]:* cujas fibras são interligadas mecanicamente, por processo de agulhagem;

*Termoligado [GTNt]:* cujas fibras são interligadas por fusão parcial obtida por aquecimento;

*Resinado [GTNr]:* cujas fibras são interligadas por meio de produtos químicos.

*Geotêxtil tecido [GTW]:* oriundo do entrelaçamento de fios, monofilamentos ou laminetes (fitas), segundo direções preferenciais de fabricação, denominadas trama (sentido transversal) e urdume (sentido longitudinal).

*Geotêxtil tricotado [GTK]:* oriundo do entrelaçamento de fios por tricotamento.

**Geomembrana [GM]:** Produto bidimensional (Figura 2b), de baixíssima permeabilidade, composto predominantemente por asfaltos, elastômeros ou plastômeros, utilizado para controle de fluxo e separação, nas condições de solicitação.

*Geomembrana reforçada [GMR]:* Geomembrana com armadura de reforço incorporada ao produto, formando um conjunto monolítico.

*Geomembrana texturizada [GMT]:* Geomembrana com acabamento superficial com função de aumentar as características de atrito de interface.

**Geocomposto [GC]:** Produto industrializado, formado pela superposição ou associação de um ou mais geossintéticos entre si ou com outros produtos (Figura 2c), geralmente concebido para desempenhar uma função específica.

*Geocomposto Argiloso para Impermeabilização [GCL]:* Estrutura formada pela associação de geossintéticos a um material argiloso de baixa condutividade hidráulica, especialmente desenvolvido para a função de impermeabilização.

*Geocomposto para Drenagem [GCD]:* Produto especialmente desenvolvido para drenagem, composto de um geotêxtil atuando como elemento de filtro e de uma georrede ou de um geoespaçador.

*Geocomposto de Reforço [GCR]:* Estrutura formada pela associação de geossintéticos não similares, desenvolvidos para reforço.

**Geobarra [GB]:** Produto em forma de barra com função predominante de reforço.

**Geotira [GI]:** Produto em forma de tira com função predominante de reforço.

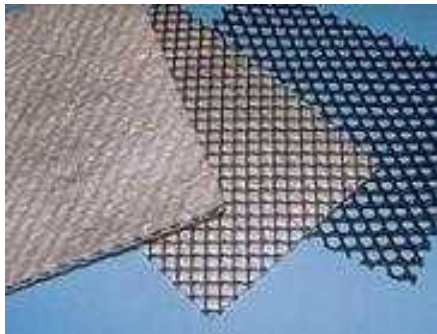
**Geoespaçador [GS]:** Produto com estrutura tridimensional constituída de forma a apresentar grande volume de vazios, utilizado como meio drenante.

**Georrede [GN]:** Produto com estrutura em forma de grelha, com função predominante de drenagem.

**Geotubo [GP]:** Produto de forma tubular com função drenante.

**Geomantas [GA]:** Produto com estrutura tridimensional permeável (Figura 2d), usado para controle de erosão superficial do solo. É também conhecido como biomanta, no caso do produto ser biodegradável.

**Geocélula [GL]:** Produto com estrutura tridimensional aberta (Figura 2e), constituída de células interligadas, que confinam mecanicamente os materiais nelas inseridos, com função predominante de reforço e controle de erosão.



(a) Geotêxtil



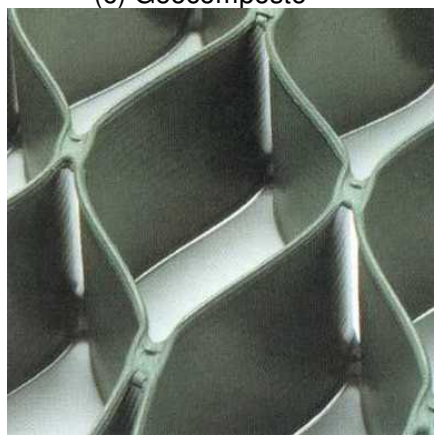
(b) Geomembrana



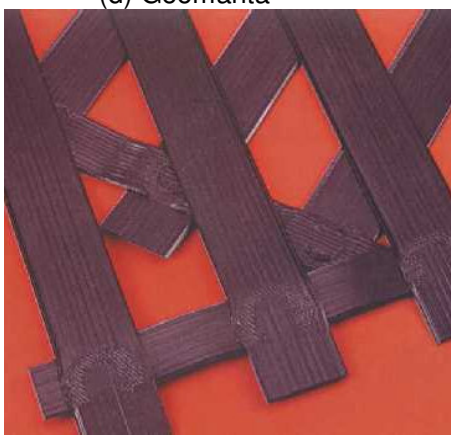
(c) Geocomposto



(d) Geomanta



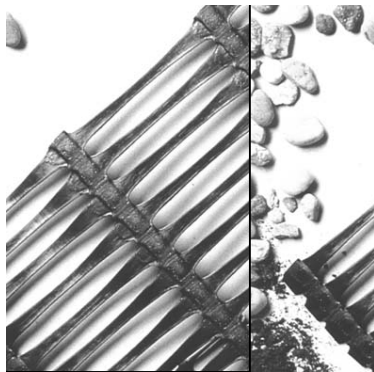
(e) Geocélula



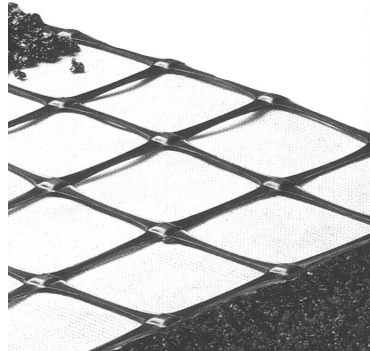
(f) Geogrelha

Figura 2 - Principais Tipos de Geossintéticos

**Geogrelha [GG]:** Estrutura em forma de grelha com função predominante de reforço, cujas aberturas permitem a interação do meio em que estão confinadas, constituído por elementos resistentes à tração, sendo considerado unidirecional quando apresenta elevada resistência à tração apenas em uma direção, e bidirecional quando apresenta elevada resistência à tração nas duas direções principais (ortogonais). Em função do processo de fabricação as geogrelhas podem ser extrudadas, soldadas ou tecidas, como ilustra a Figura 3.

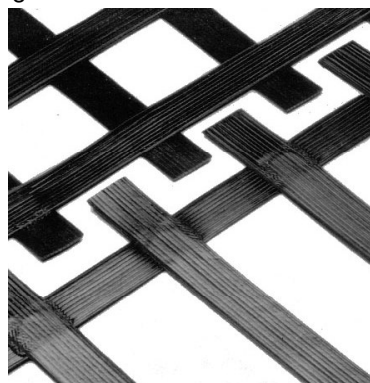
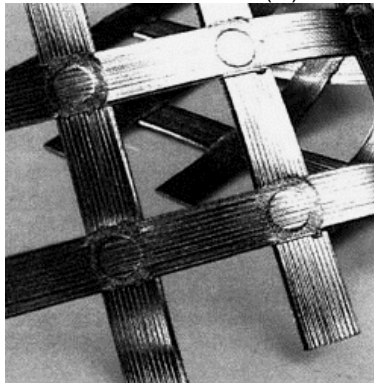


Unidirecional

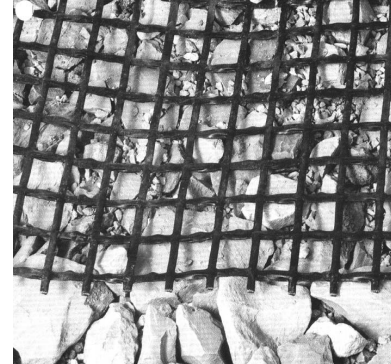
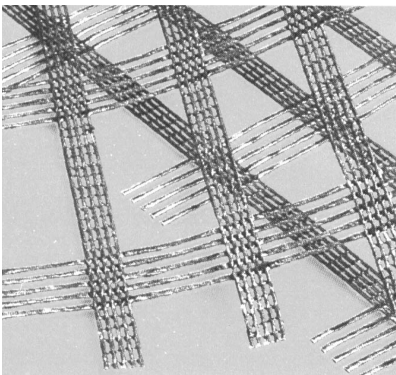


Bidirecional

(a) Estruturas de Geogrelhas Extrudadas



(b) Estruturas de Geogrelhas Soldadas



(c) Estruturas de Geogrelhas Tecidas

Figura 3 - Tipos de Geogrelha

As *geogrelhas extrudadas [GGE]* são obtidas através de um processo de extrusão, seguido de estiramento, que pode ser em um único sentido ou nos dois sentidos. Quando o estiramento ocorre em um único sentido, formam-se as geogrelhas unidirecionais. Este tipo de geogrelha caracteriza-se pela sua elevada resistência à tração em uma única direção (longitudinal). Se o estiramento for executado nos dois sentidos, são formadas as geogrelhas bidirecionais.

As *geogrelhas soldadas [GGB]* são estruturas planas obtidas a partir da soldadura de geotiras compostas por filamentos de poliéster, revestidos em polietileno, de alto módulo elástico e excelente comportamento à fluência.

As *geogrelhas tecidas [GGW]* são estruturas planas constituídas de fibras sintéticas (geralmente poliéster) tricotadas ou intertecidas nas juntas, recobertas por uma capa protetora.

As geogrelhas são compostas por elementos transversais, elementos longitudinais e junções entre eles. Os elementos transversais são responsáveis pela ancoragem da geogrelha no solo envolvente. Os elementos longitudinais são responsáveis pela interação por atrito na interface com o solo e pela transmissão de carga ao longo do comprimento da grelha. A terminologia utilizada para descrever as partes componentes das geogrelhas está ilustrada na Figura 4.

As geogrelhas podem ser fabricadas a partir de metais, normalmente aço, ou, a partir de polímeros como o polietileno de alta densidade (PEAD), o poliéster (PET) e o polipropileno (PP).

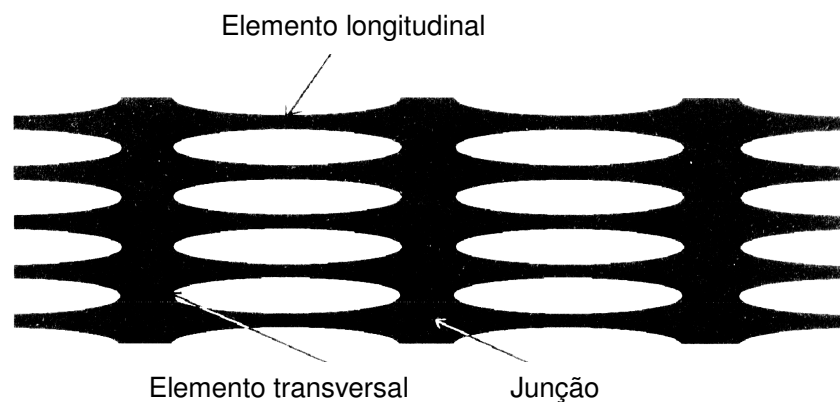


Figura 4 - Elementos Componentes de uma Geogrelha

A configuração das geogrelhas pode variar de acordo com a função e o processo de fabricação. Cada geogrelha possui uma geometria e uma resistência à tração que a caracterizam. A configuração geométrica da malha (tamanho dos orifícios, orientação, porcentagem de área aberta, espessura, etc.) tem papel fundamental na aplicabilidade da geogrelha.

### 2.2.3. Principais Aplicações dos Geossintéticos

A utilização de geossintéticos em obras geotécnicas tem sido cada vez maior. Os geossintéticos têm sido utilizados em substituição aos materiais de construção tradicionais e como reforço dos materiais naturais.

Em uma determinada aplicação, um geossintético pode desempenhar várias funções simultaneamente. Sendo assim, para o dimensionamento adequado de uma obra geotécnica faz-se necessário definir quais são as funções desempenhadas pelo geossintético e hierarquizá-las. Desta forma, pode-se definir as características que o geossintético deve possuir para desempenhar adequadamente as funções definidas. As Tabelas 1 e 2 resumem as principais aplicações dos diferentes tipos de geossintéticos utilizados na Engenharia Geotécnica.

Tabela 1 - Tipos de Geossintéticos e suas Principais Aplicações (adaptado de Koerner, 1998)

| Geossintético  | Aplicação |           |          |          |           |                   |                    |
|----------------|-----------|-----------|----------|----------|-----------|-------------------|--------------------|
|                | Reforço   | Filtração | Drenagem | Proteção | Separação | Impermeabilização | Controle de Erosão |
| Geotêxtil      | ✓         | ✓         | ✓        | ✓        | ✓         |                   | ✓                  |
| Geogrelhas     | ✓         |           |          |          |           |                   |                    |
| Geomembrana    |           |           |          |          | ✓         | ✓                 |                    |
| Geocompostos   | ✓         |           | ✓        |          |           | ✓                 |                    |
| Geobarras      | ✓         |           |          |          |           |                   |                    |
| Geoespaçadores |           |           | ✓        |          |           |                   |                    |
| Geotiras       | ✓         |           |          |          |           |                   |                    |
| Georredes      |           |           | ✓        |          |           |                   |                    |
| Geotubos       |           |           | ✓        |          |           |                   |                    |
| Geomantas      |           |           |          |          |           | ✓                 | ✓                  |
| Geocélula      | ✓         |           |          |          |           |                   | ✓                  |



Um aspecto a ser ressaltado nos geossintéticos é o princípio de equivalência das funções, isto é, ao substituir um material natural (solo, areia, brita, enrocamento) é preciso que o geossintético atenda as mesmas funções em termos de durabilidade, permeabilidade, deformabilidade e resistência.

Tabela 2 - Resumo das Principais Aplicações

| <b>Aplicação</b>   | <b>Objetivo</b>   |
|--------------------|---|
| Reforço            | Restringir deformações e aumentar a resistência do maciço em obras geotécnicas, aproveitando a resistência à tração do material geossintético |
| Filtração          | Permitir a passagem e coleta de fluidos, sem a movimentação de partículas do maciço   |
| Drenagem           | Coletar e/ou facilitar os movimentos de fluidos no interior do maciço   |
| Proteção           | Reduzir solicitações localizadas, homogeneizando o nível das tensões que atingiriam determinada superfície ou camada                          |
| Separação          | Evitar a mistura entre materiais granulares com características geotécnicas distintas   |
| Impermeabilização  | Conter o avanço de uma pluma de contaminação, evitando a migração de líquidos ou gases em aplicações ambientais                               |
| Controle de Erosão | Proteger a superfície do terreno contra o arraste de partículas pela ação de ventos e águas superficiais                                      |

#### **2.2.4. Materiais Constituintes**

Os materiais geossintéticos são em geral formados por polímeros, que são substâncias macromoleculares de natureza orgânica, com peso molecular elevado. Os polímeros, por sua vez, são obtidos pela combinação de monômeros, que são moléculas de baixo peso molecular.

O monômero base é uma molécula constituída por átomos de carbono e hidrogênio. Através de mecanismos químicos, os monômeros podem juntar-se, formando longas cadeias moleculares. Este processo é denominado polimerização. A partir de um mesmo monômero, é possível obter polímeros com propriedades distintas, se no processo de polimerização forem utilizados diferentes tipos de aditivos químicos.

O peso molecular de um polímero, que é definido pelo produto entre o peso molecular do monômero base e o grau de polimerização (número de vezes



As propriedades finais do geossintético estão diretamente relacionadas com a composição química e com a estrutura do polímero que o constitui. As poliefinas, que englobam os polímeros polietileno e polipropileno, são facilmente inflamáveis, apresentando grande deformação na ruptura e baixa resistência à fluência. O polipropileno é altamente resistente, podendo ser empregado em ambientes agressivos, como aterros sanitários. Os poliésteres possuem elevado módulo de elasticidade, são pouco deformáveis e apresentam baixa susceptibilidade à fluência. No entanto, os poliésteres são sensíveis à hidrólise em ambientes com pH elevado. As poliamidas são também sensíveis à hidrólise, e, quando submersas, podem ter a resistência à tração reduzida em até 30%.

A melhoria das propriedades de um geossintético pode ser obtida pela introdução de diversos aditivos durante o processo de fabricação. Os aditivos mais vulgarmente utilizados são os estabilizantes térmicos, os anti-UV e os anti-oxidantes.

Um polietileno pode ter as propriedades físicas melhoradas através da introdução de aditivos que aumentem a estabilidade térmica, a resistência à oxidação e às radiações ultravioletas.

O polipropileno é muito susceptível à oxidação, sendo portanto aconselhável a introdução de aditivos contra o envelhecimento. Frequentemente, são também adicionados aditivos ao polímero base, com o objetivo de aumentar a estabilidade térmica, a resistência às radiações ultravioletas e a resistência em meios aquosos.

Os poliésteres são polímeros que apresentam maior resistência e menor fluência. No entanto, este polímero apresenta custo mais elevado e é mais sensível à ação de soluções alcalinas.

Na Tabela 4, estão apresentadas as principais vantagens e desvantagens dos principais polímeros utilizados na fabricação dos geossintéticos.

### **2.2.5. Propriedades Físicas**

As propriedades físicas dos geossintéticos são determinadas a partir de ensaios de caracterização e independem das condições de utilização. As principais propriedades físicas dos geossintéticos, dentre eles as geogrelhas, são a massa por unidade de área, a espessura e a densidade relativa dos polímeros que os compõem.

Tabela 4 - Vantagens e Desvantagens dos Principais Polímeros

| Polímero Base                | Vantagens   | Desvantagens  |
|------------------------------|---|---|
| Polipropileno<br>Polietileno | Inatividade química em soluções ácidas e básicas<br>Baixo custo   | Baixo módulo elástico<br>Elevada deformação sob carga constante (fluência)              |
| Poliéster                    | Elevado módulo elástico<br>Baixa deformação sob carga constante (fluência)<br>Custo relativamente baixo | Perda das características mecânicas sob a ação de soluções básicas                      |
| Poliamida                    | Elevado módulo elástico<br>Alta resistência à abrasão   | Perda das características mecânicas por permanência prolongada em água<br>Custo elevado |

### 2.2.5.1.

#### Massa por unidade de área ou gramatura, $M_A$ (g/m<sup>2</sup>)

A massa por unidade de área é um indicador da uniformidade e da qualidade de um geossintético. Os valores usuais desta grandeza situam-se entre 100 e 300g/m<sup>2</sup> para os geotêxteis tecidos, 100 e 400g/m<sup>2</sup> para os geotêxteis não tecidos e entre 200 e 1000g/m<sup>2</sup> para as geogrelhas (ISO 9864/88, NBR 12568/92).

### 2.2.5.2.

#### Espessura Nominal , $t_{GT}$ (mm)

A espessura nominal é definida como a distância entre as superfícies inferior e superior do geossintético, medida para uma dada pressão.

No caso de geogrelhas, corresponde à espessura do geossintético submetido a uma pressão confinante de 2kPa, aplicada em uma área de 2500mm<sup>2</sup>, por placas rígidas paralelas (ISO 9863/88, NBR 12569/92).

### 2.2.5.3.

#### Densidade Relativa dos Polímeros ou Porosidade [ $n_{GT}$ ] (%)

É usualmente determinada em função da gramatura ( $M_A$ ) e da espessura ( $t_{GT}$ ) do geossintético, da densidade do filamento ( $\rho_f$ ) e da massa específica da água a 4°C ( $\gamma_a$ ), segundo a expressão:

$$\eta_{GT} = 1 - \frac{M_A}{t_{GT} \cdot \rho_f \cdot \gamma_a} \quad (1)$$

## **2.2.6. Propriedades Mecânicas**

Em praticamente todos os tipos de aplicações geotécnicas, os geossintéticos estão sujeitos a solicitações mecânicas, seja na fase de instalação e construção, seja durante a vida útil da obra.

Durante a fase de instalação, as principais propriedades associadas às solicitações mecânicas são: resistência à tração, resistência à penetração e à perfuração, resistência a danos de instalação e resistência à abrasão.

Durante a vida útil da obra, as principais propriedades associadas às solicitações mecânicas são: resistência à tração, resistência à penetração e à perfuração, resistência ao deslizamento na interface, resistência ao arrancamento e resistência à fluência.

### **2.2.6.1. Resistência à tração**

O comportamento de um geossintético em solicitações de tração depende de vários fatores, tais como: tipo de polímero constituinte, estrutura, processo de fabricação, etc.

A resistência à tração não confinada de geotêxteis e produtos correlatos é determinada a partir de ensaios de faixa larga. Segundo a norma brasileira (NBR 12824/93) e a norma americana (ASTM D-4595), estes ensaios são executados com corpos de prova de 200mm de largura e 100mm de comprimento, submetidos a um esforço de tração sob velocidade de 200mm/min. A dimensão de comprimento refere-se à distância entre as duas garras, localizadas nas extremidades da amostra de geossintético.

Deve-se observar que a norma francesa (CFGG-NF G38-014) adota uma altura de 100mm e uma largura de 500mm. Os ensaios assim executados fornecem valores de resistência à tração em geral 10% superiores aos obtidos segundo as normas brasileira e americana.

Ressalta-se que, no caso das geogrelhas, não é possível definir previamente as dimensões das amostras. Como este tipo de geossintético possui uma malha aberta, deve ser feito um estudo prévio para definir as dimensões representativas ótimas (Yeo, 1985).

No caso de geomembranas, ainda não há uma norma estabelecida, existindo duas propostas diferentes. Uma delas consiste na execução de ensaios em corpos de prova com as mesmas dimensões dos geotêxteis (ASTM) e sob

velocidade de 1mm/min. A outra, seria a execução de ensaios em corpos de prova em forma de alteres (AFNOR).

A resposta dos geossintéticos quando sujeitos à tração é caracterizada pela relação entre a força por unidade de largura (expressa em kN/m) e a deformação longitudinal (expressas em %)

A partir desta relação, pode-se obter o módulo de rigidez, a resistência à tração e a deformação na ruptura.

#### **2.2.6.2.**

#### **Resistência à penetração por puncionamento**

Os geossintéticos, quando aplicados em obras geotécnicas, podem sofrer descontinuidades, provenientes de uma perfuração ou de um puncionamento (efeito de compressão localizada).

A resistência ao puncionamento é definida com base na medição da vulnerabilidade dos geossintéticos a compressões diferenciais ou a choques provocados pela queda de materiais. A solicitação pode ser concentrada, estática ou dinâmica.

De acordo com as normas ISO 12236/96 e NBR 13359/95, a resistência à penetração por puncionamento estático é determinada utilizando-se punção tipo CBR. O procedimento adotado aplica-se a geotêxteis, geomembranas e produtos correlatos de pequena a média abertura.

O risco de danos por impacto é avaliado através de ensaio de determinação da resistência ao puncionamento dinâmico (ISO 13433/99). A resistência ao puncionamento dinâmico corresponde à energia mínima para que um cone padrão puncione o geossintético.

Os parâmetros de resistência da interface solo-geossintético podem ser obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto e de ensaios de arrancamento. A escolha do tipo de ensaio depende do mecanismo de interação desenvolvido na interface solo-reforço.

No Capítulo 3, serão apresentados os detalhes de ambos os tipos de ensaios, juntamente com os métodos de determinação dos parâmetros de resistência da interface.

### **2.2.6.3. Resistência da Interface Solo-Geossintético**

Os parâmetros de resistência da interface solo-geossintético podem ser obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto e de ensaios de arrancamento. A escolha do tipo de ensaio depende do mecanismo de interação desenvolvido na interface solo-reforço.

No Capítulo 3, serão apresentados os detalhes de ambos os tipos de ensaios, juntamente com os métodos de determinação dos parâmetros de resistência da interface.

### **2.2.6.4. Fluência**

A fluência pode ser definida como a aptidão de um material ao alongamento, quando submetido a um carregamento estático de longa duração. Em maciços reforçados, o geossintético é submetido à tração durante toda a sua vida útil. Neste caso em particular, é extremamente importante a determinação das características de fluência do material.

Os materiais poliméricos são sujeitos à fluência, ou seja, estes materiais podem sofrer alterações nas propriedades mecânicas ao longo do tempo. O efeito da fluência ao longo da vida útil da obra sobre os valores de resistência à tração obtidos em ensaios de caracterização deve ser levado em conta.

Segundo Bush (1990), o nível de fluência de um material está diretamente relacionado à porcentagem de carga máxima e à temperatura em que ele se encontra.

O efeito da temperatura é relativamente pequeno para variações abaixo da temperatura de transição vítrea do polímero (cerca de +75°C para o poliéster, -15°C para o polipropileno e -100°C para polietilenos de alta densidade). No entanto, acima da temperatura de transição vítrea, o material torna-se muito mais deformável.

Matérias primas tais como poliéster e poliamida apresentam baixa susceptibilidade à fluência, enquanto o polipropileno e o polietileno apresentam maior susceptibilidade. Tal característica pode ser minimizada através de tratamento físico-químico do polímero constituinte e/ou adoção de fatores de segurança que garantam que o elemento de reforço não sofrerá ruptura por fluência ao longo da vida útil.

O ensaio de fluência, (ISO 13431/98) para geotêxteis e produtos correlatos submetidos à tração, propõe métodos para a avaliação do comportamento em deformação e da ruptura por fluência, em tração não confinada.

Para a análise do comportamento em deformação, a norma propõe aplicar 4 níveis de carga (um para cada corpo de prova), selecionados entre 5 e 60% da resistência máxima estabelecida em ensaio índice (ISO 10319/93), medindo-se as deformações ao longo de 1000h.

Na análise da ruptura por fluência, a norma propõe aplicar 4 níveis de carga (utilizando-se 3 corpos de prova para cada nível), selecionados entre 50 e 90% da resistência máxima em ensaio índice, medindo-se o tempo necessário até a ruptura.

Os resultados de ensaios de fluência são apresentados em forma de isócronas de tensão vs deformação, ou em função do tempo para a ruptura por fluência.

### **2.3.**

#### **Maciços Reforçados com Geossintéticos**

Os taludes e as estruturas de contenção em solo reforçado constituem uma das principais aplicações das geogrelhas. Como o presente trabalho tem como objetivo a compreensão dos mecanismos de interação solo-geogrelha, será dada uma atenção especial a este tipo de aplicação.

##### **2.3.1.**

#### **O Conceito de Solo Reforçado**

Um dos modos de melhorar as características de um maciço terroso consiste na introdução de elementos resistentes convenientemente orientados, os quais, pelas suas características, aumentam a resistência e diminuem a deformabilidade do maciço. Neste método, designado por reforço de solos, o comportamento global do maciço é melhorado à custa da transferência de esforços para os elementos resistentes. Uma vez que a introdução dos esforços altera a estrutura global do maciço, o seu efeito é essencialmente estrutural.

A técnica de reforço de solos utiliza inclusões de materiais naturais ou sintéticos no solo. Assim sendo, a utilização de inclusões permite que as obras de terra possam ser construídas com geometria mais ousada e, portanto,



redução de volume. Atualmente, as inclusões são dos mais variados tipos podendo ser feitas de fibras naturais ou sintéticas e materiais metálicos.

Os solos possuem em geral resistência elevada a esforços de compressão, porém baixa resistência a esforços de tração. Quando uma massa de solo é carregada verticalmente, ela sofre deformações verticais de compressão e deformações laterais de extensão (tração). Contudo, se a massa de solo estiver reforçada, os movimentos laterais são limitados pela reduzida deformabilidade do reforço. Esta restrição de deformações é obtida graças ao desenvolvimento de esforços de tração no elemento de reforço. Neste caso, o solo tende a mover-se em relação ao reforço gerando tensões cisalhantes na interface solo/reforço (Wheeler, 1996). A Figura 5 ilustra o princípio básico do comportamento do solo reforçado.

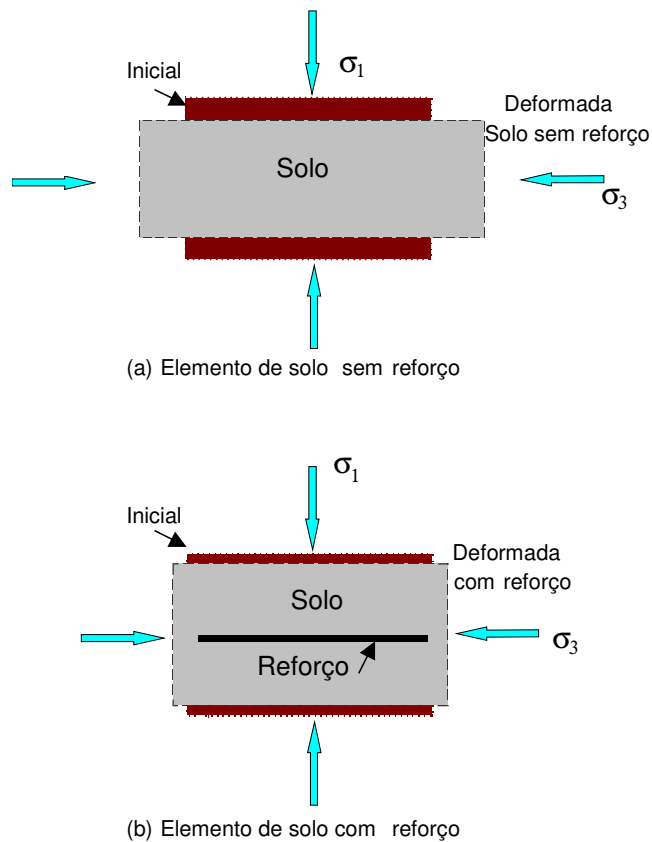


Figura 5 - Elementos de Solo Com e Sem Reforço (Abramento, 1998)

As tensões cisalhantes na interface são absorvidas pelo reforço, que é então tracionado, causando uma redistribuição das tensões no solo. Essa redistribuição de tensões gera uma parcela de confinamento interno, adicional ao confinamento externo já existente.

Um solo não reforçado atinge a ruptura quando a tensão cisalhante excede a resistência ao cisalhamento do solo, em um determinado plano. Porém, quando a massa de solo está reforçada, há um aumento do confinamento. Desta forma, para um mesmo estado de tensões externo, há um incremento da resistência ao cisalhamento do conjunto, como indica a Figura 6. Nesta Figura, está ilustrado o estado de tensões em uma amostra de solo sem e com reforço, em ensaio triaxial de carregamento axial. Percebe-se, que a envoltória do solo reforçado obtida a partir dos ensaios, indica a existência de uma coesão aparente do conjunto.

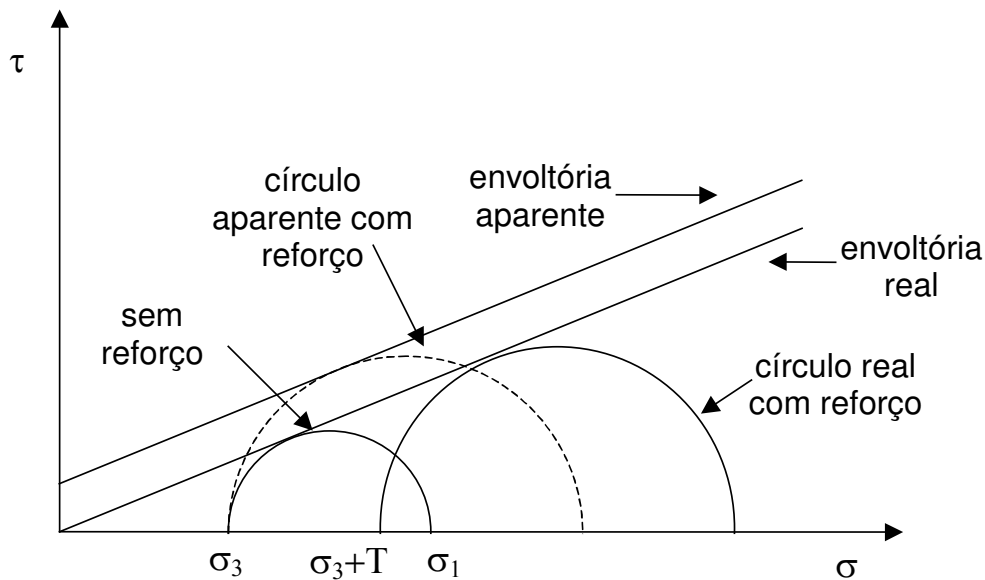


Figura 6 - Aumento de Resistência com a Introdução do Reforço

Os ensaios triaxiais reportados por Broms (1977a) ilustram os efeitos benéficos obtidos através da inclusão de geotêxteis (Figura 7). Os ensaios foram executados em areia densa, sob um nível de confinamento de 21kPa. Foram montados corpos de prova com 2, 3 ou 4 camadas de reforço. Os resultados mostraram que o reforço posicionado nas extremidades do corpo de prova não contribui para um aumento de resistência durante o ensaio triaxial convencional. Ou seja, o reforço posicionado nas extremidades não é solicitado à tração durante o ensaio, não influenciando os resultados. Nos ensaios com 3 ou 4 camadas de reforço, pode-se observar ganhos de resistência significativos. Nestes casos, o geossintético intercepta os planos potenciais de ruptura e ocasiona um aumento na tensão cisalhante.

Os geossintéticos absorvem e redistribuem os esforços da matriz de solo, limitando as deformações laterais das estruturas reforçadas. A transferência favorável de tensões é controlada por dois fatores básicos: a resistência à tração do geossintético sob condições confinadas e a resistência ao arrancamento do geossintético da massa de solo.

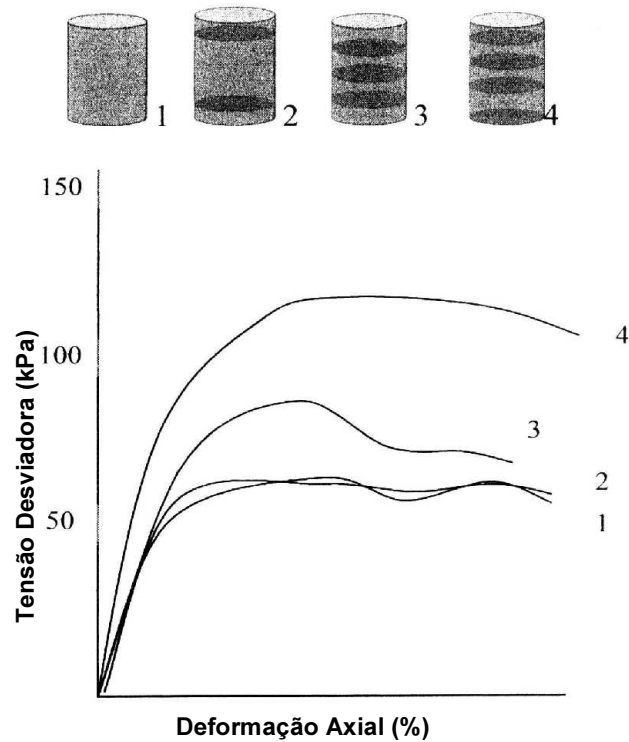


Figura 7 - Ensaios Triaxiais Reforçados: Areia Densa,  $\sigma'_v=21\text{kPa}$  (Broms, 1977a)

### 2.3.2.

#### Estabilidade de Maciços Reforçados com Geossintéticos

As inclusões de geossintéticos reduzem as deformações no interior da massa reforçada, conferindo ao solo um efeito similar ao do aumento do confinamento. Este confinamento faz com que o material reforçado apresente um melhor comportamento mecânico. A zona reforçada, como um todo, atua similarmente a um muro de peso convencional. O colapso de um sistema solo-reforço pode ocorrer interna ou externamente à zona reforçada.

O dimensionamento de estruturas de solo reforçado é geralmente dividido em 2 etapas de análise: estabilidade externa e estabilidade interna do sistema.

Na verificação da estabilidade externa, considera-se o comportamento do conjunto similar ao de um muro de peso. Calcula-se então, a segurança do maciço com relação aos 4 mecanismos clássicos de instabilização de estruturas de contenção: deslizamento da base, tombamento, capacidade de carga da fundação e ruptura global (Figura 8).

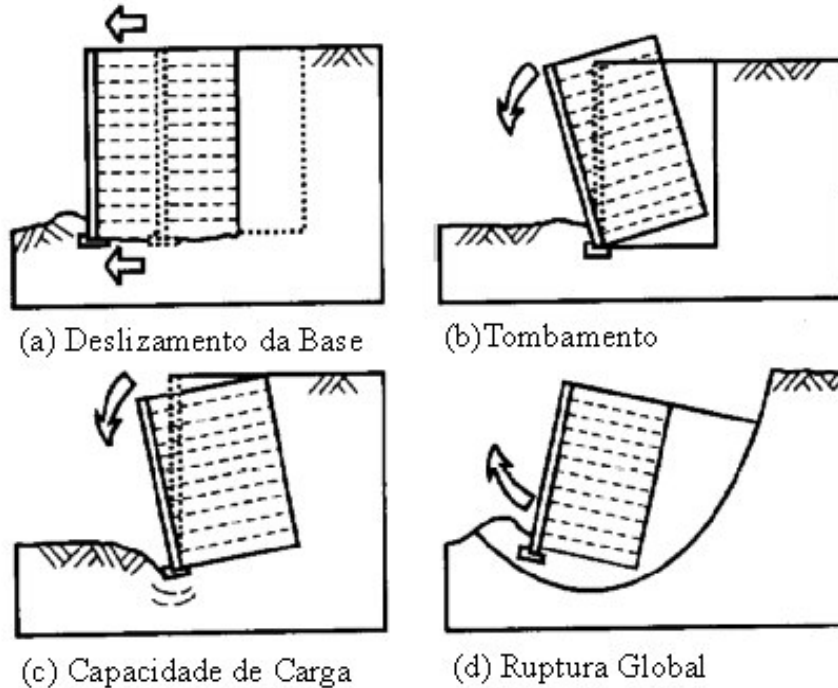


Figura 8 - Mecanismos de Ruptura Externa

A análise da estabilidade interna objetiva a verificação da integridade estrutural do maciço reforçado. Neste caso, 2 condições devem ser verificadas: a ruptura do reforço e o arrancamento do reforço. Na Figura 9, estão ilustrados os diferentes mecanismos de instabilidade interna. No primeiro caso, a inclusão rompe por falta de resistência à tração. Neste caso, a ruptura pode ser catastrófica: a força anteriormente suportada pelo reforço em ruptura é transferida para os outros reforços, o que pode dar origem ao desenvolvimento de uma ruptura progressiva (Lopes, 1992).

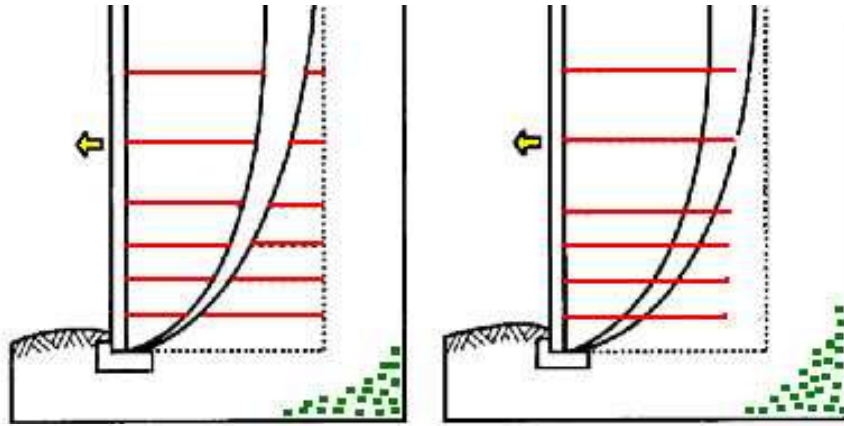


Figura 9 - Mecanismos de Ruptura Interna

No segundo caso, a ruptura ocorre por falta de aderência entre o solo e o reforço. O arrancamento do reforço do interior da massa de solo ocorre quando o comprimento de ancoragem do reforço na zona estável é insuficiente.

É importante salientar que as estruturas de solo reforçado são projetadas para pequenas deformações. Caso haja tendência a ocorrer uma ruptura interna na massa reforçada, o fenômeno de arrancamento pode acontecer em trechos isolados do comprimento de ancoragem, sem que isso prejudique a estabilidade global do sistema. Isso significa que um talude reforçado pode estar rompido internamente sem que as consequências sejam notadas no seu exterior, devido à mobilização progressiva da resistência ao arrancamento. As deformações do reforço nas proximidades da superfície de ruptura podem ter se estabilizado, sem que a resistência à tração seja atingida em alguma das camadas. No caso de ruptura por arrancamento, o que geralmente ocorre é o desenvolvimento de deformações excessivas na massa reforçada.

Os métodos mais usuais de análise da estabilidade interna baseiam-se em considerações de equilíbrio limite e podem ser divididos em métodos de equilíbrio local e métodos de equilíbrio global. No método do equilíbrio local, cada camada de reforço é analisada de forma independente. No método do equilíbrio global, considera-se a contribuição conjunta de todos os reforços, sem a preocupação de estabelecer a parcela correspondente a cada um.

A maioria dos métodos de equilíbrio local baseia-se nas hipóteses de Coulomb e Rankine e em hipóteses adicionais sobre a distribuição dos esforços de tração nos reforços. Uma das hipóteses usuais para a análise da estabilidade interna é que o ponto de tração máxima no reforço é considerado coincidente

com a superfície potencial de ruptura. Segundo Ehrlich e Silva (1992), no caso de geotêxteis e geogrelhas, considera-se que o plano de ruptura faz um ângulo de  $45^\circ + \phi'/2$  com a horizontal, onde  $\phi'$  é o ângulo de atrito efetivo do solo.

As metodologias propostas para a análise da estabilidade interna baseiam-se no método do equilíbrio limite. As metodologias consideram o equilíbrio de forças e/ou momentos, atuantes ao longo da superfície de ruptura (Silva e Vidal, 1999). Dentre as principais metodologias, pode-se citar: superfícies circulares (Schmertmann et al, 1987), superfícies em espirais logarítmicas (Juran e Schlosser, 1978; Leshchinsky e Boedeker, 1989); superfícies bi-lineares (Schneider e Holtz, 1986 e Schmertmann et al, 1987) e superfícies lineares (Broms, 1978). A Tabela 5 resume os principais métodos de análise da estabilidade interna.

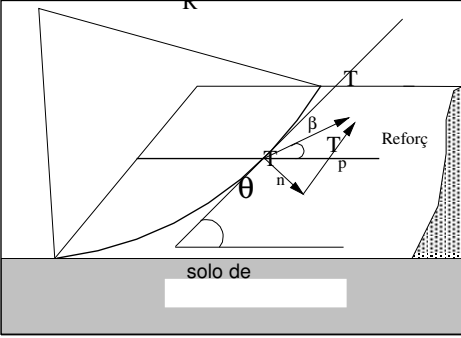
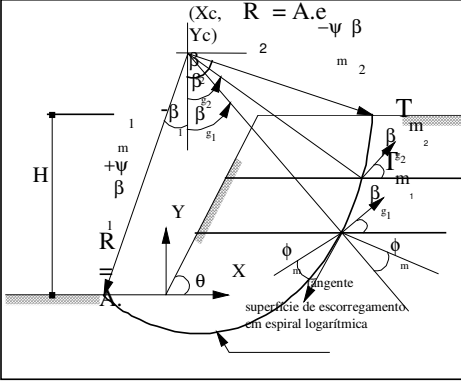
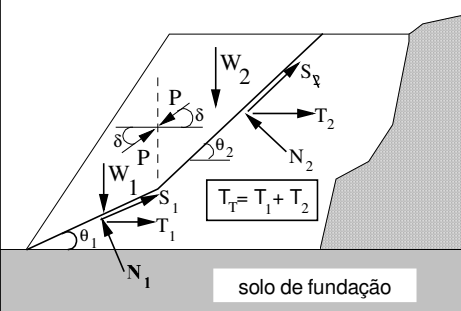
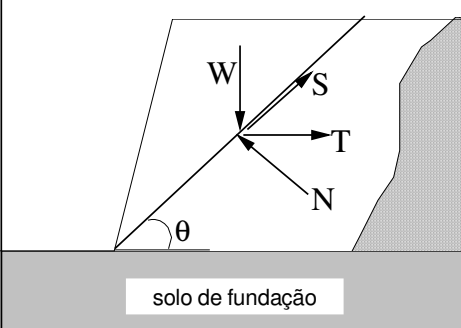
No método das superfícies circulares, a área potencialmente instável é subdividida em fatias ou lamelas. Os esforços nos elementos de reforço são incorporados às equações de equilíbrio para cada fatia isoladamente, utilizando-se comumente o método de Bishop Simplificado.

No método das superfícies em espirais logarítmicas, a resultante dos empuxos é calculada através do equilíbrio de momentos em torno da origem da espiral.

No método das superfícies bi-lineares, o maciço potencialmente instável é subdividido em dois blocos. A interface entre os blocos pode ser vertical ou inclinada. O método das superfícies bi-lineares segue basicamente os mesmos princípios do método de Coulomb. Realiza-se uma análise de equilíbrio de forças no plano da cunha de ruptura, verificando-se a necessidade de uma força resistiva adicional para promover o equilíbrio nos níveis de segurança desejados.

Finalmente, no método das superfícies lineares, a zona instável é caracterizada por uma cunha com base plana, com a superfície fazendo um ângulo constante com a horizontal. A análise da estabilidade é executada de maneira semelhante ao método das superfícies bi-lineares. No entanto, este método deve ser utilizado apenas para a análise de taludes verticais ou bastante íngremes (inclinação da face  $> 70^\circ$ ).

Tabela 5 - Métodos para Análise da Estabilidade Interna de Maciços Reforçados

| Superfície Crítica  | Referências   | Método Gráfico   |
|---------------------|---|--|
| Circular            | Schmertmann et al (1987)                                  |    |
| Espiral Logarítmica | Juran e Schlosser (1978)<br>Leshchinsky e Boedeker (1989) |   |
| Bi-linear           | Schneider e Holtz (1986)<br>Schmertmann et al (1987)      |  |
| Linear              | Broms (1978)  |  |

### **2.3.3. Definição de parâmetros de dimensionamento**

#### **2.3.3.1. Aspectos relativos aos solos**

As características do solo utilizado com o reforço interferem diretamente no comportamento da estrutura de solo reforçado. Os solos arenosos são usualmente preferidos para construção dos aterros de estruturas de contenção permanentes por possuírem características geomecânicas adequadas e capacidade drenante elevada (Palmeira, 1993). Em alguns países existem mesmo normas que definem valores limites de algumas características (índice de plasticidade, ângulo de atrito e percentagem de finos) que os solos devem exibir para aplicações em aterros.

A utilização de solos coesivos é limitada por várias razões. Apontando-se, como exemplo, que a aderência entre estes solos e o reforço é baixa e está sujeita a reduções, no caso de se desenvolverem pressões neutras positivas, difíceis de prever e de controlar. No entanto, nem sempre é possível, por razões econômicas, obter o material de aterro com as características desejáveis. Grandes benefícios resultariam, portanto, do desenvolvimento de técnicas construtivas e de teorias que permitissem a utilização de solos coesivos na construção de obras de terra reforçadas.

Christie (1982) efetuou um estudo econômico sobre a diferença existente entre um aterro construído com material ideal (comprado e transportado) e um aterro reforçado construído com material existente no local da obra. O autor cita economias da ordem de 50%, quando são utilizados solos locais.

Mitchell e Zornberg (1994) citam as desvantagens da adoção de solos coesivos e com alto conteúdo de finos como material de aterro: baixa resistência, variabilidade do teor de umidade, deformabilidade volumétrica significativa, “*creep*”, etc. Porém, em casos práticos, com freqüência não há material de empréstimo de boa qualidade nas proximidades da área a ser reforçada, o que limitaria a escolha de reforço como solução.

Por esta razão, nos últimos anos, diversos autores têm realizado ensaios de laboratório visando o estudo da possibilidade de utilização de solos coesivos em aterros, sendo os resultados favoráveis, em especial quando os reforços utilizados são geossintéticos (Jewell e Jones, 1981; Yamanouchi et al, 1982; Christopher e Berg, 1990; Costalonga e Kuwajima, 1995; Bergado et al, 1993).



Ehrlich (1998) relata a utilização de solos coesivos sugerindo, por exemplo, a utilização de solos residuais como aterro. A aplicabilidade de solos com alto teor de finos, na construção de maciços reforçados vem sendo gradativamente mais aceita.

Em diversas obras instrumentadas, verificam-se poropressões negativas durante todo o período construtivo e excelente comportamento em linhas gerais (Ehrlich, 1994 e 1999). No uso de solos finos, sob condições não saturadas, pode-se contar com uma considerável coesão aparente, o que proporciona um ganho extra na resistência ao cisalhamento. Este fenômeno pode ser considerado caso haja um sistema de drenagem confiável a longo prazo.

### **2.3.3.2. Aspectos relativos ao reforço**

A compatibilidade das deformações entre o solo e o elemento de reforço é de suma importância no comportamento de maciços reforçados, gerando inúmeros estudos sobre o comportamento mecânico de reforços (Gray et al., 1982; Jewell e Wroth, 1987). O comportamento tensão-deformação do elemento de reforço é obtido em ensaios de tração em laboratório, com procedimentos de ensaio normalizados (Vidal, 1998).

As primeiras pesquisas sobre a influência da deformabilidade e da resistência do reforço na deformação relativa solo-reforço, e no comportamento geral da estrutura, foram apresentadas por McGown et al. (1978) e Gray e Ohashi (1983).

O papel do reforço consiste em inibir o desenvolvimento de deformações de tração e, conseqüentemente, absorver as tensões de tração. O acréscimo de resistência é máximo quando o reforço está orientado na direção em que se desenvolveriam as deformações principais de tração no solo não reforçado. Qualquer alteração na orientação dos reforços conduz à redução das tensões de tração nos mesmos. Quando a inclinação do reforço coincide ou é próxima às linhas de extensão nula, o solo reforçado pode exibir uma resistência menor do que o solo não reforçado (McGown et al, 1978). Os ensaios de cisalhamento direto realizados por Jewell e Wroth (1987), Palmeira e Milligan (1989) e Ingold (1981) mostram que a resistência ao cisalhamento varia com a inclinação do reforço e confirmam as conclusões enunciadas por McGown et al (1978). No Capítulo 3, a influência da orientação do reforço na resistência ao cisalhamento do conjunto solo-reforço será discutida de forma detalhada.

O geossintético, quando submetido a uma carga de tração constante, leva um determinado intervalo de tempo para atingir a ruptura por fluência. A resistência do geossintético a ser utilizada no dimensionamento de um aterro reforçado deve ser baseada na expectativa da resistência do material ao final da vida útil da obra.

Sendo assim, a resistência à tração admissível do reforço deve ser obtida a partir da minoração da resistência à tração característica por um fator parcial de segurança. A resistência à tração característica é obtida em ensaio de tração não confinado em laboratório e é, em geral, fornecida pelos fabricantes de materiais geossintéticos. O fator parcial de segurança é obtido a partir de fatores parciais de redução. A adoção de fatores de redução parciais tem o objetivo de considerar a redução nas propriedades dos geossintéticos devido às condições de instalação e das solicitações durante a vida útil da obra (Koerner, 1998; Vidal et al., 1999). O conceito de fator de redução será detalhado no Capítulo 4.

Um aspecto a ser levado em consideração é a rigidez relativa solo-reforço. A Figura 10 apresenta um modelo simples capaz de representar o mecanismo de mobilização de tensões em uma massa de solo reforçado. Hipoteticamente, sob condição de deformação horizontal nula, o solo se encontraria em um estado de tensões correspondente ao repouso. Nesta condição, os reforços estariam não tracionados. Com a deformação lateral, as tensões horizontais no solo ( $\sigma_{s,x}$ ) diminuem, tendendo à condição ativa. Simultaneamente, as tensões nos reforços crescem até que o equilíbrio da massa de solo reforçada seja satisfeito. A tensão ou deformação de equilíbrio entre os geossintéticos e o solo depende da relação entre a rigidez do solo e a rigidez do reforço. Esta relação de rigidez é traduzida pelo índice de rigidez relativa ( $S_i$ ), que pode ser expresso pela seguinte expressão (Ehrlich e Mitchell, 1994):

$$S_i = \frac{E_r \cdot A_r}{K \cdot P_a \cdot S_v \cdot S_h} \quad (2)$$

sendo:  $E_r$  = módulo de elasticidade do reforço;

$A_r$  = área da seção transversal do reforço;

$K$  = módulo tangente inicial do solo do modelo hiperbólico (Duncan et al, 1980);

$P_a$  = pressão atmosférica;

$S_v$  = espaçamento vertical dos reforços;

$S_h$  = espaçamento horizontal dos reforços.

Pela Figura 10, pode-se deduzir que quanto maior for a rigidez do reforço, menores serão as deformações necessárias para que o equilíbrio seja atendido.

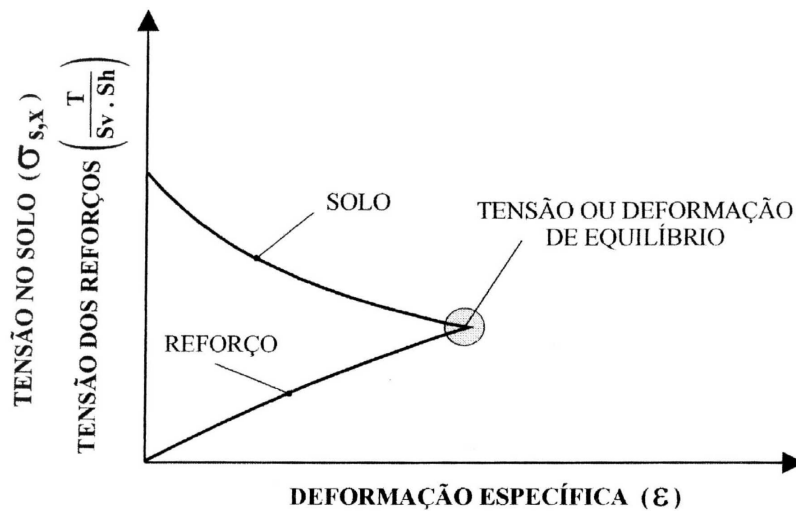


Figura 10 - Mobilização de Tensões em uma Massa de Solo Reforçado (Ehrlich e Mitchell, 1994)

Ressalta-se que, quando o geossintético atua como reforço numa obra geotécnica, é fundamental que atenda satisfatoriamente aos seguintes requisitos: elevada resistência à tração, elevado módulo de deformação, baixa susceptibilidade à fluência, elevado grau de interação com o solo envolvente e durabilidade compatível com a vida da obra. Cada requisito pode ter uma maior ou menor relevância em função das características da obra.

### 2.3.3.3. Espaçamento entre as camadas de reforço

A análise da estabilidade interna está diretamente associada ao processo de transferência de tensões na interface solo-reforço. A função do reforço é propiciar uma resistência específica à mobilização local de uma potencial superfície de ruptura através do solo. Esses mecanismos podem ser controlados mediante a determinação de espaçamentos e comprimentos apropriados para os elementos de reforço.

Para se determinar o espaçamento entre as camadas de reforço, supõe-se uma distribuição linear de tensões na face do muro, considerando-se a condição ativa do solo. Desta forma, a tensão horizontal total ( $\sigma_h$ ) é:

$$\sigma_h = k_a \left( \sigma_v - \frac{2c}{\sqrt{k_a}} \right) \quad (3)$$

onde:  $\sigma_v$  = tensão vertical;

$c$  = coesão do solo de aterro;

$k_a$  = coeficiente de empuxo ativo =  $1 - \frac{\sin \phi'}{1 + \sin \phi'}$  segundo a Teoria de Rankine (1857).

O espaçamento vertical entre camadas de reforço é dado por:

$$e_v = \frac{T_d}{\sigma_h FS_g} \quad (4)$$

onde:  $T_d$  = resistência de projeto do geossintético;

$FS_g$  = fator de segurança global.

Existem duas alternativas construtivas para uma estrutura de solo reforçado. O espaçamento entre as camadas de reforço pode ser constante ou variável ao longo da altura da estrutura de contenção. A primeira alternativa produz geralmente um maciço reforçado mais rígido e apresenta como vantagem um controle mais fácil durante a construção. Em contrapartida, esta alternativa representa maior consumo de reforço. A segunda alternativa (espaçamento variável decrescente com a profundidade), apesar de apresentar maiores dificuldades construtivas, permite que os reforços sejam distribuídos de forma a absorverem aproximadamente a mesma carga. Neste caso, produz-se um maciço menos rígido e mais econômico. Entretanto, para a obtenção de uma estrutura mais rígida, o espaçamento deve ser uniforme e as camadas superiores de reforço mais longas.

#### **2.3.3.4. Ancoragem da extremidade interna do reforço**

O comprimento total da geogrelha pode ser dividido em 2 parcelas: o comprimento ancorado e o comprimento inserido na zona ativa. A definição destas parcelas depende do mecanismo de ruptura adotado (superfície circular, espiral logarítmica, bi-linear ou linear). A maioria dos métodos admite uma superfície de ruptura simplificada, como a sugerida por Rankine (1857) para a condição de ruptura ativa, como indica a Figura 11.

Neste caso, o comprimento total do reforço é dado por:

$$L = L_a + L_r \quad (5)$$

onde:  $L_r$  é o comprimento do reforço na região ativa e  $L_a$  é o comprimento do reforço na região passiva

Pela Figura 11, observa-se que, para taludes verticais ( $\beta=90^\circ$ ):

$$L_r = (H - z) \tan\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (6)$$

Logo, o comprimento de ancoragem é dado por:

$$L_a = \frac{e_v \sigma_h FS_a}{2(c + \sigma_v \tan \delta)} \quad (7)$$

onde:  $\delta$  = ângulo de atrito solo-reforço;

$FS_a$  = fator de segurança com relação ao arrancamento;

$\sigma_v$  = tensão vertical;

$H$  = altura do maciço reforçado

Recomenda-se um comprimento mínimo de ancoragem de 1,0m (Broms, 1977b).

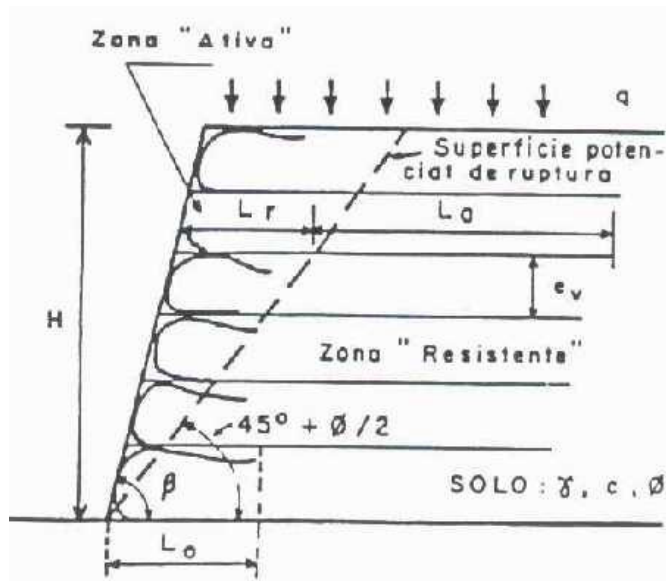


Figura 11 - Geometria de um Muro Reforçado com Geossintético

Ressalta-se que caso haja tendência a ocorrer uma ruptura interna na massa reforçada, o fenômeno de arrancamento pode acontecer em trechos isolados do comprimento de ancoragem, sem que isso prejudique a estabilidade global do sistema.

Leshchinsky e Perry (1989) afirmam que o comprimento ancorado, determinado a partir da análise na condição ativa, pode ser insuficiente. Segundo os autores, no campo pode ocorrer uma situação mais crítica, causada por esforços oriundos dos processos de compactação, ou quando o maciço não se deforma o suficiente para atingir a condição ativa.

Jewell (1991) propõe ábacos para o pré-dimensionamento de muros reforçados com geogrelhas, fundados sobre solos com capacidade de carga adequada. Estes ábacos foram desenvolvidos supondo-se a existência de uma superfície de ruptura em forma de cunha bi-linear. A utilização de tais ábacos requer o conhecimento dos parâmetros geométricos do muro (altura do muro e inclinação da face), dos parâmetros do solo (ângulo de atrito e peso específico), das condições de poropressão e da presença de sobrecarga. Os ábacos propostos por Jewell (1991), apesar de desenvolvidos para maciços reforçados com geogrelhas, têm sido utilizados também, no caso de maciços reforçados com geotêxteis (Koerner, 1998).

### **2.3.3.5. Distribuição das Tensões Horizontais**

De maneira geral, na determinação das tensões atuantes no solo, adota-se o valor do coeficiente de empuxo ativo segundo Rankine ( $k_a$ ). A adoção de  $k_a$  é considerada como sendo mais apropriada para sistemas que sofrem deformações laterais significativas, como os geotêxteis, por exemplo.

No caso de utilização de reforços rígidos, como grampos de aço, as deformações laterais são fortemente restringidas e comumente considera-se mais apropriada a condição de repouso ( $k_0 = 1 - \text{sen}^2\phi'$ ).

A distribuição de tensões horizontais está relacionada com a distribuição de esforços no reforço. Pode-se dizer então, que os fatores que influenciam a distribuição de esforços no reforço também influenciam o valor das tensões horizontais. Desta forma, a adoção de  $k_a$  ou  $k_0$  ao longo de toda a altura da estrutura pode levar a erros consideráveis.

A distribuição de tensões horizontais também é influenciada pela compactação, a qual tem efeito dependente da rigidez dos reforços. De acordo com Jones (1988), a compactação gera tensões laterais residuais significativas, sugerindo que predomine a condição  $k_0$  até uma certa profundidade denominada "crítica". Segundo este autor, a intensidade das tensões induzidas pela

compactação depende da presença de elementos (reforços) que restrinjam as deformações, permitindo o desenvolvimento de tensões residuais devido a este tipo de operação.

Assim, as tensões de tração que se desenvolvem nos reforços são proporcionais às tensões induzidas pela compactação na direção normal à face da estrutura. A compactação exerce influência significativa no valor da tensão máxima atuante nos reforços, aumentando as tensões horizontais de tração nestes elementos (Riccio Filho, 2001).

A compactação pode se entendida como uma espécie de sobre-adensamento do solo. A Figura 12 apresenta a trajetória de tensões efetivas (TTE) de um ponto no interior da massa de solo durante a construção de um aterro compactado em camadas. A tensão  $\sigma'_{zc,i}$  é a máxima tensão vertical induzida durante a operação do equipamento que inclui as forças de origem dinâmica. Inicialmente, tem-se o estado de tensões (1) resultante do lançamento da própria camada de solo. A operação de compactação gera acréscimo na tensão vertical efetiva elevando-a para  $\sigma'_{zc,i}$  e gera aumento da tensão horizontal. A TTE segue para o ponto (2). Com a retirada do equipamento, ao final da operação de compactação, a tensão vertical retorna ao valor inicial,  $\sigma'_z$ . No entanto, como o solo não é um material elástico, a tensão horizontal não retorna ao valor inicial, como representado em (3). A construção das camadas seguintes provocará acréscimo nas tensões (4). O efeito da compactação deixa de ser significativo quando a tensão vertical decorrente do peso próprio das camadas ultrapassar a tensão vertical máxima induzida durante a operação de compactação  $\sigma'_{zc,i}$ .

Ehrlich e Mitchell (1994) apresentam um procedimento fechado capaz de considerar a influência das tensões induzidas pela compactação nas análises de estabilidade e da rigidez relativa solo-geogrelha.

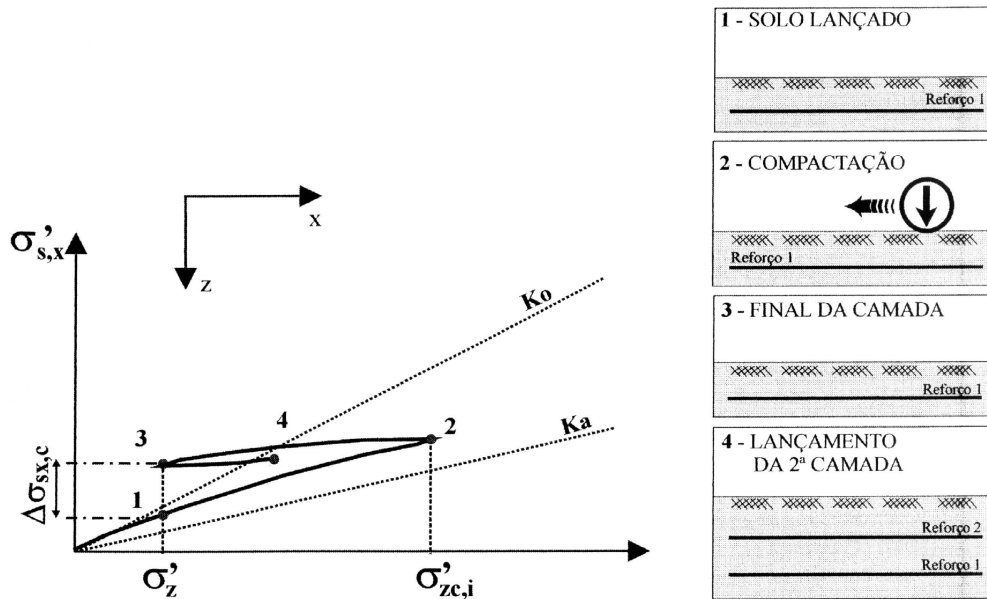


Figura 12 - Tensões Induzidas pela Compactação (Ehrlich e Mitchell, 1994)

### 2.3.3.6. Ponto de Atuação da Tensão Máxima nos Reforços

A tração máxima nos reforços ocorre no ponto onde a superfície potencial de ruptura intercepta o reforço, como indica a Figura 13.

Christopher et al (1990) sugerem hipóteses para a definição desta superfície. Para reforços extensíveis, como geotêxteis e geogrelhas de PET e PEAD, considera-se a posição de  $T_{max}$  coincidente com a superfície crítica prevista por Rankine (Figura 14a). Para reforços pouco extensíveis, como geogrelhas de poliamida ou geobarras, a superfície crítica apresenta uma verticalidade em virtude das restrições às deformações laterais do sistema solo-reforço (Figura 14b).

Dantas e Ehrlich (2000) sugerem um procedimento para a definição do ponto de atuação da tensão máxima nos reforços em taludes, com base em análises numéricas. Na Figura 15, tem-se:

$$x = \frac{0,75.H}{\tan \omega} \therefore h = \frac{x}{3} \quad , \quad \text{para } 45^\circ \leq \omega \leq 65^\circ \quad (8)$$

$$x = \frac{0,80.H}{\tan \omega} \therefore h = \frac{x}{2} \quad , \quad \text{para } 65^\circ \leq \omega \leq 90^\circ \quad (9)$$



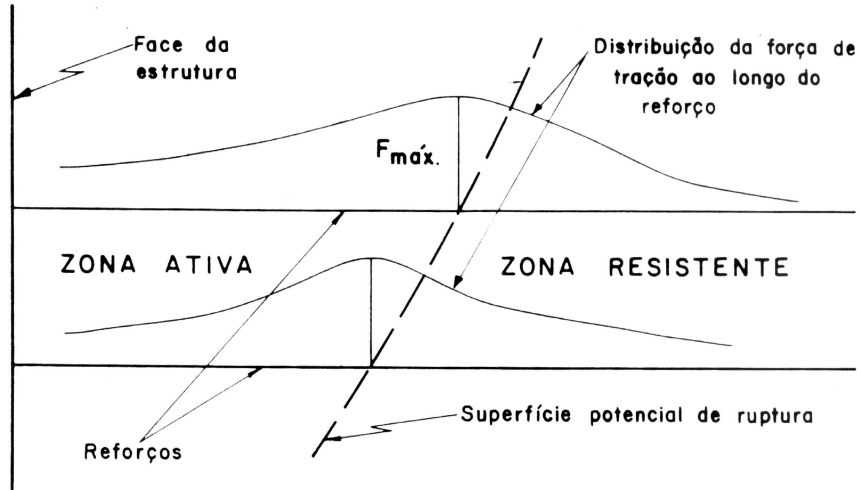
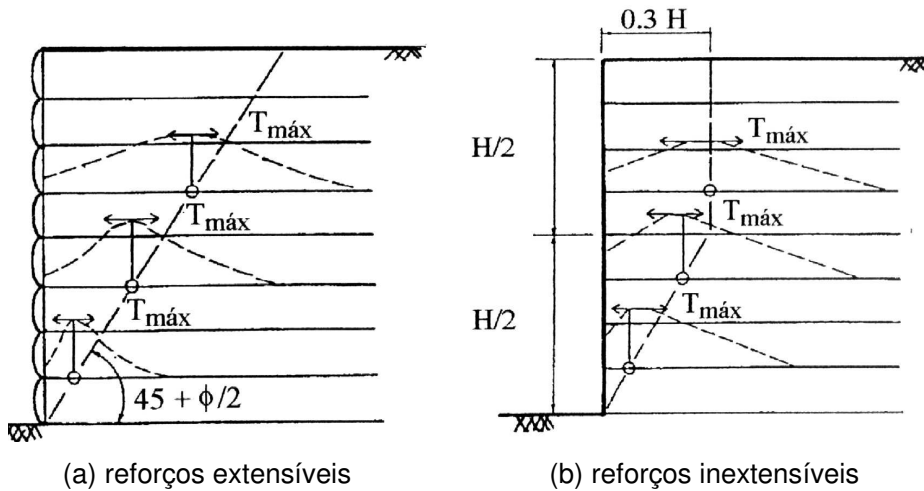


Figura 13 – Distribuição dos Esforços de Tração na Camada de Reforço (Silva, 1991)



(a) reforços extensíveis

(b) reforços inextensíveis

Figura 14 - Ponto de Atuação de  $T_{max}$  para Muros Reforçados (Christopher et al, 1990)

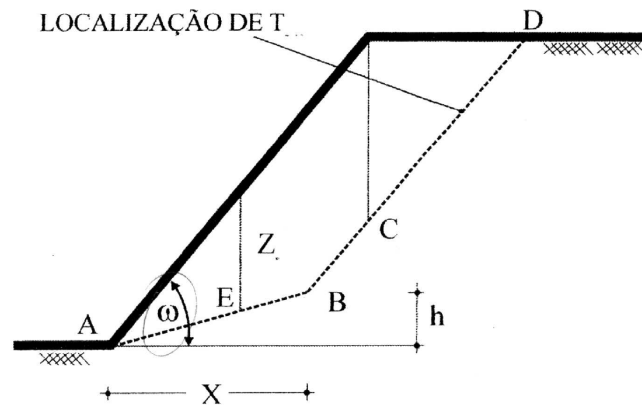


Figura 15 - Ponto de Atuação de  $T_{max}$  para Reforço de Taludes Íngremes (Dantas e Ehrlich, 2000)

#### **2.3.4. Vantagens da Técnica de Solo Reforçado com Geossintéticos**

A utilização de geossintéticos em obras de solo reforçado apresenta vantagens técnicas e econômicas. A principal vantagem é o baixo custo do método, quando comparado a outros métodos tradicionais. Análises comparativas entre os custos de obras de contenção podem ser encontradas em Mitchell e Villet (1987), DER (1986), Jones (1988) e Christie (1982). Este benefício é decorrente do preço das matérias primas utilizadas e da facilidade e rapidez de execução.

A inclusão de elementos sintéticos no aterro permite a adoção de estruturas mais íngremes e com menor volume de aterro compactado. Com isso, a ocupação do solo fica racionalizada pois há uma redução do espaço ocupado pela estrutura.

Com a utilização de reforço, podem ser empregados solos locais, de qualidade inferior, que seriam inadequados para uma estrutura de contenção. Desta forma, não há necessidade de transportar solos mais adequados para o local da obra, sendo necessário apenas importar o geossintético para reforço.

A redução de volume de aterro e a utilização de solos locais constitui tornam a alternativa economicamente atraente, com reduções significativas de custos em relação ao custo de soluções convencionais.

O processo construtivo é simples, não exigindo mão de obra qualificada, nem equipamentos específicos. A facilidade de execução permite a execução de obras em locais de acesso difícil. Além disso, o tempo de execução da obra é geralmente reduzido.

Os diversos tipos de acabamento das faces possibilitam a adaptação estética ao ambiente, diminuindo consideravelmente o impacto ambiental causado por obras de contenção. O tipo de acabamento determina a aparência final da estrutura e, por conseguinte, deve obedecer às restrições estéticas impostas. A Figura 16 apresenta os principais tipos de acabamento utilizados: vegetação, concreto projetado, geomantas, blocos pré-moldados e gabiões. A utilização de pneus no acabamento da face tem sido utilizada em menor escala, mas apresenta-se como uma alternativa economicamente viável (Azambuja et al, 2001).



(a) Vegetação



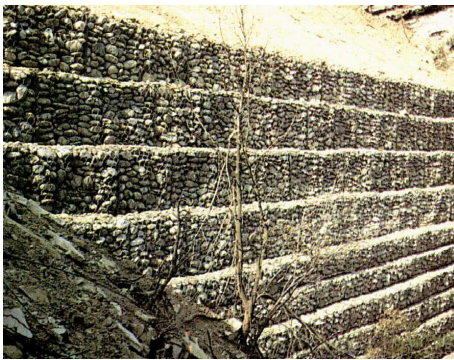
(b) Concreto Projetado



(c) Geomanta



(d) Blocos Pré Moldados



(e) Gabiões



(f) Pneus

Figura 16 - Tipos de Acabamento da Face

## 2.4. Considerações Finais

Os geossintéticos são produtos poliméricos, industrializados, cujas propriedades contribuem para a melhoria de obras geotécnicas. Estes materiais sintéticos têm sido utilizados em substituição aos materiais de construção e como reforço de materiais naturais.

Os materiais geossintéticos são, em geral, formados por polímeros, que são substâncias macromoleculares de natureza orgânica, com peso molecular

elevado. As propriedades finais dos geossintéticos estão diretamente relacionadas com a composição química e com a estrutura do polímero que o constitui.

A introdução de elementos sintéticos no interior da massa de solo propicia uma redistribuição das tensões, permitindo que obras de terra possam ser construídas com geometria mais ousada e, portanto, redução de volume de aterro.

Neste capítulo, foram apresentados os principais tipos de geossintéticos, com ênfase nos geossintéticos mais utilizados como elementos de reforço de solos (geotêxteis e geogrelhas). As características físicas e mecânicas dos geossintéticos e o comportamento dos principais polímeros foram abordados e discutidos.

O comportamento de maciços reforçados com geossintéticos foi analisado, juntamente com os critérios de análise da estabilidade e de dimensionamento deste tipo de obra geotécnica.

Finalmente, foram ressaltadas as principais vantagens da utilização da técnica.

### **3**

## **Interação Solo-Geogrelha**

### **3.1.**

#### **Introdução**

Atualmente, dentre os geossintéticos mais utilizados para reforço de solos estão as geogrelhas. Estas são formadas por elementos resistentes à tração e integralmente conectados.

As geogrelhas mobilizam mecanismos de resistência na interface com o solo, distintos dos mecanismos puramente friccionais desenvolvidos nos geotêxteis. Os geotêxteis são mantas planas contínuas, que separam a massa de solo em camadas horizontais. As geogrelhas, por outro lado, são mantas vazadas, com orifícios que permitem a continuidade do solo do aterro.

### **3.2.**

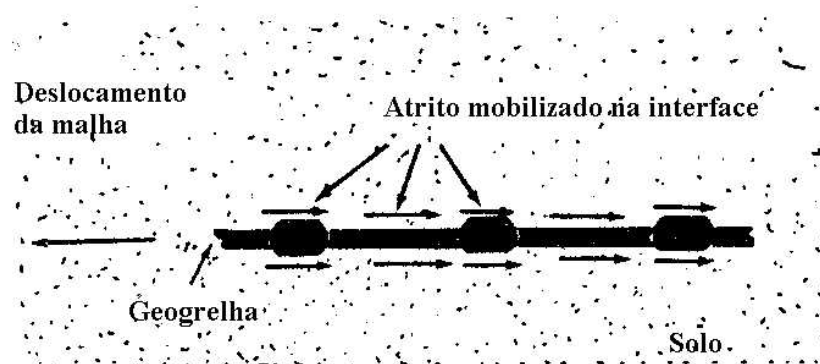
#### **Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha**

A interação entre o solo e a geogrelha depende basicamente das propriedades mecânicas do solo (densidade, granulometria, composição) e das propriedades da geogrelha, sendo função de dois mecanismos: 1) cisalhamento na interface e 2) cisalhamento do solo confinado nos orifícios da malha. A Figura 17 ilustra os diferentes mecanismos de interação desenvolvidos na interface solo-geogrelha.

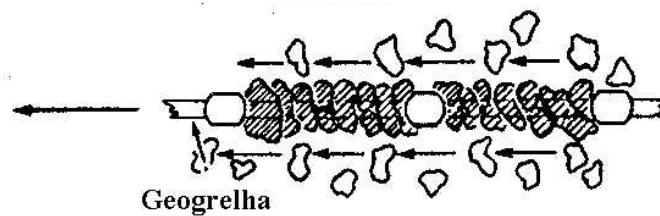
O cisalhamento na interface ocorre no contato entre o solo e as tiras longitudinais e transversais da geogrelha. Este é o mecanismo básico no estudo de reforço e é governado pela mobilização do atrito entre o elemento polimérico e o solo adjacente. Quanto maior for a área efetiva das tiras da geogrelha, mais influente será tal mecanismo, uma vez que maior será a área disponível para o atrito no contato solo-geogrelha. Como as geogrelhas possuem orifícios grandes, e em geral tiras finas, a parcela de atrito é relativamente pequena, e pode representar cerca de 10% da resistência total ao arrancamento, de acordo com Bergado et al. (1996).

Bauer e Mowafy (1988) e Oostveen et al (1994) subdividem o mecanismo de cisalhamento do solo confinado nos orifícios da malha em 2 componentes: a)

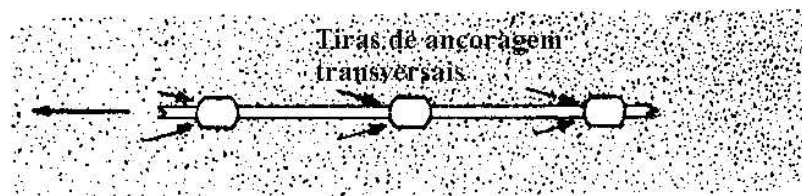
cisalhamento do solo intertravado e b) puncionamento dos membros de ancoragem.



(1) Cisalhamento na Interface



a) Cisalhamento do Solo Intertravado



b) Puncionamento dos Membros de Ancoragem

**(2) Cisalhamento do Solo Confinado nos Orifícios da Malha**

Figura 17 - Mecanismos de Interação entre Solo e Geogrelha (Bauer e Mowafy, 1988)

Cabe ressaltar que o cisalhamento na interface e o puncionamento dos membros de ancoragem não ocorrem simultaneamente. Para pequenos deslocamentos relativos entre o solo e a geogrelha, ocorre a mobilização do atrito na interface. À medida que o deslocamento relativo aumenta, ocorre a mobilização progressiva do empuxo passivo do solo sobre os elementos transversais.

A mobilização da resistência ao cisalhamento entre solos e mantas geotêxteis, ou geomembranas, é um fenômeno bidimensional e é muito influenciado pela extensibilidade do material de reforço. No caso das geogrelhas, o fenômeno é tridimensional, mobilizando-se o atrito superficial solo-geogrelha para pequenos deslocamentos e o empuxo passivo nas barras transversais à medida que o deslocamento aumenta (Lopes, 1992).

É difícil quantificar analiticamente a contribuição de cada um destes dois mecanismos de interação, mas a influência total na resistência ao arrancamento pode ser determinada experimentalmente (Koutsourais et al, 1998).

É intuitivo que, em areia muito fina ou silte arenoso, o efeito de intertravamento e confinamento nos orifícios é reduzido. Além disso, se o movimento da geogrelha for completamente restringido, não haverá parcela de resistência passiva na resistência total. As geogrelhas com elementos mais espessos tendem a apresentar um coeficiente de interação superior ao das geogrelhas finas, uma vez que o intertravamento gera uma parcela de resistência similar a uma coesão aparente na interface.

A compreensão do fenômeno de interação entre o solo e a geogrelha é um fator importante para o projeto de estruturas de solo reforçado.

Os ensaios de laboratório mais usados para medir a resistência de interface são os ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto. Estes dois ensaios diferem basicamente pela forma com que os esforços são aplicados, pelos mecanismos de ruptura impostos, pelas trajetórias de tensão e pelas condições de contorno de cada um (Palmeira e Milligan, 1989). A justificativa para escolha destes ensaios é a similaridade com as condições de carregamento encontradas em obras de solo reforçado, como esquematizado na Figura 18. Segundo os autores, os ensaios de cisalhamento direto simulam convenientemente o mecanismo de interação existente na região A, os ensaios de arrancamento reproduzem o mecanismo que ocorre na região B e os ensaios de cisalhamento direto modificados (reforço inclinado) são representativos do mecanismo de interação que ocorre na região C.

O dimensionamento de uma obra de solo reforçado necessita do conhecimento dos parâmetros de resistência nas interfaces solo-reforço, obtidos a partir de um dos 2 ensaios citados anteriormente, dependendo do tipo de movimento relativo entre o solo e a geogrelha que é responsável pela mobilização da resistência nas interfaces. O potencial da geogrelha como sistema de transferência de tensões é quantificado pela magnitude das tensões

de cisalhamento mobilizadas ao longo da interface solo-reforço para um dado movimento relativo (Gomes, 1992).

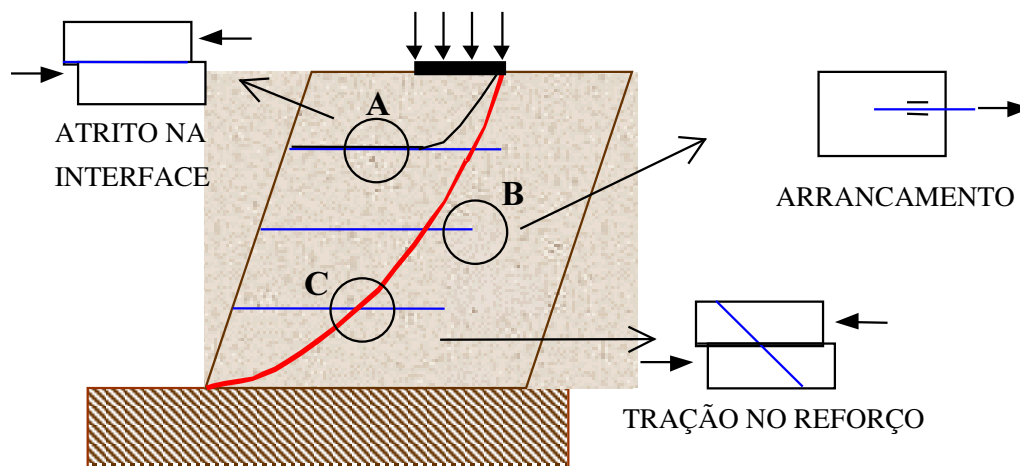


Figura 18 - Mecanismos de Interação em Maciços Reforçados com Geogrelhas

Os tipos de movimentos relativos possíveis na interface solo-geogrelha são basicamente dois:

1º) a geogrelha permanece solidária com parte do solo envolvente, sendo a resistência na interface mobilizada pelo deslizamento relativo entre o restante da massa de solo e a geogrelha;

2º) a geogrelha se desloca em relação ao solo envolvente, sendo este movimento responsável pela mobilização da resistência na interface.

Pode-se, portanto, afirmar que os ensaios de cisalhamento direto simulam mais convenientemente o primeiro tipo de movimento, ao passo que os ensaios de arrancamento são mais adequados para o segundo tipo. De acordo com Farrag et al (1993), os parâmetros de resistência da interface obtidos por ambos os ensaios podem, conseqüentemente, variar significativamente, fornecendo resultados até conflitantes em alguns casos. O item 3.3 apresenta uma discussão sobre os dois ensaios e as diferenças entre os parâmetros obtidos.

A Figura 19 ilustra, para alguns tipos de obras, os deslocamentos relativos de ocorrência mais provável nas interfaces solo-geogrelha, bem como o tipo de ensaio mais adequado à definição das características de interface (Collios et al, 1980). No gráfico da Figura 19, o eixo das abscissas representa o deslocamento relativo ( $s_s/c$ ) do material da semi caixa inferior em relação à semi caixa superior. O eixo das ordenadas representa o deslocamento relativo ( $s_g/c$ ) entre o geossintético e a semi caixa superior. Assim, os casos em que o solo situado em



ambos os lados do geossintético não experimenta deslocamentos relativos, como é o caso da sollicitação de arrancamento, são representados sobre o eixo das ordenadas. Os casos em que o geossintético fica solidário com uma das porções de solo (sollicitação de cisalhamento direto) são representados sobre uma reta inclinada a 45°.

De acordo com Collios et al (1980), no caso de maciços reforçados o deslocamento de arrancamento dos reforços predomina em relação ao solo envolvente. Neste caso, a opção pelos ensaios de arrancamento parece ser a mais adequada.

Ingold (1983b) ressalta que o ensaio de arrancamento permite detectar falhas na estrutura e na fabricação do geossintético, uma vez que este tipo de ensaio pode levar à ruptura da interface solo-geogrelha (arrancamento) ou da própria malha da grelha.

Jewell e Wroth (1987) e Jewell (1990) sugerem a realização de ensaios de cisalhamento direto modificados, com o reforço inclinado em relação à superfície de ruptura.

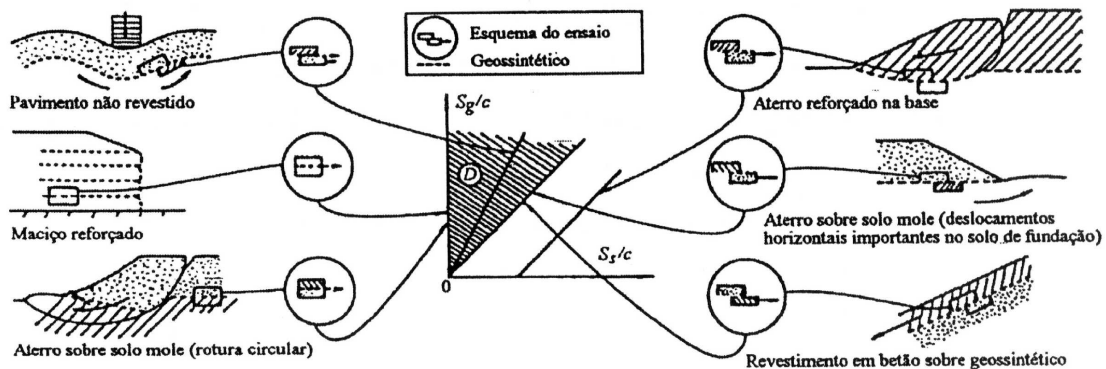


Figura 19 - Movimentos Relativos entre o Solo e o Geossintético (Collios et al, 1980)

### 3.3.

#### Obtenção dos Parâmetros de Resistência da Interface

A obtenção dos parâmetros de resistência da interface solo-geogrelha é fundamental para o dimensionamento de maciços reforçados. Como comentado anteriormente, os parâmetros da interface podem ser obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto ou de arrancamento. A opção por um ou outro ensaio

depende do tipo de movimento relativo que é responsável pela mobilização da resistência nas interfaces solo-geogrelha.

Os diferentes procedimentos de ensaio trazem divergências experimentais. A padronização seria necessária para garantir a repetitividade dos resultados.

A seguir, estão apresentados os principais procedimentos de laboratório para a determinação da resistência das interfaces solo-geossintéticos.

### **3.3.1. Ensaio de Cisalhamento Direto Convencionais**

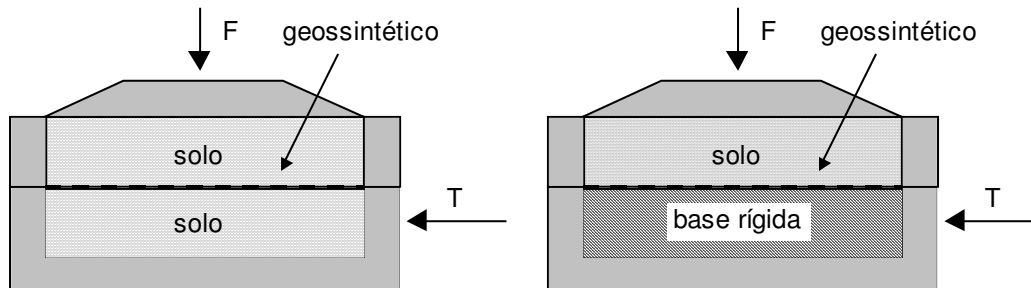
Nos ensaios de cisalhamento direto convencionais, o geossintético é colocado entre as duas metades da caixa de cisalhamento, sendo a resistência mobilizada pelo deslizamento relativo de uma das metades da caixa em relação ao geossintético. A metade inferior da caixa pode estar preenchida com solo, ou constituir um suporte rígido.

Na maioria dos ensaios de cisalhamento direto executados com geotêxteis e geomembranas, estes materiais são colados ou ancorados a um suporte rígido plano colocado na metade inferior da caixa. Este procedimento representa convenientemente o mecanismo de interação por atrito que ocorre na interface solo-geotêxtil e solo-geomembrana.

A necessidade de que a interface coincida com a superfície de ruptura dificulta em muito a instalação do geotêxtil entre 2 camadas de solo. Isto porque, durante a fase inicial de adensamento, o solo sofre deformações e conseqüentemente muda a posição do geotêxtil para o início do cisalhamento. Justifica-se assim, a colagem do geotêxtil sobre uma base rígida, possibilitando uma melhor definição dos parâmetros na interface (Teixeira, 1993).

No caso de geogrelhas, sugere-se que os ensaios sejam executados com solo na metade inferior da caixa. Quando o movimento corresponde ao cisalhamento direto, a resistência na interface solo-geogrelha corresponde aos mecanismos de atrito ao longo da superfície da grelha e de atrito solo-solo ao longo das aberturas da malha da geogrelha. O movimento do solo ao longo das aberturas da geogrelha não é simulado quando o geossintético é colado a um suporte rígido. No caso de geogrelhas com grandes aberturas da malha, o atrito solo-solo pode representar uma porcentagem significativa da resistência da interface. No entanto, cabe recordar que durante a fase de adensamento, o solo pode sofrer deformações, alterando a posição da geogrelha para o início do cisalhamento. Neste caso, o cisalhamento pode ocorrer na interface solo-solo,

daí a dificuldade em se obter parâmetros que realmente representem a interface solo-geogrelha. A Figura 20 apresenta os diferentes tipos de montagem dos ensaios de cisalhamento direto.



(a) Geossintético entre 2 camadas de solo (b) Geossintético colado a um base rígida

Figura 20 - Sistema Solo-Geossintético no Equipamento de Cisalhamento Direto

Durante o ensaio, mede-se a força horizontal necessária para deslocar a parte superior da caixa de cisalhamento sob força normal constante. Considera-se como valor de tensão cisalhante na ruptura, a razão entre a força capaz de promover o arrancamento da geogrelha da massa de solo e a área de contato entre as duas partes da caixa de cisalhamento. No gráfico apresentado na Figura 16a, o valor da força capaz de promover o arrancamento da geogrelha corresponde ao valor assintótico da curva força de arrancamento vs deslocamento horizontal.

O ensaio é repetido para diferentes tensões normais, a fim de definir uma relação entre tensões cisalhantes e tensões normais (Figura 21b). A partir da envoltória de resistência, obtém-se os parâmetros de resistência da interface:  $c_a$  (adesão solo-geossintético) e  $\delta$  (ângulo de atrito solo-geogrelha). Os resultados dos ensaios podem ser expressos através dos coeficientes de aderência ( $\lambda$ ) e de atrito ( $f$ ) de um dado sistema solo-geogrelha:

$$\lambda = \frac{c_a}{c'} \quad (10)$$

$$f = \frac{\tan \delta}{\tan \phi'} \quad (11)$$

onde:  $c_a$  e  $\delta$  são parâmetros de resistência das interfaces;

$c'$  e  $\phi'$  são parâmetros de resistência do solo.

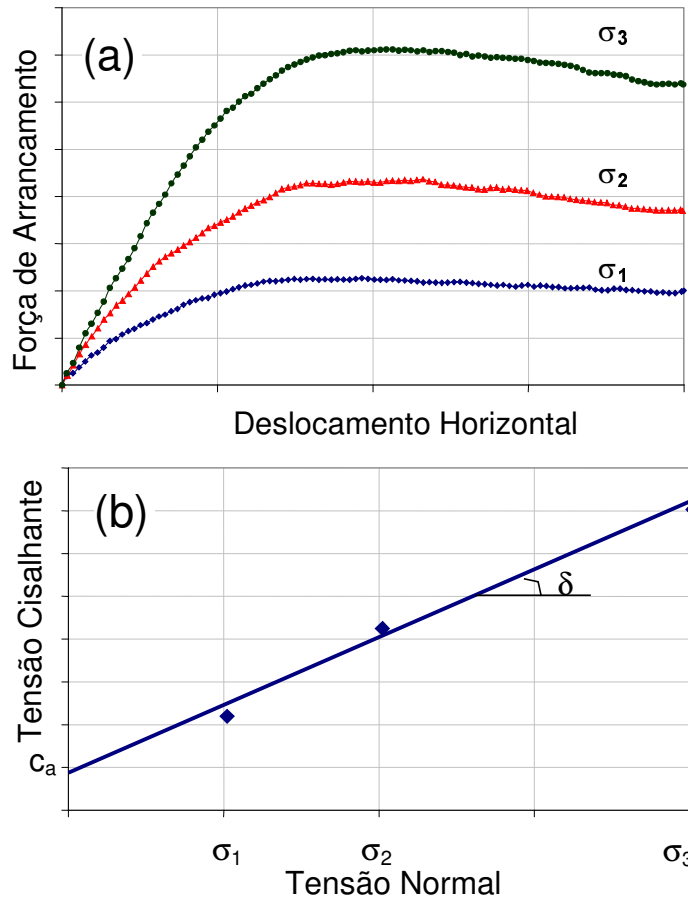


Figura 21 - Obtenção dos Parâmetros de Resistência da Interface: Ensaios de Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto não oferecem grande dificuldade de interpretação. No entanto, seus resultados podem ser influenciados por fatores, tais como: posição relativa solo-geossintético, dimensões do equipamento, espessura da camada de solo, rugosidade do plano rígido e métodos para controle da pressão vertical.

### 3.3.1.1. Influência da Posição Relativa Solo-Geossintético

Nakamura et al (1996) realizaram ensaios de cisalhamento direto com o objetivo de avaliar a influência da posição do geossintético em relação à camada de solo. Para tanto, os autores executaram ensaios de cisalhamento direto com 2 tipos de geogrelha imersas em areia, em equipamentos de  $(300 \times 300)\text{mm}^2$ . As

geogrelhas ensaiadas apresentavam uma resistência à tração de 80kN/m. Foram utilizados 2 métodos distintos de instalação das geogrelhas. No primeiro método, a geogrelha era posicionada entre um bloco rígido e uma camada de solo. No segundo método, ambas as metades da caixa de cisalhamento foram preenchidas com solo.

Com base nos resultados, Nakamura et al (1996) recomendam a utilização do primeiro método para a definição da resistência da interface solo-geogrelha através de ensaios de cisalhamento direto.

Saez (1997) executou ensaios de cisalhamento direto com geogrelhas para as 2 condições distintas de montagem, em equipamentos de 300x300mm<sup>2</sup>. Os resultados demonstram que, no caso de geogrelhas, a não consideração do atrito solo-solo pode conduzir a menores ângulos de atrito na interface solo-geogrelha, como ilustra a Figura 22. O autor sugere que a geogrelha seja posicionada entre 2 camadas de solo, contrariamente ao sugerido por Nakamura et al (1996).

As divergências apresentadas por Nakamura et al (1996) e Saez (1997) podem estar relacionadas ao tipo de malha da geogrelha. Espera-se que, quanto menor for a área da geogrelha disponível para o atrito na interface solo-geogrelha, maior será a contribuição do atrito solo-solo. Neste caso, a utilização de um bloco rígido pode subestimar o atrito na interface. No entanto, se a geogrelha apresenta aberturas pequenas e uma área de atrito significativa, a opção do uso de bloco rígido pode ser adequada.

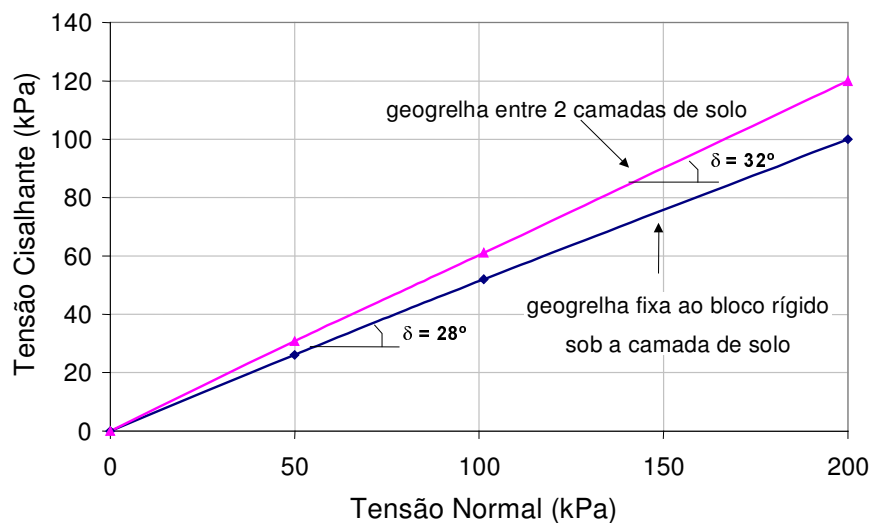


Figura 22 - Efeito da Montagem do Ensaio de Cisalhamento Direto (Adaptado de Saez, 1997)

### 3.3.1.2. Influência das Dimensões do Equipamento

As caixas de cisalhamento apresentam usualmente seção quadrada, com a dimensão das arestas internas variando desde de 60mm (equipamentos convencionais) até 1000mm (equipamentos de grande porte). Em geral, as caixas superior e inferior possuem as mesmas dimensões. Entretanto, em alguns casos, a caixa inferior é maior do que a superior, permitindo a obtenção de grandes deslocamentos cisalhantes sem variação da área de contato.

Em relação às dimensões das partículas de solo, a norma ASTM D3080 recomenda que a dimensão mínima da caixa de cisalhamento seja pelo menos 12 vezes maior do que a maior partícula de solo. Jewell e Wroth (1987) sugerem que a dimensão mínima da caixa seja pelo menos 50 vezes maior do que o diâmetro médio das partículas de solo ( $D_{50}$ ).

No que se refere às dimensões da geogrelha, o tamanho mínimo ou mais apropriado da caixa de cisalhamento depende da abertura da geogrelha. Segundo a norma ASTM D5321, a dimensão mínima da caixa deve ser pelo menos 5 vezes maior do que a abertura máxima da geogrelha ensaiada.

O efeito das dimensões do equipamento em relação às aberturas da geogrelha também foi estudado por Saez (1997). O autor executou ensaios com geogrelhas em areia, em duas caixas de cisalhamento direto, com arestas de 60 e 300mm. Os resultados destes ensaios estão apresentados na Figura 23. Observa-se que no equipamento de menores dimensões, a envoltória obtida não é linear, sugerindo uma dependência entre o ângulo de atrito solo-geogrelha e a tensão normal. No entanto, no equipamento de maiores dimensões, nota-se que a envoltória de resistência é linear e que o valor de  $\delta$  independe da tensão normal. Além disso, a envoltória obtida no ensaio com equipamento de 60mm encontra-se acima da envoltória obtida no equipamento de 300mm. O autor sugere a adoção de equipamentos com dimensões mínimas de  $(300 \times 300) \text{mm}^2$ .

Gourc et al (1996) também recomendam a utilização de equipamentos de cisalhamento direto com dimensões iguais ou superiores a  $(300 \times 300) \text{mm}^2$ , para ensaios com geogrelhas.

É importante respeitar a razão entre a abertura da geogrelha e a dimensão mínima do equipamento, no caso de ensaios com geogrelhas. Quando esta razão não é respeitada, a superfície de ruptura não apresenta um número adequado de elementos da malha e os parâmetros de resistência obtidos podem

superestimar um dado mecanismo (atrito superficial solo-geogrelha ou atrito solo-solo).

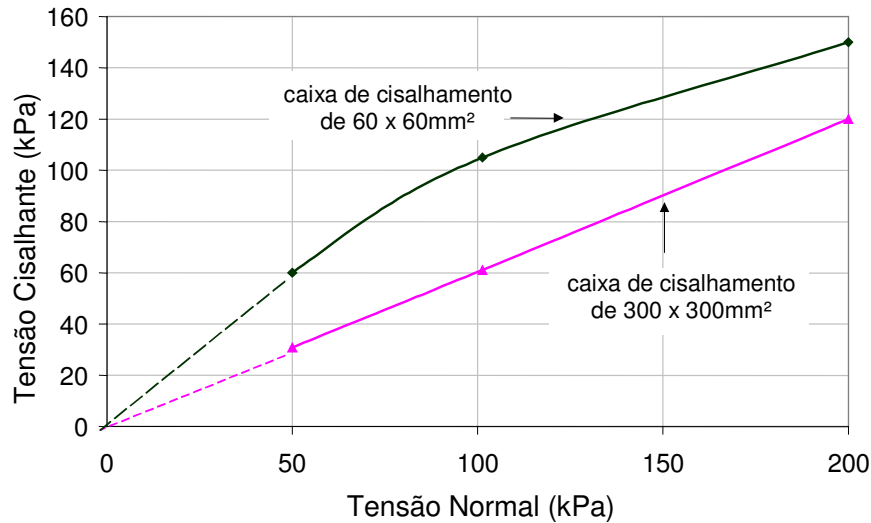


Figura 23 - Efeito das Dimensões do Equipamento dos Ensaio de Cisalhamento Direto (Adaptado de Saez, 1997)

### 3.3.1.3. Influência da Espessura das Amostras de Solo

Outro aspecto a ser considerado refere-se à espessura das amostras de solo confinante. As camadas dos solos confinantes, tanto de cobertura como de suporte, podem ter espessuras iguais ou diferentes.

Gourc et al (1996) estudaram a influência da espessura de solo nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto da interface solo-geossintético. Os resultados dos ensaios realizados com geotêxtil não tecido e areia mostram que a tensão cisalhante aumenta com a espessura de solo. A espessura mínima recomendada é da ordem de 5 vezes o diâmetro máximo das partículas de solo (Sopeña, 2002).

Desta forma, existe uma limitação em relação aos tipos de solos a ensaiar, tendo em vista que a maioria dos equipamentos disponíveis possuem caixas de cisalhamento com dimensões que variam de (60x60)mm<sup>2</sup> a (300x300)mm<sup>2</sup>. Nestes casos, as camadas de solo apresentam espessuras que variam entre 25 e 75mm, e os solos ensaiados devem apresentar um diâmetro máximo entre 5 e 25mm, respectivamente.

### **3.3.1.4. Influência da Rugosidade do Bloco Rígido**

A utilização de blocos lisos ou rugosos para suportar o geossintético é um dos fatores que influenciam os resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

Especialmente no caso de geogrelhas com grandes aberturas, os resultados são significativamente influenciados pelo tipo de suporte utilizado. Gourc et al (1996) executaram ensaios de cisalhamento direto com uma geogrelha com barras espessas, sobre um suporte liso e sobre uma camada de areia como suporte alternativo. Os resultados demonstram que, no segundo caso, obtém-se uma resistência 20% mais elevada.

De acordo com Nakamura et al (1996), a utilização de uma superfície rugosa induz uma tensão cisalhante mais elevada devido ao embricamento entre as partículas de solo e as rugosidades da superfície da placa nas aberturas da grelha.

Gourc et al (1996) recomendam a colagem de um material rugoso, previamente definido, buscando-se uma rugosidade semelhante à do solo.

### **3.3.2. Comentários Sobre os Ensaios de Cisalhamento Direto**

Cardoso (1988) questiona a adequação dos ensaios de cisalhamento direto para a simulação de obras de reforço de solo devido às seguintes razões:

- a) Nos ensaios de cisalhamento direto, o mecanismo de interação dos geossintéticos com o solo pode ser significativamente alterado, por causa da supressão ou, pelo menos, da restrição das deformações dos reforços;
- b) Os ensaios de cisalhamento direto não permitem considerar a contribuição da resistência provocada pela mobilização de empuxos passivos nas barras transversais das grelhas em situações de arrancamento.

Ressalta-se que os ensaios de cisalhamento direto dão informações sobre a resistência mobilizada na interface quando o movimento relativo corresponde ao deslocamento de parte da massa de solo em relação ao geossintético. No entanto, nem sempre é isso que acontece em obras de maciços reforçados.

Para tentar simular em laboratório as condições existentes em obras de forma mais realista, têm sido introduzidas modificações nos ensaios de



cisalhamento direto: ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado e ensaios de cisalhamento em plano inclinado.

### 3.3.3. Ensaio de Cisalhamento Direto com Reforço Inclinado

Os ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado (Figura 24) permitem simular a situação em que a superfície de ruptura intercepta o reforço (Teixeira, 1993). Neste mecanismo, as tensões cisalhantes na interface são absorvidas pelo reforço, que é então tracionado. Esta situação corresponde ao mecanismo C, ilustrado na Figura 18.

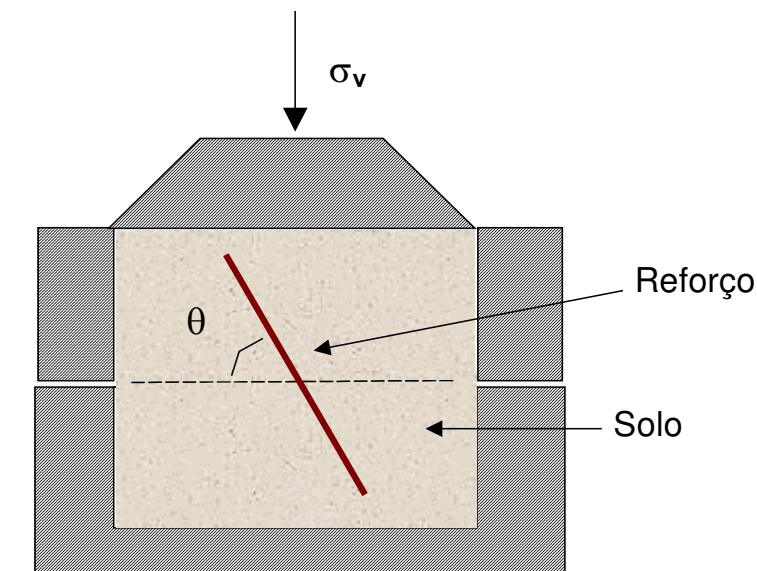


Figura 24 - Ensaio de Cisalhamento com Reforço Inclinado (Lopes, 2000a)

A função de uma geogrelha em maciços reforçados consiste em suprir a incapacidade do solo em resistir a solicitações de tração. Quando a superfície de ruptura intercepta o reforço, este é tracionado, conferindo ao conjunto solo-reforço um efeito estabilizador. Se o reforço formava inicialmente um ângulo  $\theta_0$  com a superfície de ruptura, no final do cisalhamento, este ângulo pode ser menor  $\theta_R$ , dependendo da amplitude da zona de cisalhamento e das distorções angulares ocorridas, como ilustrado na Figura 25.

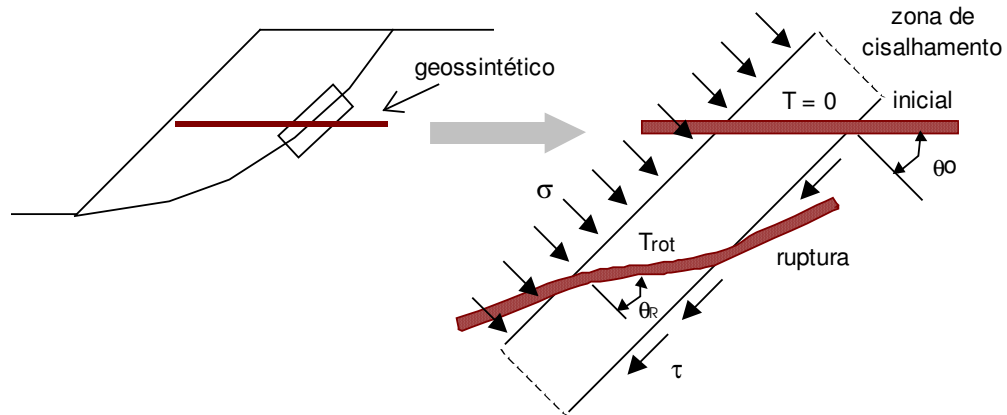


Figura 25 - Comportamento de um Reforço em uma Zona de Cisalhamento

No caso de maciços não reforçados, a tensão cisalhante na ruptura é dada pela expressão de Mohr-Coulomb:

$$\tau_R = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (12)$$

No caso de maciços reforçados, aparecem as parcelas estabilizadoras devido às componentes vertical e horizontal do reforço. Estas componentes contribuem de 2 formas:

- 1) a componente vertical produz um aumento na tensão normal efetiva:

$$\sigma' = \sigma'_{yy} + \frac{T_R}{A} \cdot \cos \theta_R \quad (13)$$

onde:  $\sigma'_{yy}$  é a tensão normal efetiva vertical.

- 2) a componente horizontal reduz a resistência ao cisalhamento:

$$\tau = \tau_{xy} - \frac{T_R}{A} \cdot \sin \theta_R \quad (14)$$

onde:  $\tau_{xy}$  é a resistência ao cisalhamento do solo não reforçado.

Portanto, o efeito global do reforço consiste em um aumento da resistência ao cisalhamento:

$$\tau_{EXT} = (\cos \theta_R \cdot \tan \phi' + \sin \theta_R) \frac{T_R}{A} \quad (15)$$

onde:  $\tau_{EXT}$  = acréscimo de resistência ao cisalhamento ocasionado pela introdução do elemento de reforço.

Neste caso, a tensão cisalhante na ruptura passa a ser:

$$\tau_R = c' + \sigma' \tan \phi' + (\cos \theta_R \cdot \tan \phi' + \sin \theta_R) \frac{T_R}{A} \quad (16)$$

sendo:  $c'$  e  $\phi'$  = parâmetros de resistência do solo;

$T_R$  = tensão de tração no reforço;

$\theta_R$  = ângulo entre o reforço e o plano de ruptura;

$A$  = área de contato solo-reforço;

$\sigma'$  = tensão normal efetiva atuante no plano de ruptura.

A tensão de tração atuante na geogrelha no momento da ruptura por cisalhamento pode ser obtida rearranjando a equação 16:

$$T_R = \frac{(\tau_R - c' - \sigma' \tan \phi')}{(\cos \theta_R \cdot \tan \phi' + \sin \theta_R)} \cdot A \quad (17)$$

É usual considerar-se  $\theta_R = \theta_o$ , ou seja, a resistência admissível de tração da geogrelha na direção inicial de colocação, tendo em vista a dificuldade de se estimar a distorção do reforço.

Os ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado permitem reproduzir a situação de campo ilustrada na Figura 25. Desta forma, os esforços de tração atuantes na geogrelha ao término dos ensaios de cisalhamento direto também podem ser obtidos pela equação 17. Nesta equação,  $\theta_R$  coincide com a inclinação inicial da geogrelha ( $\theta$ ) na caixa de cisalhamento. A Figura 26 ilustra a caixa de cisalhamento direto e os esforços atuantes.

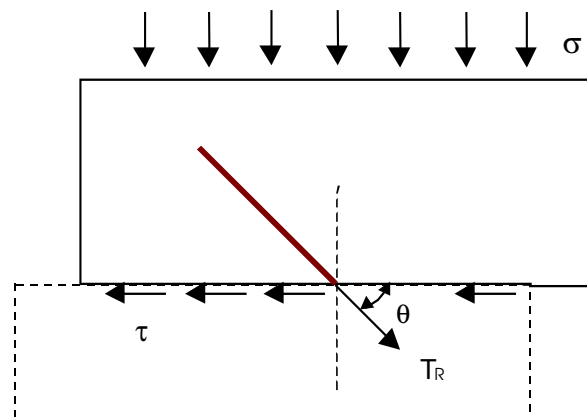


Figura 26 - Esforços Atuantes durante o Ensaio de Cisalhamento Direto

Bauer e Zhao (1994b) apresentam ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado, utilizando areia grossa uniforme e uma geogrelha de polipropileno. Os autores constataram que a inclinação da geogrelha em relação ao plano de ruptura exerce uma influência significativa na resistência do conjunto solo-geogrelha. O aumento máximo, quando comparado à resistência da areia não reforçada, ocorreu com a geogrelha posicionada a 60° em relação ao plano de ruptura.

Palmeira (1999a) chegou a conclusão semelhante a partir de ensaios em areia reforçada com geogrelhas. As diferenças de ganho de resistência com a orientação do reforço foram explicadas pelo fato de que a orientação de 60° com a horizontal coincidia com a direção de incrementos de deformação de tração na amostra de solo sem reforço. Esta é a orientação mais favorável para a instalação do elemento de reforço. Tal fato foi também constatado por Jewell (1980), Ingold (1981) e Sieira et al (2002b).

Cabe salientar que, no caso de maciços reforçados com taludes verticais, a superfície de ruptura pode ser aproximadamente plana, segundo a teoria de Rankine. Neste caso, para valores usuais de ângulos de atrito de solos (em torno de 30°), a inclinação das camadas horizontais de reforço em relação ao plano de cisalhamento seria da ordem de 60°, correspondendo a  $45^\circ + \phi'/2$  (Palmeira, 1999).

Athanasopoulos (1993) executou ensaios de cisalhamento direto com um geotêxtil posicionado verticalmente na caixa de cisalhamento. Os ensaios objetivaram o estudo da influência da tensão confinante e da dimensão das partículas de solo no comportamento mecânico da interface solo-geotêxtil. No estudo foram utilizados seis tipos de areia, com valores distintos de diâmetro médio ( $D_{50}$ ) das partículas. As tensões normais aplicadas nos ensaios variaram de 50kPa até 600kPa. O autor observou que a ruptura do material reforçado pode ocorrer de 2 formas distintas, sendo a envoltória de resistência bi-linear, como indica a Figura 27. Na forma de ruptura tipo I, ocorre o deslizamento do reforço. Na forma de ruptura do tipo II, o geotêxtil deforma-se em conjunto com o solo envolvente.

Athanasopoulos (1993) observou também que o ângulo de atrito da interface ( $\delta$ ) diminui com o aumento da tensão de confinamento. Para baixos valores de tensão normal, o ângulo de atrito da interface era superior ao ângulo de atrito do solo ( $\phi'$ ). No entanto, à medida que se aumenta a tensão normal, o valor de  $\delta$  diminui, tornando-se ligeiramente inferior ao valor de  $\phi'$ .

Sayão e Teixeira (1995) executaram ensaios de cisalhamento direto com um geotêxtil inclinado para simular a situação de ruptura de um aterro sobre argila mole. Nestes ensaios, a camada de reforço era posicionada com uma inclinação de  $45^\circ$ , entre camadas de areia e argila. Os autores concluíram que os parâmetros de resistência da interface solo-geotêxtil dependem da inclinação do geotêxtil em relação à superfície de ruptura e que os ensaios de cisalhamento direto devem ser realizados de modo a reproduzir a situação de campo. Desta forma, obtém-se parâmetros de resistência confiáveis.

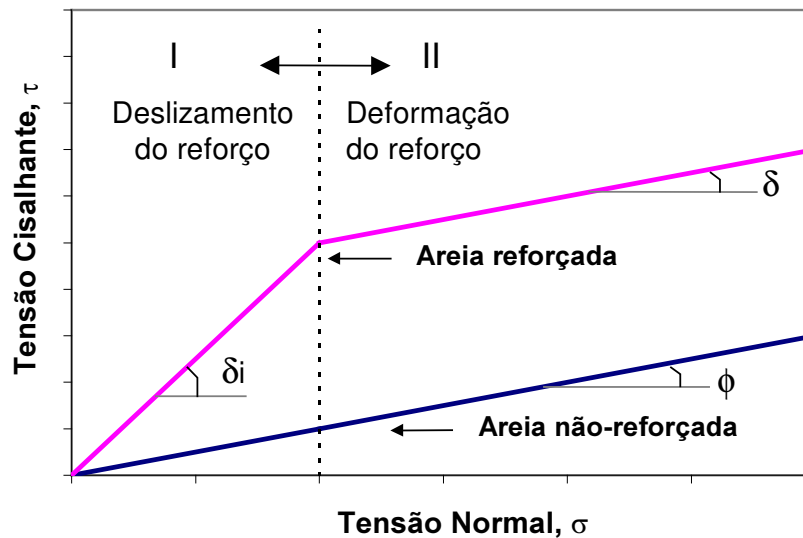


Figura 27 - Envoltória de Ruptura para a Areia não Reforçada e para a Areia Reforçada com Geotêxtil (Adaptado de Athanasopoulos, 1993)

### 3.3.4. Ensaio de Cisalhamento em Plano Inclinado

Os ensaios de cisalhamento direto convencionais e os ensaios de arrancamento têm sido freqüentemente utilizados para a determinação da resistência da interface solo-geossintéticos. No entanto, em algumas situações encontradas no campo, como em taludes de área de disposição de resíduos, os resultados destes ensaios podem conduzir a erros significativos. Os ensaios de arrancamento não representam corretamente o mecanismo de interação entre as interfaces. Nos ensaios de cisalhamento direto, a utilização de baixos níveis de tensão normal pode levar a erros grosseiros e contrários à segurança, como constatado por Girard et al (1990), Giroud et al (1990) e Gourc et al (1996).

O ensaio de cisalhamento em plano inclinado (ensaio em rampa) caracteriza-se por ser um ensaio simples e rápido, que permite a determinação dos parâmetros de interface, sob baixas tensões normais (Lopes, 2000a).

O ensaio consiste em uma caixa rígida com solo apoiada sobre uma camada de geossintético. Esta camada é fixada a uma superfície plana, inicialmente posicionada na direção horizontal. O ensaio é realizado aumentando-se gradativamente a inclinação do plano até ocorrer o deslizamento ao longo da interface solo-geossintético. A Figura 28 ilustra um esquema do ensaio de cisalhamento em plano inclinado.

O ensaio em rampa pode ser executado sob diferentes tensões normais, visando a obtenção da envoltória de resistência na interface. Isso é conseguido com a utilização de amostras de solo com diferentes alturas ou com a aplicação de sobrecargas sobre a amostra de solo. Os procedimentos do ensaio de cisalhamento em plano inclinado encontram-se descritos na ISO 12957-2.

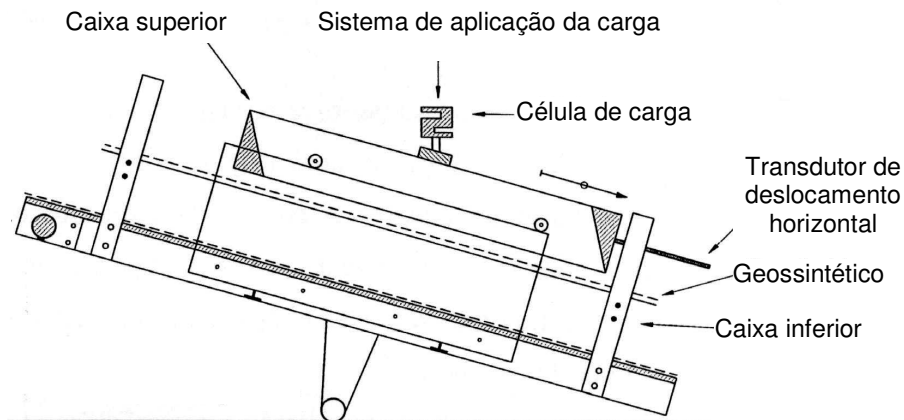


Figura 28 - Representação Esquemática do Ensaio de Cisalhamento em Plano Inclinado

Os equipamentos de cisalhamento em plano inclinado utilizam caixas de solo com áreas de interface variando de 0,005 a 1m<sup>2</sup>. A Figura 29 apresenta a mecânica dos ensaios em rampa. Para um solo não coesivo, o ângulo de atrito da interface pode ser obtido por:

$$\delta = \tan^{-1}(\tan\alpha) \quad (18)$$

onde:  $\delta$  = ângulo de atrito da interface solo-geossintético;

$\alpha$  = inclinação da rampa com a horizontal no momento do deslizamento.

Em uma situação mais geral, tem-se:

$$\tau_{SG} = c_a + \sigma \tan \delta \quad (19)$$

onde:  $c_a$  = adesão solo-geossintético;

$\tau_{SG}$  = tensão cisalhante na interface;

$\sigma$  = tensão normal na interface.

O cálculo da tensão normal na interface pode ser obtido a partir da do peso da amostra ( $W$ ) e da área da base da amostra ( $A$ ), segundo a expressão:

$$\sigma = \frac{W \cos \alpha}{A} \quad (20)$$

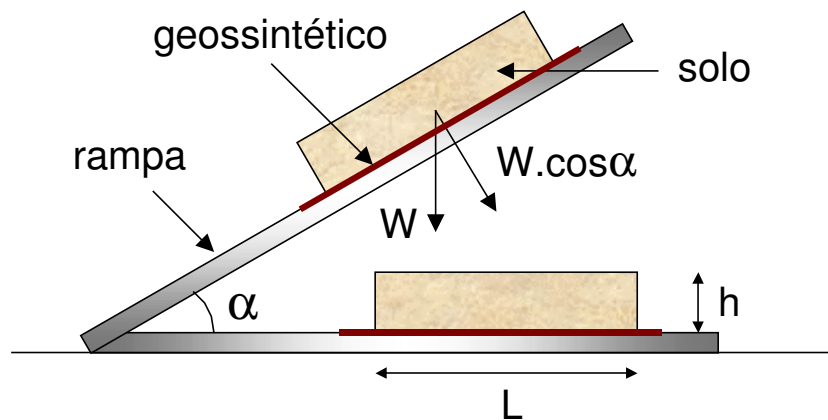


Figura 29 – Posicionamentos do Corpo de Prova em Ensaio em Plano Inclinado

Girard et al (1990) e Giroud et al (1990) executaram ensaios de rampa para diferentes interfaces solo-geossintético, sob baixos níveis de confinamento. Os ângulos de atrito da interface obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento em plano inclinado foram inferiores (cerca de 5 a 10°) aos obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto convencionais. Em ambos os trabalhos, os autores acreditam que os ensaios de rampa fornecem ângulos de atrito mais realistas, quando as tensões normais são reduzidas.

Izgin e Wasti (1998) estudaram a resistência ao cisalhamento da interface areia-geomembrana através de ensaios de cisalhamento convencionais e em plano inclinado. Foram ensaiadas geomembranas lisas e rugosas de polietileno de alta densidade. Os autores observaram um ângulo de atrito da interface ( $\delta$ ) superior no caso de geomembranas com superfícies rugosas.

Em relação às envoltórias de resistência obtidas em ambos os ensaios, Izgin e Wasti (1998) observaram que os ensaios em rampa forneceram envoltórias lineares que passam pela origem. No entanto, os ensaios de cisalhamento direto convencionais apresentaram envoltórias com ordenada não nula e ângulos de atrito da interface superiores aos obtidos nos ensaios em rampa.

Lima Júnior (2000) e Mello (2001) executaram ensaios de cisalhamento direto em plano inclinado, envolvendo diferentes tipos de geossintéticos (geotêxteis tecidos, geotêxteis não-tecidos, geomembranas lisas e geomembranas rugosas) e diferentes tipos de solo (areia fina, areia grossa e argila). Os autores observaram que as características superficiais dos geossintéticos influenciam os mecanismos de ruptura. À medida que se aumenta a inclinação da rampa, o mecanismo de ruptura da interface é tipicamente progressivo e depende da rigidez e da aderência das interfaces. Os maiores valores de aderência solo-geomembrana foram obtidos nos ensaios com solo argiloso e geomembrana rugosa.

Mello (2001) ressalta que, para pequenas inclinações da rampa, somente uma pequena fração do comprimento da geomembrana é solicitada. No entanto, à medida que a inclinação da rampa aumenta, todo o comprimento da geomembrana é submetido à deformação. A distribuição das deformações ao longo do comprimento da geomembrana é não uniforme. Villar et al (1999) encontraram o mesmo padrão de deformação de geomembranas em simulações numéricas de taludes de obras de disposição de resíduos.

Lopes (2000a) executou uma série de ensaios de cisalhamento em plano inclinado (Figura 30), com o objetivo de avaliar a influência da estrutura do geossintético, da granulometria do solo e da tensão confinante no mecanismo de interação solo-geossintético. Para tanto, foram utilizados 2 tipos de solos arenosos e 7 tipos de geossintéticos incluindo: geogrelhas, geotêxteis não-tecidos e tecidos e geomembranas. As principais conclusões foram:

- 1) A estrutura do geossintético influencia a resistência das interfaces solo-geossintético. A estrutura contínua mais lisa (geomembrana lisa) apresenta valores menores de resistência na interface com o solo. Em contrapartida, o geossintético com a superfície mais rugosa (geotêxtil não-tecido agulhado) apresenta ângulo de atrito mais elevado;
- 2) Nos ensaios efetuados sobre base rígida, as geogrelhas biaxiais apresentam maior resistência do que as geogrelhas uniaxiais;



- 3) À medida que a tensão confinante aumenta, verifica-se uma redução no valor do ângulo de atrito da interface solo-geossintético;
- 4) A utilização de solos com granulometria mais grosseira conduz a um acréscimo da resistência da interface. Este acréscimo é mais acentuado quando o geossintético apresenta uma superfície lisa.

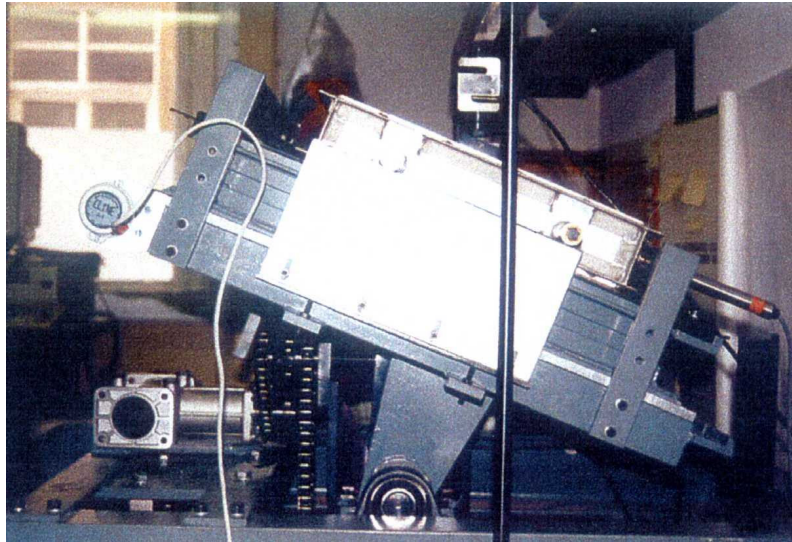


Figura 30 - Equipamento de Cisalhamento em Plano Inclinado (Lopes, 2000a)

### 3.3.5. Ensaio de Arrancamento

Os ensaios de arrancamento são realizados em equipamentos de cisalhamento direto modificados através da adição de uma garra que impõe os deslocamentos horizontais de arrancamento do geossintético. A amostra de geossintético é colocada entre 2 camadas de solo. A extremidade que está conectada à garra é tracionada sob velocidade constante. Assim, o movimento relativo entre o geossintético e o solo origina forças de cisalhamento nas duas faces do geossintético, que se opõem ao movimento.

Inicialmente, deve-se colocar o solo na caixa inferior, posicionar a geogrelha horizontalmente sobre o solo compactado e conectá-la à garra. Em seguida, coloca-se a caixa superior sobre o conjunto e esta é preenchida com solo. Aplica-se uma carga vertical para confinamento, através de uma placa rígida ou por um colchão flexível apropriado. Após o adensamento, a carga horizontal de arrancamento é aplicada a uma velocidade constante. O ensaio prossegue até que haja estabilização da carga horizontal ou que ocorra a ruptura

da malha da geogrelha por tração. Neste caso, deve-se considerar a repetição do ensaio com valores menores de tensão vertical, para possibilitar a medição da resistência ao arrancamento da geogrelha da massa de solo (Koutsourais et al., 1998). A tensão de cisalhamento na interface é definida como a razão entre a força de arrancamento e a área da inclusão solicitada ao arrancamento:

$$\tau_{SG} = \frac{P}{2.B.L} \quad (21)$$

onde: P = força de arrancamento;

B = largura da geogrelha;

L = comprimento enterrado da geogrelha.

O ensaio deve ser realizado para, no mínimo, três valores distintos de confinamento vertical. Desta forma, obtém-se uma envoltória de resistência e, de maneira análoga aos ensaios de cisalhamento direto, podem ser extraídos os parâmetros de resistência da interface ( $c_a$  e  $\delta$ ).

Ressalta-se que a geogrelha, quando submetida ao arrancamento, sofre deformações não uniformes ao longo do comprimento (Saez, 1997). A tração na geogrelha concentra-se na extremidade tracionada e vai diminuindo gradativamente até a extremidade livre (Juran e Chen, 1988). A distribuição de tensões na superfície da geogrelha é função de suas características de deformabilidade e da tensão confinante aplicada. Ochiai et al. (1992) aconselham utilizar o comprimento real de ancoragem que está interagindo com o solo no cálculo do coeficiente de interação.

### **3.3.5.1. Equipamentos de Arrancamento**

Segundo Amorim Jr. (1992), Palmeira e Milligan (1989) e Christopher e Berg (1990), o ensaio de arrancamento é o que melhor representa as situações reais de campo, quando são utilizadas geogrelhas como elementos de reforço.

Apesar da importância dos ensaios de arrancamento, os procedimentos e equipamentos de ensaio ainda não foram normalizados.

Diversos pesquisadores desenvolveram equipamentos capazes de realizar ensaios de arrancamento com geogrelhas e geotêxteis. Estes equipamentos diferem quanto às dimensões, aos modos de aplicação da sobrecarga e às

grandezas monitoradas. A Tabela 6 resume as principais características de alguns equipamentos disponíveis, juntamente com as principais referências.

Pode-se observar que na maioria dos ensaios, o confinamento é aplicado por meio de um colchão de ar inflável. Uma característica importante dessa técnica de simulação de sobrecarga é o fato do colchão flexível garantir uma distribuição uniforme da tensão confinante sobre a superfície do solo (Teixeira, 1999). Nota-se na Tabela 6 que as dimensões dos equipamentos variam significativamente e, assim, definem a representatividade dos parâmetros de resistência obtidos nos ensaios. As dimensões médias dos equipamentos apresentados na Tabela são 1000mm de comprimento, 800mm de largura e 500mm de altura.

Tabela 6 - Características de Alguns Equipamentos de Arrancamento (Adaptado de Teixeira, 1999)

| Referências               | Características dos Equipamentos |              |            |                       |  |
|---------------------------|----------------------------------|--------------|------------|-----------------------|--|
|                           | Altura (mm)                      | Largura (mm) | Comp. (mm) | Sistema de Sobrecarga | Medidas Efetuadas  |
| Ingold (1983)             | 300                              | 285          | 500        | colchão de água       | força de arrancamento, deslocamento e volume                 |
| Palmeira (1987)           | 1000                             | 1000         | 1000       | colchão de água       | força de arrancamento e deslocamentos                        |
| Christopher e Berg (1990) | 310                              | 600          | 1220       | colchão de ar         | força de arrancamento e deslocamentos                        |
| Farrag et al (1993)       | 760                              | 900          | 1520       | colchão de ar         | força de arrancamento, deslocamento e velocidade             |
| Bergado e Chai (1994)     | 510                              | 750          | 1250       | colchão de ar         | força de arrancamento, deslocamento, deformação e dilatância |
| Alfaro et al (1995)       | 400                              | 600          | 1500       | colchão de ar         | força de arrancamento, deslocamento, deformação e dilatância |
| Chang et al (1995)        | 150                              | 500          | 400        | colchão de ar         | força de arrancamento, deslocamento e deformação             |
| Lopes e Ladeira (1995)    | 600                              | 1000         | 1530       | macacos hidráulicos   | força de arrancamento e deslocamento                         |
| Miyata (1996)             | 220                              | 325          | 660        | colchão de ar         | força de arrancamento, deslocamento e dilatância             |
| Castro (1999)             | 1000                             | 1000         | 1000       | macacos hidráulicos   | força de arrancamento, deslocamento e deformação             |

Alguns equipamentos são dotados de uma luva que se instala no interior da caixa de ensaios, por onde passa a inclusão a ser ensaiada. Essa luva tem a

finalidade de transmitir a força de arrancamento para o interior da massa de solo evitando atritos ou interferências na face frontal da caixa (Christopher, 1976, Farrag et al, 1993 e Teixeira, 1999).

Ressalta-se que as técnicas atuais de ensaio para a determinação da resistência ao arrancamento só se aplicam a materiais geossintéticos rígidos, uma vez que a parte do geossintético deslocada para fora da caixa passa a trabalhar sob condições de tração não confinada. Atualmente, este ensaio vem sendo realizado apenas com geogrelhas, cujo comportamento é função do atrito desenvolvido no contato solo-grelha e da mobilização do empuxo passivo dos elementos transversais (Vidal, 2001).

Uma alternativa para a execução de ensaios de arrancamento com geotêxteis consiste no enrijecimento da região do reforço que se encontra sob condições não confinadas.

Jewell (1996) sugere a utilização de ensaios de cisalhamento direto para a determinação dos parâmetros de interação solo-geotêxteis, uma vez que o mecanismo de interação baseia-se no atrito no contato entre a manta e o solo. Neste caso, não há necessidade de execução de ensaios de arrancamento. Entretanto, no caso de geogrelhas, os parâmetros de interação devem ser definidos a partir de ensaios de arrancamento, uma vez que só este tipo de ensaio leva em consideração o empuxo passivo dos elementos transversais.

Palmeira (1999b) recomenda que os ensaios de arrancamento sejam executados em equipamentos de grandes dimensões, ressaltando as principais razões:

1. No caso de geogrelhas, a caixa deve permitir a realização do ensaio sem influência de escala. Ou seja, sem que as dimensões da grelha (membros, aberturas, etc.) sejam grandes em relação às dimensões da amostra;
2. A influência das fronteiras sobre os resultados dos ensaios deve ser minimizada;
3. Em função da geometria da geogrelha, a resistência ao arrancamento pode depender do comprimento ensaiado.

Atualmente, existe uma tendência à execução de ensaios de arrancamento em caixas capazes de acomodar amostras com, pelo menos, 1,5m de comprimento e 0,60m de altura.

Cabe salientar que os resultados dos ensaios de arrancamento podem ser significativamente afetados pelo uso de diferentes equipamentos, aos quais estão associados diferentes condições de contorno, diferentes procedimentos de ensaio e diferentes esquemas de colocação e densificação do solo (Juran et al, 1988). Uma breve discussão sobre a influência destes fatores na resposta ao arrancamento está apresentada a seguir.

### **3.3.5.2. Influência das Condições de Contorno**

A condições de contorno influenciam os resultados obtidos em ensaios de arrancamento. Palmeira e Milligan (1989) utilizaram caixas de cisalhamento com paredes frontais com diferentes graus de rugosidade para investigar o efeito do atrito nos resultados do arrancamento. Os autores constataram que o coeficiente de interação solo-geossintético aumenta com a rugosidade da parede frontal da caixa de ensaios. A redução da influência da parede frontal da caixa pode ser conseguida com a lubrificação da face interior e com o envolvimento da extremidade frontal do geossintético por uma luva protetora.

Alguns pesquisadores inserem membranas lubrificadas na face interna da parede frontal da caixa para promover a minimização do atrito no contorno (Jewell, 1980). Christopher (1976) acoplou uma luva no trecho inicial do geossintético, para transferir o ponto de aplicação da carga para o interior da zona confinada, afastando-se da parede rígida. Williams e Houlihan (1987) optaram por utilizar faces frontais flexíveis nos ensaios de arrancamento.

Com a finalidade de estudar a influência da presença da luva na resposta ao arrancamento, Lopes e Ladeira (1996) executaram ensaios de arrancamento sem e com a utilização de uma luva de aço inoxidável de 200mm de comprimento. Os resultados destes ensaios estão apresentados na Figura 31. Verifica-se que a inexistência da luva conduz a um aumento de cerca de 10% da força de arrancamento máxima, em consequência da rugosidade da parede frontal. Os autores verificaram que os deslocamentos de arrancamento eram menores nos ensaios sem luva, o que está em concordância com o aumento da resistência da interface.

Diante do exposto, é aconselhável a utilização de uma luva com o objetivo de minimizar a influência da parede frontal do equipamento nos resultados dos ensaios de arrancamento.

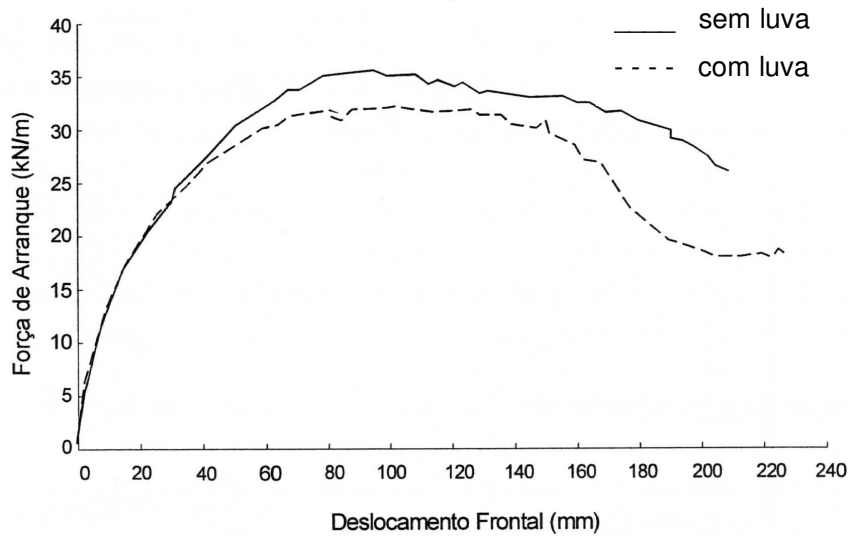


Figura 31 - Influência da Luva nos Ensaios de Arrancamento (Lopes e Ladeira, 1996)

A influência das condições de contorno nos ensaios de arrancamento é particularmente relevante quando o solo encontra-se no estado denso. Neste estado, o solo tende a aumentar de volume durante o processo de cisalhamento, principalmente quando sujeito a baixas tensões confinantes. Esta tendência pode ser contrariada em laboratório devido à proximidade e às características de rigidez e rugosidade das fronteiras laterais do equipamento. O impedimento da dilatação traduz-se em um aumento da tensão normal atuante no reforço e da tensão cisalhante mobilizada na interface. Como consequência, obtém-se um ângulo de atrito da interface superior ao real.

### 3.3.5.3. Influência do Procedimento de Ensaio

Alguns aspectos relativos aos procedimentos de ensaio exercem influência significativa nos resultados dos ensaios de arrancamento, tais como: a velocidade de ensaio, a espessura de solo e o método de densificação da amostra.

(a) A influência da velocidade no comportamento ao arrancamento de geogrelhas foi abordada por Lopes e Ladeira (1996) em ensaios com solo arenoso. A resistência ao arrancamento aumenta com o aumento da velocidade de ensaio. No entanto, o deslocamento frontal necessário para mobilizar a resistência da interface diminui. O aumento da resistência da interface resulta da

menor capacidade de rearranjo das partículas de solo com o aumento da velocidade.

Rowe e Ho (1986) afirmam que a resistência ao arrancamento varia com a velocidade de ensaio. Sendo assim, é necessário estabelecer o nível de deslocamento imposto durante os ensaios, quando se deseja comparar resultados. Lopes e Moutinho (1997) sugerem uma velocidade de ensaio de 5,4mm/min.

Os ensaios de arrancamento do presente estudo foram realizados com velocidades que se encaixam na média encontrada na bibliografia: Chen e Lee (1998), Zettler et al. (1998), Ochiai et al. (1988) e Castro (1999): 1,0mm/min; Fannin e Raju (1993): 0,25mm/min a 1mm/min; Oostveen et al. (1994): 6mm/min; Lopes e Moutinho (1997): 1,8mm/min a 22,0mm/min. Ressalta-se que, a velocidade de ensaio deve ser adotada em função das características do solo ensaiado.

(b) A distância entre as fronteiras inferior e superior do equipamento pode influenciar o valor da resistência da interface solo-geossintético. Esta influência traduz-se em um aumento da tensão confinante no geossintético, especialmente quando a altura de solo é pequena e a dilatância do solo é impedida.

Brand e Duffy (1987) estudaram o efeito da espessura de solo na resistência ao arrancamento de geogrelhas em argila. Os resultados demonstram que, à medida que a espessura do solo aumenta, a resistência ao arrancamento decresce, até atingir um valor mínimo. Farrag et al (1993) consideram importante a realização de ensaios de arrancamento com espessuras de solo superiores a 0,30m, acima e abaixo da geogrelha. Para espessuras de solo acima deste valor, a influência da espessura na resistência ao arrancamento é praticamente desprezível.

Durante o arrancamento, há a geração de um bulbo de incremento das tensões horizontais na face frontal da caixa. Por isso, a espessura da caixa e de solo circundante à geogrelha deve ser suficiente para absorver toda a extensão do bulbo. Fannin e Raju (1993) sugerem uma espessura de solo mínima total de 0,6m, para evitar a influência do contorno, em concordância com Farrag et al (1993).

(c) Os diferentes procedimentos de densificação dos solos no interior da caixa de ensaios também influenciam o comportamento tensão x deformação da interface. Farrag et al (1993) e Lopes e Moutinho (1997) ressaltam a importância de normalização do procedimento de densificação das amostras.

A maioria dos equipamentos disponíveis permite apenas o monitoramento da força de arrancamento e do deslocamento frontal. Nos ensaios com materiais extensíveis, como geogrelhas e geotêxteis, é essencial o monitoramento dos deslocamentos ao longo da inclusão. Koerner (1998) apresenta um esquema simples para o monitoramento dos deslocamentos internos do reforço, utilizando-se fios inextensíveis presos às junções da grelha. Esta metodologia foi utilizada por Castro (1999), Díaz (2000) e Sieira e Sayão (2001) em ensaios de arrancamento com geogrelhas.

Devido à natureza visco-elástica dos polímeros, Yogarajah e Yeo (1994) afirmam que é de grande importância o registro dos deslocamentos e da força distribuída ao longo da geogrelha. Dessa forma, é possível um melhor entendimento do mecanismo de arrancamento, para posterior utilização em modelagens numéricas.

As condições de cada ensaio são importantes, pois além de possibilitarem uma melhor compreensão do fenômeno, permitem a obtenção de parâmetros de projeto coerentes com a situação usualmente encontrada em campo.

#### **3.3.5.4. Interpretação dos Ensaios de Arrancamento**

Nas análises usuais da interação entre o elemento de reforço e o solo, propostas por Koerner (1998), pressupõe-se que as tensões de cisalhamento na interface solo-geossintético são uniformemente distribuídas durante a solicitação, e obedecem ao critério de Mohr-Coulomb.

Assim, a tensão de cisalhamento na interface e a força de arrancamento são calculadas pelas seguintes expressões:

$$\tau_{SG} = c_a + \sigma' \cdot \tan \delta \quad (22)$$

$$P = 2 \cdot B \cdot L \cdot \tau_{SG} \quad (23)$$

onde:

- $\tau_{SG}$  = tensão cisalhante média na interface solo-geogrelha;
- $\delta$  = ângulo de atrito na interface solo-geogrelha;
- $c_a$  = coesão aparente na interface solo-geogrelha;
- $\sigma'$  = tensão normal efetiva;
- $P$  = força de arrancamento;
- $L$  = comprimento de ancoragem da geogrelha;
- $B$  = largura da geogrelha.



Como as geogrelhas possuem malhas abertas, o valor de  $\delta$  deve considerar o atrito solo-solo e o atrito ao longo da superfície da geogrelha. Rowe et al. (1985), considerando que na maioria das geogrelhas as tiras representam 45% da área nominal, sugerem que o valor de  $\delta$  pode ser estimado por:

$$\delta = \tan^{-1} (0,45.\tan\phi_{sr} + 0,55.\tan\phi') \quad (24)$$

onde  $\phi_{sr}$  = ângulo de atrito entre superfície das tiras e o solo

Esta expressão pode ser generalizada para geogrelhas com diferentes áreas nominais, ou seja, diferentes áreas disponíveis para atrito superficial ( $\alpha_s$ ), como:

$$\delta = \tan^{-1} (\alpha_s.\tan\phi_{sr} + (1-\alpha_s).\tan\phi') \quad (25)$$

Jewell et al (1984a) propõem a seguinte expressão para o cálculo da resistência devido ao atrito de solos granulares:

$$P_f = 2.A_a . \sigma' . \alpha_s.\tan\phi_{SR} \quad (26)$$

sendo:

- $A_a$  = área ancorada da geogrelha;
- $\sigma'$  = tensão normal efetiva atuante;
- $\alpha_s$  = fração sólida da área da geogrelha disponível para atrito superficial;
- $\phi_{SR}$  = ângulo de atrito entre a superfície das tiras e o solo.

No caso de solos coesivos, a eq. (26) pode ser modificada de modo a considerar a adesão solo-geogrelha:

$$P_f = 2.A_a . \alpha_s (\sigma' . \tan\delta + \lambda.c') \quad (27)$$

onde:  $\lambda$  é o fator de adesão solo-geogrelha, obtido a partir da eq. (10), e  $c'$  é a coesão do solo.

Segundo Koutsourais et al. (1998), a resistência ao arrancamento pode ser considerada como uma combinação do deslizamento, rolamento e intertravamento dos grãos de solo na interface da geogrelha, e da deformação

interna da geogrelha durante o arrancamento. Assim, com os resultados de ensaios de cisalhamento e de arrancamento de geogrelhas, pode-se obter um coeficiente de interação  $C_{SG}$ . Este coeficiente representa a porcentagem da resistência ao cisalhamento interno do solo que pode ser mobilizada na interface solo-geogrelha:

$$C_{SG} = \frac{\tau_{SG}}{\tau_s} = \frac{c_a + \sigma' \cdot \tan \delta}{c + \sigma' \cdot \tan \phi'} \quad (28)$$

onde:  $\tau_s$  = resistência ao cisalhamento do solo;

$\tau_{SG}$  = resistência ao cisalhamento da interface solo-geogrelha;

$\phi'$  = ângulo de atrito do solo;

$\delta$  = ângulo de atrito da interface solo-geogrelha;

$c'$  = coesão do solo;

$c_a$  = adesão solo-geogrelha.

Após o ensaio de arrancamento, o coeficiente de interação é retro-analisado, de acordo com a expressão:

$$C_{SG} = \frac{P}{2.B.L.(c'+\sigma' \cdot \tan \phi')} \quad (29)$$

Wilson-Fahmy et al. (1994) distinguem três fatores básicos que influenciam e diferenciam a análise do comportamento ao arrancamento das geogrelhas em relação a outros tipos de reforço. Os três fatores são: a extensibilidade das tiras longitudinais, a rigidez à flexão dos elementos transversais e a resistência das junções dos elementos transversais e longitudinais.

Palmeira (1987) mostra que há um desenvolvimento progressivo da interação entre a geogrelha e o solo durante o arrancamento. Desta forma, o coeficiente de interação depende do tipo de geogrelha, da magnitude da tensão confinante e do deslocamento relativo entre solo e geogrelha ao longo do ensaio.

Christopher et al. (1990) propõem a seguinte fórmula para estimar a resistência ao arrancamento de uma inclusão planar na massa de solo:

$$P = 2 \cdot L \cdot B \cdot \sigma' \cdot F^* \cdot \alpha \quad (30)$$

onde o produto  $F^* \cdot \alpha$  representa o coeficiente de interação solo-geogrelha.

O termo  $F^* \cdot \alpha$  é equivalente ao termo  $f \cdot \tan \phi'$  proposto por Jewell et al. (1984b), onde  $f$  é o coeficiente de atrito e  $\phi'$  é o ângulo de atrito do solo.

A tensão cisalhante média  $\tau_{SG}$  que atua na amostra de geogrelha, para solos arenosos, pode ser expressa por:

$$\tau_{SG} = \frac{P}{2.B.L} \quad (31)$$

Com isso, o termo  $F^* \cdot \alpha$  pode ser definido pela resistência ao arrancamento normalizada:

$$F^* \alpha = \frac{\tau_{SG}}{\sigma'} \quad (32)$$

Fannin e Raju (1993) reportam a variação de  $F^* \cdot \alpha$  durante o arrancamento, para geogrelhas distintas em areia.

A vantagem de se trabalhar com a resistência ao arrancamento normalizada é que ela passa a ser um parâmetro único, que depende do tipo de geogrelha, do nível de confinamento e dos deslocamentos laterais máximos impostos no projeto. Desta forma, torna-se muito mais simples o cálculo de estruturas reforçadas, pois basta calcular o fator de interação específico de trabalho. Sayão et al (2002) propõem ábacos que permitem a estimativa do fator  $F$ , que equivale à tensão cisalhante normalizada atuando na superfície da geogrelha. Com base neste fator, pode-se estimar a força de arrancamento em função do nível de confinamento e do valor admissível de deslocamento relativo solo-geogrelha para os tipos de solos e geogrelhas ensaiados.

Juran e Chen (1988) sugerem que a resistência ao arrancamento de geogrelhas é mobilizada, através de um processo de deformação progressiva ao longo da geogrelha. Desta forma, os métodos de interpretação da resistência final ao arrancamento de geogrelhas deveriam considerar a distribuição de tensões na geogrelha durante o processo do ensaio (Ochiai et al., 1992).

Beech (1987) simula numericamente a geogrelha em uma série de elementos reológicos montados em linha, considerando a não linearidade dos materiais através de funções hiperbólicas. Isso é feito assumindo que cada unidade reológica é formada por um elemento de atrito e um elemento de mola. O elemento de atrito representa a resistência ao cisalhamento mobilizada na

interface solo-geogrelha, e o elemento de mola representa a deformabilidade da geogrelha. Desta forma, durante o ensaio de arrancamento, é possível verificar a diminuição dos esforços transmitidos entre as unidades reológicas, assim como a deformação e o deslocamento ao longo da geogrelha.

No modelo de interação, consideram-se 2 mecanismos: cisalhamento da interface solo-geogrelha e puncionamento dos elementos de ancoragem. A forma convencional de se representar o problema é através da eq. (33), que pode ser utilizada para determinar a força máxima de arrancamento:

$$P_{\max} = 2 \cdot \tau_u \cdot A \cdot \alpha_s \cdot \beta + \tau_u \cdot A_p \cdot N_c \quad (33)$$

onde:  $\tau_u$  = resistência ao cisalhamento do solo na ruptura;

$A$  = área plana total da geogrelha;

$\alpha_s$  = porcentagem de área sólida da geogrelha;

$\beta$  = fator de tensão de interface;

$A_p$  = área da seção transversal de puncionamento;

$N_c$  = coeficiente de capacidade de carga ou de puncionamento.

O fator de tensão de interface  $\beta$  é função da área da superfície da geogrelha embutida em solo, da rugosidade da superfície da geogrelha e da tensão confinante.

Para o coeficiente de capacidade de carga ( $N_c$ ), cálculos baseados em expansão de cavidades sugerem que, em aterros compactados, o uso de  $N_c=7,5$  é apropriado (Palmeira e Miligan, 1989). O mesmo valor é também sugerido por Ingold (1980) e Ingold (1983b).

Costalonga e Kuwajima (1995) utilizaram um modelo similar ao de Beech (1987) para a simulação do comportamento de geogrelhas durante o arrancamento. Os autores sugerem que o decréscimo de esforço, transmitido de uma unidade reológica para a seguinte, é devido à mobilização de cisalhamento do solo ao longo da geogrelha.

Abramento e Whittle (1995) desenvolveram uma análise que descreve o comportamento de transferência de carga em um ensaio de arrancamento para reforços planos e extensíveis. Segundo os autores, a resposta de um reforço durante o ensaio de arrancamento pode ser dividida em 4 fases sucessivas. Na primeira fase, não ocorre deslizamento e a relação entre a força de arrancamento e o deslocamento frontal é aproximadamente linear. À medida que

a força de arrancamento aumenta (fase 2), ocorre o deslizamento na extremidade frontal do reforço. Na fase 3, inicia-se o deslocamento da extremidade posterior do reforço e a força de arrancamento aproxima-se do valor máximo. Finalmente, a fase 4 é caracterizada pelo deslocamento de todo o reforço como um corpo rígido. Neste momento, o ângulo de atrito na interface ( $\delta$ ) é mobilizado em todos os pontos do reforço.

Konami et al (1996) propõem uma metodologia que permite estimar o coeficiente de atrito, a partir das medidas de força de arrancamento e de deslocamentos em alguns pontos ao longo do comprimento do reforço. O coeficiente de atrito interno ( $\mu$ ) é obtido no momento em que ocorre um deslocamento relativo na interface solo-reforço. Este coeficiente é obtido pela expressão:

$$\mu = \frac{\tau}{\sigma'_n} \quad (34)$$

Apesar de utilizar uma nomenclatura distinta, este coeficiente é idêntico ao termo  $F^*\alpha$  proposto por Christopher et al (1990) e ao termo  $f.\tan\phi'$  proposto por Jewell et al (1984b).

Segrestin e Bastick (1996) idealizaram um modelo que permite analisar a influência da extensibilidade do reforço na mobilização da tensão de tração ao longo da inclusão.

Ochiai et al (1996) propõem um método de avaliação da resistência ao arrancamento, com base nos deslocamentos internos medidos em diferentes pontos ao longo do reforço. A deformação entre dois pontos adjacentes é obtida a partir da equação:

$$\varepsilon_{i,i+1} = \frac{(X_i - X_{i+1})}{d} \quad (35)$$

onde:  $i$  =  $i$ -ésimo ponto da geogrelha, contado a partir do ponto de aplicação da carga;

$X_i$  = deslocamento do  $i$ -ésimo ponto da geogrelha;

$\varepsilon_{i,i+1}$  = deformação da geogrelha entre 2 pontos adjacentes ( $i$  e  $i+1$ );

$d$  = distância entre 2 pontos adjacentes ( $i$  e  $i+1$ ).

A resistência ao arrancamento pode ser calculada a partir da expressão:

$$\tau_i = \frac{F_{i-1,i} - F_{i,i+1}}{d} \quad (36)$$

onde:  $F_{i-1,i}$  é a força de tração atuante entre os pontos (i-1) e (i) e  $F_{i,i+1}$  é a força de tração atuante entre os pontos (i) e (i+1). Estas forças são obtidas a partir da curva força vs deformação da geogrelha em um ensaio de tração simples.

Teixeira (1999) utilizou uma metodologia semelhante à de Ochiai et al (1996) para a interpretação de ensaios de arrancamento. No entanto, na metodologia proposta por Teixeira (1999) são utilizadas funções de deslocamento ajustadas aos pontos experimentais. A função deformação ( $\epsilon$ ) é então obtida a partir da derivada da função deslocamento ( $\delta$ ). A função resistência ao cisalhamento é expressa por:

$$\tau = K \cdot \frac{d^2\delta}{dx^2} \quad (37)$$

sendo:  $\delta$  = função deslocamento;

$x$  = localização do ponto ao longo da geogrelha;

$K$  = coeficiente de proporcionalidade entre a força ( $F$ ) e a deformação ( $\epsilon$ ):

$$K = \frac{F}{\epsilon} \quad (38)$$

A distribuição das deformações, e conseqüentemente, das tensões, ao longo do comprimento da geogrelha é não-linear. Cabe ressaltar, portanto, a importância do monitoramento dos deslocamentos ao longo do comprimento da geogrelha, para permitir uma melhor compreensão dos mecanismos de transferência de carga.

### 3.4. Discussão Sobre os Diferentes Ensaio

A interpretação dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto é semelhante à dos ensaios de arrancamento. No entanto, os parâmetros de interface definidos por ambos os ensaios são às vezes até conflitantes. As principais razões para tais divergências de resultados são as seguintes (Farrag et al, 1993):

1. Nos ensaios de cisalhamento direto e arrancamento, são impostos diferentes tipos de movimento relativo entre o solo e o elemento de reforço;
2. No caso de geogrelhas, os mecanismos de interação mobilizados durante o arrancamento são significativamente diferentes dos mobilizados durante o cisalhamento direto. No arrancamento, ocorre a mobilização do empuxo passivo das barras transversais da geogrelha, do atrito solo-solo ao longo das aberturas da malha e do atrito ao longo da superfície sólida da geogrelha. Através de ensaios de cisalhamento direto não é possível considerar a contribuição da resistência passiva nas barras transversais das grelhas;
3. Nos ensaios de cisalhamento direto, o mecanismo de interação dos geossintéticos com o solo pode ser significativamente alterado, por causa da restrição imposta às deformações dos reforços;
4. Nos ensaios de arrancamento, o esforço de tração concentra-se na extremidade frontal do geossintético, diminuindo ao longo de seu comprimento. Desta forma, a distribuição de esforços cisalhantes não é uniforme e a resistência máxima não é atingida simultaneamente ao longo de todo o comprimento do geossintético;
5. Finalmente, estes dois ensaios apresentam diferentes trajetórias de tensão, condições de contorno e mecanismos de ruptura.

Para ilustrar estas diferenças, a Figura 32 apresenta uma comparação entre os valores do coeficiente de interação  $f$ , obtido através de ensaios de cisalhamento direto e de ensaios de arrancamento, realizados com diferentes tipos de geossintéticos e diferentes solos arenosos.

O deslocamento necessário à mobilização da interação solo-reforço depende de vários fatores, entre os quais pode-se citar: as características dos reforços, a densidade do solo, o nível de tensão confinante, etc. O valor do deslocamento relativo solo-reforço deve ser definido em cada caso, através do ensaio de interação mais adequado. Resultados de ensaios de cisalhamento direto (Miyamori e Makiuchi, 1986) e de arrancamento (Schwab et al, 1977) mostram que os deslocamentos medidos em ensaios de arrancamento são significativamente superiores aos observados em ensaios de cisalhamento direto. Duas razões fundamentais podem ser apontadas para este fato:

1. Nos ensaios de cisalhamento direto, a contribuição da deformação dos reforços no mecanismo de interação solo-reforço não é considerada, uma vez que essa deformação é restringida durante o ensaio;
2. Nos ensaios de arrancamento, o reforço pode se deformar livremente. Como os deslocamentos são medidos em um ponto localizado na parte exterior do equipamento, há um pequeno comprimento do reforço não confinado que se deforma mais do que o restante e cuja contribuição para a resistência é nula.

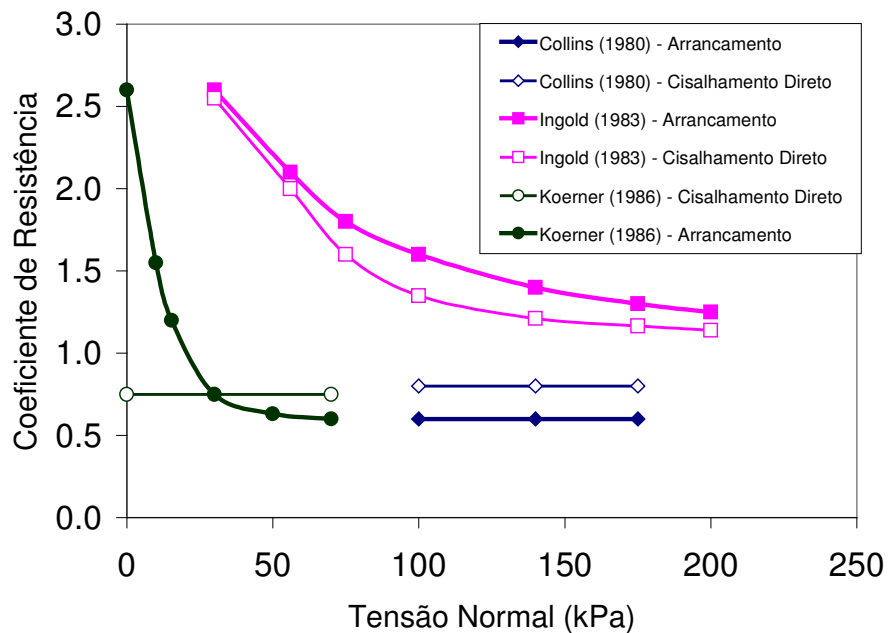


Figura 32 - Valores do Coeficiente de Atrito  $f$  Obtidos em Ensaio de Arrancamento e Ensaio de Cisalhamento Direto (Farrag et al, 1993)

Assim, sugere-se a adoção de um valor intermediário de deslocamento na interface, valor este compreendido entre os valores definidos através de ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto (Lopes, 1992).



### 3.5. Resistência da Interface Solo-Geogrelha

Para o dimensionamento de obras em solo reforçado é de fundamental importância a avaliação acurada dos parâmetros de interação solo-reforço. Os parâmetros que exprimem a resistência da interface solo-reforço são a adesão ( $c_a$ ) e o ângulo de atrito de interface ( $\delta$ ).

Assim, a equação de resistência da interface pode ser escrita como:

$$\tau_{SG} = c_a + \sigma' \tan \delta \quad (39)$$

Substituindo os valores de  $c_a$  e  $\delta$  pelos coeficientes de interação ( $\lambda$  e  $f$ ) apresentados nas eqs (10) e (11), a equação de resistência da interface passa a ser escrita como:

$$\tau_{SG} = \lambda c' + \sigma' f \tan \phi' \quad (40)$$

Rescrevendo a equação em termos de força, tem-se:

$$T = \underbrace{2.B.L.\lambda.c'}_{T_{adesão}} + \underbrace{2.B.L.\sigma'.f.\tan \phi'}_{T_{atrito}} \quad (41)$$

onde: B = largura da geogrelha;

L = comprimento ancorado da geogrelha.

Ressalta-se que a eq. (41) é composta por 2 parcelas:  $T_{adesão}$  e  $T_{atrito}$ . A parcela correspondente ao atrito pode ser desmembrada em diferentes componentes, dependendo do movimento relativo que ocorre na interface.

Da mesma forma, o coeficiente de interação  $f$  depende do mecanismo de interação mobilizado na interface solo-geogrelha e do movimento relativo que ocorre na interface. Jewell (1996) afirma que se o único mecanismo mobilizado for o atrito superficial no contato solo-geossintético, como no caso de geotêxteis e geomembranas, o coeficiente  $f$  será o mesmo para os movimentos de cisalhamento direto e de arrancamento. Neste caso, o coeficiente  $f$  pode ser calculado pela eq.(42):

$$f = f_{cd} = f_a = \frac{\tan \delta}{\tan \phi'} \quad (42)$$

onde:  $f_{cd}$  = coeficiente de interação correspondente ao movimento de cisalhamento direto;

$f_a$  = coeficiente de interação correspondente ao movimento de arrancamento.

No caso de geogrelhas, quando o movimento é de cisalhamento direto, a parcela de resistência ao cisalhamento correspondente ao atrito na interface é a soma de 2 parcelas: 1) atrito superficial no contato solo-geogrelha e 2) atrito solo-solo. Neste tipo de movimento, a contribuição do empuxo passivo dos elementos transversais é desprezível.

$$T_a = T_{s/g} + T_{s/s} \quad (43)$$

$$T_{s/g} = 2 \cdot \alpha_s \cdot B \cdot L \cdot \sigma' \cdot \tan \phi_{SR} \quad (44)$$

$$T_{s/s} = 2 \cdot (1 - \alpha_s) \cdot B \cdot L \cdot \sigma' \cdot \tan \phi' \quad (45)$$

onde:  $\alpha_s$  é a fração da área superficial da geogrelha, disponível para atrito superficial no contato solo-geogrelha.

Neste caso, o coeficiente de resistência da interface correspondente ao movimento de cisalhamento direto será:

$$f = f_{cd} = f_{s/g} + f_{s/s} \quad (46)$$

$$f_{cd} = \alpha_s \left( \frac{\tan \phi_{SR}}{\tan \phi'} \right) + (1 - \alpha_s) \quad (47)$$

onde:  $f_{s/g}$  = parcela de  $f$  devido ao atrito no contato solo-geogrelha

$f_{s/s}$  = parcela de  $f$  devido ao atrito solo-solo

Quando o movimento é de arrancamento, a resistência da interface solo-geogrelha ( $P_a$ ) é composta pelas parcelas de atrito superficial no contato solo-geogrelha ( $P_{s/g}$ ) e mobilização do empuxo passivo ( $P_p$ ) nos elementos transversais.

$$P_a = P_{s/g} + P_p \quad (48)$$

com: 
$$P_p = \left(\frac{L}{S}\right) \alpha_p \cdot B \cdot e \cdot \sigma'_p \quad (49)$$

onde:  $\sigma'_p$  = tensão passiva mobilizada

$\alpha_p$  = fração da largura da geogrelha disponível para mobilização do empuxo passivo nos elementos transversais;

$S$  = distância entre barras transversais da geogrelha;

$e$  = espessura das barras transversais da geogrelha.

A Figura 33 apresenta esquematicamente uma geogrelha durante a sollicitação de arrancamento.

Jewell et al (1984b) apresentam a seguinte expressão para o coeficiente de interação  $f$  entre o solo e a geogrelha:

$$f = f_a = f_{s/g} + f_p \quad (50)$$

$$f_a = \alpha_s \left( \frac{\tan \phi_{SR}}{\tan \phi'} \right) + \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right) \left( \frac{\alpha_p \cdot e}{S} \right) \left( \frac{1}{2 \cdot \tan \phi'} \right) \quad (51)$$

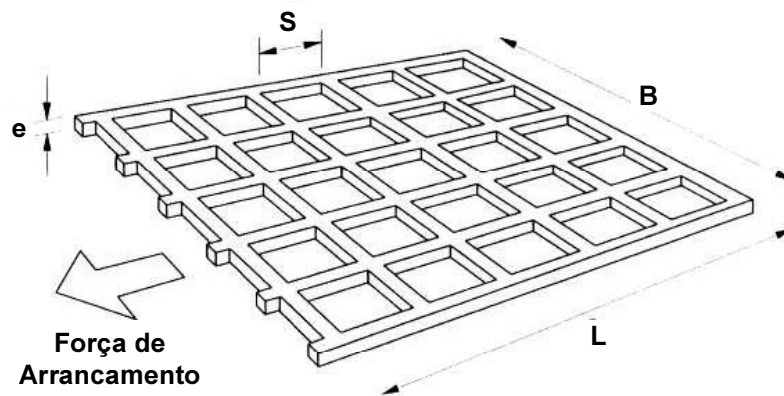


Figura 33 - Geometria de uma Geogrelha durante o Arrancamento

Ressalta-se que se  $\alpha_s = 1$  e  $\alpha_p = 0$ , como é o caso de geotêxteis e geomembranas, as eqs. (42) e (51) tornam-se iguais. Neste caso, o único mecanismo de interação mobilizado é o atrito no contato solo-geossintético.

Se na interface solo-geogrelha ocorrerem ambos os movimentos, cisalhamento direto e arrancamento, o coeficiente de resistência da interface a

ser considerado será o menor entre os coeficientes de cisalhamento direto e de arrancamento.

A eq. (51) não considera a influência da interferência entre os membros de ancoragem da geogrelha. Para levar em conta tal fenômeno, Palmeira (1987) sugere a eq. (52):

$$f_p = (1 - DI) \cdot \left( \frac{\alpha_p \cdot e}{S} \right) \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right) \left( \frac{1}{2 \cdot \tan \phi'} \right) \quad (52)$$

onde: DI = grau de interferência entre elementos de ancoragem de geogrelhas, definido como:

$$DI = 1 - \frac{P}{nP_o} \quad (53)$$

com: n = número de elementos de ancoragem;

P = carga de arrancamento da geogrelha;

P<sub>o</sub> = carga de arrancamento de um elemento isolado da geogrelha.

A avaliação da resistência passiva ( $\sigma'_p$ ) pode ser feita considerando que os elementos transversais são semelhantes a sapatas contínuas que fazem 90° com a direção do arrancamento (Bergado et al, 1994).

De acordo com Jewell et al (1984b), a resistência passiva mobilizada nas barras transversais das geogrelhas é limitada pelos valores teóricos definidos através da teoria geral da capacidade de carga. Dois mecanismos de resistência foram propostos para a estimativa da resistência ao arrancamento máxima, chamados modo de ruptura geral e modo de ruptura por puncionamento (Jewell et al, 1984b). As expressões utilizadas para estes mecanismos fornecem os limites superior e inferior dos resultados obtidos nos ensaios de arrancamento.

A resistência passiva ( $\sigma'_p$ ) pode ser estimada a partir da expressão:

$$\sigma'_p = c' \cdot N_c + \sigma'_v \cdot N_q \quad (54)$$

onde: c' = coesão do solo;

$\sigma'_v$  = tensão confinante vertical;

Para o modo de ruptura geral:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \cdot \tan^2 (45^\circ + \phi'/2) \quad (55)$$

Para o modo de ruptura por puncionamento:

$$N_q = e^{(\pi/2 + \phi') \tan \phi'} \cdot \tan(45^\circ + \phi'/2) \quad (56)$$

$$e, \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan \phi' \quad (57)$$

Na Figura 34, são comparados os valores teóricos propostos com os resultados experimentais de diversos autores publicados na literatura. Tendo em vista que a maioria dos resultados experimentais está compreendida entre os valores teóricos propostos, uma opção conservativa consiste na aplicação da eq. (56) para o cálculo da resistência passiva mobilizada.

Palmeira e Milligan (1989), baseados em resultados de ensaios de arrancamento com geogrelhas metálicas em areia, mostram que, quando a razão  $e/D_{50}$  (espessura dos elementos transversais / dimensão média das partículas de solo) é menor do que 10, o mecanismo de ruptura aproxima-se do limite inferior.

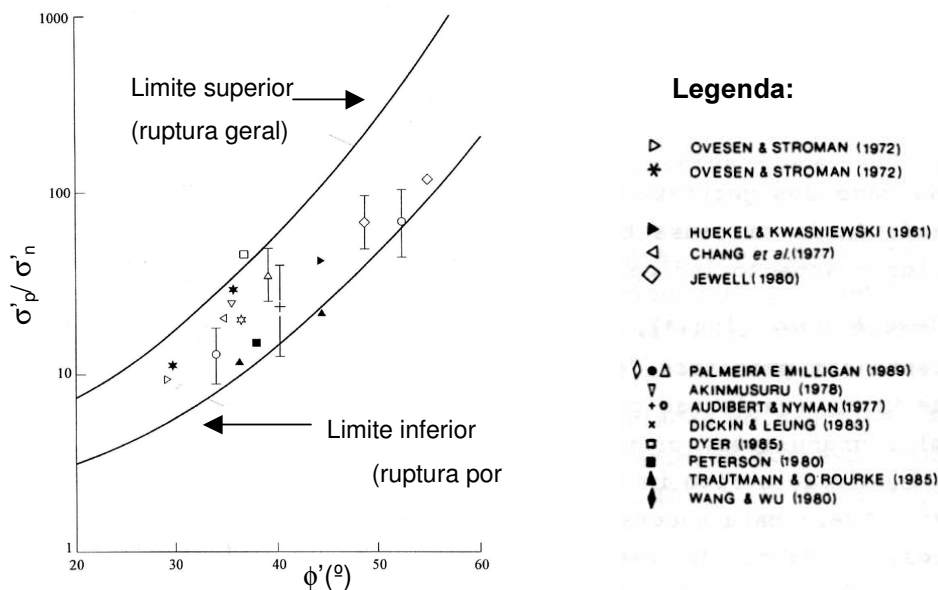


Figura 34 - Comparação entre Valores Teóricos e Experimentais da Resistência Passiva nos Elementos Transversais de Geogrelhas (Adaptado de Jewell, 1990)

Diante do exposto, pode-se concluir que a geometria das geogrelhas e as dimensões das partículas de solo influenciam a resistência passiva mobilizada nos elementos transversais das geogrelhas.

### 3.6. Influência das Dimensões das Partículas de Solo na Interação Solo-Geogrelha

A dimensão das partículas de solo exerce influência marcante na interação solo-geossintético. Essa influência é ainda mais acentuada quando o geossintético é uma geogrelha.

Jewell et al (1984b) sugerem que a interação máxima ocorre quando a razão entre a menor abertura da geogrelha (S) e o diâmetro médio dos grãos ( $D_{50}$ ) é reduzida para valores próximos à unidade.

Segundo os autores, quando o solo tem partículas com dimensões muito inferiores às aberturas das geogrelhas, a superfície de ruptura ajusta-se à superfície lateral da grelha. À medida que a dimensão dos grãos aumenta, mantendo-se ainda inferior às aberturas da geogrelha, a superfície de ruptura é tangente às barras transversais da geogrelha. Quando a dimensão dos grãos é idêntica à das aberturas da grelha, as partículas de solo colocam-se de encontro às barras transversais do reforço, e a ruptura ocorre no interior da massa de solo. Neste caso, o coeficiente de interação atinge o valor máximo. A menor interação ocorre quando a dimensão das partículas de solo é tão grande que inibe a penetração dos grãos de solo nas aberturas da grelha.

Palmeira e Milligan (1989) discutem a influência da dimensão média das partículas de solo na resistência passiva mobilizada nos elementos transversais. Pela Figura 35, observa-se que as dimensões das partículas de solo influenciam a resistência passiva mobilizada nos elementos transversais quando a razão entre a espessura dos elementos transversais (e) e o diâmetro médio das partículas de solo ( $D_{50}$ ) é menor do que 10.

Jewell (1990) sugere as seguintes expressões para a consideração da influência da dimensão dos grãos de solo na resistência passiva mobilizada em função da razão  $e/D_{50}$  :

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} = \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right)_{\infty} \cdot \left( 2 - \frac{e}{10D_{50}} \right) \quad \text{quando} \quad \frac{e}{D_{50}} < 10 \quad (58)$$

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} = \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right)_{\infty} \quad \text{quando} \quad \frac{e}{D_{50}} > 10 \quad (59)$$

onde:  $\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n}\right)_\infty$  é a resistência passiva mobilizada quando a influência da dimensão dos grãos de solo é desprezível. No caso de geogrelhas com elementos transversais circulares, embutidas em solo não coesivos,  $\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n}\right)_\infty$  pode ser obtido pela eq. (60):

$$\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n}\right)_\infty = \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) e^{\left(\frac{\pi}{2} + \phi'\right) \tan \phi'} \quad (60)$$

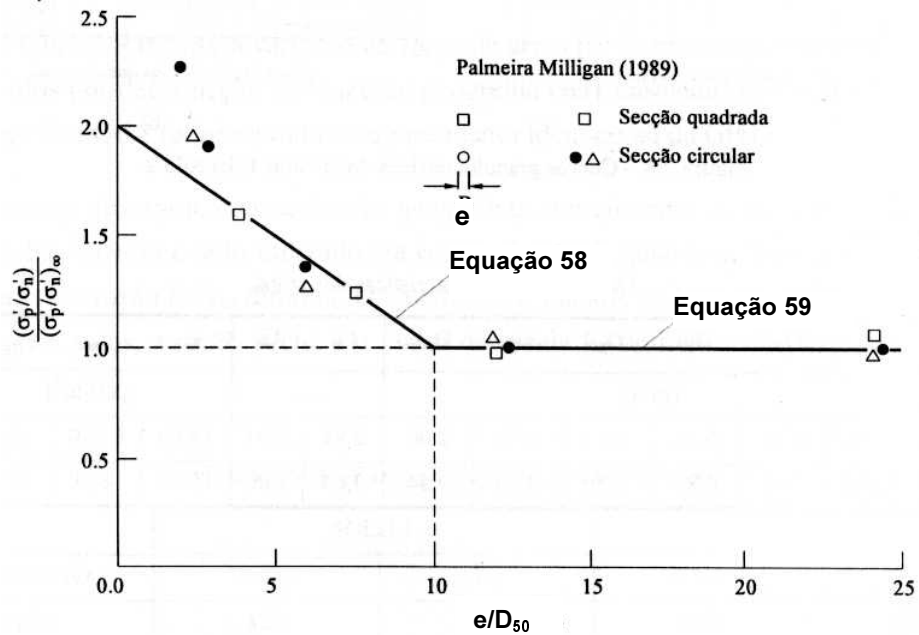


Figura 35 - Influência da Dimensão dos Grãos de Solo na Resistência Passiva do Reforço (Adaptado de Jewell, 1990)

Jewell (1996) sugere que a eq. (51) seja rescrita como:

$$f = f_a = \alpha_s \left( \frac{\tan \phi_{SR}}{\tan \phi'} \right) + F_1 F_2 \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right)_\infty \left( \frac{\alpha_p e}{S} \right) \left( \frac{1}{2 \tan \phi'} \right) \quad (61)$$

onde:  $F_1$  representa o efeito de escala devido à dimensão média das partículas de solo ( $D_{50}$ ) e  $F_2$  é o fator de forma. Sendo:

$$F_1 = \left( 2 - \frac{e}{10D_{50}} \right) \quad \text{quando} \quad \frac{e}{D_{50}} < 10 \quad (62)$$

$$F_1 = 1,00 \quad \text{quando} \quad \frac{e}{D_{50}} > 10 \quad (63)$$

$$F_2 = 1,00 \quad \text{para elementos circulares} \quad (64)$$

$$F_2 = 1,20 \quad \text{para elementos retangulares} \quad (65)$$

Quando os elementos transversais das geogrelhas são retangulares, o aumento de resistência ao arrancamento é 20% maior do que quando os elementos transversais são circulares (Palmeira e Milligan, 1989).

Lopes (1998) estudou a influência da granulometria do solo no mecanismo de interação solo-geogrelha, a partir dos resultados de uma série de ensaios de arrancamento com geogrelhas em areia. O autor observou um aumento da resistência da interface solo-geogrelha quando a dimensão dos grãos do solo aumenta e a razão  $e/D_{50}$  diminui.

A resistência ao arrancamento aumenta com o ângulo de atrito do solo, que controla não apenas o atrito solo-geogrelha, mas também os fatores de capacidade de carga nas equações de resistência passiva (Teixeira e Bueno, 2002).

Solos arenosos bem graduados exibem uma resistência ao arrancamento maior do que os solos mal graduados. Uma explicação para tal fato consiste no melhor intertravamento dos grãos nos orifícios da malha. Os grãos maiores movimentam-se de encontro aos grãos menores formando uma massa firme de solo. O intertravamento dos grãos provoca um aumento na resistência passiva e conseqüentemente, na resistência ao arrancamento.

### 3.7.

#### **Influência da Tensão Confinante na Interação Solo-Geogrelha**

Diversos autores têm estudado a influência da tensão de confinamento na interação solo-geossintético (Farrag et al, 1993; Yuan et al, 1998; Lopes e Ladeira, 1996; McGown et al, 1982; Juran et al, 1988; Ladeira, 1995; Lopes, 1998; Castro, 1999; Díaz, 2000 e Sieira et al, 2002a e 2002b).

Lopes (1998) executou ensaios de arrancamento com uma geogrelha embutida em solo arenoso, sob dois níveis diferentes de confinamento: 24,5 e



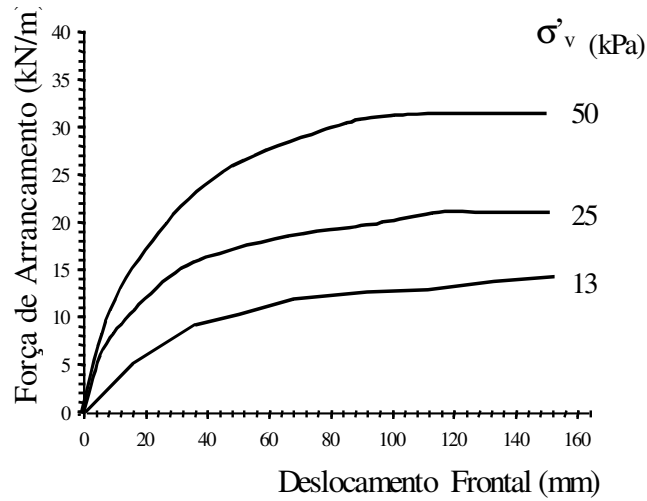
38,0kPa. O autor observou que um aumento de cerca de 55% na tensão confinante provocou um aumento de cerca de 11% na resistência ao cisalhamento da interface solo-geogrelha. Cabe ressaltar que a densidade relativa do solo ensaiado era de 50%. É de se esperar um acréscimo mais significativo na resistência da interface caso o solo se encontrasse em um estado mais denso.

Segundo Lopes e Ladeira (1996), o aumento da tensão confinante inibe o deslocamento da geogrelha, gerando esforços tangenciais elevados nos pontos próximos à aplicação da força de arrancamento. Comportamento semelhante foi reportado por Sieira et al (2002a) em ensaios executados com geogrelhas embutidas em solo arenoso e em solo silto-argiloso. Os autores observaram uma redução dos deslocamentos internos da geogrelha, com o aumento do confinamento.

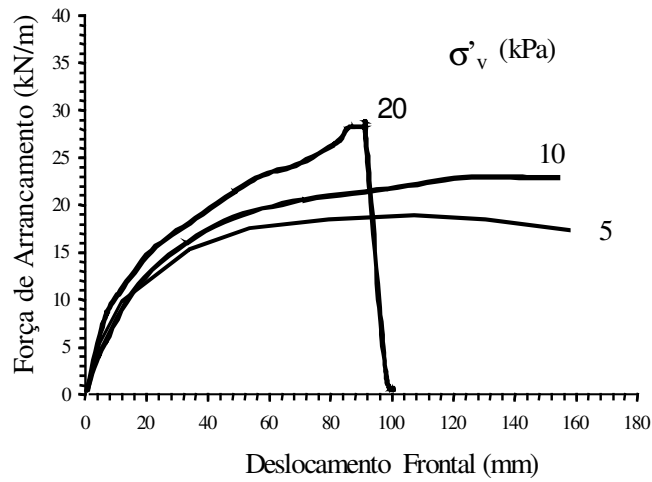
Castro (1999) executou ensaios de arrancamento em geogrelhas em equipamentos de grandes dimensões. Foram ensaiados 3 tipos distintos de geogrelha (mono-orientada, bi-orientada e metálica) imersas em solo arenoso. Os resultados destes ensaios estão resumidos na Figura 36. Observa-se que, independente do tipo de geogrelha, a resistência ao arrancamento aumenta com o nível de confinamento. Nos ensaios executados com a geogrelha bi-orientada sob confinamento de 20kPa, observou-se a ruptura por tração da malha. O mesmo tipo de comportamento foi verificado nos ensaios com a malha metálica sob um confinamento de 50kPa. Para níveis inferiores de confinamento, ocorreu a ruptura por arrancamento das geogrelhas.

Nos ensaios de arrancamento, o mecanismo de ruptura varia com o nível de confinamento. Pradhan et al (1996) descrevem 3 mecanismos: ruptura por arrancamento, ruptura por tração e ruptura composta.

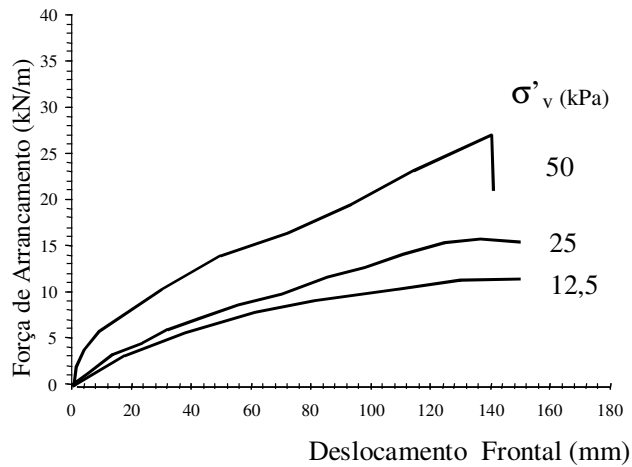
Para tensões confinantes baixas, ocorre a ruptura por arrancamento do reforço. Neste caso, o deslocamento ocorre ao longo de todo o comprimento do reforço. A ruptura por tração ocorre para tensões de confinamento elevadas. Este tipo de ruptura decorre de uma tensão de tração excessiva. O geossintético rompe por tração em algum ponto localizado na malha. A ruptura composta é uma combinação dos 2 mecanismos anteriores.



(a) Geogrelha Mono-orientada



(b) Geogrelha Bi-orientada



(c) Malha Metálica

Figura 36 - Efeito da Tensão Confinante (Sayão et al, 2002)

O programa experimental executado por Diaz (2000) constou de ensaios de arrancamento com diferentes tipos de geossintéticos, submetidos a vários níveis de confinamento. O autor observou um aumento da resistência ao arrancamento com o incremento da tensão confinante. A influência do confinamento na resistência ao arrancamento mostrou-se mais acentuada para o solo mais úmido e para o arrancamento executado em geomembranas.

O aumento da tensão confinante inibe a dilatância que tende a ocorrer em solos densos, conduzindo a um aumento da resistência da interface solo-geossintético (Lopes, 2000a). A tensão confinante condiciona a resistência dos solos arenosos, uma vez que o índice de vazios crítico diminui com o confinamento.

Um incremento da tensão confinante conduz a um aumento da resistência passiva do solo nos elementos transversais e da resistência por atrito. Conseqüentemente, a resistência ao arrancamento da geogrelha aumenta (Farrag et al, 1993).

### **3.8. Influência da Densidade Relativa na Interação Solo-Geogrelha**

A densidade relativa do solo exerce influência semelhante à tensão confinante na resistência da interface solo-geogrelha. Os solos densos são mais resistentes e rígidos do que os solos fofos, apresentando comportamento dilatante e induzindo tensões de confinamento maiores.

A densidade relativa é determinante na resistência e deformabilidade de um solo arenoso. A resistência máxima de um solo granular é fortemente condicionada pelas variações de volume do solo durante o cisalhamento. No início do processo de cisalhamento, os solos granulares densos apresentam um índice de vazios inferior ao crítico. Neste caso, as tensões cisalhantes provocam um aumento de volume, e conseqüentemente, um incremento significativo da resistência do solo.

Quando um reforço é solicitado ao arrancamento em um solo denso, sob tensões confinantes moderadas, o solo tende a dilatar no instante em que os deslocamentos são mobilizados ao longo da interface. O resultado da dilatância impedida é um aumento na parcela de resistência por atrito e, conseqüentemente, da resistência total.

Lopes e Ladeira (1996) estudaram a influência da densidade relativa do solo na resistência da interface solo-geogrelha, através de ensaios de arrancamento com uma geogrelha uniaxial em areia. Os autores observaram um ganho de resistência superior a 40% na resistência da interface solo-geogrelha quando a densidade relativa do solo passou de 50% para 86%. Este ganho de resistência pode ser atribuído à maior resistência do solo e da interface no caso do solo mais denso.

O deslocamento da geogrelha diminui com o aumento da densidade, aumentando o módulo de deformabilidade da interface e a força de arrancamento (Ladeira, 1995).

### 3.9. Influência da Estrutura da Geogrelha na Interação Solo-Geogrelha

Palmeira e Milligan (1989) estudaram a influência da forma dos elementos transversais e do espaçamento entre eles na resistência da interface solo-geogrelha. Os autores constataram que a resistência passiva gerada por elementos retangulares de espessura  $e$  é cerca de 20% maior do que a gerada por elementos transversais circulares de diâmetro  $e$ .

Em relação ao espaçamento ótimo entre os elementos transversais, os autores concluíram que a força de arrancamento máxima diminui com a redução do espaçamento entre os elementos. Quando a distância entre os elementos é menor do que um valor ótimo, há uma interferência entre eles, e a eficácia de cada um dos elementos é menor.

Jewell et al (1984b) e Jewell (1990) consideram que a resistência máxima na interface é atingida para uma geometria ótima da geogrelha, correspondente a um coeficiente de interação unitário. Os autores pressupõem o caso limite correspondente à resistência da interface solo-geogrelha ser resultante apenas do empuxo passivo mobilizado nos elementos transversais e a existência de um limite superior para a resistência da interface equivalente à de um reforço perfeitamente rugoso ( $\delta = \phi'$ ). Considerando estas hipóteses, a eq. (51) pode ser escrita como:

$$f_a = \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right) \left( \frac{\alpha_b e}{S} \right) \left( \frac{1}{2 \tan \phi'} \right) \quad (66)$$

Ressalta-se que, as conclusões de Palmeira e Milligan (1989), Jewell et al (1984b) e Jewell (1990) foram tiradas a partir de ensaios de arrancamento com geogrelhas em solo arenoso.

### **3.10. Considerações Finais**

O mecanismo de interação solo-geogrelha é complexo e depende das características mecânicas dos solos e das características físicas e mecânicas das geogrelhas.

O dimensionamento de um maciço de solo reforçado requer o conhecimento dos parâmetros de resistência da interface (adesão e atrito), que podem ser obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto e de ensaios de arrancamento. A opção por um dos dois ensaios depende do tipo de movimento relativo entre o solo e a geogrelha que é responsável pela mobilização da resistência nas interfaces.

Os diferentes procedimentos de ensaio trazem divergências experimentais. A padronização seria necessária para garantir a repetitividade dos resultados.

As condições de cada ensaio são importantes, pois além de possibilitarem uma melhor compreensão do fenômeno de interação, permitem a obtenção de parâmetros coerentes com a situação encontrada em campo. Os ensaios de laboratório devem procurar reproduzir, da melhor forma possível, a situação de campo. Para isso, têm sido executados ensaios modificados, como o ensaio de cisalhamento direto com reforço inclinado em relação ao plano de ruptura e os ensaios de cisalhamento em plano inclinado.

Neste capítulo, foram apresentadas as principais características dos diferentes ensaios, juntamente com os fatores que influenciam os resultados. As causas das divergências experimentais foram discutidas e os diferentes métodos de interpretação foram abordados.

O grande número de variáveis envolvidas em um problema de reforço, assim como os diferentes mecanismos de interação desenvolvidos na interface solo-geogrelha, levaram muitos pesquisadores a idealizar equipamentos, propor procedimentos de ensaios e sugerir metodologias de interpretação.

## **4 Dano Mecânico**

### **4.1. Introdução**

No projeto de maciços reforçados com geossintéticos, a tensão admissível no reforço é determinada pela aplicação de um fator de redução global sobre a resistência característica do reforço.

A resistência característica é obtida a partir de ensaios de caracterização e considera as características básicas do reforço, desconsiderando a sua interação com o meio ambiente e o tipo de solicitação imposto pela obra.

O fator de redução global é em geral, desmembrado em fatores secundários (fatores de redução parciais) e leva em consideração a redução das propriedades do geossintético devido a processos de instalação, degradação química e biológica, presença de eventuais emendas e deformações por fluência.

No caso de maciços reforçados, o fator de redução por danos de instalação (danos mecânicos) prepondera sobre os demais. A ocorrência do dano mecânico é maior quando são empregados solos de granulometria grosseira e métodos de compactação mais agressivos. Quanto maior a intensidade do dano mecânico, maior o fator de redução.

O presente capítulo apresenta uma revisão sobre os fatores de redução que devem ser aplicados sobre a resistência admissível de projeto. Será dada ênfase ao fator de redução por dano mecânico, tendo em vista que um dos objetivos do programa experimental consiste no estudo da influência do dano mecânico no mecanismo de interação solo-geogrelha.

### **4.2. Fatores de Redução**

Um projeto envolvendo materiais geossintéticos deve considerar três tipos de propriedades: propriedade requerida, propriedade índice e propriedade funcional (Vidal et al, 1999).

A propriedade requerida está associada ao valor da função especificada no projeto para efeito de dimensionamento. A partir da propriedade requerida, procede-se à escolha do geossintético que melhor se aplica ao projeto. Os produtos capazes de atender às propriedades requeridas podem ser posteriormente submetidos a ensaios, para possibilitar o dimensionamento final.

As propriedades índice são obtidas a partir de ensaios de caracterização e geralmente são fornecidas pelo fabricante. Estas propriedades são inerentes ao produto e não consideram as condições de utilização do geossintético. Os ensaios de caracterização têm como objetivo determinar as características básicas do produto e possuem procedimentos estabelecidos em norma, tratando-se, em geral, de ensaios rápidos e simples.

A propriedade funcional deve levar em consideração o tipo de solicitação imposta na obra e as condições de utilização do geossintético. Esta propriedade representa o comportamento do geossintético sob as condições de utilização impostas pela obra e permite considerar a interação com o meio adjacente.

A propriedade funcional ( $T_k$ ) de um determinado geossintético pode ser determinada pela razão entre a propriedade índice ( $T_i$ ) e o fator de redução total ( $f_T$ ). O fator de redução total ( $f_T$ ) é dado pelo produto dos fatores de redução parciais, definidos por função e tipo de aplicação.

No caso de maciços reforçados com geossintéticos, os principais fatores de redução a serem considerados são:

- Fator de redução devido a deformações por fluência ( $f_f$ );
- Fator de redução devido à degradação química e biológica pelo meio ambiente ( $f_a$ );
- Fator de redução devido a eventuais emendas ( $f_e$ );
- Fator de redução devido a danos mecânicos ( $f_d$ );

Neste caso, a propriedade funcional é dada pela expressão:

$$T_k = \frac{T_i}{f_f \cdot f_a \cdot f_e \cdot f_d} \quad (67)$$

Em suma, os fatores de redução indicam a razão entre a propriedade índice e a propriedade funcional sob condições específicas de projeto. O fator de redução total é composto pelo conjunto dos fatores de redução parciais obtidos para cada condição. A análise de sistemas de contenção em solo reforçado tem adotado os fatores de redução parciais (ou fatores de segurança parciais), ao

invés de um único fator de segurança total, como é usual em outras áreas da Geotecnia. O motivo da adoção de fatores de redução parciais deve-se às inúmeras variáveis que intervêm nas propriedades mecânicas dos reforços em condições de serviço.

Os fatores de redução dependem basicamente das características do geossintético e das características do ambiente onde o geossintético será instalado. Dentre as características dos geossintéticos, pode-se citar o tipo e a natureza do polímero e o processo de fabricação. Em relação às características do ambiente, destacam-se o tipo de aplicação do geossintético (ou seja, a função desempenhada), o tipo de obra e o processo de instalação. As Tabelas 7 e 8 sugerem valores de fatores de redução em função do tipo de aplicação e do tipo de polímero constituinte, respectivamente.

Tabela 7 - Fatores de Redução em Função do Tipo de Aplicação do Geossintético  
(Adaptado de Koerner, 1998)

| <b>Aplicação</b>                | <b>Solicitação</b> <sup>1</sup> | <b>f<sub>d</sub></b> | <b>f<sub>f</sub></b> <sup>2</sup> | <b>f<sub>a</sub></b> |
|---------------------------------|---------------------------------|----------------------|-----------------------------------|----------------------|
| Aterro sobre solos moles        | T                               | 1,1 – 2,0            | 2,0 – 3,5                         | 1,0 – 2,0            |
| Barreira de silte               | T                               | 1,1 – 1,5            | 1,5 – 2,5                         | 1,0 – 1,7            |
| Capacidade de carga             | T                               | 1,1 – 2,0            | 2,0 – 4,0                         | 1,0 – 2,0            |
| Estruturas de retenção: Reforço | T                               | 1,1 – 2,0            | 2,0 – 4,0                         | 1,0 – 2,0            |
| Estruturas de retenção: Filtros | C                               | ---                  | 1,5 – 2,0                         | ---                  |
| Forma flexível                  | T                               | 1,1 – 1,5            | 1,5 – 3,0                         | 1,0 – 1,7            |
| Pavimentos                      | T                               | 1,1 – 1,5            | 1,0 – 2,0                         | 1,0 – 1,7            |
| Reforço de base                 | T                               | 1,1 – 2,0            | 1,5 – 2,5                         | 1,0 – 1,8            |
| Separação                       | T                               | 1,1 – 2,5            | 1,5 – 2,5                         | 1,0 – 1,8            |
| Vias férreas                    | T                               | 1,5 – 3,0            | 1,0 – 1,5                         | 1,5 – 2,4            |
| Filtros subterrâneos            | C                               | ---                  | 1,0 – 1,5                         | ---                  |
| Filtros: controle de erosão     | C                               | ---                  | 1,0 – 1,5                         | ---                  |
| Filtros: aterros sanitários     | C                               | ---                  | 1,5 – 2,0                         | ---                  |
| Drenagem por gravidade          | C                               | ---                  | 2,0 – 3,0                         | ---                  |
| Drenagem por pressão            | C                               | ---                  | 2,0 – 3,0                         | ---                  |

<sup>1</sup> ( T = tração ; C = compressão / cisalhamento )

<sup>2</sup> ( os valores inferiores são recomendados para obras de curta duração ou obras nas quais as deformações por fluência não comprometam a funcionalidade )



Tabela 8 - Fatores de Redução em Função do Tipo de Polímero (Adaptado de Vidal et al, 1999)

|                    | França |        | Alemanha |        |
|--------------------|--------|--------|----------|--------|
|                    | PET    | PP, PE | PET      | PP, PE |
| $f_f$              | 2,5    | 5,0    | 2,5      | 5,0    |
| $f_d$              | 1,5    |        | 1,5      |        |
| $f_a$ <sup>1</sup> | 1,05   |        | 2,0      |        |
| $f_e$ <sup>2</sup> | 1,0    |        | 1,0      |        |

Legenda: PET: poliéster PP: polipropileno PE: polietileno

<sup>1</sup> (sem impacto ambiental) ; <sup>2</sup> (sem emendas)

#### 4.2.1. Fator de Redução Devido à Fluência

A fluência pode ser definida como a aptidão de um material ao alongamento, quando submetido a um carregamento estático de longa duração. A magnitude das deformações por fluência depende da composição do polímero e da estrutura das fibras.

Os polímeros constituem-se em longas cadeias de moléculas orientadas, com alternância entre regiões cristalinas e amorfas. As porções dos polímeros que se alinham em pequenas regiões são denominadas “cristalinas”, enquanto as regiões não alinhadas são denominadas “amorfas”. As cadeias moleculares apresentam a tendência de deslizarem entre si, no interior das regiões cristalinas. O grau de fluência será condicionado pela porcentagem de cristalinidade do polímero (Abramento, 1995a). Quanto maior a cristalinidade do polímero, maior a susceptibilidade do material à fluência.

Os polímeros mais susceptíveis à fluência, sob condições não confinadas, em ordem crescente são o poliéster (PET), a poliamida (PA), o polipropileno (PP) e o polietileno de alta densidade (PEAD).

Os poliésteres e as poliamidas apresentam baixa cristalinidade e, conseqüentemente, um grau de fluência menor.

Os poliésteres são pouco deformáveis e, segundo Prevorsek et al (1977), a reduzida susceptibilidade à fluência do poliéster pode ser atribuída à sua estrutura molecular. Den Hoedt (1986) ressalta ainda o fato da temperatura de

transição vítrea dos poliésteres ser maior do que 70°C, sendo, portanto, superior às temperaturas ambientes usuais nas aplicações dos geossintéticos.

O polipropileno e o polietileno apresentam alta susceptibilidade à fluência, relacionada à baixa temperatura de transição vítrea destes polímeros. A temperatura de transição vítrea do polipropileno é da ordem de -10°C, enquanto a do polietileno é inferior à -100°C (Den Hoedt, 1986). Além disso, estes polímeros apresentam elevada cristalinidade, conduzindo a uma fluência maior.

Em geral, o fator de redução por fluência é definido pela razão entre a carga de ruptura convencional (obtida em ensaios de tração simples) e a carga que leva à ruptura do geossintético por fluência. O nível de fluência de um material está diretamente relacionado à porcentagem de carga máxima a que ele está submetido e à temperatura ambiente (Bush, 1990).

O efeito da temperatura no comportamento à fluência dos geossintéticos é pequeno para variações de temperatura abaixo da temperatura de transição vítrea ( $T_v$ ) do material. No entanto, para temperaturas acima da  $T_v$ , o efeito da temperatura ambiente é mais acentuado.

O ensaio de fluência para geotêxteis e produtos correlatos submetidos à tração possui norma internacional (ISO 13431, 1998). Os procedimentos de ensaio já foram apresentados no item 2.2.6.5. O Comitê Europeu de Normalização apresenta um procedimento para estudar o comportamento em fluência sob solicitações de compressão (ENV 1897, 1996).

Ling (1990), Wu e Hong (1994) e McGown et al (1982) estudaram a influência do confinamento sobre o comportamento em fluência dos geossintéticos. Para os geossintéticos constituídos de polipropileno e polietileno de alta densidade, os autores observaram uma redução significativa da fluência com o confinamento.

#### **4.2.2.**

#### **Fator de Redução Devido à Degradação pelo Meio Ambiente**

O meio ambiente pode produzir a degradação dos geossintéticos ao longo de sua vida útil. A degradação ambiental manifesta-se através dos mecanismos de degradação química e biológica. Estes mecanismos atuam continuamente ao longo do tempo de serviço do reforço.

A degradação química compreende a transformação estrutural dos polímeros, resultante da ação de substâncias quimicamente ativas presentes no

solo. É um processo mais intenso em polímeros de baixo peso molecular, baixa porcentagem de cristalinidade e baixa densidade (Jewell e Greenwood, 1988).

Os principais mecanismos de degradação química são a termo-oxidação, a foto-oxidação e a hidrólise.

A termo-oxidação é o mecanismo de oxidação ativado pelo calor. Em temperaturas normais de utilização em Geotecnia, os polímeros comumente empregados nos geossintéticos não apresentam, em geral, problemas de estabilidade. No entanto, sob temperatura elevada, algumas propriedades mecânicas podem sofrer alteração ao longo do tempo, especialmente a relação tensão-deformação (Abramento, 1995b).

O polipropileno é o polímero mais susceptível à termo-oxidação. As fibras de polipropileno sujeitas a temperaturas elevadas podem sofrer termo-oxidação, o que provoca um aumento da fragilidade das fibras (Schneider, 1988). O efeito da termo-oxidação é mínimo para filamentos de poliéster e poliamida.

A ASTM D794 propõe um procedimento de ensaio para a verificação da degradação de materiais poliméricos sob a ação da temperatura. A amostra é colocada em um forno, permitindo-se fluxo constante de ar. A temperatura é aumentada gradativamente até a ruptura da amostra. A degradação é avaliada pela alteração das propriedades do geossintético.

A foto-oxidação é um mecanismo oxidante ativado pela radiação ultravioleta. A ação da radiação UV atinge apenas a superfície das fibras (Wrigley, 1987), tornando-as quebradiças e com menor resistência. O polipropileno apresenta a maior sensibilidade à foto-oxidação, seguido pelo polietileno. A poliamida apresenta uma sensibilidade moderada e o poliéster é o menos sensível à luz solar. Jones (1985) comenta que a sensibilidade de um polímero à foto-oxidação é semelhante à sensibilidade à termo-oxidação.

Na maioria das aplicações, os geossintéticos estão enterrados, mas os riscos de degradação por raios ultravioleta não devem ser descartados. Falhas na estocagem do produto ou na programação da obra podem implicar em uma exposição excessiva.

A ASTM D4355 recomenda a utilização de lâmpadas especiais para a simulação do efeito do sol. As amostras de geossintéticos são submetidas à exposição da luz por períodos de 0, 150, 300 e 500 horas, alternando períodos de 102min de luz e 18min de luz com aspersão de água. A influência dos raios ultravioleta é avaliada pela redução da resistência da amostra.

Pandolpho e Guimarães (1995) avaliaram a perda de resistência de amostras de geotêxteis expostas ao intemperismo. O geotêxtil com maior espessura apresentou maior resistência aos raios ultravioleta.

A hidrólise consiste na ruptura das cadeias moleculares pela ação das moléculas de água. O processo de hidrólise pode ocasionar uma perda de massa molecular do polímero para o meio em que se encontra e uma erosão superficial das fibras do geossintético. A consequência desse processo é a perda de resistência por enfraquecimento das fibras que compõem o produto (Salman et al, 1997). A hidrólise ocorre de forma muito lenta em meios neutros com temperatura próxima a 20°C, não sendo necessária a adoção de fatores de redução para tempos de utilização inferiores a 25 anos.

O poliéster é o polímero mais susceptível à hidrólise, podendo ocorrer até mesmo em meios neutros. Em meios alcalinos, sobretudo na presença de cálcio e para situações de pH > 9, a utilização do poliéster deve ser estudada com atenção (Vidal et al, 1999). A poliamida também é susceptível à hidrólise, mas os ensaios mostram um efeito mais degradante no caso de meios ácidos.

Vidal et al (1991) apresentam uma metodologia para avaliar a perda de resistência por hidrólise em meio alcalino de um geotêxtil não tecido de poliéster, comparando amostras virgens e degradadas.

Outro agente de degradação ambiental é o oxigênio, que afeta sobretudo o polipropileno e o polietileno. A oxidação provoca a corrosão das fibras do geossintético causando sua ruptura, e conseqüentemente, a redução de suas propriedades.

O Guia de Durabilidade de Geotêxteis e Produtos Correlatos (ISO 13434, 1998) apresenta como fatores intervenientes no processo de degradação ambiental: o pH do meio, a presença de íons metálicos e de matéria orgânica, a pressão parcial de oxigênio, o teor de umidade e a temperatura do meio. Os geossintéticos apresentam baixa degradação, nas condições normais de serviço: tempo de utilização menor que 25 anos, pH entre 4 e 9, temperatura do solo inferior a 25°C, e solo natural sem contaminantes. Para condições de serviço diferentes destas, os fatores de redução devem ser reavaliados.

A degradação biológica é resultante da atividade de microorganismos (bactérias e fungos), que podem eventualmente se agregar à superfície dos geossintéticos.

Os polímeros utilizados na fabricação dos geossintéticos possuem, em geral, peso molecular elevado, conferindo aos geossintéticos resistência ao ataque microbiológico.

A ASTM G-12 fornece procedimentos para a determinação da resistência de materiais poliméricos a fungos e a ASTM G-22 propõe métodos para a avaliação da resistência de polímeros a bactérias.

A Tabela 9 apresenta um resumo da resistência de diversos polímeros à degradação ambiental.

Tabela 9 - Resistência aos Processos de Degradação dos Polímeros (Adaptado de Abramento, 1995b)

|                      |                | PP    | PET   | PEAD | PA |
|----------------------|----------------|-------|-------|------|----|
| Degradação química   | álcalis        | 2 a 3 | 1     | 3    | 2  |
|                      | ácidos         | 3     | 2     | 3    | 1  |
| Foto-oxidação        | com tratamento | 3     | 3     | 3    | 2  |
|                      | sem tratamento | 1     | 1     | 1    | 1  |
| Hidrólise            |                | 1     | 0 a 1 | 2    | 1  |
| Termo-oxidação       |                | 0     | 3     | 1    | 2  |
| Degradação biológica |                | 2     | 2     | 3    | 2  |

Legenda: 3 – resistência muito elevada 2 - elevada 1 - média 0 - baixa

#### 4.2.3. Fator de Redução Devido a Emendas

As emendas em geossintéticos podem ser executadas através de 4 processos: solda ou colagem, travamento simples, superposição de camadas ou costura. A presença de emendas gera uma região menos resistente. Para os processos de solda, costura e travamento, os fatores de redução devido a emendas são obtidos através de ensaios de tração em emendas.

As normas NBR 13134 (1993) e ISO 10321 (1993) propõem ensaios de tração simples de emendas em geotêxteis e produtos correlatos. A norma NFP 84501 (1993) apresenta procedimentos para ensaios em emendas em geomembranas. No caso da emenda executada através da superposição de camadas, devem ser avaliadas as características de atrito das interfaces.

#### 4.2.4. Fator de Redução Devido a Danos Mecânicos

Durante o processo de instalação, o geossintético pode sofrer danos provocados pela compactação, tráfego de veículos, lançamento de agregados pontiagudos, rasgos, etc. Estes danos podem reduzir significativamente as propriedades mecânicas do produto.

O fator de redução por danos de instalação é função do tipo do material em contato com o geossintético, do tipo de obra, e do processo de instalação. Um geossintético utilizado como elemento de reforço de base de pavimentos pode sofrer danos de instalação maiores do que um geossintético para reforço de aterro sobre solo mole. No primeiro caso, o geossintético estará em contato com um material granular anguloso, compactado com uma energia alta. No segundo, o geossintético estará em contato com um material fino, compactado com uma energia menor.

O fator de redução devido a danos de instalação é de determinação polêmica, devido ao grande número de variáveis envolvidas na questão do dano. Como consequência, a simulação em laboratório dos danos possíveis durante a instalação teve diferentes propostas de ensaio.

O Comitê Europeu de Normalização propõe um procedimento para simular danos severos durante a instalação de um material granular (ISO 10722-1). O corpo de prova de geossintético é colocado entre camadas de óxido de alumínio sinterizado\* (camada inferior de 75mm compactada a 200kPa e camada superior de 30mm compactada a 5 kPa). O dano é simulado pela aplicação de 200 ciclos de um carregamento compressivo variando de 5 a 900kPa, com frequência de 1Hz. O material “danificado” é então submetido a ensaio para determinação da propriedade que se quer avaliar, obtendo-se o fator de redução devido ao dano.

Os danos decorrentes da instalação dos geossintéticos são usualmente avaliados comparando-se a resistência de uma amostra do material recém instalado à resistência do material intacto. O fator de redução devido ao dano mecânico é definido pela razão entre a resistência do material intacto e a resistência do material danificado.

---

\* “Sinterização é o processo em que 2 ou mais partículas sólidas se aglutinam pelo efeito do aquecimento a uma temperatura inferior à temperatura de fusão, mas suficientemente alta para possibilitar a difusão dos átomos das 2 redes cristalinas”

### 4.3. Investigação do Dano Mecânico

O dano mecânico pode ser definido como a transformação da estrutura do geossintético causada por esforços durante o manuseio e instalação do material e durante a compactação do solo subjacente. Paulson (1990) destaca ainda uma outra fase do dano mecânico, decorrente das solicitações iniciais de serviço, após a compactação.

Christopher e Holtz (1984) procuram quantificar valores para o fator de redução devido ao dano mecânico, relacionando a perda de resistência com a capacidade de sobrevivência do geossintético. O termo “capacidade de sobrevivência” é utilizado usualmente para descrever tanto a resistência à destruição do geossintético, quanto à severidade do ambiente de instalação.

Azambuja (1994), no entanto, optou por restringir a expressão “capacidade de sobrevivência” para descrever somente a resistência à destruição do geossintético diante dos esforços decorrentes do processo construtivo e das solicitações iniciais da obra. Para expressar a severidade do ambiente de instalação, o autor sugeriu o conceito de “severidade do meio”.

Christopher e Holtz (1984) classificaram os geotêxteis em categorias de baixa, moderada e alta capacidade de sobrevivência, de acordo com as características estruturais e mecânicas do material. Rainey e Barsdale (1993) dividem as geogrelhas em 2 categorias: flexíveis (geogrelhas tecidas) e rígidas (geogrelhas de polietileno ou polipropileno). Wrigley (1987) e Troost e Ploeg (1990) propõem critérios de classificação da capacidade de sobrevivência de geogrelhas baseados na resistência à tração de curto prazo. Os critérios de classificação da capacidade de sobrevivência de geotêxteis e geogrelhas registrados na literatura estão resumidos na Tabela 10.

Os ambientes de instalação são classificados segundo a agressividade ou severidade do meio. Allen (1991) propõe critérios de classificação da severidade do ambiente em função das condições de instalação do geossintético em sistemas de contenção (Tabela 11). Esta classificação é função da espessura da camada de solo subjacente ao geossintético, da forma e da dimensão dos grãos de solo e do tipo de equipamento utilizado na compactação.

No presente trabalho, optou-se por distinguir dois tipos de dano: o dano natural, obtido a partir de simulações de processos de instalação e compactação e o dano artificial, produzido a partir da indução artificial do dano.

Tabela 10 - Critério para Classificação da Capacidade de Sobrevivência de Geossintéticos (Adaptado de Azambuja, 1994)

| Capacidade de Sobrevivência | Geotêxteis           |                      | Geogrelhas  |             |
|-----------------------------|----------------------|----------------------|-------------|-------------|
|                             | Tecidos              | Não tecidos          | Flexíveis   | Rígidas     |
| Baixa                       | $M_A \leq 135$       | $M_A \leq 135$       | —           | —           |
| Moderada                    | $135 < M_A \leq 150$ | $135 < M_A \leq 200$ | $T \leq 55$ | $T < 55$    |
| Alta                        | $M_A > 150$          | $M_A > 200$          | $T > 55$    | $T \geq 55$ |

Legenda:  $M_A$  = massa por unidade de área ou gramatura ( $g/m^2$ )  
 $T$  = resistência à tração ( $kN/m^2$ )

Tabela 11 - Classificação da Severidade do Meio (Allen 1991, citado por Azambuja 1999)

| Tipo de Equipamento          | Aterro  | Espessura da Camada |            |          |
|------------------------------|---|---------------------|------------|----------|
|                              |   | < 15cm              | 15-30cm    | > 30cm   |
| leve<br>e<br>rebocado        | areia fina a grossa com grãos sub-arredondados  | baixa               | baixa      | baixa    |
|                              | areia e cascalho bem graduados com grãos de sub-arredondados a sub-angulares, $\phi_{max} < 75mm$ | moderada            | baixa      | baixa    |
|                              | cascalho mal graduado com grãos angulosos, $\phi_{max} < 75mm$                                    | muito alta          | alta       | moderada |
| pesado<br>e<br>autopropelido | areia fina a grossa com grãos sub-arredondados  | moderada            | baixa      | baixa    |
|                              | areia e cascalho bem graduados com grãos de sub-arredondados a sub-angulares, $\phi_{max} < 75mm$ | alta                | moderada   | baixa    |
|                              | cascalho mal graduado com grãos angulosos, $\phi_{max} < 75mm$                                    | NR                  | muito alta | alta     |

Legenda: NR = não recomendável

#### 4.3.1. Programas Experimentais

Azambuja (1994) resume os resultados de vários programas experimentais executados para avaliar a influência do dano mecânico no comportamento de geossintéticos. Na maioria dos casos, a perda de resistência foi avaliada através da razão entre as resistências à tração simples de amostras intactas e de amostras exumadas. As amostras danificadas naturalmente foram exumadas de obras reais (Bonaparte et al, 1988 e Koerner e Koerner, 1990), de obras



experimentais (Wrigley, 1987; Bush, 1988; Elias, 1990; Leclerq et al, 1990; Troost e Ploeg, 1990; Koerner e Koerner, 1990; Allen, 1991; Rainey e Barksdale, 1993; Sandri et al, 1993 e Azambuja, 1994) ou de modelos construídos em laboratório com simulação dos procedimentos de compactação (Billing et al, 1990; Watts e Brady, 1990, Paulson, 1990 e Azambuja, 1994).

Bush (1988) executou ensaios com geogrelhas rígidas de PEAD em ambientes de severidade baixa e moderada. As amostras de geogrelha foram exumadas de pistas experimentais. O autor registrou perdas de resistência de 4 a 8% em ambientes de severidade baixa e de 12 a 17% em ambientes de severidade moderada.

Ensaio reportado por Wrigley (1987) com geogrelhas rígidas de poliéster em pistas experimentais indicaram uma perda de resistência de 5 a 10% em ambientes de severidade baixa, de 10 a 24% em ambientes de severidade moderada e de 30 a 40% em ambientes de severidade alta.

Troost e Ploeg (1990) realizaram ensaios com geogrelhas de poliéster revestidas com PVC, também exumadas de pistas experimentais. Em ambientes de severidade baixa, a perda máxima de resistência foi de 8%. Para ambientes de severidade alta, a perda de resistência variou de 2 a 13%.

No caso de geotêxteis exumados de obras experimentais, Allen (1991) reporta perdas de resistência de até 40% para geotêxteis tecidos de polipropileno e poliéster, em ambientes de severidade moderada. Troost e Ploeg (1990) observaram perdas de resistência de 7 a 15% e 12 a 25% com geotêxteis tecidos de poliéster, sob condições de severidade baixa e moderada, respectivamente. Os autores alertam que, quando a perda de resistência é inferior a 10%, a rigidez inicial da amostra exumada pode ser ligeiramente superior à rigidez da amostra intacta. Este fato pode ser atribuído a um pré-estiramento induzido pela compactação.

Ensaio com amostras exumadas de obras reais demonstraram que as geogrelhas rígidas de PEAD não apresentam perda de resistência em ambientes de severidade baixa. No entanto, geotêxteis tecidos de polipropileno e não tecidos de poliéster apresentaram uma perda de resistência de 15%, sob as mesmas condições de instalação (Koerner e Koerner, 1990).

Vieze et al (1990) concluíram que o dano mecânico não altera significativamente a deformação média das fibras, uma vez que se constitui em uma lesão localizada. Embora a resistência seja comprometida pelo estrangulamento da seção transversal, a fibra danificada não tem a rigidez alterada.

Azambuja (1994) executou ensaios em amostras exumadas de um geotêxtil não tecido. Uma camada de solo reforçado foi construída utilizando-se um solo granular e equipamentos pesados de terraplanagem. Após a exumação, o geotêxtil foi submetido a ensaios de tração não confinada de faixa larga. O autor relacionou a perda de resistência com a frequência e a tipologia do dano. As principais conclusões sobre a resistência de geossintéticos após a instalação e as condições iniciais de serviço foram:

1. Os geotêxteis tecidos são mais susceptíveis ao dano do que os geotêxteis não tecidos;
2. As fibras de poliéster são mais susceptíveis ao dano do que as fibras de polietileno e polipropileno;
3. Os geossintéticos com uma cobertura de PVC apresentaram uma menor perda de resistência;

Em geral, os fatores de redução são definidos a partir de ensaios de tração simples, ou seja, sob condições não confinadas. No entanto, em solicitações no campo, os geossintéticos encontram-se quase sempre imersos em uma massa de solo. Desta forma, os ensaios confinados reproduzem mais adequadamente as condições de operação de geossintéticos em maciços de solo reforçado. A variação das propriedades mecânicas medidas em ensaios confinados proporciona, portanto, uma avaliação mais correta dos fatores de redução devido ao dano mecânico.

Nos sistemas de contenção, o geossintético fica posicionado entre 2 camadas de solo com características semelhantes. No caso de materiais angulosos e de granulometria uniforme, o dano mecânico resulta de elevadas tensões nos contatos, decorrentes dos esforços de compactação (Figura 37). As lesões originadas desta forma tendem a apresentar pequenas dimensões.

Lopes (2000b) realizou uma série de ensaios de arrancamento em amostras de geogrelha previamente danificadas, sob diferentes níveis de confinamento. O dano artificial foi induzido através da ruptura de elementos da malha e 9 configurações distintas de dano foram ensaiadas. Quando a amostra apresenta danos leves, ocorre a ruptura por arrancamento da geogrelha da massa de solo. No caso de amostras fortemente danificadas, a geogrelha rompe por tração em algum ponto localizado da malha. O autor observou também, que a razão entre a resistência ao arrancamento da amostra intacta e a resistência ao arrancamento da amostra danificada aumenta com o aumento da tensão confinante.

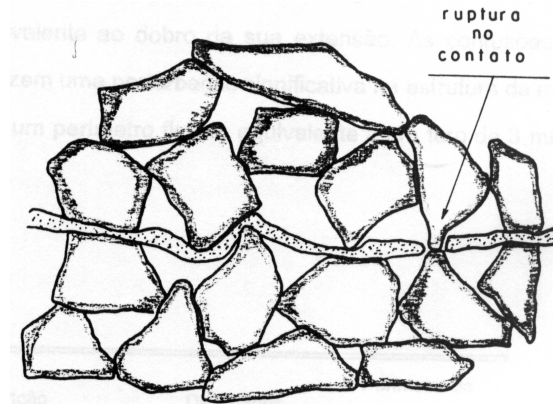


Figura 37 - Mecanismo Gerador de Dano em Geossintéticos Utilizados como Elementos de Reforço de Solos (Azambuja, 1994)

Resultados de ensaios de tração confinada em geotêxteis não tecidos, embutidos em areia e brita, foram reportados por Azambuja (1999). Quatro níveis de confinamento e três níveis de energia de compactação foram estabelecidos. A energia de compactação foi reproduzida com o auxílio de placas vibratórias, com controle da frequência, amplitude e peso. Como principais conclusões, o autor destaca:

1. Sob um nível baixo de energia de compactação, a resistência confinada é menor do que a resistência não confinada, sendo que esta diferença diminui com o aumento do confinamento;
2. Sob um nível médio de energia de compactação, a resistência confinada é ligeiramente superior à resistência não confinada, sendo que esta diferença aumenta com a tensão confinante;
3. Sob um nível elevado de energia de compactação, a resistência confinada é significativamente superior à resistência não confinada.

A grande diferença verificada entre a resistência confinada e não confinada para energias altas de compactação realça a influência do confinamento no desempenho das amostras danificadas.

#### **4.3.2. Critérios de Inspeção Visual**

Os danos mecânicos podem ser constatados visualmente através de abrasões, contusões, cortes, furos ou rupturas dos fios e/ou membros do material geossintético. A inspeção visual de amostras exumadas pode ser um critério útil para a avaliação do dano mecânico.

Koerner e Koerner (1990) realizaram um estudo sobre danos de instalação em 48 obras nos Estados Unidos, analisando 75 produtos distintos. Os autores relacionaram a perda de resistência com o número de lesões observado. Os ambientes de instalação foram classificados segundo a frequência das lesões.

Billing et al (1990) propõem critérios visuais baseados no tipo de lesão provocado pelo dano mecânico. Na Tabela 12, estão apresentadas as classificações propostas por Billing et al (1990) para geotêxteis e geogrelhas, respectivamente. Os autores não apresentam correlações entre a frequência de danos e a perda de resistência.

Azambuja (1999) apresenta um programa experimental desenvolvido para avaliar a manifestação dos danos mecânicos em geotêxteis não tecidos de poliéster, quando associados a solos granulares grosseiros. Uma camada experimental foi construída, impondo-se sobre o geotêxtil uma energia de compactação de 4100 J/m<sup>2</sup>. Após a compactação, o geotêxtil foi exumado e dividido em 52 células de 0,5m<sup>2</sup> para a quantificação das lesões. Baseado em inspeção visual, o autor propõe um critério de classificação para o dano mecânico (Tabela 13). Este critério é mais simples e prático do que o critério proposto por Billing et al (1990).

Tabela 12 - Classificação das Lesões em Geossintéticos (Billing et al, 1990)

|                           | <b>Lesão</b> | <b>Descrição</b>   |
|---------------------------|--------------|--|
| <b>Geotêxteis Tecidos</b> | Corte        | Mais de um fio inteiramente rompido                            |
|                           | Ruptura      | Um fio rompido isoladamente                                    |
|                           | Contusão     | Abrasão associada com distorção da estrutura e dos fios        |
|                           | Desgaste     | Abrasão e distorção da estrutura, menos intensa que a contusão |
|                           | Fibrilação   | Ruptura das fibras superficiais em região definida             |
| <b>Geogrelhas</b>         | Talho        | Corte longitudinal no elemento (transversal ou longitudinal)   |
|                           | Corte        | Ruptura completa do elemento                                   |
|                           | Incisão      | Corte transversal parcial do elemento                          |
|                           | Contusão     | Amasso ou distorção dos elementos                              |
|                           | Desgaste     | Área de severa abrasão   |

Tabela 13 - Classificação das Lesões no Geotêxtil Não Tecido Conforme a Forma e as Dimensões (Azambuja, 1994)

| <b>Lesão</b> | <b>Descrição</b>                                     |
|--------------|--|
| Contusão     | Forte distorção da estrutura da manta, sem orifícios |
| Furo         | Orifício com forma aproximadamente circular          |
| Corte        | Orifício com forma alongada                          |

A quantificação do dano foi correlacionada com o perímetro específico das lesões ( $U_d$ ), que pode ser definido como a razão entre o somatório dos perímetros de todas as lesões visualmente identificáveis e a área da amostra exumada de geotêxtil. Desta forma, Azambuja (1999) propõe critérios para identificar a classe do dano, em função do valor de  $U_d$  e da resistência remanescente, como indica a Tabela 14. O critério de avaliação do dano mecânico baseado no perímetro específico das lesões possui uma boa correlação com a resistência remanescente das amostras exumadas de geotêxteis não tecidos.

Tabela 14 - Resistência Remanescente das Amostras de Geotêxteis Danificadas (Adaptado de Azambuja, 1999)

| <b>Classe do Dano</b> | <b><math>U_d</math> (m/m<sup>2</sup>)</b> | <b><math>T_f</math> (%)</b> |
|-----------------------|---|-----------------------------|
| Leve                  | 0 - 2                                     | 80 - 100                    |
| Moderada              | 2 - 5                                     | 63 - 80                     |
| Intensa               | 5 - 13                                    | 54 - 75                     |
| Inadmissível          | > 13                                      | < 50                        |

$T_f$  = porcentagem de resistência à tração remanescente

#### **4.4. Considerações Finais**

No projeto de maciços reforçados, a tensão admissível no reforço é determinada após a aplicação de um fator de redução global sobre a resistência do reforço. O fator de redução global é composto por fatores de redução parciais, os quais devem considerar as eventuais reduções da resistência do geossintético causadas por processos de instalação, degradação química e biológica, presença de emendas e fluência.

Neste capítulo foi apresentada uma revisão sobre os fatores de redução a serem considerados no projeto de maciços reforçados, com ênfase no fator de redução por dano mecânico. No caso de maciços reforçados, o fator de dano mecânico prepondera sobre os demais fatores de redução, justificando o interesse em estudar a influência deste tipo de dano no mecanismo de interação solo-geogrelha.

O dano mecânico é definido como a transformação da estrutura do geossintético resultante de esforços ocorridos durante a fase de instalação. A busca de fatores de redução por dano mecânico tem encontrado obstáculos face ao grande número de variáveis envolvidas na questão do dano.

Em geral, a perda de resistência é avaliada através de ensaios de tração não confinada, executados em amostras exumadas de obras, pistas experimentais ou dispositivos construídos em laboratório. No entanto, a variação das propriedades mecânicas deve ser medida através de ensaios confinados, os quais proporcionam uma avaliação mais adequada dos fatores de redução.

Critérios de inspeção visual têm sido utilizados para avaliar o dano mecânico e algumas propostas foram apresentadas para relacionar a perda de resistência com o número e a frequência das lesões.

Os conceitos de capacidade de sobrevivência dos geossintéticos e de severidade do meio de instalação foram revisados, juntamente com os principais critérios de classificação propostos na literatura.

## **5**

### **Materiais de Estudo**

#### **5.1.**

##### **Introdução**

A compreensão dos mecanismos de interação solo-reforço é fundamental para o projeto de estruturas de solo reforçado.

Como comentado anteriormente, o mecanismo de interação entre o solo e a geogrelha depende basicamente das propriedades geomecânicas do solo (densidade, granulometria, composição) e das propriedades físicas e mecânicas da geogrelha (tipo de polímero, geometria da malha, resistência à tração, etc.).

No programa experimental foram utilizados três tipos distintos de geogrelhas e dois tipos de solo (areia e silte argiloso). Os materiais utilizados (geogrelhas e solos) foram selecionados de forma a facilitar o entendimento do efeito das diferentes variáveis em um problema de reforço.

#### **5.2.**

##### **Características das Geogrelhas**

Um dos objetivos do programa experimental consiste em analisar a influência das características das geogrelhas (material constituinte, abertura da malha, resistência à tração, etc.) na resistência ao arrancamento.

Para tanto, foram selecionados 3 tipos distintos de geogrelha, fornecidos pela Maccaferri do Brasil Ltda (Figura 38).

Neste item, serão apresentadas as principais características das geogrelhas utilizadas no programa experimental. Além dos dados técnicos fornecidos pelos catálogos dos fabricantes, serão apresentados os resultados dos ensaios de caracterização executados no presente trabalho.

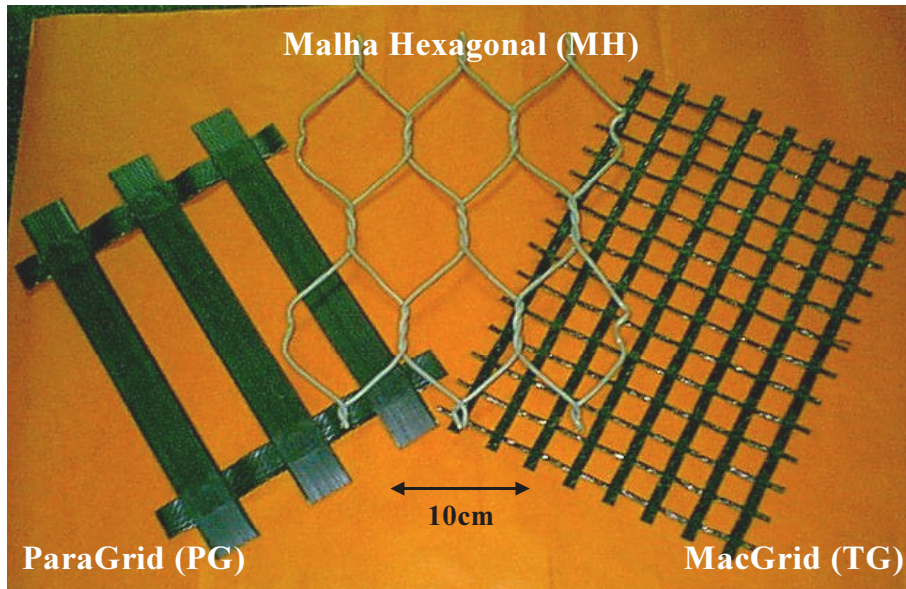


Figura 38 - Geogrelhas Utilizadas no Programa Experimental

### 5.2.1. Geogrelha ParaGrid 200/15

A ParaGrid 200/15 é uma grelha mono-orientada de malha regular, constituída por geotiras soldadas. As geotiras são compostas por filamentos de poliéster revestidos em polietileno. O núcleo em poliéster define as características mecânicas da grelha. O revestimento em polietileno tem a função de proteger o núcleo contra danos durante a instalação e a operação.

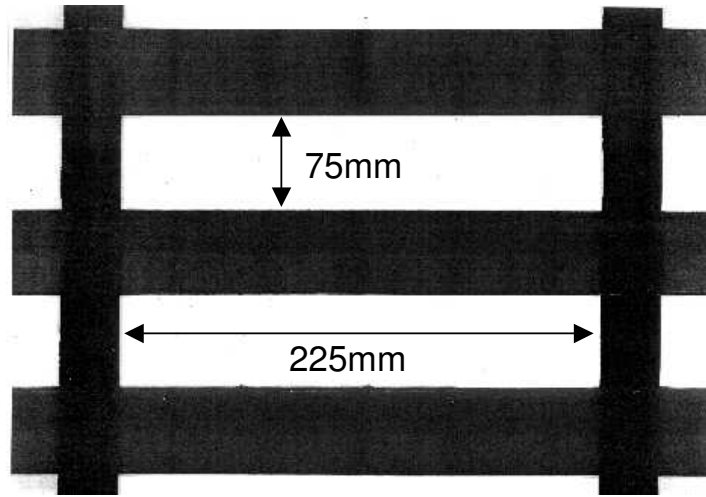
A grelha é fabricada através de termo-soldagem mono-orientada, formando um produto com elevada resistência unidirecional. Sua resistência à tração é de 200kN/m no sentido longitudinal e de 15kN/m no sentido transversal.

A ParaGrid é uma geogrelha que apresenta grandes aberturas ( $225 \times 75 \text{mm}^2$ ), favorecendo o intertravamento do solo nos orifícios da malha. Esta geogrelha possui tiras longitudinais de 33mm de largura e uma porcentagem de área sólida superficial de 58% (Figura 39a).

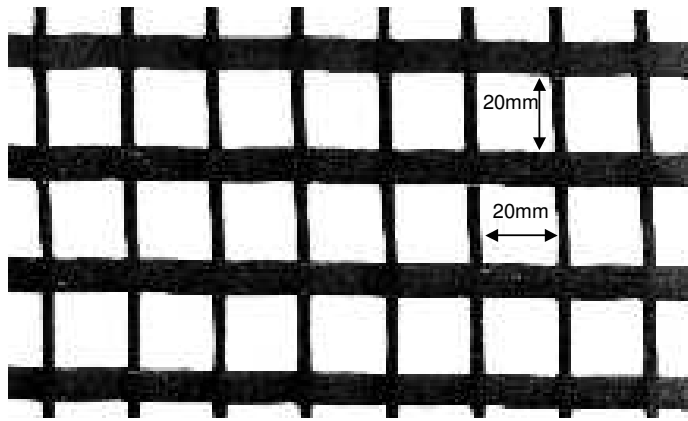
### 5.2.2. Geogrelha MacGrid 11/3-W

A MacGrid 11/3-W é uma grelha de malha regular, constituída por geotiras tecidas. As geotiras são compostas por filamentos de poliéster de alto

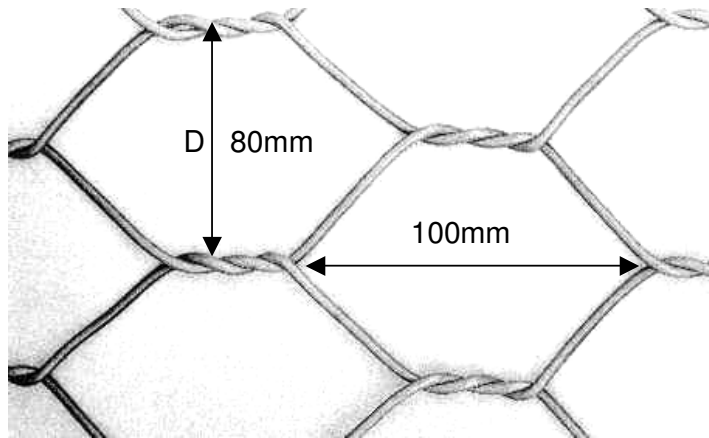




(a) ParaGrid



(b) MacGrid



(c) Malha Metálica

Figura 39 - Detalhes das Geogrelhas

módulo elástico e baixa susceptibilidade à fluência (“*creep*”). Os filamentos de poliéster são revestidos com PVC (policloreto de vinila), que têm a função de proteger o núcleo contra danos ocorridos durante os processos de instalação e trabalho. Sua resistência à tração é de 97kN/m no sentido longitudinal e de 29,4kN/m no sentido transversal.

A geogrelha MacGrid possui aberturas quadradas de 20mm de lado e uma porcentagem de área sólida superficial disponível para atrito solo-geogrelha de 30% (Figura 39b). A área restante (70%) é responsável pela mobilização da resistência passiva em solicitações de arrancamento e pelo atrito solo-solo durante o cisalhamento direto.

### **5.2.3. Malha Hexagonal de Dupla Torção**

A malha hexagonal é constituída por arames de aço de baixo teor de carbono zincado. Esse tipo de arame é obtido por trefilação\* e geralmente, recebe forte zincagem para proteção contra corrosão. O processo de zincagem consiste na imersão contínua do arame em banho de zinco fundido, permitindo revesti-lo com uma camada protetora uniforme e aderente (NBR 8964). A seguir, o arame recebe uma cobertura especial de PVC, que impede a condutividade elétrica, fornecendo uma segurança adicional contra eventuais fenômenos de corrosão.

A grelha é fabricada pelo entrelaçamento dos arames de aço à dupla torção (NBR 10514), formando-se a malha hexagonal. A resistência à tração na direção longitudinal desta malha metálica é de 47kN/m. Uma característica da dupla torção é impedir a propagação de desfiamentos em caso de ruptura acidental de um ou mais fios da malha.

A malha metálica possui aberturas hexagonais de 80mm. A dimensão da malha refere-se à distância entre duas torções paralelas da mesma malha (D), medida do interior de uma torção ao exterior da outra, conforme indicado na Figura 39c. Esta malha apresenta uma pequena área superficial disponível para o atrito solo-geogrelha, da ordem de 10% da área total da grelha.

---

\* “trefilação: processo de fabricação por estiramento (fios, cabos e/ou vergalhões metálicos)”

### 5.3. Dados Fornecidos pelos Fabricantes

Na Tabela 15, estão apresentadas as principais características das geogrelhas, fornecidas pelos catálogos dos fabricantes. Pode-se verificar que as geogrelhas utilizadas no programa experimental apresentam diferentes características físicas, mecânicas e dimensionais.

Tabela 15 - Características das Geogrelhas

| <b>DADOS TÉCNICOS</b>                       |                             |                                   |                            |
|---|-----------------------------|-----------------------------------|----------------------------|
| <b>Denominação do produto</b>               | <b>ParaGrid<br/>200/15</b>  | <b>MacGrid<br/>11/3-W</b>         | <b>Malha<br/>Hexagonal</b> |
| <b>Características Físicas</b>              |                             |                                   |                            |
| Tipo de Polímero                            | Poliéster c/<br>Polietileno | Poliéster revestido<br>com P.V.C. | Aço Zincado                |
| Tipo de Malha                               | Aberturas<br>Retangulares   | Aberturas<br>Retangulares         | Aberturas<br>Hexagonais    |
| Processo de Fabricação                      | Termo-soldada               | Tecida                            | Trançada                   |
| <b>Características Mecânicas</b>            |                             |                                   |                            |
| Resistência à tração longitudinal<br>(kN/m) | 200                         | 97                                | 47                         |
| Resistência à tração transversal<br>(kN/m)  | 15                          | 29,4                              | —                          |
| Alongamento máximo (%)                      | 12                          | 12,8                              | 12                         |
| <b>Dimensão Nominal</b>                     |                             |                                   |                            |
| Peso por m <sup>2</sup> (g)                 | 775                         | 330                               | 1300                       |
| Espessura do elemento (mm)                  | 1,6                         | 1,2                               | 2,6                        |
| Largura do Rolo (m)                         | 3,9                         | 5,0                               | 2,0                        |
| Comprimento do Rolo (m)                     | 50                          | 50                                | 50                         |
| Abertura Longitudinal (mm)                  | 75                          | 20                                | 100                        |
| Abertura Transversal (m)                    | 225                         | 20                                | 80                         |
| Largura dos Elementos<br>Longitudinais (mm) | 33                          | 8                                 | 2,6                        |
| Largura dos Elementos<br>Transversais (mm)  | 24                          | 3                                 | 2,6                        |

## 5.4. Ensaios de Caracterização das Geogrelhas

A Tabela 16 apresenta o programa de ensaios de caracterização das três geogrelhas, executado no presente trabalho. Com as geogrelhas poliméricas (ParaGrid e MacGrid), foram executados ensaios de resistência à tração nas direções transversal e longitudinal. Com a Malha Metálica Hexagonal, além de ensaios de tração da malha, foram executados ensaios de caracterização dos arames que a constituem.

Tabela 16 - Ensaios de Caracterização das Geogrelhas

| <b><i>Malha Metálica Hexagonal</i></b>                     |
|--|
| <b><i>Características Físicas:</i></b>                     |
| Ensaio de determinação do diâmetro dos arames              |
| Ensaio de determinação do peso por metro quadrado de malha |
| <b><i>Características Mecânicas:</i></b>                   |
| Ensaio de tração dos arames                                |
| Ensaio de tração longitudinal da malha                     |
| <b><i>ParaGrid 200/15 e MacGrid 110/25</i></b>             |
| <b><i>Características Mecânicas:</i></b>                   |
| Ensaio de tração na direção longitudinal                   |
| Ensaio de tração na direção transversal                    |

### 5.4.1. Ensaios Executados com as Geogrelhas Poliméricas

Os ensaios de tração das geogrelhas poliméricas ParaGrid e MacGrid foram conduzidos de acordo com a norma NBR 12824 de determinação da resistência à tração não confinada através de ensaios de tração de faixa larga.

O equipamento utilizado para a execução do ensaio foi uma prensa da marca INSTRON, modelo 5569, equipada com garras que cumprem as especificações da referida norma. A temperatura ambiente durante os ensaios foi de  $21 \pm 5^\circ\text{C}$ , e a umidade relativa foi de  $65 \pm 5\%$ . A Figura 40 mostra o equipamento utilizado.

Para a determinação da resistência à tração e deformação máxima na ruptura das geogrelhas ParaGrid e MacGrid, foram ensaiadas 5 amostras na direção longitudinal e 5 amostras na direção transversal. Cada amostra de ensaio foi cortada com uma largura de  $200\pm 1\text{mm}$  e um comprimento total de  $250\pm 1\text{mm}$ , suficiente para assegurar um comprimento efetivo de 100mm de distância entre as garras. A dimensão de comprimento refere-se à distância entre as duas garras, localizadas nas extremidades da amostra.

Após a preparação das amostras (corte nas dimensões desejadas), ajusta-se a distância entre as garras de modo a se obter um comprimento efetivo de  $100\pm 3\text{mm}$ . Posiciona-se a geogrelha na parte central do equipamento e inicia-se o ensaio. Os ensaios foram conduzidos a uma velocidade de 20mm/min.



Figura 40 - Equipamento de Tração Simples - Geogrelhas Poliméricas

A Tabela 17 apresenta os resultados dos ensaios de tração simples executados com as geogrelhas ParaGrid (PG) e MacGrid (MG). Os resultados indicam para a ParaGrid um valor de resistência à tração de 63,7kN/m para uma deformação máxima de 9%. A geogrelha MacGrid apresentou valores de resistência à tração e deformação máximas na direção longitudinal de 92,4kN/m e 18,3%, respectivamente. Na direção transversal, esse valores se reduzem a 28,9kN/m e 11,3%.

Tabela 17 - Ensaio de Tração Simples - Geogrelhas Poliméricas

| Geogrelha | Direção      | Resistência à tração (kN/m) | Valor médio (kN/m) | Deformação máxima (%) | Valor médio (%) |
|-----------|--------------|-----------------------------|--------------------|-----------------------|-----------------|
| ParaGrid  | Longitudinal | 68,0                        | 63,7               | 9,0                   | 9,0             |
|           |              | 66,0                        |                    | 9,0                   |                 |
|           |              | 62,0                        |                    | 8,0                   |                 |
|           |              | 60,0                        |                    | 10,0                  |                 |
|           |              | 62,5                        |                    | 9,0                   |                 |
| MacGrid   | Longitudinal | 97,5                        | 92,4               | 18,2                  | 18,3            |
|           |              | 90,5                        |                    | 18,2                  |                 |
|           |              | 90,5                        |                    | 18,1                  |                 |
|           |              | 91,5                        |                    | 18,5                  |                 |
|           |              | 92,0                        |                    | 18,1                  |                 |
| MacGrid   | Transversal  | 28,5                        | 28,9               | 11,3                  | 11,3            |
|           |              | 28,5                        |                    | 11,3                  |                 |
|           |              | 28,5                        |                    | 11,2                  |                 |
|           |              | 30,0                        |                    | 11,3                  |                 |
|           |              | 29,0                        |                    | 11,1                  |                 |

As Figuras 41 e 42 apresentam as curvas “Força de Tração vs Deformação” obtidas a partir dos ensaios executados no equipamento anteriormente descrito. Comparando-se os valores de resistência à tração, obtidos para ambas as geogrelhas na direção longitudinal, observa-se que a geogrelha MacGrid apresenta a maior resistência, contrariamente aos valores nominais fornecidos nos catálogos dos materiais (Tabela 15). Os valores de deformação máxima fornecidos pelo catálogo para a MacGrid são também diferentes dos obtidos experimentalmente. Provavelmente, essa discordância de resultados está relacionada a diferenças nos procedimentos de ensaio.

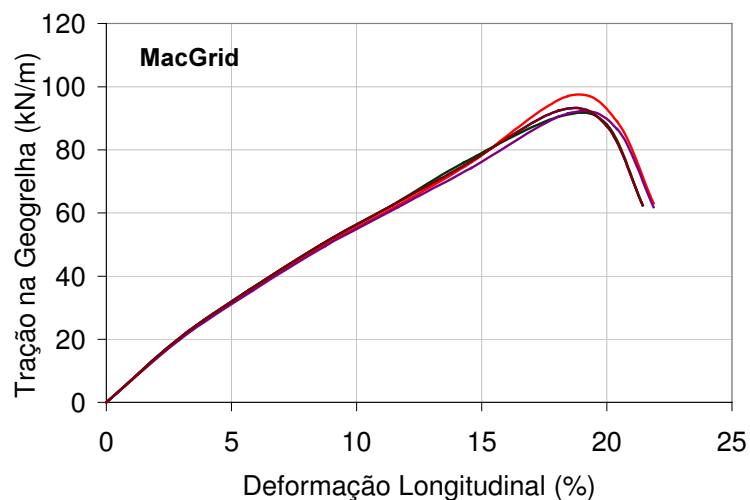


Figura 41 - Resultados dos 5 Ensaio de Tração Simples na Geogrelha MacGrid

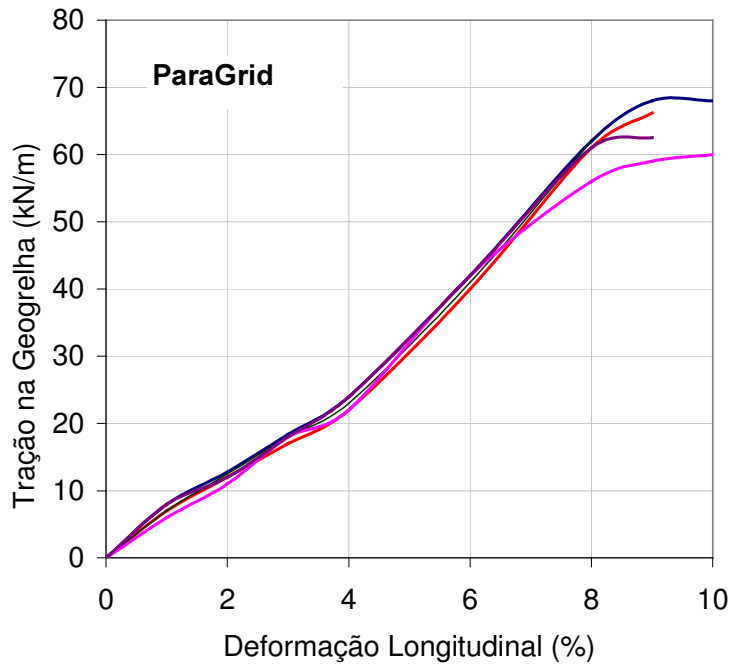


Figura 42 - Resultados dos 5 Ensaio de Tração Simples na Geogrelha ParaGrid

#### 5.4.2. Ensaio Executados com a Malha Hexagonal

##### *Determinação do Diâmetro dos Arames*

A determinação do diâmetro dos arames foi realizada a partir de 5 amostras de arame que compõem a malha trançada.

Para a medição do diâmetro dos arames foi utilizado um paquímetro digital de 0,01mm de precisão e 150mm de abertura máxima. Os valores obtidos estão apresentados na Tabela 18. Observa-se que os arames que compõem o trançado da malha possuem um diâmetro médio de 2,60mm.

Tabela 18 - Diâmetro dos Arames

| Ensaio Nº | Diâmetro (mm) | Valor Médio (mm) |
|-----------|---------------|------------------|
| 1         | 2,61          | 2,60             |
| 2         | 2,59          |                  |
| 3         | 2,60          |                  |
| 4         | 2,60          |                  |
| 5         | 2,61          |                  |

### Determinação da Resistência à Tração dos Arames

Sete ensaios de tração dos arames foram executados segundo os procedimentos da norma UNE 7474-92.

Para a execução destes ensaios, foi utilizada uma prensa eletromecânica INSTRON Modelo 4507, Série H2107, de 200kN de capacidade. A Tabela 19 apresenta os resultados dos ensaios de tração dos arames da malha. A tensão máxima de tração suportada por cada arame individualmente é de 526,2MPa.

Tabela 19 - Resistência dos Arames que Compõem a Malha Hexagonal

| Ensaio Nº              | Seção Transversal Média (mm <sup>2</sup> ) | Tensão Máxima (MPa) | Deformação Máxima (%) | Tração Máxima (kN/m) |
|------------------------|--|---------------------|-----------------------|----------------------|
| 1                      | 5,36                                       | 522,6               | 3,80                  | 2,76                 |
| 2                      | 5,34                                       | 518,0               | 4,10                  | 2,74                 |
| 3                      | 5,35                                       | 531,7               | 4,00                  | 2,82                 |
| 4                      | 5,32                                       | 534,7               | 3,73                  | 2,83                 |
| 5                      | 5,34                                       | 513,2               | 5,35                  | 2,72                 |
| 6                      | 5,34                                       | 515,5               | 4,70                  | 2,73                 |
| 7                      | 5,28                                       | 548,0               | 3,86                  | 2,90                 |
| <b>Valores Médios:</b> |  | <b>526,2</b>        | <b>4,22</b>           | <b>2,79</b>          |

### Determinação da Massa por Metro Quadrado de Malha

Para a determinação da massa por metro quadrado de malha foram utilizadas três amostras quadradas de 0,90m de largura. As malhas foram pesadas com uma balança de 0,1g de precisão. Os valores obtidos estão apresentados na Tabela 20. O valor médio foi de 1,536kg por metro quadrado de malha.

Tabela 20 - Determinação da Massa por Metro Quadrado de Malha

| Ensaio nº | Superfície (m <sup>2</sup> ) | Massa (kg) | Massa por m <sup>2</sup> (kg/m <sup>2</sup> ) | Valor Médio (kg/m <sup>2</sup> ) |
|-----------|------------------------------|------------|---|----------------------------------|
| 1         | 0,81                         | 1,2482     | 1,541   | 1,536                            |
| 2         | 0,81                         | 1,2403     | 1,531   |                                  |
| 3         | 0,81                         | 1,2451     | 1,537   |                                  |



### Determinação da Resistência à Tração Longitudinal da Malha

Para a determinação da resistência à tração longitudinal da malha hexagonal, foram ensaiadas três amostras de 0,90m de lado. Após a colocação da malha no equipamento, a distância entre as garras (ou seja, o comprimento livre da amostra) passa a ser de 0,60m. A largura da amostra (0,90m) corresponde a nove unidades hexagonais que formam a malha. Os ensaios foram executados a uma velocidade de 30mm/min. O equipamento utilizado consiste em uma prensa hidráulica MTS, Modelo 66123B02, dotada de garras de tração especialmente projetadas para execução de ensaios em malhas metálicas. A Tabela 21 e a Figura 43 apresentam os resultados dos ensaios de tração simples executados com a malha metálica hexagonal.

Tabela 21 - Ensaios de Tração Longitudinal da Malha Metálica Hexagonal

| Ensaio Nº | Carga Máxima (kN) | Valor Médio (kN) | Localização da Ruptura |
|-----------|-------------------|------------------|------------------------|
| 1         | 23,1              | 23,2             | garra                  |
| 2         | 23,4              |                  | garra                  |
| 3         | 23,2              |                  | garra                  |

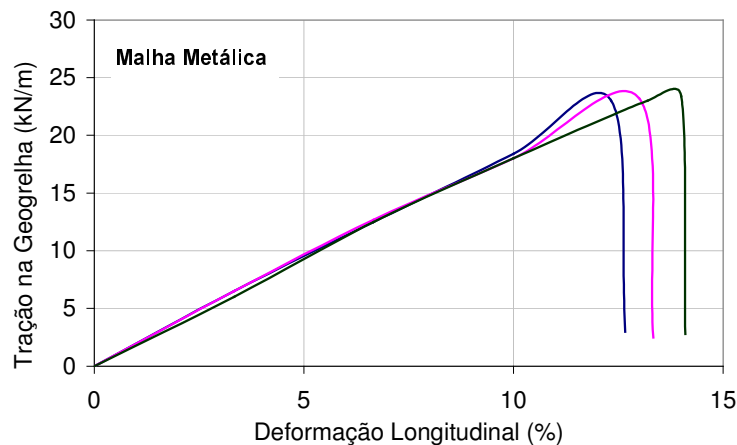


Figura 43 - Resultados dos 3 Ensaios de Tração Simples na Malha Metálica

Os valores de resistência à tração obtidos neste programa experimental foram sensivelmente inferiores aos valores nominais registrados no catálogo do produto. A diferença pode ser atribuída aos diferentes equipamentos e

procedimentos utilizados. Cabe salientar que o tipo de garra tem influência marcante nos resultados de ensaios de tração. A Figura 44 ilustra o equipamento e as fases distintas dos ensaios.



(a) Início do Ensaio



(b) Fase Intermediária do Ensaio



(c) Ruptura da Malha



(d) Detalhe da Garra

Figura 44 - Ensaio de Tração Simples na Malha Metálica Hexagonal

## 5.5. Características dos Solos

Os dois tipos de solo utilizados no programa experimental foram uma areia pouco siltosa bem graduada e um solo silto-argiloso. A escolha destes dois solos objetivou a compreensão da influência das características do solo no mecanismo de interação solo-geogrelha.

Os solos ensaiados foram fornecidos pelo Laboratório de Geotecnia do Cedex. A areia é proveniente da Serra de Madri e o silte argiloso é facilmente encontrado na região central da Espanha.

A impossibilidade de se transportar uma quantidade suficientemente grande de solo (cerca de 3 toneladas) para a execução dos ensaios, inviabilizou a utilização de solos brasileiros. No entanto, os solos utilizados foram selecionados de maneira a exibir características semelhantes aos solos residuais granito-gnáissicos do sudeste do Brasil.

Os ensaios de caracterização e resistência dos solos foram executados no Laboratório de Geotecnia do CEDEX. Os ensaios de caracterização consistiram de distribuição granulométrica, limites de consistência, densidade real dos grãos e análise mineralógica.

A areia é constituída predominantemente por quartzo e feldspato e apresenta traços de illita e clorita. A análise mineralógica mostrou a presença de argilas neutras aderidas à superfície dos feldspatos. O solo silto-argiloso é composto por 40% de quartzo e feldspato e 60% de esmectita, clorita e caolinita.

Na Figura 45, estão ilustradas as curvas granulométricas dos 2 tipos de solo e na Tabela 22 estão apresentadas as principais características geotécnicas dos solos utilizados no programa experimental.

Observa-se que as curvas granulométricas dos 2 tipos de solo são aproximadamente paralelas. O diâmetro médio das partículas de areia é 7 vezes superior ao diâmetro médio das partículas de silte argiloso. A areia apresenta um coeficiente de uniformidade de 14,2, indicando ser um solo bem graduado.

Nos ensaios para determinação dos limites de consistência, o solo silto-argiloso apresentou um limite de liquidez de 29,7% e um limite de plasticidade de 19%, resultando em um índice de plasticidade de 10,7%. De acordo com o Sistema Unificado de Classificação (Figura 46), este solo é classificado como uma argila de baixa compressibilidade (CL).

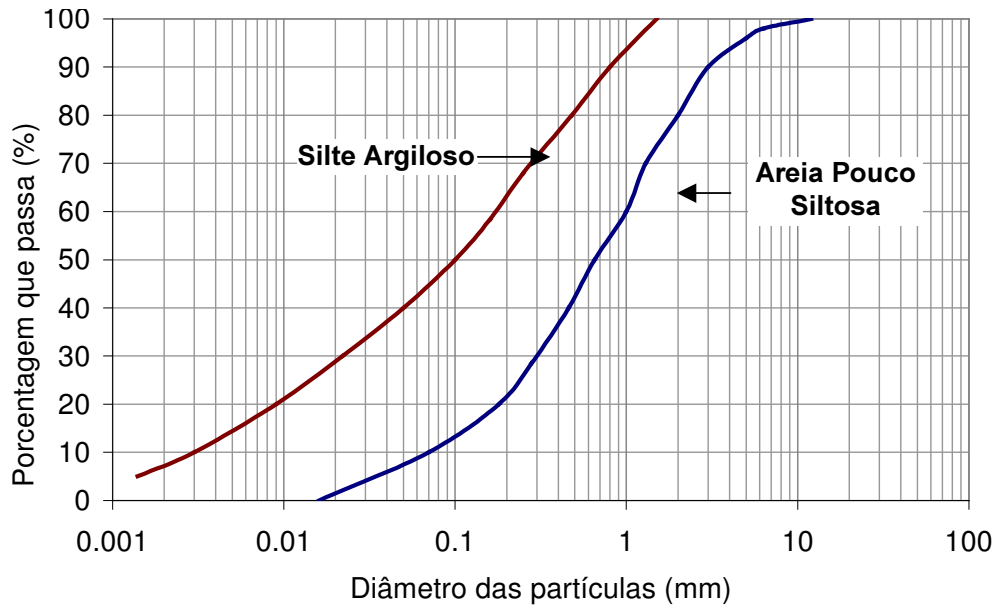


Figura 45 - Curvas Granulométricas dos Solos Arenoso (A) e Silto-Argiloso (B)

Tabela 22 - Caracterização dos Solos

| Tipo de Solo   | Caracterização |        |        |                      |                      |      |      |
|----------------|----------------|--------|--------|----------------------|----------------------|------|------|
|                | Gs             | LL (%) | LP (%) | D <sub>10</sub> (mm) | D <sub>50</sub> (mm) | CNU  | CC   |
| Areia          | 2,71           | ---    | ---    | 0,07                 | 0,7                  | 14,2 | 1,28 |
| Silte Argiloso | 2,69           | 29,7   | 19,0   | 0,003                | 0,1                  | 60,0 | 0,74 |

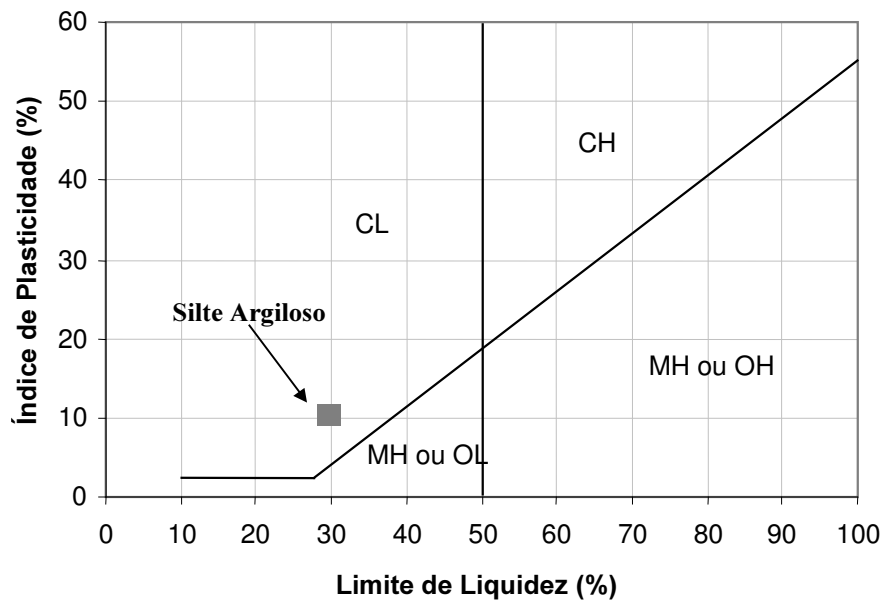


Figura 46 - Sistema Unificado de Classificação (Gráfico de Casagrande)

Ensaio de compactação Proctor Normal (UNE 103500/94) foram executados com o solo silto-argiloso. A Figura 47 apresenta a curva de compactação, juntamente com os valores de peso específico seco máximo e umidade ótima ( $\omega_{ot}$ ). Nota-se que o solo apresenta um peso específico seco máximo de  $18,1\text{kN/m}^3$  e um teor de umidade ótima de  $15,5\%$ .

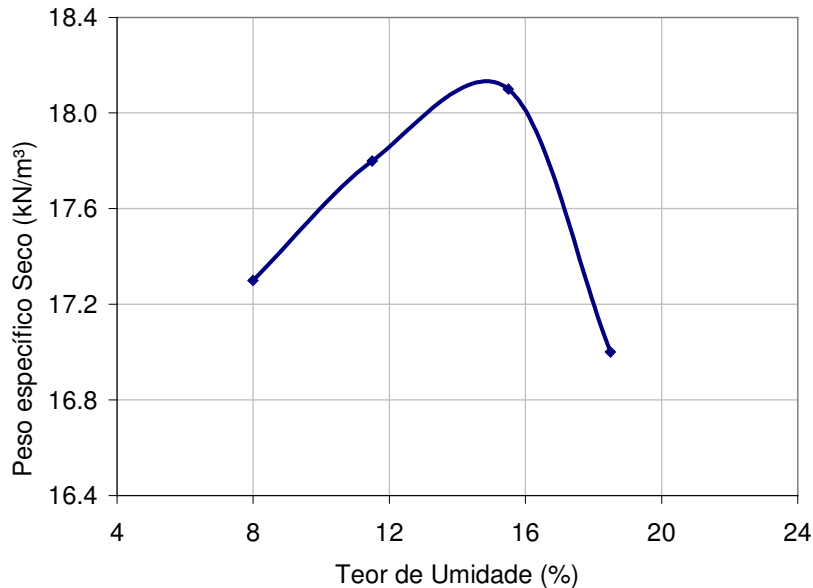


Figura 47 - Curvas obtidas em Ensaio de Compactação Proctor Normal

Foram também executados ensaios de determinação dos pesos específicos secos máximo e mínimo da areia (Tabela 23), de forma a permitir a obtenção de corpos de prova com a densidade relativa especificada para os ensaios. A areia apresenta índices de vazios máximo e mínimo iguais a  $1,37$  e  $0,58$ , respectivamente, correspondendo a valores de peso específico mínimo de  $11,4\text{kN/m}^3$  e peso específico máximo de  $17,1\text{kN/m}^3$ .

Tabela 23 - Pesos Específicos e Índices de Vazios Máximos e Mínimos da Areia.

| Peso Específico Seco ( $\text{kN/m}^3$ ) |                 | Índices de Vazios |           |
|--|-----------------|-------------------|-----------|
| $\gamma_{dmin}$                          | $\gamma_{dmax}$ | $e_{min}$         | $e_{max}$ |
| 11,4                                     | 17,1            | 0,58              | 1,37      |

## 5.6. Resistência dos Solos

Para a obtenção dos parâmetros de resistência, foram executados ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova de  $(30 \times 30) \text{cm}^2$  e de  $(1 \times 1) \text{m}^2$ . Como o programa experimental constou de ensaios com geogrelhas em 2 equipamentos distintos, os parâmetros de resistência dos solos foram determinados separadamente em ambos os equipamentos. Desta forma, procurou-se evitar a introdução de erros causados pelo efeito de escala na interpretação dos ensaios com solo-geogrelha.

Os ensaios de cisalhamento direto foram executados sob condições drenadas. Os corpos de prova foram compactados em laboratório, com teor de umidade de  $10 \pm 0,2\%$  para a areia e  $16 \pm 0,2\%$  para o silte argiloso, visando simular as condições do programa de ensaios com geogrelhas (areia com  $D_R=80\%$  e silte argiloso com  $GC=100\%$ ). As tensões verticais aplicadas foram de 50, 100 e 200kPa. A Figura 48 apresenta detalhes do equipamento de  $(30 \times 30) \text{cm}^2$ . O Capítulo 6 apresenta detalhes do equipamento de grandes dimensões  $(1 \times 1) \text{m}^2$ .

Na Tabela 24, estão listados os parâmetros de resistência dos solos, obtidos a partir dos 2 diferentes equipamentos. A areia pouco siltosa apresenta um intercepto coesivo da ordem de 15kPa e um ângulo de atrito de  $37^\circ$ . No caso do solo silto-argiloso, os valores de intercepto coesivo e ângulo de atrito foram da ordem de 30kPa e  $21^\circ$ , respectivamente.

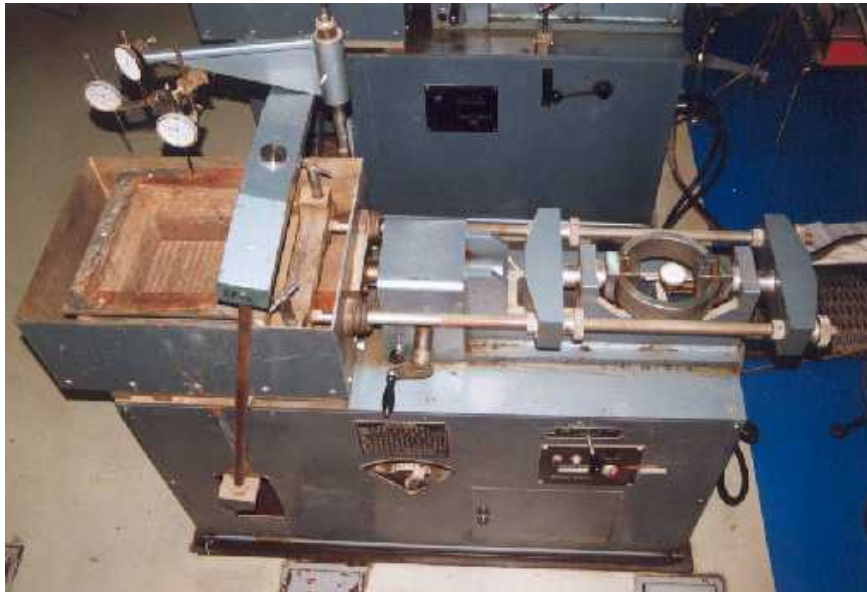


Figura 48 - Equipamento de Cisalhamento Direto  $(30 \times 30) \text{cm}^2$

Tabela 24 – Parâmetros de Resistência dos Solos

| Tipo de Solo   | Resistência           |        |                           |        |
|----------------|-----------------------|--------|---------------------------|--------|
|                | (1 x 1)m <sup>2</sup> |        | (30 x 30) cm <sup>2</sup> |        |
|                | c' (kPa)              | φ' (°) | c' (kPa)                  | φ' (°) |
| Areia          | 16                    | 37     | 15                        | 38     |
| Silte Argiloso | 30                    | 21     | 31                        | 20     |

Observa-se que os parâmetros de resistência obtidos a partir dos diferentes equipamentos não exibiram diferenças significativas. Ressalta-se que os materiais apresentavam a mesma densidade e o mesmo teor de umidade. Além disso, foi utilizado um único processo de compactação estática do solo.

É importante salientar que, em todos os ensaios realizados no programa experimental, os graus de saturação da areia e do silte argiloso foram da ordem de 37% e 85%, respectivamente. A Figura 49 apresenta a envoltória de resistência da areia obtida a partir do equipamento de (1x1)m<sup>2</sup>. Nota-se que a envoltória apresenta um intercepto coesivo não nulo, que pode ser associado à coesão aparente da areia não saturada.

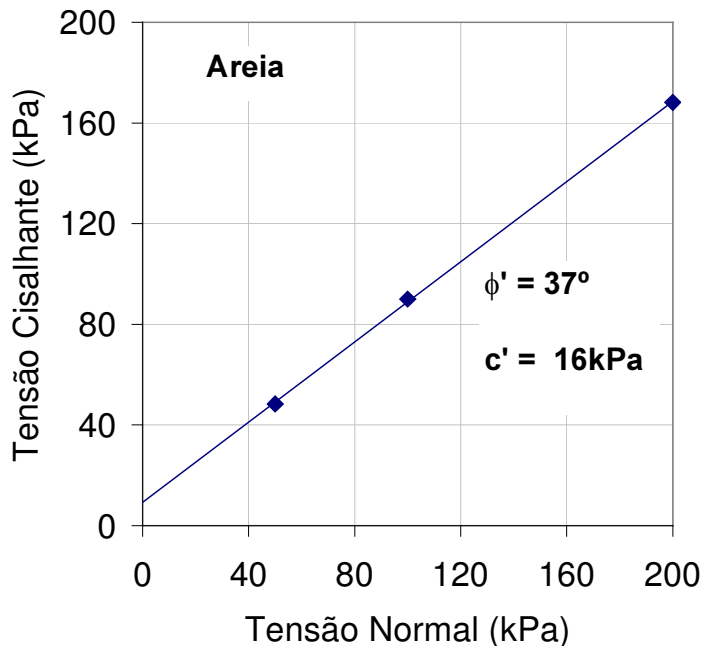


Figura 49 - Envoltória de Resistência da Areia (Cisalhamento Direto de 1m x 1m)

Foram executados também, ensaios triaxiais drenados em corpos de prova de areia sob condições saturadas. Estes ensaios foram executados sob diferentes

níveis de confinamento (10, 25, 50, 100 e 300kPa). A Figura 50 apresenta os resultados dos ensaios triaxiais, os quais foram executados com corpos de prova de grandes dimensões (22,9cm de diâmetro). Pode-se notar um aumento da tensão desviadora e da deformação axial, correspondentes às condições de ruptura, com o aumento da tensão confinante. Observe-se que, na Figura 50, as deformações volumétricas negativas correspondem à expansão volumétrica do corpo de prova.

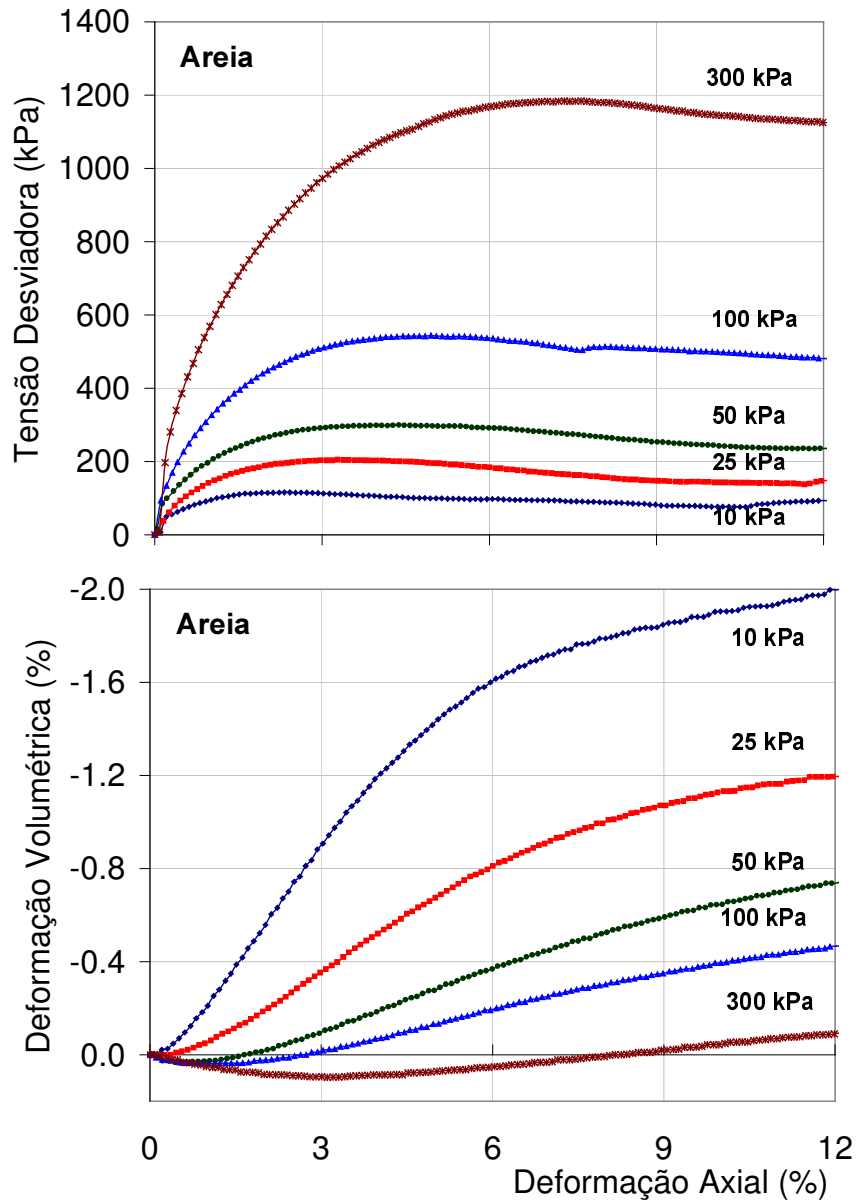


Figura 50 - Resultados dos Ensaio Triaxiais Executados com Areia



A Figura 51 ilustra a envoltória de resistência obtida a partir dos ensaios triaxiais. Nota-se que a envoltória é levemente curva, indicando a possibilidade de mobilização de ângulos de atrito superiores ao obtido a partir dos ensaios de cisalhamento direto, na faixa dos menores valores de confinamento.

Cabe ressaltar que os ensaios com geogrelhas, executados no presente trabalho, foram realizados com solos na condição não saturada. Nas análises dos resultados, foram utilizados os valores de intercepto coesivo e ângulo de atrito obtidos nos ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova nas mesmas condições, ou seja, sob condições de não saturação.

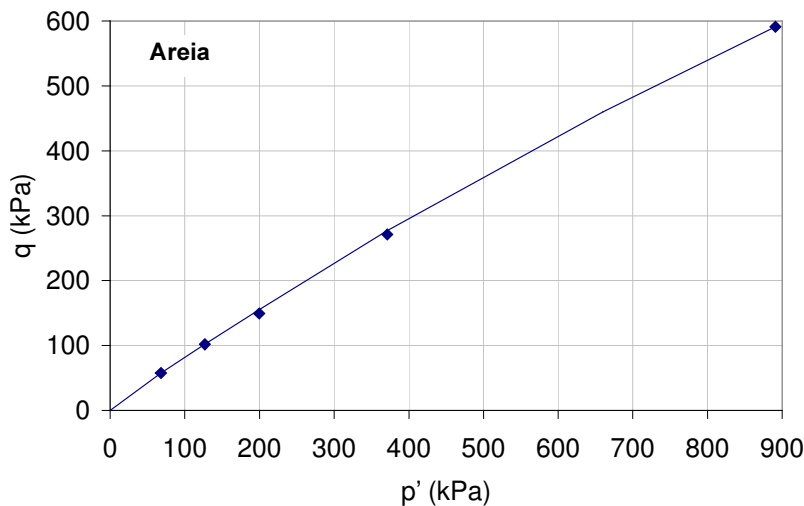


Figura 51 - Envoltória de Resistência Obtida nos Ensaos Triaxiais em Areia

Adicionalmente, foram executados ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova de  $(30 \times 30) \text{cm}^2$ , com o mesmo teor de umidade e mesmo grau de compactação, porém sob condições distintas de compactação. Na preparação para estes ensaios, foi utilizado um compactador manual de 4,535kg, de modo a impor uma energia de compactação igual à do ensaio de Proctor Modificado.

A Tabela 25 apresenta uma comparação entre os parâmetros de resistência obtidos a partir dos ensaios executados no equipamento de  $(30 \times 30) \text{cm}^2$ , sob condições distintas de compactação. Pode-se notar diferenças significativas nos parâmetros de resistência, principalmente no ângulo de atrito  $\phi'$  do solo. Estes resultados demonstram a importância de se utilizar um procedimento único de compactação em todos os ensaios do programa experimental.

Tabela 25 - Ensaio de Cisalhamento Direto sob Diferentes Condições de Compactação

| Tipo de Solo          | Cisalhamento Direto |                |               |                |
|-----------------------|---------------------|----------------|---------------|----------------|
|                       | Estática            |                | Dinâmica      |                |
|                       | $c'$<br>(kPa)       | $\phi'$<br>(°) | $c'$<br>(kPa) | $\phi'$<br>(°) |
| <b>Areia</b>          | 15                  | 38             | 18            | 40             |
| <b>Silte argiloso</b> | 31                  | 20             | 25            | 15             |

## 5.7.

### Considerações Finais

Neste capítulo, foi apresentada uma descrição detalhada dos materiais (solos e geogrelhas) utilizados no programa experimental. As geogrelhas exibem diferentes características de estrutura, padrão de malha, polímero constituinte e resistência à tração. Com isso, pretende-se avaliar as vantagens e eventuais desvantagens de cada tipo de geogrelha em solicitações de arrancamento e cisalhamento direto.

Os dados de resistência fornecidos nos catálogos dos produtos foram confrontados com os ensaios executados durante a campanha experimental. A comparação entre os resultados demonstrou que o tipo de equipamento tem influência significativa nos resultados.

Os solos ensaiados foram fornecidos pelo Laboratório de Geotecnia do Cedex. A areia é proveniente da Serra de Madri e o silte argiloso é típico da região central da Espanha.

Ensaio de cisalhamento direto foram executados para a obtenção de parâmetros de resistência. Estes ensaios foram realizados sob condições semelhantes às dos ensaios com solo e geogrelha. Uma análise da influência das dimensões do equipamento e do procedimento de compactação nos parâmetros de resistência é apresentada e discutida.

A influência do efeito escala nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto não foi relevante. No entanto, verificou-se que o método de compactação utilizado influencia significativamente os valores dos parâmetros de resistência dos solos.

A grande quantidade de solo, necessária para a execução dos ensaios de grandes dimensões, inviabilizou a utilização de solos brasileiros. No entanto, os solos utilizados foram selecionados de maneira a exibir características semelhantes aos solos residuais de granito-gnaiss da região sudeste do Brasil.

## **6 Metodologia e Programa de Ensaios**

### **6.1. Introdução**

Para o estudo da interação solo-reforço utiliza-se, em geral, os ensaios de cisalhamento direto e os ensaios de arrancamento. A escolha por um ou outro tipo de ensaio depende do tipo de geossintético e do tipo de movimento relativo entre o geossintético e o solo.

Um programa detalhado de ensaios de laboratório foi executado com o objetivo de contribuir para a compreensão dos mecanismos de interação entre o solo e o reforço. O programa objetivou simular os diferentes mecanismos de interação desenvolvidos na interface solo-geogrelha, através de ensaios de arrancamento e de ensaios de cisalhamento direto de grandes dimensões.

O programa de ensaios de arrancamento objetivou avaliar a influência de fatores como: tipo de geogrelha, tipo de solo, tensão confinante e densidade relativa no mecanismo de interação solo-geogrelha.

Os ensaios de cisalhamento direto foram executados para diferentes inclinações da geogrelha com o plano de ruptura. Desta forma, pode-se obter os parâmetros de interface e a variação da resistência ao cisalhamento com a inclinação do reforço.

O programa experimental constou, ainda, de ensaios triaxiais e de ensaios em amostras danificadas. Os ensaios triaxiais foram executados em amostras de solo reforçado com camadas de geogrelha, com o objetivo de avaliar o ganho de rigidez e resistência devido à introdução de camadas de reforço.

Os ensaios em amostras danificadas foram realizados com a finalidade de avaliar a influência do dano mecânico nas propriedades mecânicas das geogrelhas e no mecanismo de interação com o solo. O programa experimental constou de ensaios de tração simples, arrancamento e cisalhamento direto em amostras previamente danificadas.

Dois tipos diferentes de dano foram induzidos nos 3 tipos de geogrelhas utilizados no presente trabalho: o dano natural, obtido a partir de procedimentos

de instalação e compactação e o dano artificial, obtido a partir da ruptura física e artificialmente imposta de elementos da malha.

## **6.2. Ensaaios de Cisalhamento Direto**

### **6.2.1. Descrição do Equipamento**

O equipamento utilizado, denominado CIS<sub>100</sub>, é capaz de ensaiar corpos de prova aproximadamente cúbicos de 1m de aresta. Este equipamento foi originalmente concebido para o estudo da resistência ao cisalhamento de materiais granulares grossos. No entanto, devido às grandes dimensões, o equipamento possibilita, também, a execução de ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto em corpos de prova contendo materiais geossintéticos. A Figura 52 apresenta o equipamento de cisalhamento direto utilizado no programa experimental.

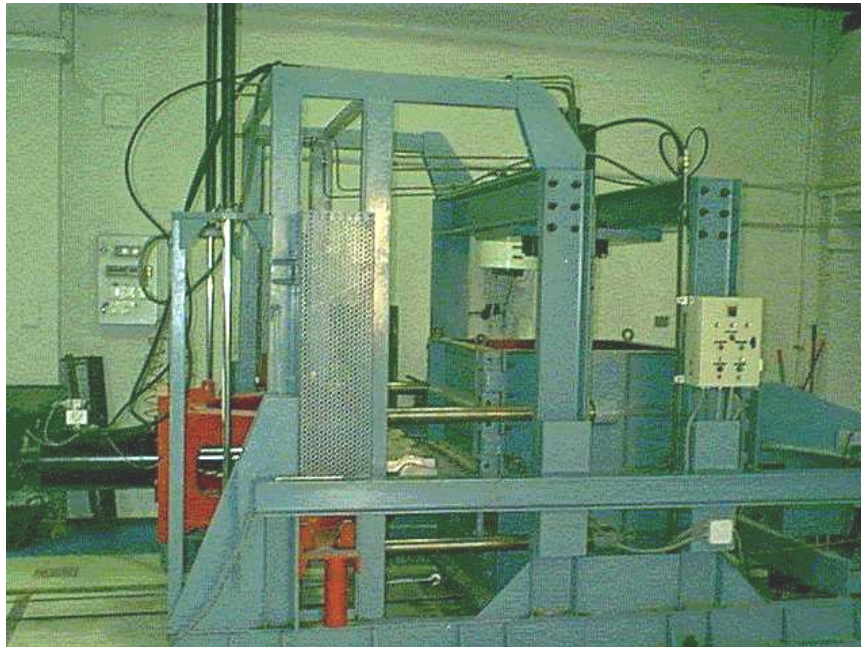


Figura 52 - Equipamento de Cisalhamento Direto de Grandes Dimensões

A decisão de executar ensaios de cisalhamento direto em um equipamento de grandes dimensões justifica-se devido às grandes aberturas das geogrelhas

selecionadas. O tamanho mínimo recomendado para a caixa de cisalhamento depende da abertura da malha da geogrelha. Segundo a ASTM D5321, a dimensão mínima da caixa deve ser 5 vezes maior que a abertura máxima da geogrelha ensaiada.

A caixa de cisalhamento é rígida, de alumínio, e constituída por duas metades, com seção quadrada, com dimensões internas de 1,0m de lado e altura de 0,60m. O equipamento é composto por dois sistemas de aplicação de carga: um macaco hidráulico vertical (Figura 53a) e um macaco hidráulico horizontal (Figura 53b). Cada sistema é constituído de um macaco hidráulico, um servo-controle, uma célula de carga e um transdutor de deslocamento.



(a) Vertical



(b) Horizontal

Figura 53 - Sistemas de Aplicação de Carga

O macaco hidráulico vertical possui uma capacidade de carga de até 1,0MPa. O servo-controle vertical assegura a constância da tensão vertical durante o ensaio. O sinal da carga aplicada sobre a amostra é continuamente comparado ao sinal de referência, que corresponde à tensão normal desejada. Mediante qualquer diferença entre ambos os sinais, o servo-controle aciona o macaco hidráulico vertical para corrigir a carga aplicada. Desta forma, há uma compensação das variações de tensão normal, produzidas por eventuais variações da área de contato entre as metades inferior e superior da caixa de cisalhamento.

O sistema de aplicação da tensão horizontal possui um funcionamento similar ao descrito anteriormente. O servo-controle horizontal garante uma velocidade de cisalhamento constante durante o ensaio. Ou seja, o cisalhamento ocorre a partir de um determinado deslocamento horizontal em um tempo pré-fixado. O deslocamento máximo do pistão do macaco hidráulico horizontal é de

300mm. Este deslocamento foi suficiente para produzir a ruptura por cisalhamento de todas as amostras ensaiadas no presente programa experimental.

O princípio de funcionamento do equipamento é o mesmo dos ensaios de cisalhamento direto convencionais. Durante os ensaios de cisalhamento, a metade superior da caixa permanece imóvel, enquanto a metade inferior se move impulsionada pelo macaco hidráulico horizontal.

A Figura 54 mostra a caixa de cisalhamento. Observa-se que a parte superior da caixa apoia-se na parte inferior através de 4 rolamentos que permitem o deslocamento de uma metade em relação à outra. A parte inferior desliza sobre trilhos fixos no chão. Desta forma, durante a montagem dos corpos de prova, a caixa pode ser retirada do equipamento, facilitando a preparação do ensaio.

O equipamento dispõe ainda, de um sistema de aquisição de dados automatizado. O programa de aquisição de dados é denominado *Picolog Data Logger* e recolhe um grupo de medições provenientes de canais de um conversor analógico digital (*ADC: Analog to Digital Convert*). O programa é provido de ferramentas capazes de converter os valores ADC em unidades de engenharia.

### **6.2.2. Ensaio Executados**

O programa de ensaios de cisalhamento direto constou de amostras de solo com reforço inclinado e com reforço horizontal. Os ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado têm o objetivo de obter a variação da resistência ao cisalhamento com a inclinação do reforço. Estes ensaios simulam a situação em que a superfície de ruptura intercepta o reforço, como ilustrado na Figura 55.

Os ensaios de cisalhamento direto com reforço horizontal têm a finalidade de obter os parâmetros de resistência da interface solo-geogrelha. Estes parâmetros podem ser comparados aos obtidos a partir dos ensaios de arrancamento. Como citado no capítulo 3, os parâmetros obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto e de ensaios de arrancamento podem variar significativamente, fornecendo resultados até conflitantes, em alguns casos. A Tabela 26 apresenta o programa completo de ensaios de cisalhamento direto.

Na Tabela 26, pode-se observar que os ensaios de cisalhamento direto com reforço horizontal ( $\theta=0^\circ$ ) foram executados com os 3 tipos distintos de geogrelha, embutidas em areia (densidade relativa  $D_R = 80\%$ ) ou em silte argiloso (grau de compactação  $GC = 100\%$ ). Os ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado foram executados apenas com a geogrelha MacGrid (MG) embutida em

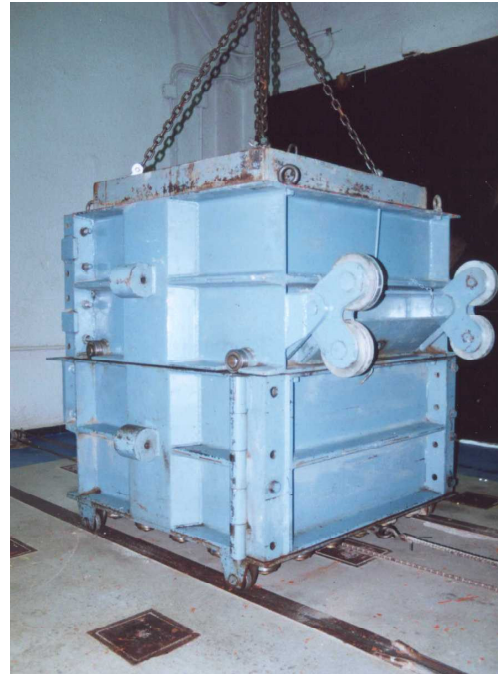
solo arenoso denso. O procedimento adotado para o cálculo da densidade relativa da areia e do grau de compactação do solo silto-argiloso será apresentado no item 6.2.3.



(a) caixa superior



(b) caixa inferior



(c) caixa de cisalhamento

Figura 54 - Detalhes da Caixa de Cisalhamento

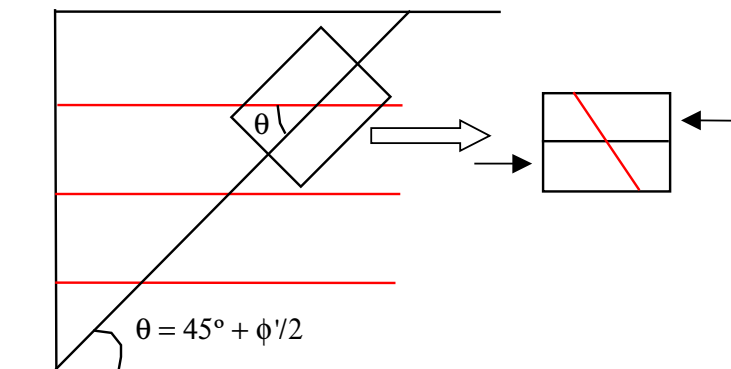


Figura 55 - Mecanismo de Interação Reproduzido nos Ensaio de Cisalhamento Direto com Reforço Inclinado

Tabela 26 - Programa de Ensaio de Cisalhamento Direto

|                                | Geogrelha | $\sigma_N$ (kPa) | $\theta$ (°) |
|--------------------------------|-----------|------------------|--------------|
| AREIA<br>$D_R = 80\%$          | MH        | 50               | 0            |
|                                |           | 100              |              |
|                                |           | 200              |              |
|                                | PG        | 50               | 0            |
|                                |           | 100              |              |
|                                |           | 200              |              |
|                                | MG        | 50               | 0            |
|                                |           | 100              |              |
|                                |           | 200              |              |
|                                |           | 50               | 30           |
|                                |           | 100              |              |
|                                |           | 200              |              |
|                                |           | 50               | 60           |
|                                |           | 100              |              |
|                                |           | 200              |              |
| 50                             | 90        |                  |              |
| 100                            |           |                  |              |
| 200                            |           |                  |              |
| SILTE ARGILOSO<br>$GC = 100\%$ | MH        | 50               | 0            |
|                                |           | 100              |              |
|                                |           | 200              |              |
|                                | PG        | 50               | 0            |
|                                |           | 100              |              |
|                                |           | 200              |              |
|                                | MG        | 50               | 0            |
|                                |           | 100              |              |
|                                |           | 200              |              |

$D_R$  = densidade relativa       $GC$  = grau de compactação

$\theta$  = inclinação do reforço com o plano horizontal

### 6.2.3.

#### Procedimento de Ensaio

Devido às diferenças na montagem das amostras utilizadas nos ensaios de cisalhamento com reforço horizontal e nos ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado, faz-se necessária uma descrição detalhada dos 2 diferentes procedimentos de ensaio.

Inicialmente, serão apresentados os procedimentos comuns a ambos os ensaios. Posteriormente, serão descritos os detalhes pertinentes à montagem de cada um dos ensaios separadamente.



Antes de iniciar a montagem do corpo de prova, procedeu-se à calibração do macaco hidráulico horizontal. As curvas obtidas durante 3 calibrações estão apresentadas na Figura 56.

A velocidade de ensaio foi selecionada levando-se em consideração as características de adensamento do solo e o deslocamento total da caixa de grandes dimensões. Nos ensaios com solo arenoso, a velocidade adotada em todos os ensaios de cisalhamento direto foi de 2,0mm/min. No caso do solo silto-argiloso, a velocidade adotada foi de 1,0mm/min.

Após a calibração do macaco hidráulico horizontal e a seleção da velocidade de ensaio, iniciava-se a preparação do corpo de prova, com o valor de densidade relativa e grau de compactação estipulado.

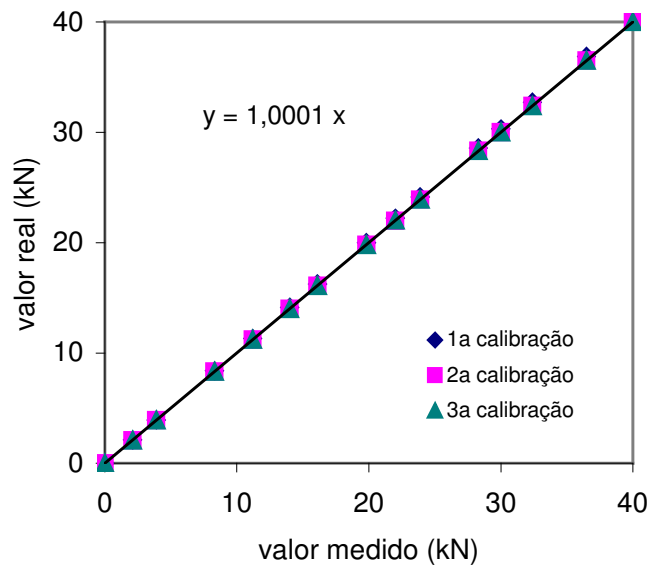


Figura 56 - Curva de Calibração do Macaco Hidráulico Horizontal

Nos ensaios de cisalhamento direto, a caixa não precisava ser totalmente preenchida (1,20m de altura). O corpo de prova atingia uma altura final de 0,70m, através da adaptação de um suporte metálico com altura de 0,25m na caixa inferior. Em relação à caixa superior, essa redução de altura foi realizada através da própria tampa da caixa. A Figura 57 ilustra esquematicamente a configuração final do corpo de prova. Com este procedimento, conseguiu-se diminuir o volume de solo e conseqüentemente, reduzir o tempo de preparação do ensaio.

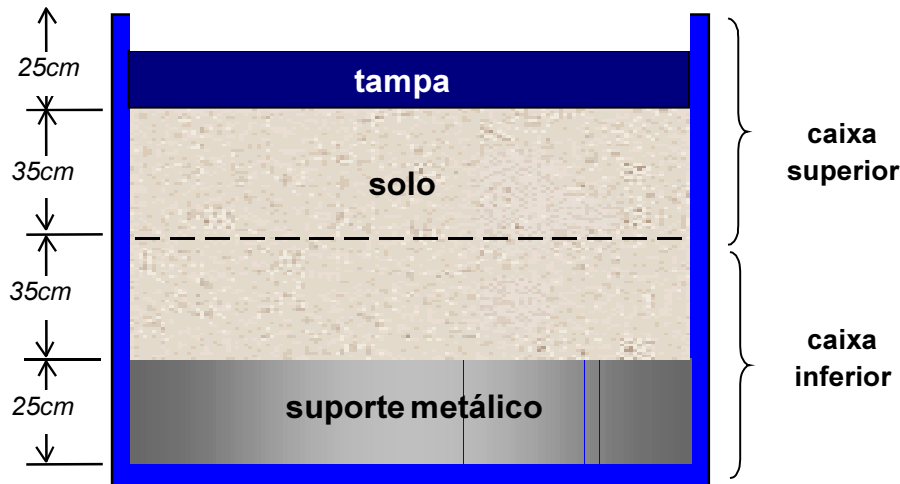


Figura 57 - Corte Esquemático da Caixa de Cisalhamento

### ***Ensaio de Cisalhamento Direto com Reforço Inclinado***

Os ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado foram executados com a geogrelha MacGrid imersa em solo arenoso. Os ensaios foram executados para um valor de densidade relativa de 80%.

O cálculo da densidade relativa da areia foi realizado segundo a expressão (extraída de Lambe & Whitman, 1979):

$$D_R = \frac{\gamma_{d \max}}{\gamma_d} \times \frac{\gamma_d - \gamma_{d \min}}{\gamma_{d \max} - \gamma_{d \min}} \times 100\% \quad (68)$$

onde:  $\gamma_{d \max}$  e  $\gamma_{d \min}$  são os pesos específicos secos máximo e mínimo da areia e  $\gamma_d$  é o peso específico dos corpos de prova de areia para a densidade relativa especificada.

Os valores de pesos específicos secos e índice de vazios máximos e mínimos para a areia utilizada no programa experimental foram apresentados na Tabela 23.

Uma vez conhecido o valor do peso específico seco correspondente à  $D_R=80\%$ , iniciava-se a preparação do corpo de prova.

A areia, utilizada no ensaio para encher a caixa, foi compactada na umidade de  $10 \pm 0,2\%$ , em 4 camadas sucessivas de 17,5cm de altura, após a compactação. Para ajustar a densidade relativa, pesava-se a quantidade de solo

necessária para se preencher uma camada e, por meio do macaco hidráulico vertical, compactava-se estaticamente a areia até se atingir a altura requerida.

Ressalta-se que nos ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado, a caixa era totalmente preenchida para depois proceder ao corte da amostra na inclinação desejada.

Finalizado o preenchimento total da caixa, uma das laterais da caixa de cisalhamento era cuidadosamente aberta e iniciava-se o corte do corpo de prova. O solo retirado era separado, para ser posteriormente colocado de volta à caixa. Com isso, garantia-se a densidade desejada.

Uma vez cortado o corpo de prova, posicionava-se a geogrelha e preenchia-se o restante da caixa. A Figura 58 apresenta uma vista superior do corpo de prova cortado a uma inclinação de  $60^\circ$  com a horizontal e com a geogrelha já posicionada.

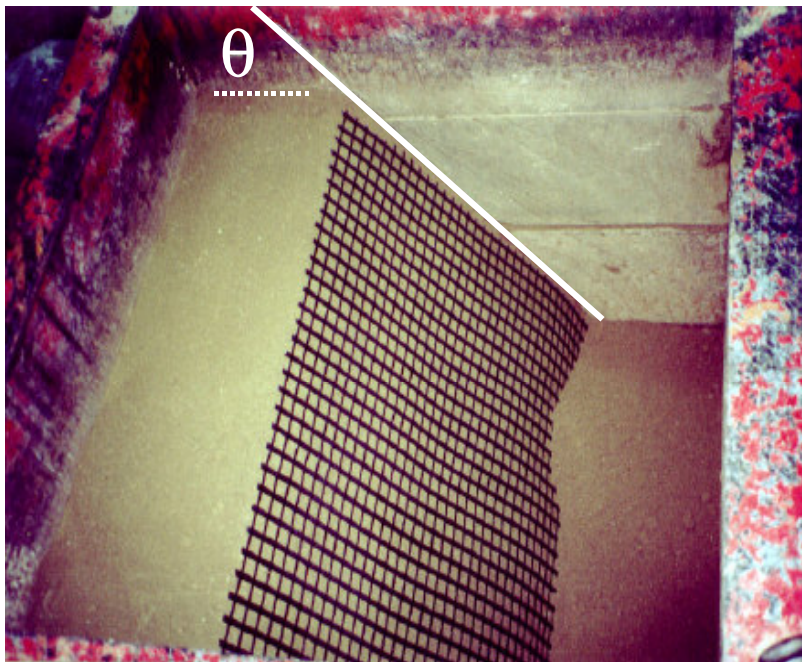


Figura 58 - Posicionamento da Geogrelha no Ensaio de Cisalhamento ( $\theta=60^\circ$ )

Após o preenchimento total da caixa, colocava-se a tampa e deslocava-se a caixa para o interior do equipamento. O macaco hidráulico era posicionado e o ensaio de cisalhamento direto podia ser então, iniciado.

As tensões verticais aplicadas durante os ensaios de cisalhamento direto foram de 50, 100 e 200kPa. Ressalta-se que as tensões verticais reportadas já

estão corrigidas pela sobrecarga imposta pelo peso da tampa. Esta parcela pode ser expressa por:

$$Q = \frac{W_t}{A_t} \quad (69)$$

onde:  $W_t$  é o peso da tampa e  $A_t$  é a área da tampa ( $1\text{ m}^2$ ).

### ***Ensaio de Cisalhamento Direto com Reforço Horizontal***

Estes ensaios foram executados com os 3 tipos distintos de geogrelha imersas tanto em solo arenoso, quanto em solo silto-argiloso. Estes ensaios objetivaram a obtenção dos parâmetros da interface solo-geogrelha.

Os ensaios com areia foram executados para um valor de densidade relativa de 80% e teor de umidade de  $10\pm 0,2\%$ .

Os ensaios com silte argiloso foram executados para um grau de compactação de 100% e um teor de umidade da ordem de  $16\pm 0,2\%$ . Na Figura 47 foi apresentada a curva de compactação obtida durante o ensaio de compactação Proctor Normal (UNE 103500/94).

Inicialmente, preenchia-se a parte inferior da caixa com 2 camadas de solo de 17,5cm de altura cada, após a compactação estática. A geogrelha era posicionada horizontalmente sobre o solo. A parte superior da caixa era então colocada sobre a inferior e preenchida também com 2 camadas de solo compactado, cada uma com 17,5cm de altura. Para ajustar o grau de compactação, utilizava-se o mesmo procedimento descrito em relação à densidade relativa. Conhecido o grau de compactação desejado, pesava-se a quantidade de solo necessária para se preencher uma camada e, por meio do macaco hidráulico vertical, compactava-se estaticamente o solo silto-argiloso até se atingir a altura requerida de 17,5cm.

Finalizados os procedimentos de compactação e preparação da amostra, a tampa era colocada e a caixa de cisalhamento era deslocada para o interior do equipamento.

Durante os ensaios de cisalhamento direto com reforço horizontal, é fundamental garantir uma perfeita fixação da geogrelha. Desta forma, pode-se obter parâmetros confiáveis de resistência na interface. A geogrelha não pode deslizar, nem “enrugar” durante o ensaio.

Para garantir essa condição de perfeita fixação, foi adaptada ao equipamento uma chapa metálica, que fixa a geogrelha na parte posterior do

equipamento. A Figura 59 mostra um detalhe do equipamento no final do ensaio de cisalhamento. Observa-se que a geogrelha está fixada por uma chapa acoplada ao equipamento. O cisalhamento ocorre, portanto, na interface solo-geogrelha. Na parte anterior da caixa de ensaio, nenhum sistema de fixação da geogrelha foi elaborado. Como a caixa inferior desliza em relação à superior, a geogrelha era mantida estirada durante todo o ensaio.

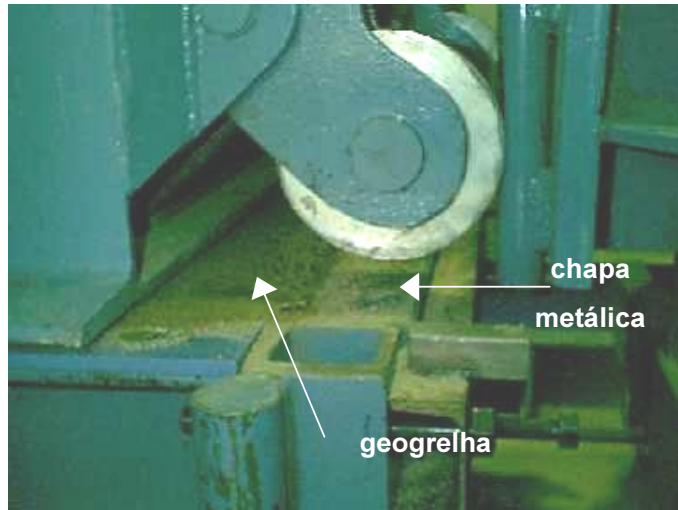


Figura 59 - Sistema de Fixação da Geogrelha - Ensaios de Cisalhamento Direto com Geogrelha Horizontal

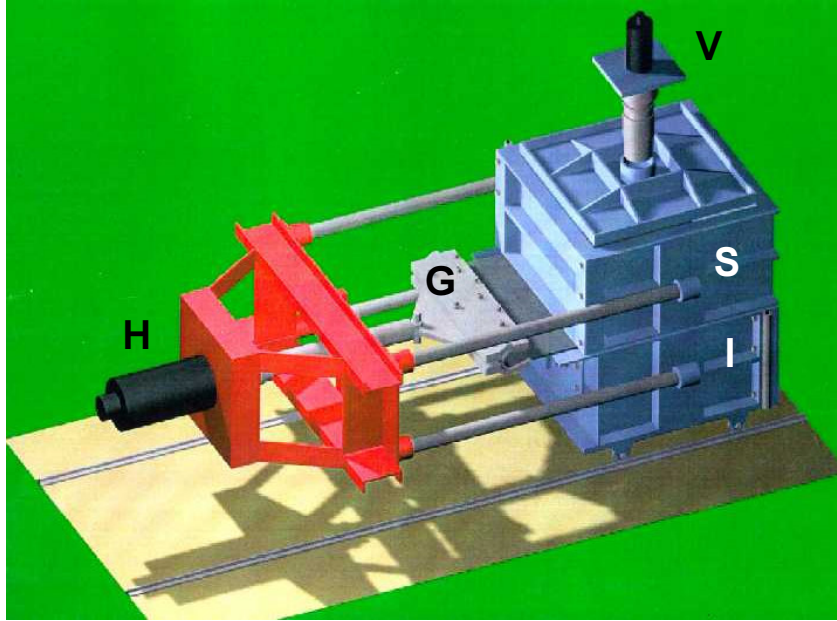
### 6.3. Ensaios de Arrancamento

#### 6.3.1. Descrição do Equipamento

Durante os ensaios de arrancamento, foi utilizado o mesmo equipamento apresentado anteriormente para os ensaios de cisalhamento direto (Figura 60). No entanto, para os ensaios de arrancamento, uma garra especial era adaptada ao macaco hidráulico horizontal, com a finalidade de produzir o deslocamento horizontal da geogrelha. Além disso, nos ensaios de arrancamento, ambas as metades da caixa ficavam imóveis, espaçadas verticalmente de 50mm, enquanto a garra impõe os deslocamentos horizontais de arrancamento.

Esta garra foi especialmente projetada para a execução de ensaios de arrancamento com geogrelhas (Castro, 1999). A geogrelha era abraçada pela

garra, de tal forma que, quanto maior o esforço de tração aplicado, maior a fixação da geogrelha. Além disso, a garra garante uma distribuição uniforme da força de tração em toda a largura da amostra, como mostrado na Figura 61.



**H = Macaco Hidráulico Horizontal**      **S = Caixa Superior**      **G = Garra**  
**V = Macaco Hidráulico Vertical**      **I = Caixa Inferior**

Figura 60 - Esquema do Equipamento de Arrancamento (Castro, 1999)

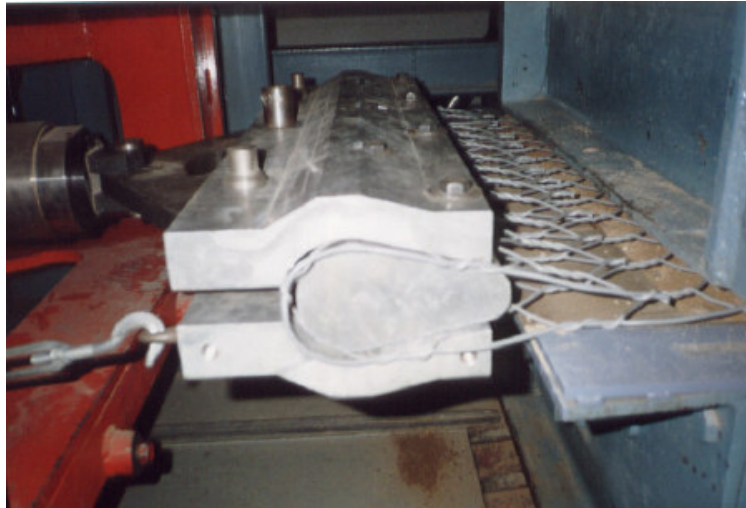


Figura 61 - Detalhe da Garra

### **6.3.2. Ensaio Executados**

O programa experimental constou de 30 ensaios de arrancamento com 3 tipos de geogrelhas e 2 tipos de solos. O objetivo destes ensaios consistiu em avaliar a resistência ao arrancamento dos diferentes tipos de geogrelhas e analisar os mecanismos de interação solo-geogrelha, segundo diferentes condições de confinamento e densidade.

A Tabela 27 apresenta os detalhes do programa de ensaios de arrancamento. Observa-se que as variáveis do programa são: tensão confinante, tipo de geogrelha, tipo de solo e densidade relativa.

### **6.3.3. Procedimento de Ensaio**

A montagem dos corpos de prova é similar à descrita no item 6.2.3. para os ensaios de cisalhamento direto com reforço horizontal.

Inicialmente, a caixa de cisalhamento é deslocada para fora da estrutura fixa de reação. A parte inferior da caixa é preenchida com solo compactado em 2 camadas de 17,5cm de altura, cada uma. As condições de umidade foram semelhantes às dos ensaios de cisalhamento direto, ou seja, nos corpos de prova de areia, o teor de umidade foi de  $10,0 \pm 0,2\%$  e no silte argiloso, a umidade de compactação foi de  $16,0 \pm 0,2\%$ .

Finalizada a compactação do solo no interior da metade inferior da caixa de cisalhamento, procede-se à colocação da geogrelha. As amostras de geogrelha possuíam, na sua maioria, 0,90m de largura e 1,80m de comprimento. Ressalta-se que, após a adaptação da geogrelha na garra, o comprimento enterrado da geogrelha era de 1,00m. Castro (1999) executou ensaios de arrancamento no mesmo equipamento, variando a largura das amostras. A análise destes ensaios demonstrou que não há diferenças significativas nos resultados em termos de força de arrancamento.

Em seguida, a metade superior da caixa era colocada sobre a inferior, com o auxílio de um guindaste fixado a um sistema de pontes rolantes localizado no teto do laboratório.

Tabela 27 - Programa de Ensaios de Arrancamento

| Grelha                   | Solo  | Nº | $\sigma_v$ (kPa) | $D_R$ ou GC (%) |
|--------------------------|-------|----|------------------|-----------------|
| Malha Metálica Hexagonal | Areia | 01 | 5,0              | 80              |
|                          |       | 02 | 12,5             | 80              |
|                          |       | 03 | 25,0             | 80              |
|                          |       | 04 | 50,0             | 80              |
|                          |       | 05 | 5,0              | 60              |
|                          |       | 06 | 12,5             | 60              |
|                          |       | 07 | 25,0             | 60              |
|                          |       | 08 | 12,5             | 30              |
|                          |       | 09 | 25,0             | 30              |
|                          | Silte | 10 | 12,5             | 100             |
|                          |       | 11 | 25,0             | 100             |
| ParaGrid                 | Areia | 12 | 12,5             | 80              |
|                          |       | 13 | 25,0             | 80              |
|                          |       | 14 | 50,0             | 80              |
|                          | Silte | 15 | 12,5             | 100             |
|                          |       | 16 | 25,0             | 100             |
|                          |       | 17 | 50,0             | 100             |
| MacGrid                  | Areia | 18 | 5,0              | 80              |
|                          |       | 19 | 12,5             | 80              |
|                          |       | 20 | 25,0             | 80              |
|                          |       | 21 | 50,0             | 80              |
|                          |       | 22 | 12,5             | 60              |
|                          |       | 23 | 25,0             | 60              |
|                          |       | 24 | 50,0             | 60              |
|                          |       | 25 | 75,0             | 60              |
|                          |       | 26 | 100,0            | 60              |
|                          | Silte | 27 | 5,0              | 100             |
|                          |       | 28 | 12,5             | 100             |
|                          |       | 29 | 25,0             | 100             |
|                          |       | 30 | 50,0             | 100             |

Da mesma forma descrita para a caixa inferior, preenchia-se a caixa superior com solo compactado e posicionava-se a caixa sobre o solo. Neste momento, a caixa era deslocada para o interior da estrutura de reação. A geogrelha era, então, conectada à garra. Finalmente, a tensão vertical era



aplicada e iniciava-se o arrancamento da geogrelha da massa de solo. A Figura 62 apresenta detalhes do procedimento de ensaio.



(a) Preenchimento da caixa com solo



(b) Posicionamento da geogrelha



(a) Colocação da caixa superior

Figura 62 - Procedimentos de Montagem dos Ensaios de Arrancamento

#### 6.3.4. Instrumentação

##### (a) Força Horizontal

A força horizontal de tração era aplicada por um macaco hidráulico com capacidade de até 0,3MN. As medidas de força de tração eram registradas a cada 15 segundos e transferidas diretamente ao computador.

**(b) Deslocamento Horizontal da Garra**

Um transdutor de deslocamento, com precisão de 0,1mm, localizado no pistão do macaco hidráulico horizontal, enviava um sinal para o sistema de leitura do equipamento. A aquisição dos deslocamentos horizontais da garra era feita a cada 15 segundos, da mesma forma que o controle da força horizontal.

**(c) Força Vertical**

A força vertical era também aplicada por meio de um macaco hidráulico. O sistema de aplicação da força vertical era dotado de um servo-controle capaz de garantir que a tensão de confinamento permanecesse constante durante todo o ensaio. A aquisição de dados da força vertical era feita diretamente no sistema de leitura do equipamento.

**(d) Deslocamentos Verticais**

O deslocamento do macaco hidráulico vertical era medido diretamente no sistema de leitura do equipamento, que registra o sinal enviado por um transdutor de deslocamento. Este transdutor era localizado no pistão do macaco hidráulico, possuindo uma precisão de 0,1mm.

**(e) Deslocamentos Horizontais Internos**

Os deslocamentos horizontais internos eram medidos em 4 pontos ao longo da geogrelha, como esquematizado na Figura 63.

O monitoramento destes deslocamentos internos era executado através de fios inextensíveis (“*tell-tails*”) protegidos por tubos de vinil para evitar perturbações ou atrito com o solo confinante, que poderiam prejudicar as leituras.

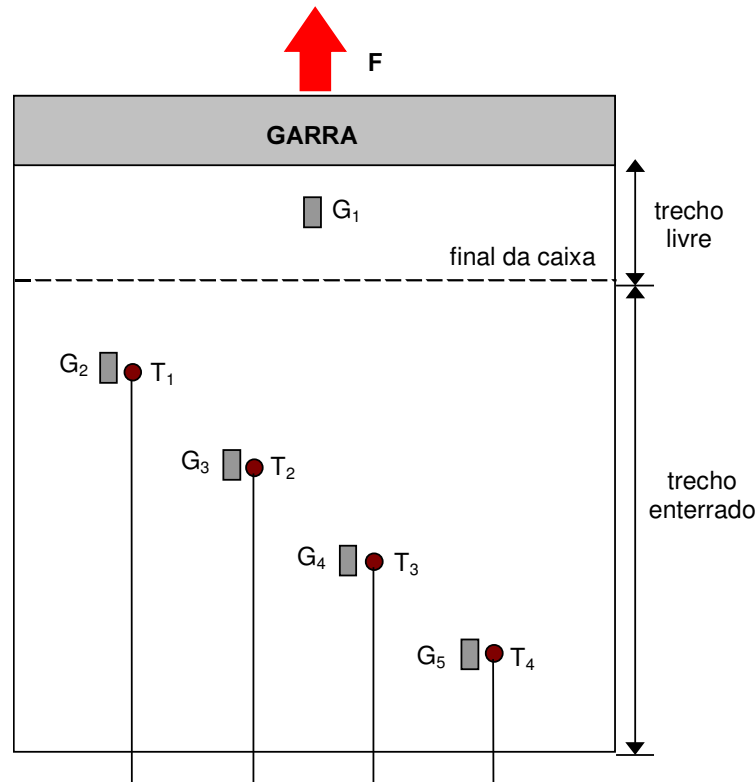
As extremidades dos fios eram conectadas a transdutores de deslocamento (LVDTs) acoplados a uma banqueta fixa, na parte posterior do equipamento. Foram utilizados LVDTs com precisão de 0,1mm.

**(f) Deformações Horizontais Internas**

As deformações horizontais sofridas pelas geogrelhas durante os ensaios de arrancamento foram monitoradas por 5 *strain gages* instalados ao longo da geogrelha, como ilustrado na Figura 63.

Os *strain gages* usualmente disponíveis no mercado admitem até 2% de deformação. No entanto, as geogrelhas ensaiadas são altamente extensíveis e podem atingir deformações de até 12%. Tanto os *strain gages* quanto a cola

adesiva foram escolhidos de forma criteriosa, levando-se em consideração o tipo de material e o nível de tensões. Os *strain gages* utilizados foram do tipo YL-60, da TML. Esses *strain gages* possuem 60mm de comprimento e 10mm de largura e são específicos para ensaios com polímeros, pois são capazes de suportar até 20% de deformação.



$G_i$  = strain-gage     $T_i$  = tell-tails     $F$  = força de arrancamento

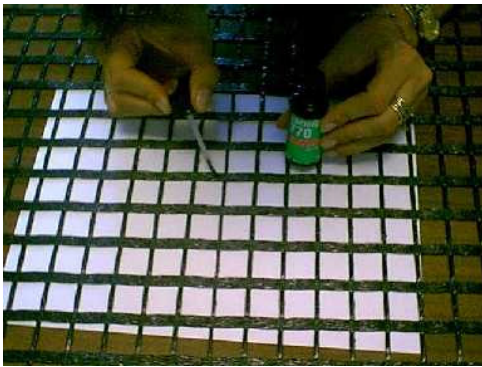
Figura 63 - Posicionamento dos tell-tails e dos strain-gages

A maneira como o *strain gage* é colado é fundamental para a garantia de uma medição adequada das deformações. Quando se coloca muita cola, corre-se o risco de enrijecer a zona instrumentada e, com isso, obter leituras não confiáveis de deformação. No entanto, a utilização de pouca cola pode fazer com que os *strain gages* sejam descolados da geogrelha durante os processos de compactação e até mesmo durante o arrancamento.

O procedimento adotado para a colagem dos *strain gages* foi baseado em Díaz (2000). Foram ensaiadas várias experiências com o mesmo tipo de *strain gage*, variando-se o método de colagem. Em conclusão, o método mais apropriado consiste em colar apenas as extremidades dos *strain gages*.

Inicialmente, selecionavam-se os pontos onde os *strain gages* seriam colados. A superfície da geogrelha deve estar bem limpa antes de se iniciar o processo de colagem. Procedia-se então, à aplicação (imprimação) de um produto, denominado Loctite 770, que é utilizado para melhorar a aderência e a durabilidade da união entre o *strain gage* e a geogrelha.

Após preparado o local, aplicava-se a cola nas 2 extremidades do *strain gage* e procedia-se à colagem do mesmo. É importante salientar que o *strain gage* deve ficar bem estirado para que não haja variação nas leituras. A Figura 64 ilustra o procedimento de colagem dos *strain gages*.



(a) Preparação da Superfície da Geogrelha      (b) Colagem do *Strain gage*



(d) Detalhe do *Strain gage* Após a Colagem

Figura 64 - Procedimento de Colagem dos *Strain gages*

A escolha da cola é fundamental para o sucesso da instrumentação. A cola deve ser capaz de promover uma distribuição uniforme das cargas, ao invés de concentrá-las nos pontos de máxima tensão.

O último passo era a proteção dos *strain gages* para evitar que o solo e a compactação danificassem os instrumentos ou prejudicassem as leituras. A Figura 65 apresenta uma geogrelha MacGrid totalmente instrumentada.

A aquisição de dados é feita utilizando-se o software *Picolog Data Logger*. A resolução das medidas foi de  $\pm 0,003\%$ .

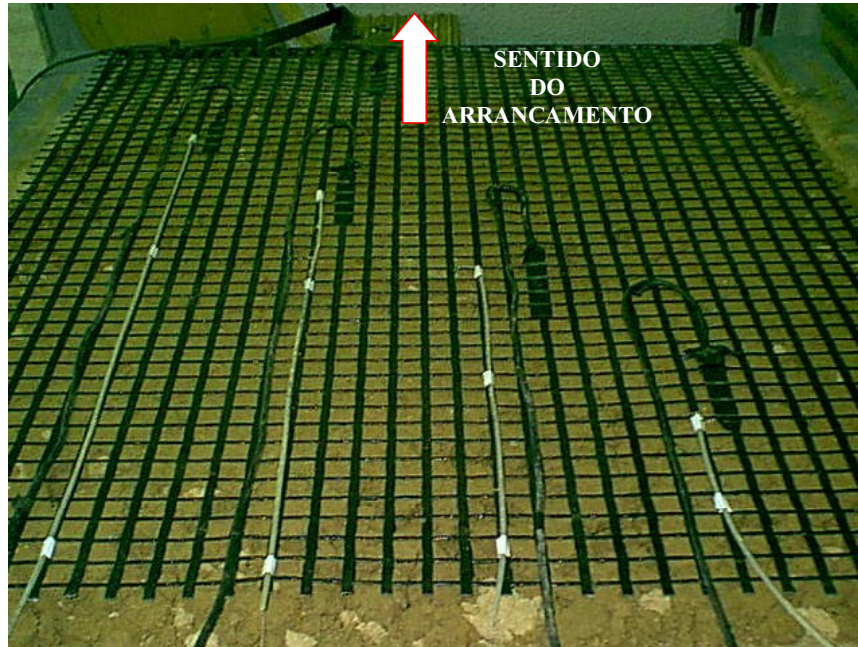


Figura 65 - Geogrelha Instrumentada para Ensaio de Arrancamento

## 6.4. Ensaio Triaxiais

### 6.4.1. Descrição do Equipamento

O equipamento utilizado para a série de ensaios triaxiais permite ensaiar corpos de prova com 22,9cm (9") de diâmetro e 45,7cm (18") de altura. Devido às grandes dimensões, é possível ensaiar amostras cilíndricas de solo reforçado com camadas horizontais de geossintéticos. No entanto, no caso de geogrelhas, deve-se verificar a relação entre a abertura da malha ( $S$ ) e o diâmetro da amostra ( $\phi$ ). A razão  $S/\phi$  deve ser inferior a 1/5 (ASTM D5321).

O equipamento (Figura 66a) era constituído de uma célula triaxial metálica, capaz de suportar uma tensão confinante de até 1,0GPa, aplicada através de colunas de mercúrio (Figura 66b). Uma prensa hidráulica, utilizada para carregamento axial, era capaz de aplicar uma carga máxima de 980kN (100t), com o controle da velocidade de carregamento. Um sistema de aquisição de dados automatizado era dedicado ao equipamento triaxial.



(a) Equipamento Triaxial



(b) Colunas de Mercúrio

Figura 66 - Detalhes do Equipamento Triaxial de Grandes Dimensões

#### 6.4.2. Ensaio Executados

O programa experimental constou de 21 ensaios triaxiais consolidados-drenados (CD), com carregamento axial, com corpos de prova de areia e silte argiloso reforçados com camadas de geogrelha. O programa está apresentado na Tabela 28. O objetivo destes ensaios foi avaliar o ganho de resistência e rigidez do conjunto solo-geogrelha com a introdução das camadas horizontais de reforço.

Os ensaios triaxiais foram executados apenas com a geogrelha MacGrid, tendo em vista que as demais (ParaGrid e a Malha Metálica) apresentam uma razão  $S/\phi$  (abertura da malha / diâmetro do corpo de prova) superior ao valor máximo estipulado por norma ( $S/\phi = 1/5$ ).

Tabela 28 - Programa de Ensaios Triaxiais com a Geogrelha MacGrid

| Solo           | Nº de Camadas de Reforço | Tensão Confinante (kPa) |
|----------------|--------------------------|-------------------------|
| Areia          | 0 , 1 , 2 ou 4           | 50, 150 ou 300          |
| Silte Argiloso | 0 , 1 ou 4               | 50, 150 ou 300          |

### 6.4.3. Procedimento de Ensaio

O processo de moldagem dos corpos de prova foi realizado em um molde metálico cilíndrico, que se encontrava acoplado a um compactador mecânico, como ilustrado na Figura 67.

Uma vez definidos os valores de peso específico seco máximo ( $\gamma_{dm\acute{a}x}$ ) e umidade ótima ( $\omega_{ot}$ ), iniciava-se o processo de compactação. Os corpos de prova foram compactados em 5 camadas, sendo aplicados 60 golpes em cada camada. A energia de compactação imposta aos corpos de prova era igual à energia do ensaio de Proctor Modificado ( $2,632\text{J}/\text{cm}^3$ ).

A fim de garantir a estabilidade do corpo de prova durante a retirada do molde metálico, utilizou-se uma membrana de borracha (látex) dentro do molde (Figura 68a). Terminado o processo de compactação, o molde era retirado do compactador e iniciava-se a colocação do corpo de prova na célula triaxial. Procedeu-se à colocação de uma placa porosa sobre o corpo de prova, com a finalidade de permitir a drenagem. Adicionalmente, bandas de papel filtro eram colocadas na superfície lateral do corpo de prova, de modo a reduzir o caminho máximo de drenagem.

O corpo de prova era colocado rapidamente sobre uma placa porosa, evitando-se a oclusão de ar. Com o auxílio de um aparelho de sucção, envolvia-se o corpo de prova com uma membrana de borracha.

Finalmente, a célula triaxial era preenchida com água desaerada, deixando sair o ar por um tampão situado no topo da célula. A Figura 68b apresenta o corpo de prova após a preparação.

Neste momento, iniciava-se o processo de saturação do corpo de prova. Esta etapa tinha a finalidade de permitir leituras corretas das variações de volume

durante o ensaio. O processo de saturação utilizado foi por contrapressão de 600kPa com uma pressão confinante externa de 620kPa.

Em geral, a amostra era considerada saturada após 24h, com contrapressão de 600kPa.



Figura 67 - Compactador Mecânico



(a) Colocação da Membrana



(b) Corpo de Prova Preparado para o Ensaio

Figura 68 - Detalhes da Montagem do Corpo de Prova: Ensaio Triaxiais



O programa experimental constou de ensaios triaxiais drenados (tipo CD). A velocidade de cisalhamento adotada foi estimada a partir dos dados obtidos durante a fase de adensamento isotrópico do corpo de prova.

## **6.5. Investigação do Dano Mecânico**

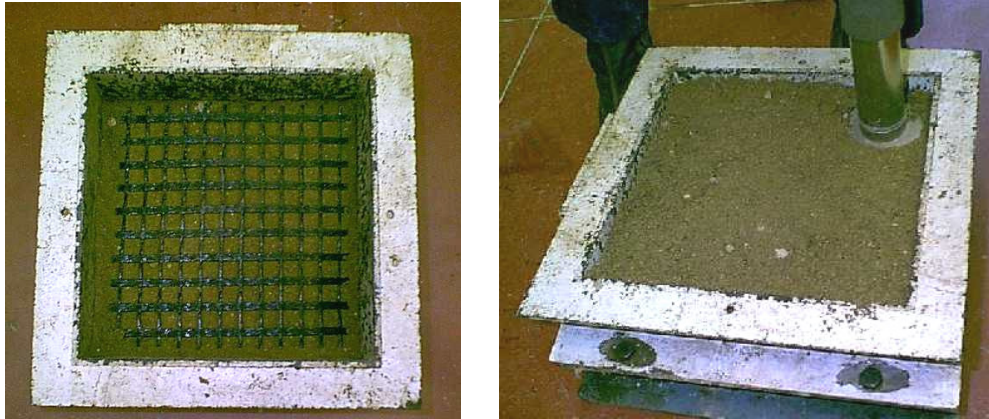
O dano mecânico pode ser definido como o resultado da transformação ocorrida na estrutura do geossintético, provocada pela compactação, tráfego de veículos, lançamento de agregados pontiagudos, rasgos, etc. Estes danos, geralmente sofridos no processo de instalação do geossintético no campo, podem reduzir significativamente as propriedades mecânicas do produto.

O programa experimental constou de ensaios de tração simples, cisalhamento direto e arrancamento em amostras danificadas. Dois tipos diferentes de dano foram considerados: o dano natural, obtido a partir de procedimentos de compactação e o dano artificial, obtido a partir da ruptura mecânica de um ou mais elementos da malha geossintética.

### **6.5.1. Ensaio de Tração Simples: Amostras Danificadas Naturalmente**

Ensaio de simulação do dano foram executados com o objetivo de investigar a perda de resistência resultante dos processos de compactação. As geogrelhas utilizadas neste programa de ensaios foram a Malha Metálica Hexagonal (MH), a MacGrid (MG) e a ParaGrid (PG).

Para a simulação do dano mecânico nas geogrelhas MacGrid e ParaGrid, utilizou-se uma caixa metálica quadrada de 30cm de lado e 15cm de altura. Inicialmente, colocava-se uma camada de solo de 7cm de altura de forma a cobrir a metade inferior da caixa. A geogrelha era então posicionada e coberta com solo até completar toda a caixa. Neste instante, iniciava-se o processo de compactação (Figura 69). Nestes ensaios, foram utilizados 3 tipos de solo (silte argiloso, areia siltosa e brita) e 2 métodos distintos de compactação. O primeiro método de compactação utilizou um soquete manual de 4,5kg que aplicava energia igual à do ensaio de compactação do tipo Proctor Modificado ( $2,632\text{J}/\text{cm}^2$ ). O outro método utilizou um compactador dinâmico que aplicava uma energia 4 vezes superior ( $10,52\text{J}/\text{cm}^2$ ).



(a) Posicionamento da geogrelha

(b) Compactação com soquete

Figura 69 - Simulação Experimental do Dano Mecânico – Geogrelhas Poliméricas

Para a geogrelha metálica (MH), devido à grande abertura dos orifícios da malha, os ensaios de simulação do dano foram executados em uma caixa de 1,0m de lado (Figura 70). Terminada a simulação, as geogrelhas foram cuidadosamente exumadas para evitar danos adicionais. As geogrelhas foram submetidas à inspeção microscópica (Figura 71), com o objetivo de verificar o dano ocorrido na superfície das mesmas. Posteriormente, as geogrelhas danificadas foram submetidas a ensaios de tração de faixa larga (NBR 12824).

As conseqüências do dano mecânico foram avaliadas através do fator de redução ( $f_d$ ) definido como:

$$f_d = \frac{\text{resistência da amostra intacta}}{\text{resistência da amostra exumada}} \quad (70)$$



Figura 70 - Simulação Experimental do Dano Mecânico – Malha Metálica



Figura 71 - Inspeção Microscópica das Geogrelhas Exumadas

Para a execução dos ensaios de tração simples, foram utilizados os equipamentos de tração simples do Laboratório de Estruturas e Materiais do Cedex, apresentados no Capítulo 5. Os ensaios foram realizados segundo a norma NBR 12824.

### **6.5.2.**

#### **Ensaio Tração Simples: Amostras Danificadas Artificialmente**

Estes ensaios foram executados com o objetivo de avaliar a perda de resistência ao se utilizar amostras com danos intensos, capazes de causar a ruptura de um ou mais elementos da malha. Os ensaios foram executados apenas com as geogrelhas MacGrid e Metálica. O dano foi produzido artificialmente através da ruptura de elementos da malha.

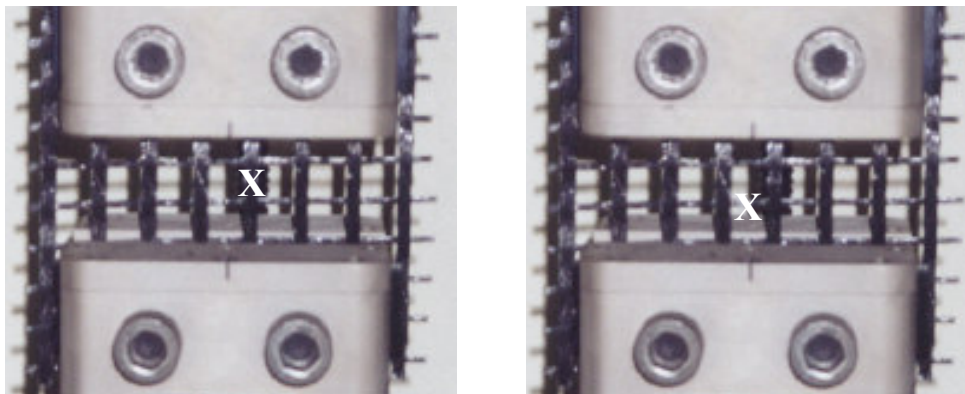
A geogrelha ParaGrid apresenta elevada rigidez e dificilmente um procedimento de compactação resultará na ruptura de um elemento longitudinal. Os elementos transversais da geogrelha ParaGrid funcionam apenas como elementos de união das tiras longitudinais. A ruptura de elementos transversais não ocasiona perda de resistência.

### ***Geogrelha MacGrid***

Para estes ensaios, foram utilizadas 6 amostras intactas de 30cm x 30cm. Estas amostras, após serem posicionadas no equipamento de tração simples, tiveram o dano mecânico imposto artificialmente pelo corte (ruptura) de um ou mais elementos da malha. Foram ensaiadas 3 amostras com um dano no elemento transversal central e 3 amostras com um dano no elemento longitudinal central. A Figura 72 apresenta a localização dos danos nas amostras.

### ***Malha Metálica***

Os ensaios de tração simples foram executados em 6 amostras danificadas da malha metálica. Mais uma vez, após posicionadas no equipamento, as amostras ensaiadas tiveram alguns elementos danificados. Foram ensaiadas 3 amostras com um elemento danificado na região central da malha, e 3 amostras com 3 elementos danificados, como indicado na Figura 73. Observa-se que, nos ensaios executados com 3 elementos danificados, estes elementos estavam posicionados na região central da amostra, na direção perpendicular à força de tração.



(a) Tira longitudinal

(b) Tira transversal

Figura 72 - Localização dos Elementos Danificados – Geogrelha MacGrid



(a) 1 elemento danificado

(b) 3 elementos danificados

Figura 73 - Localização dos Elementos Danificados – Geogrelha MH

### 6.5.3.

#### Ensaio de Arrancamento: Amostras Danificadas Artificialmente

Uma série de ensaios de arrancamento foi também executada com amostras danificadas de geogrelha. Estes ensaios tiveram o objetivo de avaliar a influência do dano na resposta ao arrancamento. Os ensaios foram executados em amostras de 1,0m de lado, danificadas mecanicamente. O dano foi produzido através da ruptura de elementos da malha. A Tabela 29 apresenta o programa de ensaios de arrancamento em amostras danificadas e a Figura 74 apresenta a localização dos elementos danificados.

Com a Malha Metálica, foram executados ensaios em areia ( $D_R=30\%$  e  $D_R=80\%$ ) e em silte argiloso ( $GC=100\%$ ), em amostras com 1 ou 3 elementos rompidos. Foram realizados ensaios com os 3 elementos distribuídos na direção do arrancamento e na direção perpendicular ao arrancamento. Todos os ensaios com amostras danificadas foram executados sob um nível de tensão confinante vertical de 25kPa.

No caso da geogrelha MacGrid, foram realizados ensaios em areia ( $D_R=80\%$ ) e em silte argiloso ( $GC=100\%$ ), com amostras que tiveram 3 ou 5 elementos longitudinais danificados. O aumento do número de elementos

danificados está relacionado à configuração da malha. Um ensaio preliminar (Figura 75) demonstrou que a ruptura de apenas 1 elemento não afeta a resposta da geogrelha MacGrid ao arrancamento.

Tabela 29 - Ensaios de Arrancamento: Amostras Danificadas Artificialmente

| GEOGRELHA      | Ensaio N° | SOLO           | DR ou GC (%) | N° de danos | Danos         |
|----------------|-----------|----------------|--------------|-------------|---------------|
| Malha Metálica | 1         | Areia          | 30           | 0           | ---           |
|                | 2         | Areia          | 30           | 1           | ---           |
|                | 3         | Areia          | 30           | 3           | A, B, C       |
|                | 4         | Areia          | 30           | 3           | D, B, E       |
|                | 5         | Areia          | 80           | 0           | ---           |
|                | 6         | Areia          | 80           | 1           | ---           |
|                | 7         | Areia          | 80           | 3           | A, B, C       |
| MacGrid        | 8         | Areia          | 80           | 0           | ---           |
|                | 9         | Areia          | 80           | 3           | B, C, D       |
|                | 10        | Areia          | 80           | 5           | A, B, C, D, E |
|                | 11        | Areia          | 80           | 3           | G, H, I       |
|                | 12        | Areia          | 80           | 5           | F, G, H, I, J |
|                | 13        | Silte Argiloso | 100          | 0           | ---           |
|                | 14        | Silte Argiloso | 100          | 3           | B, C, D       |
|                | 15        | Silte Argiloso | 100          | 5           | A, B, C, D, E |

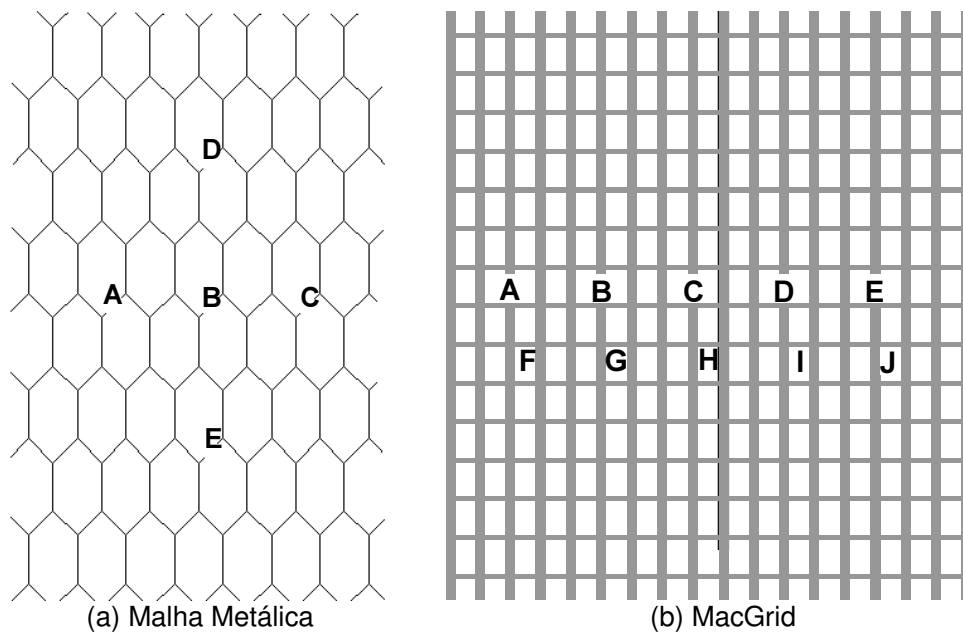


Figura 74 - Localização dos Elementos Danificados Artificialmente

Com a geogrelha MacGrid, foram executados também, ensaios de arrancamento com elementos transversais danificados, com o objetivo de avaliar a contribuição destes elementos em solicitações de arrancamento.

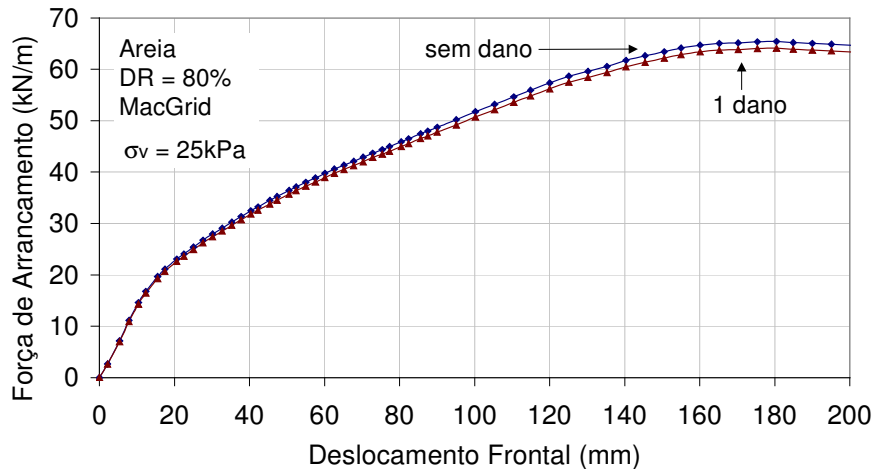


Figura 75 - Ensaios de Arrancamento: MacGrid com 1 Elemento Danificado x MacGrid Intacta

O fator de redução devido ao dano mecânico é usualmente calculado a partir da razão entre as resistências da amostra intacta e da amostra danificada, em condições não confinadas.

A perda de resistência sob condições de confinamento pode ser adequadamente investigada a partir dos ensaios de arrancamento com amostras danificadas.

#### 6.5.4. Ensaios de Cisalhamento Direto: Amostras Danificadas Artificialmente

Ensaios de cisalhamento direto com amostras danificadas foram executados com o objetivo de avaliar a influência do dano em solicitações de cisalhamento. O dano foi produzido pela ruptura artificial de um elemento, localizado no centro da tira longitudinal.

Os ensaios de cisalhamento direto foram executados no equipamento de  $(30 \times 30)\text{cm}^2$ , apresentado no Capítulo 5. Estes ensaios foram executados apenas com a geogrelha MacGrid, por ser a única grelha que atende aos requisitos da

norma. Segundo a ASTM D5321, a dimensão mínima da caixa deve ser 5 vezes maior que a abertura máxima da malha.

A geogrelha era posicionada verticalmente na caixa de cisalhamento. A tensão vertical aplicada foi de 100kPa. O programa experimental constou de ensaios com o solo arenoso e com o solo silto-argiloso.

## **6.6. Considerações Finais**

Este capítulo apresentou o programa experimental proposto para a compreensão dos mecanismos de interação solo-geogrelha. Uma descrição detalhada do funcionamento dos diferentes equipamentos e dos procedimentos de ensaio foi apresentada, destacando-se os equipamentos de grandes dimensões utilizados nos ensaios com geogrelhas.

A utilização de ensaios de grandes dimensões justifica-se devido às grandes aberturas das geogrelhas ensaiadas. O programa experimental constou de ensaios de arrancamento, ensaios de cisalhamento direto, ensaios triaxiais e ensaios para a avaliação do dano mecânico. Um resumo de todos os ensaios constantes do programa experimental está apresentado no Apêndice 1.

Os ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto procuraram reproduzir os diferentes mecanismos de interação possíveis de ocorrer na interface solo-geogrelha, buscando-se os parâmetros de resistência da interface.

Os ensaios triaxiais objetivaram a avaliação do ganho de resistência e de rigidez ocasionado pela introdução de camadas de reforço.

Adicionalmente, foram executados ensaios em amostras de geogrelhas previamente danificadas buscando-se avaliar a influência do dano mecânico no mecanismo de interação solo-geogrelha.



## 7

# Resultados dos Ensaio de Arrancamento

### 7.1.

#### Introdução

A resistência ao arrancamento de uma geogrelha é uma propriedade essencial para o dimensionamento de maciços reforçados. Segundo Amorim Jr. (1992), Palmeira e Milligan (1989) e Christopher e Berg (1990), o ensaio de arrancamento é o que melhor representa as situações reais de campo, quando são utilizadas geogrelhas como elementos de reforço.

Os ensaios de arrancamento permitem simular a situação em que um reforço, imerso na massa de solo, está sendo submetido a uma força de tração. Neste caso, dois mecanismos básicos de ruptura podem ser observados: 1) arrancamento da geogrelha da massa de solo ou 2) ruptura por tração da malha da grelha.

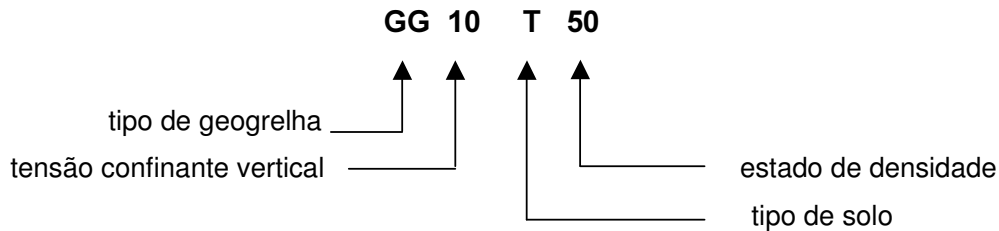
No primeiro mecanismo, observa-se o deslocamento de toda a malha em relação ao solo envolvente. A geogrelha é arrancada como uma lâmina e o deslocamento ocorre ao longo de todo o comprimento da amostra. Neste processo, ocorre a mobilização do atrito no contato solo-reforço e da resistência passiva dos elementos transversais da geogrelha.

O segundo mecanismo caracteriza-se pela ruptura da geogrelha e é resultado de uma tensão de tração excessiva. Neste caso, a força de arrancamento atinge a resistência à tração da geogrelha em algum ponto localizado da malha. No equipamento utilizado, a garra localiza-se fora da caixa de cisalhamento. Esta condição de contorno do ensaio leva à ocorrência da ruptura da malha na região não confinada

Neste capítulo, estão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de arrancamento descritos no Capítulo 6. Uma análise da influência de diversos fatores na resposta ao arrancamento é apresentada, juntamente com os fatores de interação propostos para projeto e dimensionamento de maciços reforçados. O processo de mobilização das tensões e deformações durante o ensaio é discutido, com base nos resultados da instrumentação.

## 7.2. Apresentação dos Resultados

De modo a facilitar a identificação das diferentes variáveis envolvidas em cada um dos ensaios, foi adotada a seguinte convenção de nomenclatura:



onde:

**tipo de geogrelha:** MH: Malha Hexagonal metálica

MG: MacGrid

PG: ParaGrid

**tensão confinante vertical:** o valor indicado corresponde à tensão confinante atuante na geogrelha (em kPa)

**tipo de solo:** A = areia  
S = silte argiloso

**estado de densidade:** o valor indicado representa a densidade relativa da areia ou o grau de compactação do silte argiloso (em %)

A Tabela 30 apresenta os valores da força de arrancamento no instante da ruptura ( $P_{ult}$ ), o tipo de mecanismo de ruptura observado em cada ensaio (arrancamento ou tração da malha) e as principais características dos ensaios. O programa experimental objetivou estudar o efeito de 4 variáveis: tensão confinante, tipo de solo, tipo de geogrelha e densidade relativa.

Na mesma Tabela, estão apresentadas a instrumentação adotada e as alturas aproximadas de aterro correspondentes à tensão confinante aplicada.

Tabela 30 - Resumo dos Resultados dos Ensaios de Arrancamento

| Grelha                   | Solo        | Nº      | Denominação | P <sub>ult</sub> (kN/m) | Instrumentação | Ruptura | h (m)   |
|--------------------------|-------------|---------|-------------|-------------------------|----------------|---------|---------|
| Malha Hexagonal Metálica | Areia       | 01      | MH 05 A 80  | 27,9                    | TT             | A       | 0,25    |
|                          |             | 02      | MH 12 A 80  | 35,2                    | TT             | A       | 0,63    |
|                          |             | 03      | MH 25 A 80  | 44,2                    | TT             | T       | 1,25    |
|                          |             | 04      | MH 50 A 80  | 46,2                    | TT             | T       | 2,50    |
|                          |             | 05      | MH 05 A 60  | 20,9                    | TT             | A       | 0,25    |
|                          |             | 06      | MH 12 A 60  | 32,3                    | TT             | A       | 0,63    |
|                          |             | 07      | MH 25 A 60  | 42,4                    | TT             | T       | 1,25    |
|                          |             | 08      | MH 12 A 30  | 27,6                    | —              | A       | 0,63    |
|                          |             | 09      | MH 25 A 30  | 31,1                    | —              | A       | 1,25    |
|                          | Silte       | 10      | MH 12 S 100 | 30,6                    | TT             | A       | 0,63    |
|                          |             | 11      | MH 25 S 100 | 39,6                    | TT             | A       | 1,25    |
| ParaGrid                 | Areia       | 12      | PG 12 A 80  | 37,1                    | TT e SG        | A       | 0,63    |
|                          |             | 13      | PG 25 A 80  | 44,1                    | TT e SG        | A       | 1,25    |
|                          |             | 14      | PG 50 A 80  | 59,0                    | TT e SG        | A       | 2,50    |
|                          | Silte       | 15      | PG 12 S 100 | 23,0                    | —              | A       | 0,63    |
|                          |             | 16      | PG 25 S 100 | 25,6                    | —              | A       | 1,25    |
|                          |             | 17      | PG 50 S 100 | 31,8                    | —              | A       | 2,50    |
|                          |             | MacGrid | Areia       | 18                      | MG 05 A 80     | 30,8    | TT e SG |
| 19                       | MG 12 A 80  |         |             | 43,5                    | TT e SG        | A       | 0,63    |
| 20                       | MG 25 A 80  |         |             | 65,1                    | TT e SG        | A       | 1,25    |
| 21                       | MG 50 A 80  |         |             | 76,6                    | TT e SG        | T       | 2,50    |
| 22                       | MG 12 A 60  |         |             | 31,6                    | TT             | A       | 0,63    |
| 23                       | MG 25 A 60  |         |             | 49,8                    | TT             | A       | 1,25    |
| 24                       | MG 50 A 60  |         |             | 66,5                    | TT             | T       | 2,50    |
| 25                       | MG 75 A 60  |         |             | 67,5                    | TT             | T       | 3,75    |
| 26                       | MG 100 A 60 |         |             | 68,0                    | TT             | T       | 5,00    |
| Silte                    | 27          |         |             | MG 05 S 100             | 33,7           | TT      | A       |
|                          | 28          |         | MG 12 S 100 | 39,5                    | TT             | A       | 0,63    |
|                          | 29          |         | MG 25 S 100 | 51,5                    | TT             | A       | 1,25    |
|                          | 30          |         | MG 50 S 100 | 59,2                    | TT             | T       | 2,50    |

**Legenda:** A = arrancamento da geogrelha      T = tração da malha  
 TT = *tell-tails*      SG = *strain-gages*  
 P<sub>ult</sub> = força de arrancamento na ruptura  
 h = altura equivalente de aterro

### 7.3. Fatores que Influenciam os Ensaio de Arrancamento

O programa experimental teve como objetivo analisar a influência de fatores como tensão confinante, densidade relativa, tipo de solo e tipo de geogrelha na resposta ao arrancamento. Neste item, serão apresentados os resultados dos ensaios de arrancamento, juntamente com uma discussão sobre a influência destes fatores.

A interpretação dos ensaios de arrancamento é bastante complexa. A força de arrancamento, aplicada em uma das extremidades da amostra, não se distribui uniformemente. Da mesma forma, não há uma distribuição uniforme das deformações e dos deslocamentos sofridos pela geogrelha. A geogrelha é um material deformável e observa-se, durante o arrancamento, tanto o deslocamento do corpo rígido, quanto a deformação da malha.

Como comentado no Capítulo 6, na maioria dos ensaios de arrancamento foram instalados *tell-tails* (medidores mecânicos de deslocamento) para o monitoramento dos deslocamentos internos em 4 pontos da geogrelha. Esta informação é extremamente importante, uma vez que a localização da garra, fora da caixa de ensaio, conduz a valores de deslocamentos frontais superiores à condição de ruptura. Os deslocamentos medidos na garra não correspondem, portanto, aos deslocamentos relativos solo-geogrelha necessários para a mobilização da resistência ao arrancamento. A região da geogrelha, localizada na zona não confinada, pode sofrer grandes deformações antes de ocorrer a mobilização da resistência na interface solo-geogrelha.

A Figura 76 apresenta os resultados do ensaio executado com a geogrelha MacGrid, embutida em solo arenoso ( $D_R = 80\%$ ) e submetida a uma tensão confinante de 25kPa. Na Figura 76(a) estão apresentados os valores de força de arrancamento em função dos deslocamentos frontais (medidos na garra). Observa-se que, na ruptura, a força de arrancamento máxima é de 65,1kN/m e o deslocamento frontal é de 170mm.

A partir da Figura 76(b), observa-se a evolução dos deslocamentos internos medidos ao longo da geogrelha em função do deslocamento frontal. Verifica-se que os deslocamentos ocorrem de maneira progressiva e decrescem à medida que o medidor de deslocamento (*tell-tail*) se afasta do ponto de aplicação da força de arrancamento. Cabe ressaltar, que no momento da ruptura, o deslocamento medido no  $TT_1$  foi de 82mm, enquanto o  $TT_4$  registrou um deslocamento de 14,3mm. O valor de deslocamento relativo solo-geogrelha,

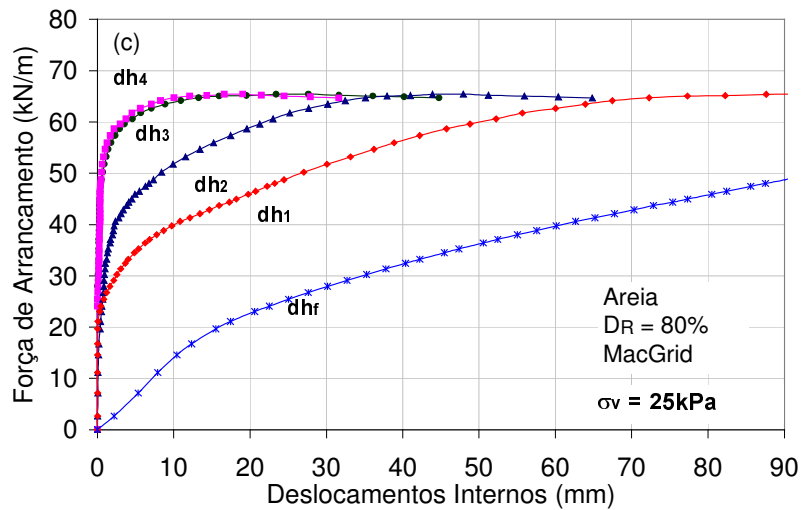
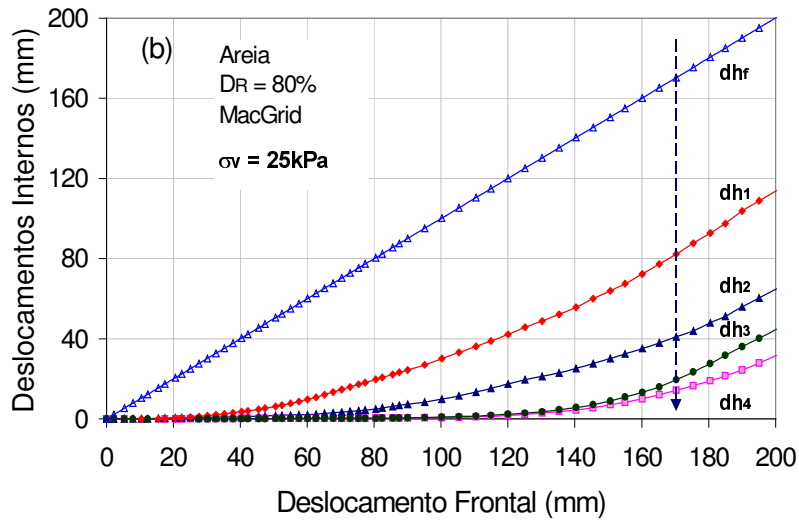
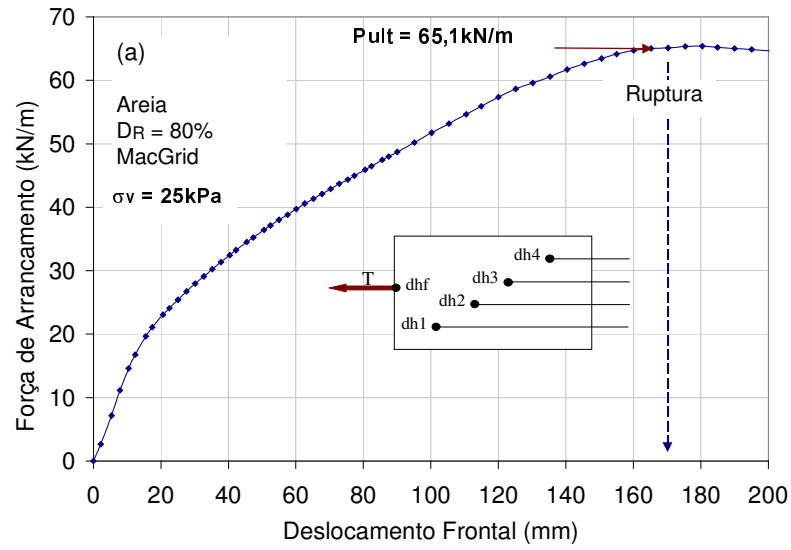


Figura 76 - Ensaio de Arrancamento com Geogrelha MacGrid em Areia ( $D_R = 80\%$ )

necessário para mobilizar a resistência ao arrancamento, corresponde ao deslocamento sofrido pelo ponto localizado na extremidade frontal confinada da geogrelha. No entanto, o monitoramento dos deslocamentos sofridos neste ponto é bastante complexo devido às condições de contorno do ensaio.

Finalmente, a Figura 76(c) ilustra a evolução dos deslocamentos sofridos internamente pela geogrelha em função da força de arrancamento aplicada. No instante da ruptura, os deslocamentos medidos ao longo da geogrelha são distintos. A instrumentação demonstra que os elementos da geogrelha não se deslocam igualmente. Além do deslocamento do corpo rígido, ocorre também uma deformação da geogrelha. Há uma distribuição decrescente de deformações desde o elemento frontal (mais próximo ao ponto de aplicação do esforço de arrancamento) até o elemento mais distante.

Neste item, optou-se por apresentar os resultados dos ensaios de arrancamento em função dos deslocamentos frontais. No entanto, é importante salientar que os deslocamentos registrados não correspondem aos deslocamentos relativos solo-geogrelha na condição de arrancamento. A discussão aqui apresentada baseia-se apenas na resistência ao arrancamento. O item 7.6 apresenta uma discussão sobre a mobilização dos deslocamentos ao longo da geogrelha.

### **7.3.1. Tensão Confinante**

A influência da tensão confinante na resistência da interface solo-geossintético foi estudada por diversos pesquisadores (Farrag et al, 1993; Yuan et al, 1998; Lopes e Ladeira, 1996; McGown et al, 1982; Juran et al, 1988; Díaz, 2000).

O efeito da tensão confinante vertical ( $\sigma'_v$ ) nos resultados dos ensaios de arrancamento pode ser verificado na Figura 77 e nas demais figuras deste item. Cada figura apresenta um conjunto de ensaios, executados com o mesmo tipo de geogrelha, mesmo tipo de solo, mesmo teor de umidade e mesmo estado de densidade, variando-se apenas o nível de confinamento. Observa-se que, a resistência ao arrancamento sempre aumenta com o aumento do confinamento.

O comportamento da malha metálica está apresentado nas Figuras 77 a 79. As curvas são suaves e alcançam o patamar de resistência sem apresentarem pico. A resistência ao arrancamento aumenta com o confinamento e é atingida para grandes deslocamentos frontais. A localização da garra, na região não

confinada, leva a uma distorção dos hexágonos da malha, resultando em grandes deformações, antes do início do processo de arrancamento. Comportamento similar foi reportado por Castro (1999).

Em solo arenoso, sob baixas tensões confinantes (5 e 12,5kPa), observa-se a ruptura por arrancamento da malha metálica, independente da densidade relativa do solo. Para maiores níveis de confinamento (25 e 50kPa), ocorre a ruptura por tração da malha.

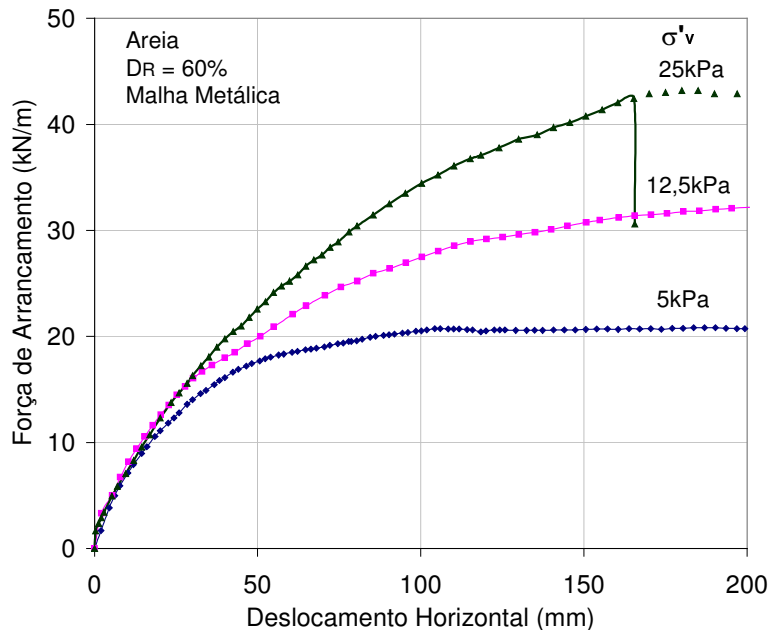
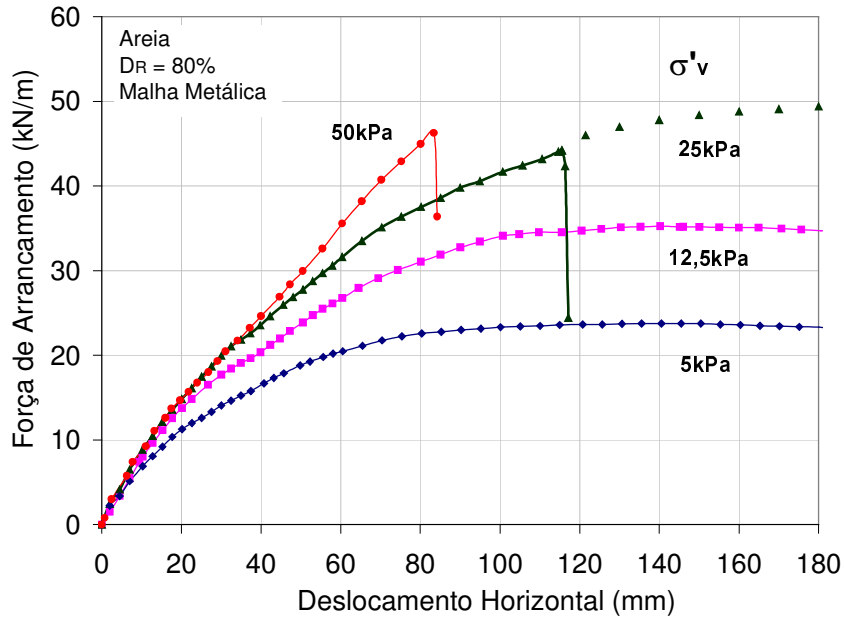


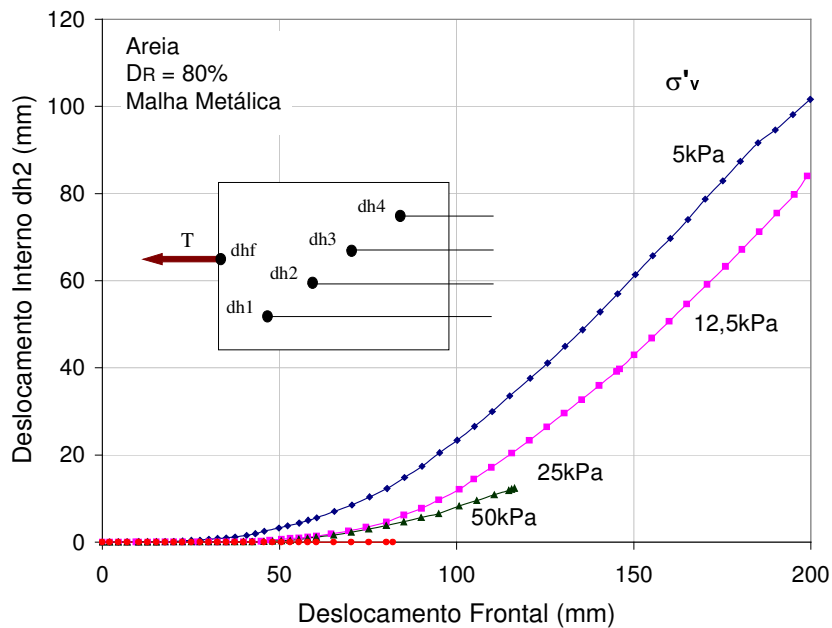
Figura 77 - Ensaios de Arrancamento: Malha Metálica em Areia ( $D_R = 60\%$ )

Ressalta-se que, nos ensaios executados para um valor de densidade relativa de 80% (Figura 78), a ruptura da malha para um nível de confinamento de 25kPa ocorreu para maiores deslocamentos e para um valor inferior de força de arrancamento quando comparado à ruptura da malha para tensão confinante de 50kPa. Este fato pode ser justificado com base nos deslocamentos internos da geogrelha durante o arrancamento. Na Figura 78(b), estão plotados os deslocamentos internos medidos no ponto 2, distante 40cm da face frontal da geogrelha. Para um nível de tensão confinante de 25kPa, ocorre uma ruptura composta, ou seja, observa-se inicialmente o arrancamento da geogrelha da massa de solo e posteriormente, a ruptura por tração da malha. Para uma tensão confinante de 50kPa, ocorre apenas a ruptura por tração da geogrelha, não havendo registro de deslocamentos internos da geogrelha. O aumento da tensão

confinante reduz o deslocamento da geogrelha, conduzindo à mobilização de esforços tangenciais elevados nos pontos próximos à aplicação da força de arrancamento.



(a) Variação da Força de Arrancamento com a Tensão Confinante.



(b) Deslocamentos Internos ao longo da Geogrelha

Figura 78 - Ensaios de Arrancamento: Malha Metálica em Areia ( $D_R = 80\%$ )



É importante salientar que a localização da garra, fora da caixa do equipamento, pode levar à ruptura antecipada da malha, sob condições não confinadas. Sendo assim, os ensaios onde este tipo de ruptura é observado não reproduzem por completo uma situação de arrancamento.

Nos ensaios executados com silte argiloso (Figura 79), verifica-se o arrancamento da geogrelha para um confinamento de 25kPa. Em solos finos, a geogrelha é arrancada mais facilmente da massa de solo, devido à menor interação entre o solo e o reforço.

Nas Figuras 77 e 78, as tendências de comportamento forma indicadas através da extrapolação dos resultados experimentais, desconsiderando a ruptura precoce das malhas metálicas na região não confinada.

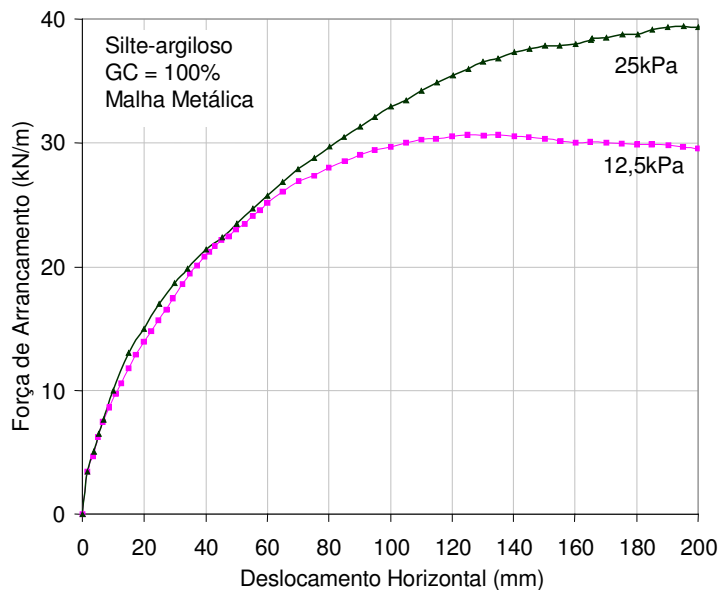


Figura 79 - Ensaios de Arrancamento: Malha Metálica em Silte Argiloso (GC = 100%)

A extrapolação dos resultados foi realizada a partir da curva força de arrancamento *versus* deslocamentos internos medidos no ponto 1 ( $dh_1$ ). Este ponto dista 20cm do ponto de aplicação da força de arrancamento. A Figura 80 apresenta uma curva típica que ilustra o procedimento adotado. Cabe comentar que foram extrapolados apenas os ensaios onde há registro de deslocamentos internos ( $dh_1$ ) até o momento da ruptura. Isto demonstra que a geogrelha é arrancada da massa de solo e, posteriormente, rompe por tração. Ensaios executados sob níveis de confinamento elevados não apresentaram deslocamentos internos até o instante da ruptura. Desta forma, não é possível

uma extrapolação dos resultados, uma vez que o mecanismo não representa o arrancamento.

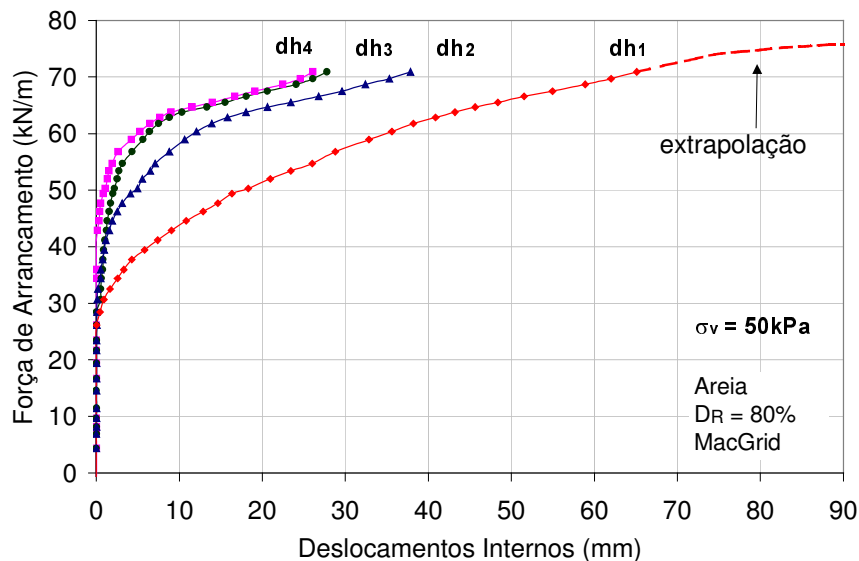


Figura 80 - Extrapolação dos Resultados em Ensaio de Arrancamento

O comportamento da geogrelha ParaGrid está apresentado nas Figuras 81 e 82. Da mesma forma, a resistência ao arrancamento aumenta com o aumento da tensão confinante. No entanto, observa-se uma perda considerável de resistência após atingida a força de arrancamento máxima nos ensaios em areia. Durante o arrancamento, os elementos transversais desta geogrelha se desprenderam dos longitudinais, o que poderia justificar tal perda de resistência.

Ressalta-se que, a geogrelha ParaGrid suporta valores mais elevados de confinamento (50kPa) sem ruptura dos elementos da malha. O mecanismo de ruptura por tração é governado pela resistência à tração da geogrelha. De acordo com o exposto no Capítulo 5, a ParaGrid apresenta resistência à tração superior às demais, o que explica tal comportamento durante os ensaios de arrancamento.

O efeito da tensão confinante nos resultados dos ensaios de arrancamento executados com a geogrelha MacGrid está apresentado nas Figuras 83 a 85. A força de arrancamento aumenta com a tensão confinante, com o valor máximo sendo atingido para grandes deslocamentos frontais da geogrelha.

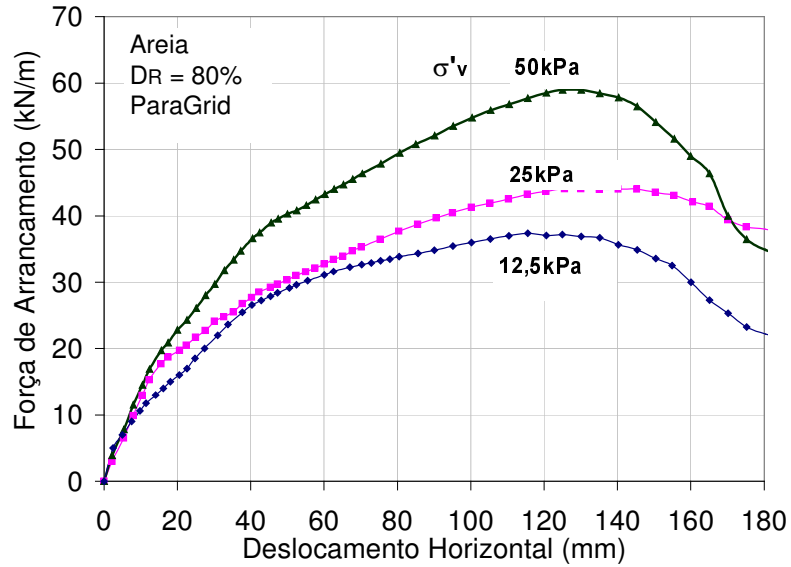


Figura 81 - Ensaio de Arrancamento: ParaGrid em Solo Arenoso ( $D_R = 80\%$ )

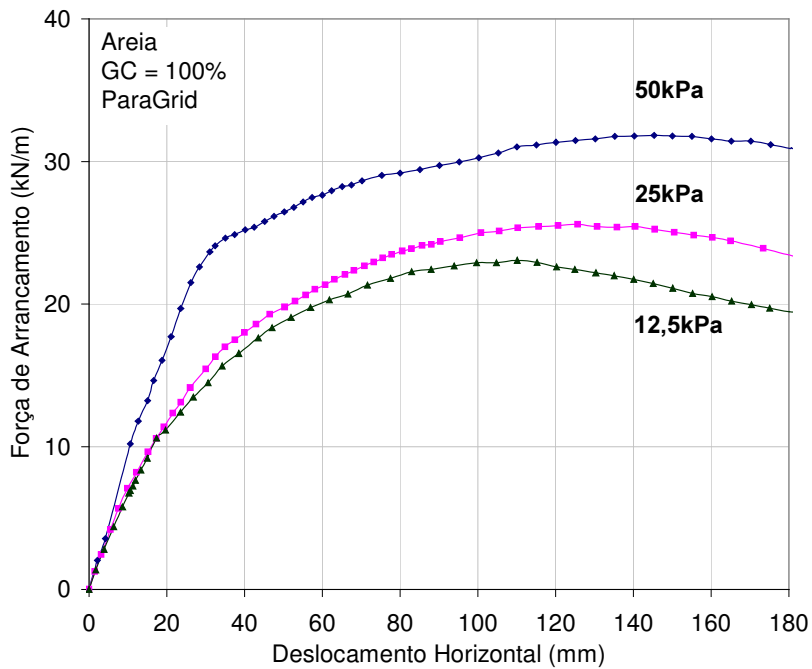


Figura 82 - Ensaio de Arrancamento: ParaGrid em Silte argiloso (GC = 100%)

Nos ensaios executados sob tensões confinantes superiores a 50 kPa, observou-se o mecanismo de ruptura por tração da malha, independente do tipo e da densidade relativa do solo. Esse valor de tensão confinante vertical corresponde a uma altura de aterro da ordem de 2,5m. Os resultados demonstram

que apenas a geogrelha ParaGrid é capaz de suportar tensões dessa magnitude sem romper por tração.

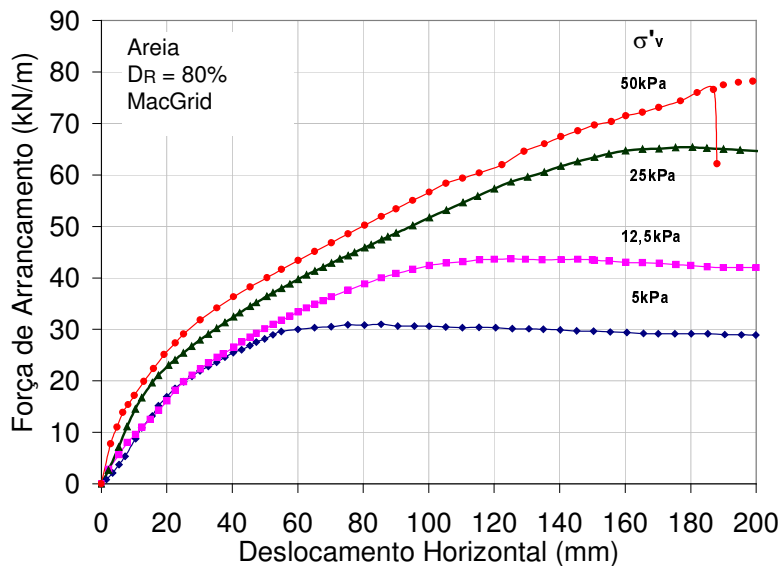
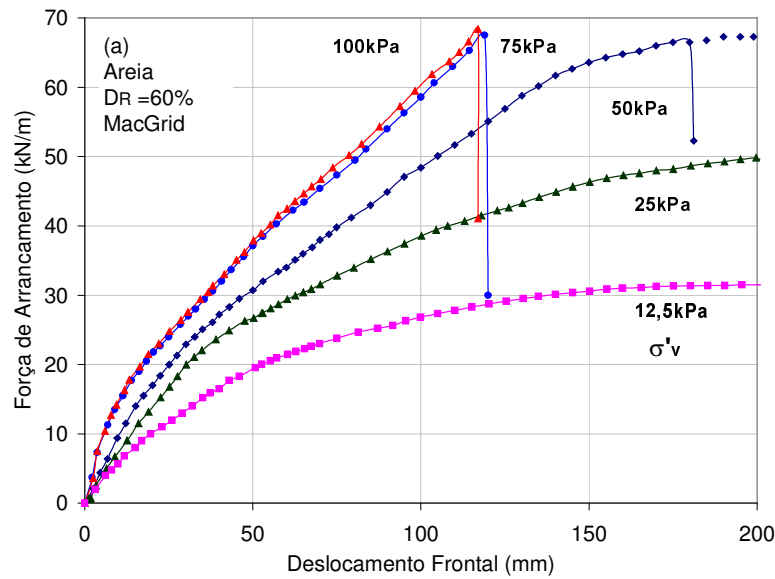


Figura 83 - Ensaio de Arrancamento: MacGrid em Solo Arenoso ( $D_R = 80\%$ )

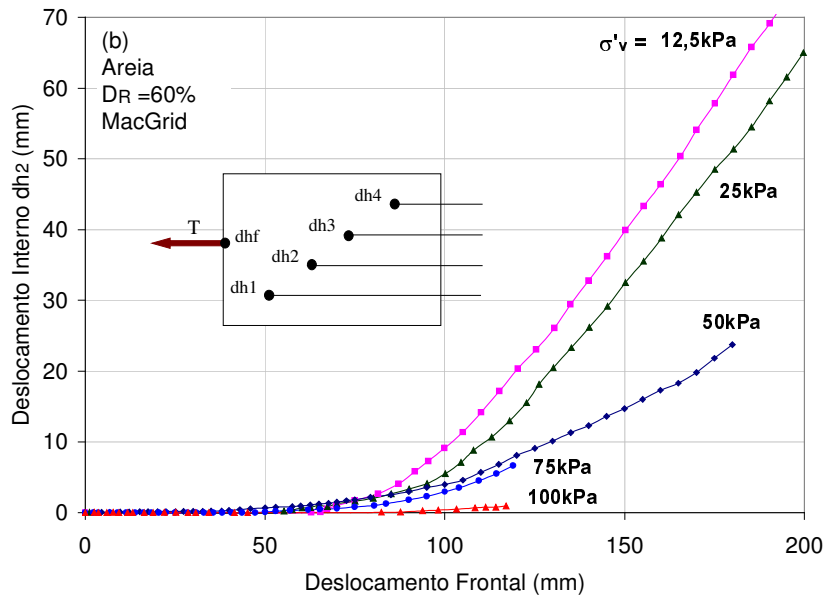
No caso de solo arenoso, com densidade relativa de 60%, foram executados ensaios para 5 níveis de tensão confinante (12,5; 25; 50; 75 e 100kPa). Analisando os resultados apresentados na Figura 84, pode-se concluir que:

- A tensão confinante governa o mecanismo de ruptura. Para baixos níveis de confinamento (12,5 e 25kPa), ocorre somente a ruptura por arrancamento. A geogrelha apresenta altos valores de deslocamentos internos;
- À medida que o confinamento aumenta, há uma transição do tipo de mecanismo. O ensaio executado sob tensão confinante de 50kPa apresenta um mecanismo de ruptura composta. Observa-se inicialmente, o deslocamento interno da geogrelha, até o momento em que ocorre a ruptura por tração.
- Nos ensaios executados para altos valores de confinamento (75 e 100kPa), o excesso de sobrecarga inibe os deslocamentos internos da geogrelha, ocasionando o aumento da resistência ao arrancamento e a ruptura da geogrelha na garra.
- A partir de uma determinada tensão confinante limite (75kPa), só ocorre a ruptura por tração da malha e as curvas obtidas são praticamente coincidentes. Neste caso, não foi possível uma extrapolação dos resultados,

uma vez que não há uma tendência de comportamento ao arrancamento. O mecanismo foi puramente de tração simples.



(a) Variação da Força de Arrancamento com a Tensão Confinante.



(b) Deslocamentos Internos ao longo da Geogrelha

Figura 84 - Ensaio de Arrancamento: MacGrid em Solo Arenoso ( $D_R = 60\%$ )

Na Figura 85, estão apresentados os resultados dos ensaios executados com a geogrelha MacGrid, embutida em silte argiloso. A geogrelha rompe por tração da malha para um nível de confinamento de 50kPa. A ruptura ocorre para

um deslocamento frontal da garra de 149mm. Para baixas tensões confinantes, observa-se o arrancamento da geogrelha da massa de solo.

Ressalta-se que, nos ensaios apresentados nas Figuras 83 e 84, a geogrelha MacGrid rompeu por tração para uma tensão confinante de 50kPa. No entanto, essa ruptura ocorreu para diferentes valores de deslocamentos frontais da garra de arrancamento. No ensaio executado com  $D_R$  igual a 80%, o deslocamento frontal na ruptura foi de 190mm. Para uma densidade relativa de 60%, a ruptura ocorreu para um deslocamento frontal de 178mm. Uma explicação para este fato pode estar relacionada com a deformação sofrida pela geogrelha durante o ensaio. Em ambos os casos, observou-se uma ruptura composta, ou seja, inicialmente a geogrelha se deforma, até o momento em que rompe por tração. O item 7.3.2 apresenta maiores detalhes sobre a influência da densidade relativa nos deslocamentos da geogrelha durante o arrancamento.

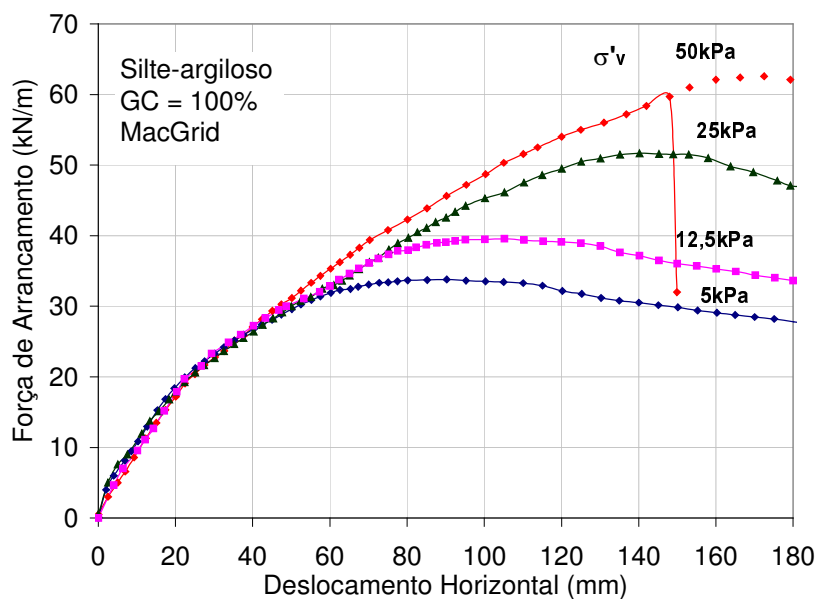


Figura 85 - Ensaios de Arrancamento: MacGrid em Silte Argiloso (GC = 100%)

As Figuras 86 e 87 mostram a variação da força de arrancamento em função da tensão confinante vertical, para os 3 tipos de geogrelha e os 2 tipos de solo. As linhas contínuas representam os ensaios onde observou-se a ruptura por arrancamento. As linhas pontilhadas indicam a ruptura por tração da malha e estes ensaios estão representados por pontos vazados (foram obtidos por extrapolação). Os resultados sugerem uma correlação aproximadamente linear

entre a tensão confinante vertical e a força de arrancamento, enquanto ocorre somente a ruptura por arrancamento da geogrelha.

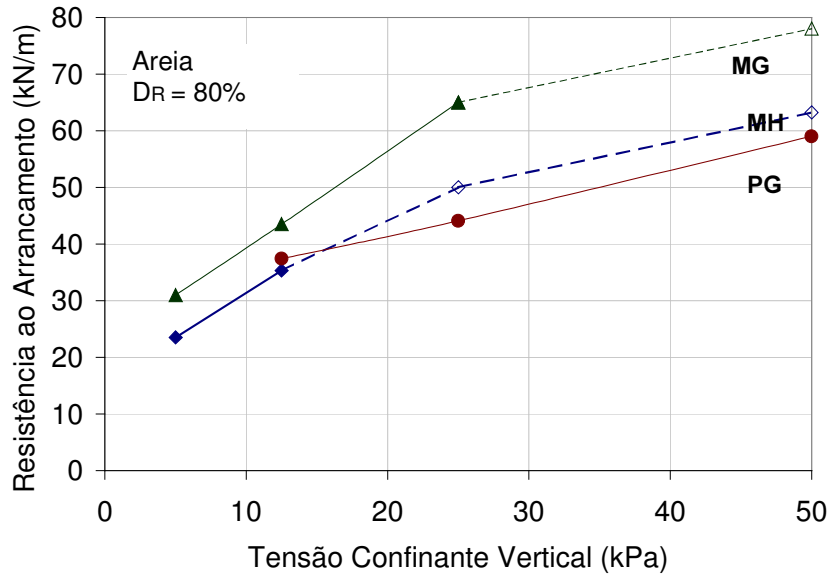


Figura 86 – Variação da Resistência ao Arrancamento com a Tensão Confinante: Areia

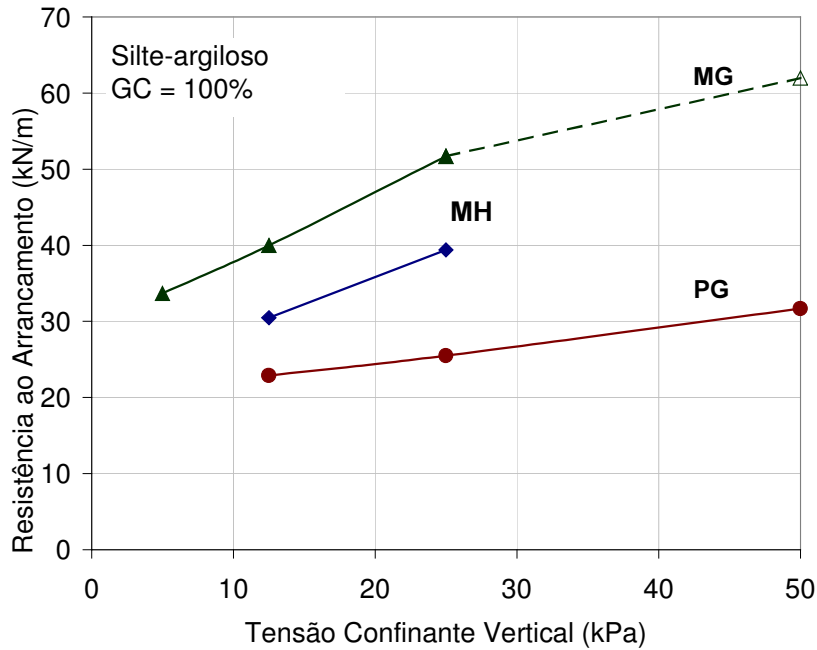


Figura 87 - Variação da Resistência ao Arrancamento com a Tensão Confinante: Silte Argiloso

É interessante observar que, quando os deslocamentos medidos no instante da ruptura são plotados em função da tensão confinante (Figura 88), o comportamento também é linear. Quanto maior o confinamento, maior o deslocamento necessário para induzir a ruptura da inclusão por arrancamento. Nesta figura, estão apresentados tanto os deslocamentos frontais, quanto os deslocamentos registrados no TT<sub>1</sub>, no ensaio executado com a geogrelha MacGrid, em areia ( $D_R=80\%$ ). Em ambos os casos, o comportamento é o mesmo, demonstrando existir uma correlação aproximadamente linear entre a tensão confinante vertical e os deslocamentos no instante da ruptura.

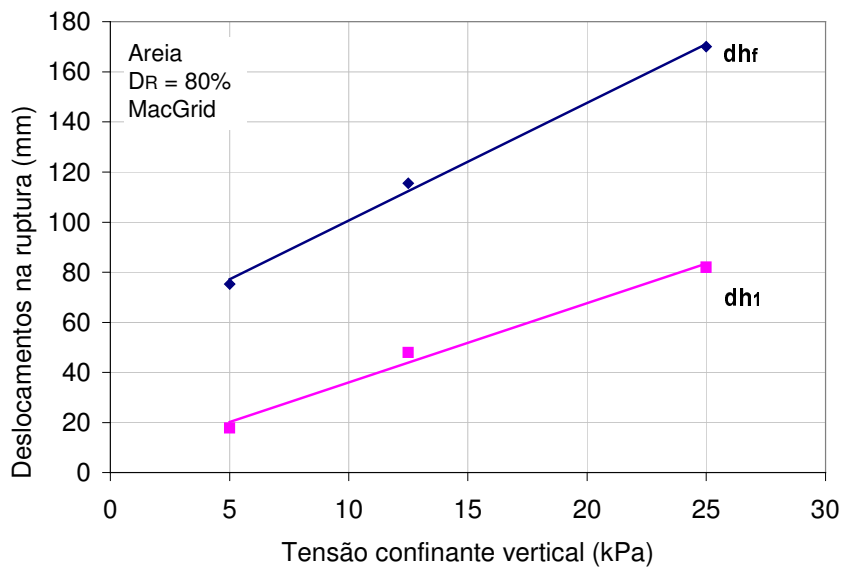


Figura 88 - Deslocamentos Horizontais Medidos no Instante da Ruptura por Arrancamento, em Função da Tensão Confinante

### 7.3.2. Densidade Relativa

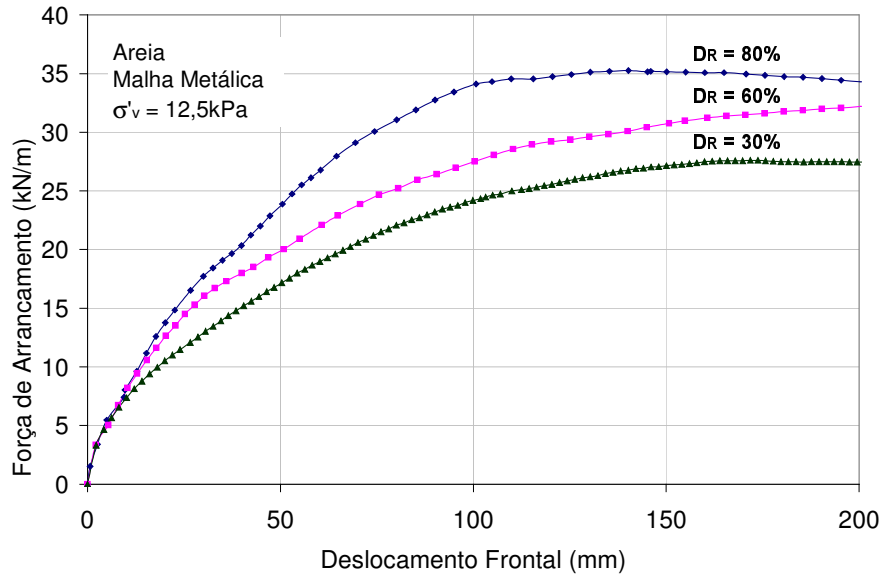
As Figuras 89 e 90 apresentam a variação da força de arrancamento com o deslocamento frontal nos ensaios executados com a malha metálica, embutida em solo arenoso, sob diferentes valores de densidade relativa (30, 60 e 80%). Nestes ensaios, a amostra foi submetida a níveis de confinamento de 12,5 e 25kPa, respectivamente.

A densidade relativa tem efeito semelhante ao da tensão confinante na resistência da interface solo-geogrelha. O aumento da densidade relativa ocasiona um aumento na resistência ao arrancamento. Os solos densos são mais resistentes e rígidos do que os solos fofos. Como consequência, o deslocamento

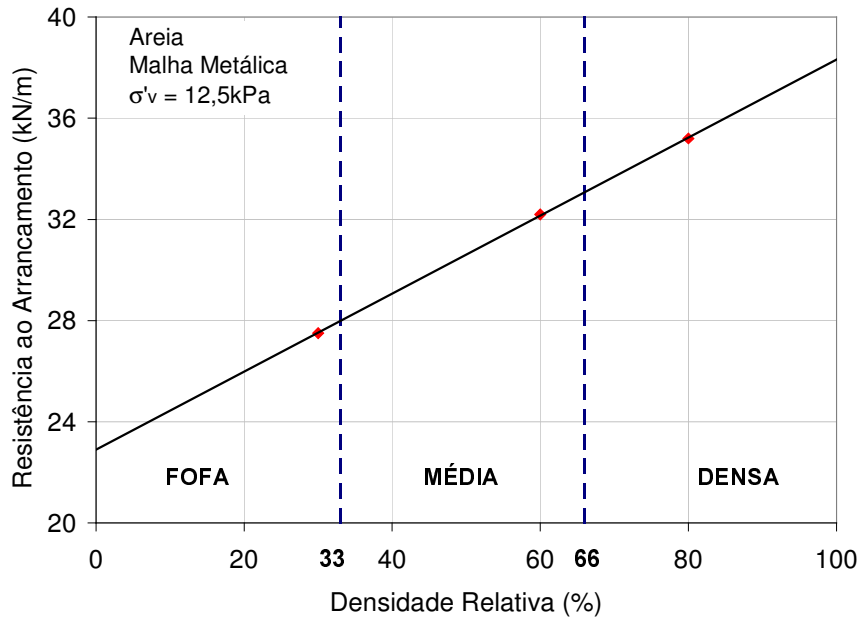


da geogrelha diminui com o aumento da densidade, aumentando o módulo de deformabilidade e a força de arrancamento.

Para valores de tensão confinante de 12,5kPa (Figura 89), observa-se a ruptura por arrancamento da geogrelha, independente da densidade relativa da areia. A resistência ao arrancamento aumenta cerca de 30% quando a densidade do solo passa de 30 a 80%, sob esse nível de confinamento.



(a) Variação da Força de Arrancamento com os Deslocamentos Frontais



(b) Variação da Resistência ao Arrancamento com a Densidade Relativa

Figura 89 - Efeito da Densidade Relativa no Arrancamento com  $\sigma'_v = 12,5\text{kPa}$

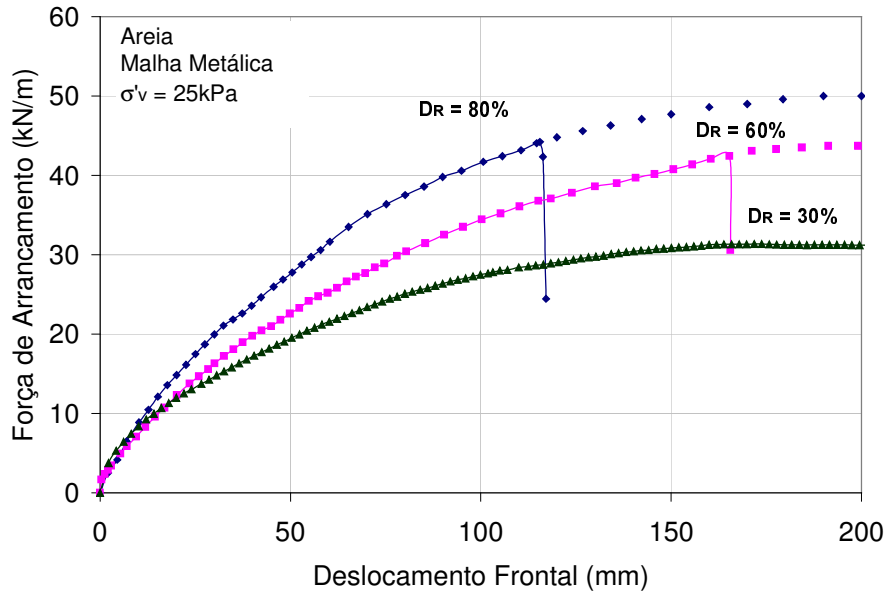
Quando a resistência ao arrancamento é plotada em função da densidade relativa (Figura 89b), nota-se que existe uma correlação aproximadamente linear entre elas. O comportamento observado indica um valor médio de resistência ao arrancamento de aproximadamente 25kN/m para a areia no estado fofo ( $D_R < 33\%$ ) e 37kN/m para areia densa ( $D_R > 66\%$ ). Cabe ressaltar que esses valores são válidos apenas para o tipo de areia ensaiado, sob condições de confinamento de 12,5kPa.

Nos ensaios executados sob uma tensão confinante de 25kPa (Figura 90), observa-se que no estado mais fofo da areia ( $D_R=30\%$ ), a geogrelha rompe por falta de aderência com o solo (arrancamento) para uma força de arrancamento de 31,3kN/m. No entanto, nos estados mais densos ( $D_R=60$  e  $80\%$ ), a geogrelha rompe por falta de resistência à tração. A força de arrancamento máxima registrada para os solos mais densos foi de 42,4kN/m para uma densidade relativa de 60% e 44,2kN/m para  $D_R=80\%$ . Mais uma vez, observa-se um aumento de 30% na resistência da interface solo-geogrelha quando a densidade relativa do solo passa de 30% a 80%.

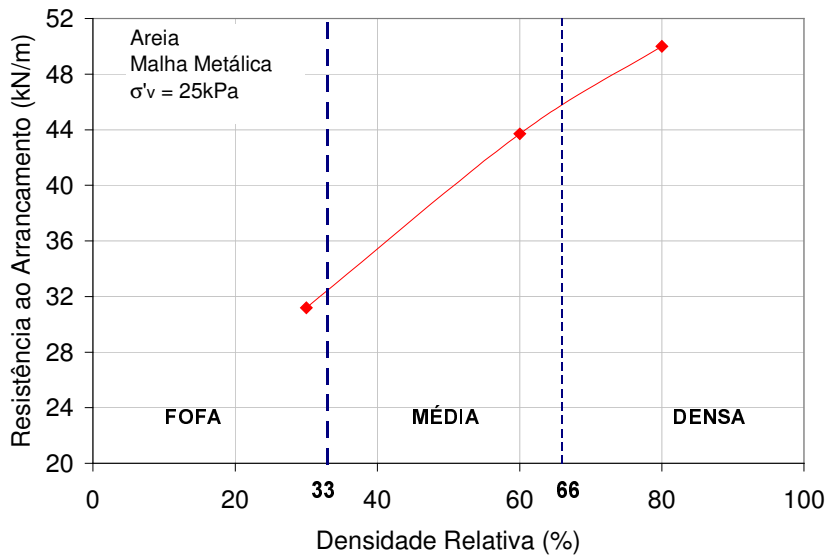
Na Figura 90(b), apresenta-se a variação da força de arrancamento máxima em função da densidade relativa. A resistência ao arrancamento aumenta com o aumento da densidade relativa, enquanto ocorre somente a ruptura por arrancamento da geogrelha. A partir de um valor limite de densidade relativa, ocorre a ruptura por tração da malha e a curva torna-se assintótica na horizontal.

A Figura 91 mostra os deslocamentos internos ( $dh_3$ ) medidos no ponto 3 (localizado a 40mm da extremidade posterior da grelha). Pode-se constatar que, similar ao efeito da tensão confinante, o aumento da densidade relativa inibe os deslocamentos ao longo da geogrelha, gerando altos esforços tangenciais nos pontos próximos à aplicação da força de arrancamento.

As leituras do *tell-tail* 3 ( $TT_3$ ) indicam que o aumento da densidade relativa dificulta o início do processo de deslocamento da geogrelha na região confinada. Para baixos valores de densidade relativa ( $D_R=30\%$ ), o ponto 3 começa a se deslocar para um deslocamento frontal de 28mm. No entanto, no estado mais denso ( $D_R=80\%$ ), este mesmo ponto só se desloca quando o deslocamento frontal atinge 60mm. Isso significa que, até este momento, os deslocamentos internos da geogrelha estão impedidos, conseqüentemente, a resistência ao arrancamento aumenta.



(a) Variação da Força de Arrancamento com os Deslocamentos Frontais



(b) Variação da Resistência ao Arrancamento com a Densidade Relativa

Figura 90 - Efeito da Densidade Relativa no Arrancamento com  $\sigma'_v = 25\text{kPa}$

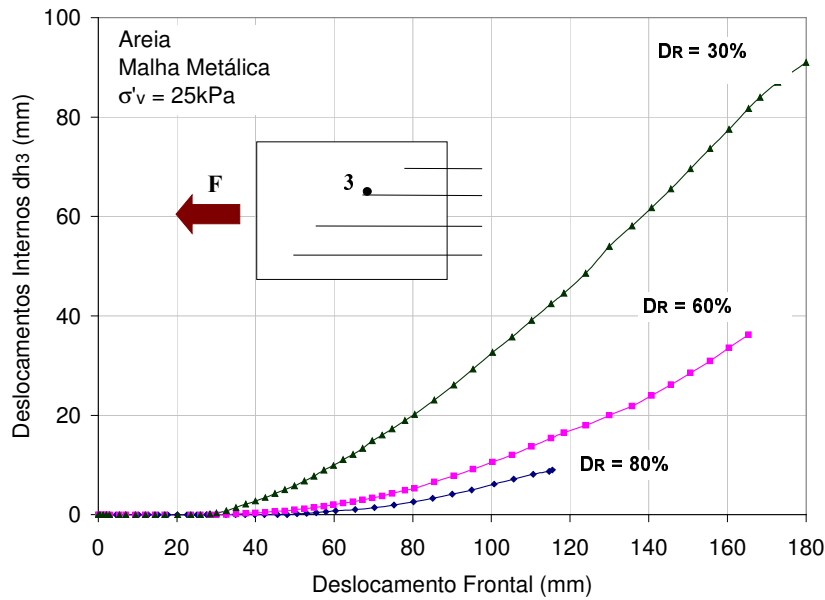


Figura 91 - Deslocamentos Internos no Ponto 3 durante o Arrancamento da Malha Metálica em Areia.

### 7.3.3. Tipo de Solo

A granulometria do solo é um dos fatores que afeta o comportamento das interfaces solo-geossintético (Gomes et al, 1994; Lopes e Lopes, 1999; Díaz, 2000; etc.). Esta influência ainda é mais acentuada quando o geossintético é uma geogrelha.

No programa experimental, foram utilizados 2 tipos distintos de solo, com o objetivo de avaliar a influência da granulometria do solo no mecanismo de interação solo-geogrelha. Os solos utilizados foram apresentados e caracterizados no Capítulo 5 e consistem em uma areia média siltosa e um solo silto-argiloso.

O efeito do tipo e da granulometria do solo na resposta ao arrancamento está apresentado nas Figuras 92 a 94. Cada gráfico apresenta um conjunto de ensaios, executados com o mesmo tipo de geogrelha, mesmo nível de confinamento e diferentes tipos de solo. O solo silto-argiloso foi compactado na umidade ótima, atingindo um grau de compactação de 100%. A areia foi preparada para uma umidade de aproximadamente 10% e densidade relativa de 80%. Sob estas condições, pode-se dizer que ambos os solos encontram-se em estado denso.

No caso da malha metálica embutida em solo arenoso, sob 12,5kPa de confinamento (Figura 92a), a resistência ao arrancamento aumenta cerca de 16% quando comparada à resistência da mesma geogrelha, imersa em solo silto argiloso. Para um nível de tensão confinante de 25kPa (Figura 92b), a geogrelha rompe por tração no ensaio executado em areia. Este comportamento não foi observado no solo silto-argiloso. A força de arrancamento cresce continuamente até o momento em que ocorre a ruptura por arrancamento.

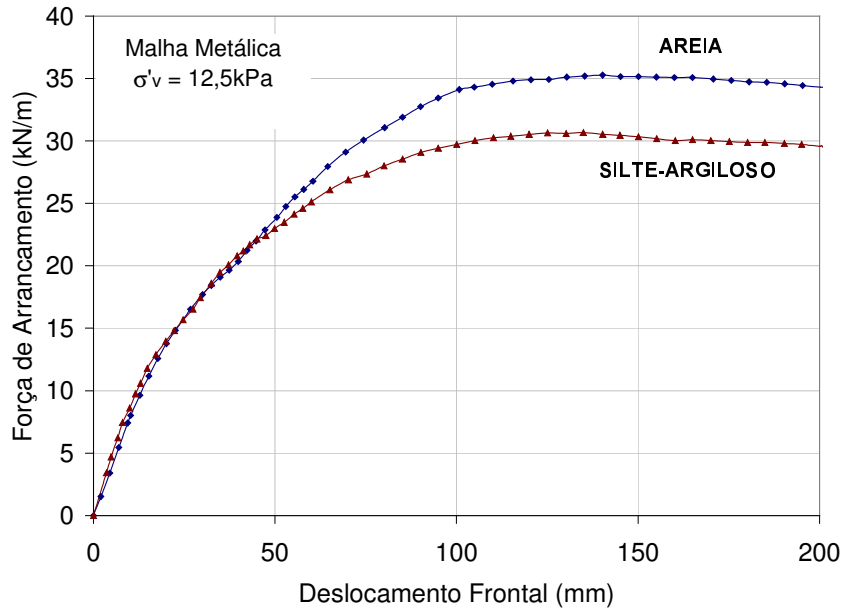
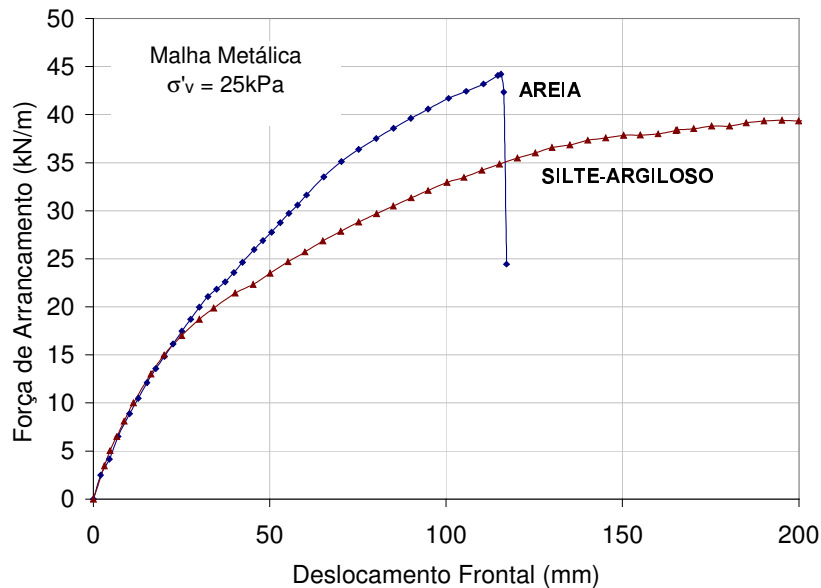
(a)  $\sigma'_v = 12,5\text{kPa}$ (b)  $\sigma'_v = 25\text{kPa}$ 

Figura 92 - Efeito do Tipo de Solo no Arrancamento: Malha Metálica

Nos ensaios executados com a geogrelha ParaGrid (Figura 93), percebe-se um ganho de resistência significativo, para os 2 níveis de tensão confinante vertical. Durante os ensaios executados com o silte argiloso, observou-se que esta geogrelha deslizava com facilidade, apresentando altos valores de deslocamentos internos e pouca resistência ao arrancamento. O ganho de resistência registrado foi de aproximadamente 60% nos ensaios executados a 12,5kPa, e 70% nos ensaios executados sob um confinamento de 25kPa.

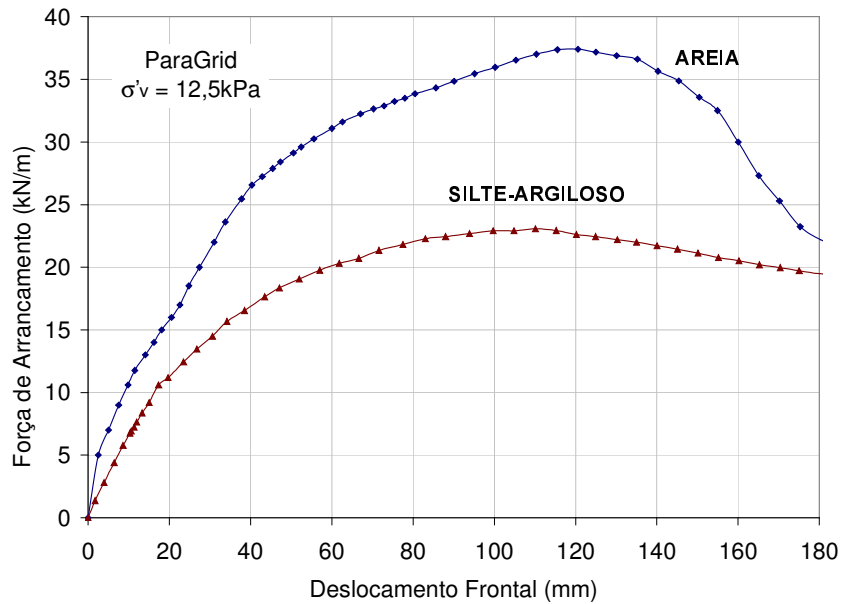
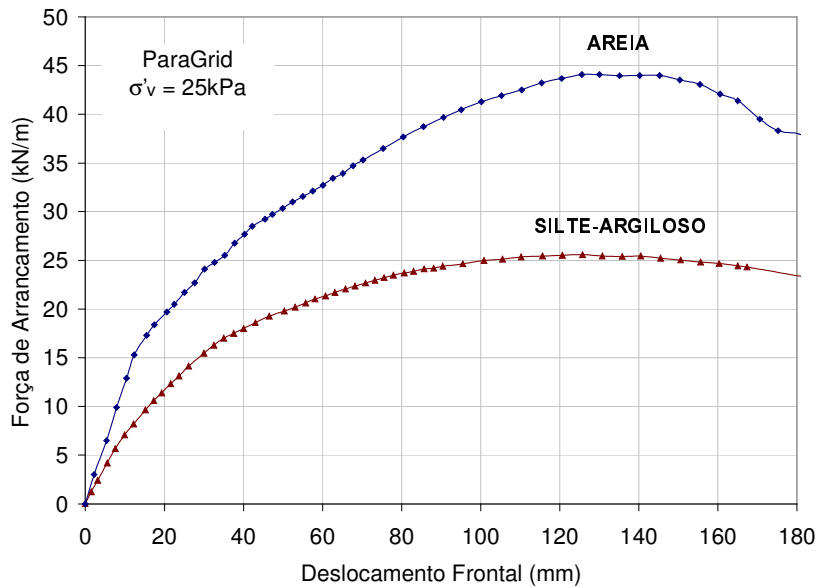
(a)  $\sigma'_v = 12,5 \text{ kPa}$ (b)  $\sigma'_v = 25 \text{ kPa}$ 

Figura 93 - Efeito do Tipo de Solo no Arrancamento: ParaGrid

A Figura 94 ilustra o efeito do tipo de solo na resistência ao arrancamento da geogrelha MacGrid. O ganho de resistência é mais uma vez constatado, quando se utiliza o solo arenoso. Observa-se também, que o arrancamento da geogrelha imersa em silte argiloso ocorre para deslocamentos frontais menores. Este fato demonstra a menor aderência existente entre este tipo de geogrelha e o solo mais fino.

Os resultados mostram que os ensaios executados com a areia apresentam uma resistência ao arrancamento superior, independente do tipo de geogrelha ensaiada e do nível de confinamento aplicado à geogrelha. A partir desta observação, pode-se concluir que a dimensão dos grãos do solo influencia a resistência ao arrancamento. A Tabela 31 apresenta algumas características referentes à granulometria dos solos ( $D_{50}$ ) e à geometria das geogrelhas ( $S$ ). Nesta Tabela,  $D_{50}$  indica o diâmetro médio das partículas de solo e  $S$  representa a menor abertura da malha da geogrelha.

A Figura 95 apresenta a variação da resistência ao arrancamento em função do diâmetro médio das partículas de solo ( $D_{50}$ ) para as 3 geogrelhas, sob diferentes níveis de confinamento. Os valores plotados foram obtidos dos gráficos apresentados nas Figuras 86 e 87.

Os resultados sugerem que a resistência ao arrancamento aumenta com o aumento da dimensão dos grãos. Cabe comentar que para baixos níveis de confinamento, o ganho de resistência ao arrancamento é proporcional ao aumento da tensão confinante vertical ( $\sigma'_v$ ). As curvas obtidas são aproximadamente paralelas. No entanto, à medida que o confinamento aumenta, verifica-se um ganho de resistência mais acentuado quando a dimensão dos grãos é maior. Os resultados indicam que há uma maior dificuldade de se produzir o arrancamento da geogrelha quando se utilizam solos de maior granulometria, sob níveis de confinamento mais elevados.

É importante salientar que a análise em termos do diâmetro médio só é válida quando os solos apresentam curvas granulométricas paralelas. O parâmetro  $D_{50}$  isolado não é representativo do solo, uma vez que dois tipos de solo podem apresentar o mesmo valor de  $D_{50}$  e possuírem uma distribuição granulométrica completamente distinta.

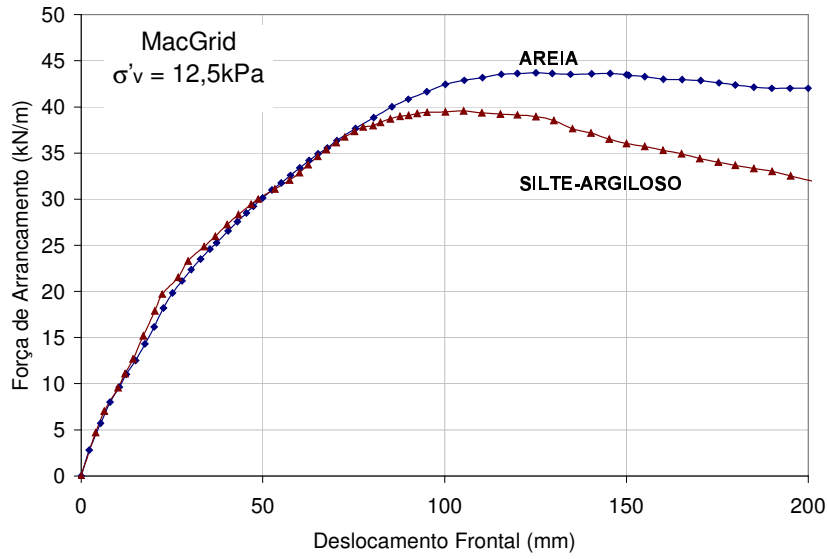
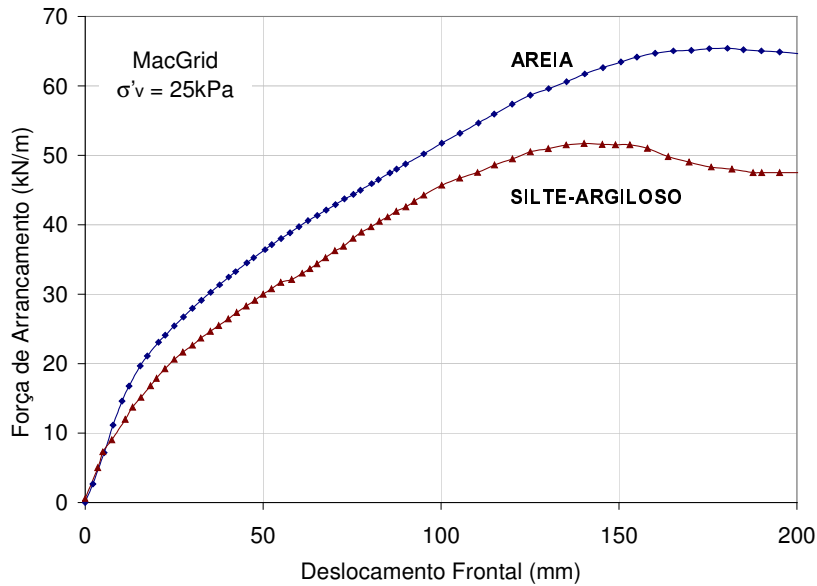
(a)  $\sigma'_v = 12,5\text{kPa}$ (b)  $\sigma'_v = 25\text{kPa}$ 

Figura 94 - Efeito do Tipo de Solo no Arrancamento: MacGrid

Tabela 31 - Características Físicas dos Solos e das Geogrelhas

| $D_{50}$ (mm) |                | S (mm) |    |    |
|---------------|----------------|--------|----|----|
| Areia         | Silte argiloso | MH     | PG | MG |
| 0,7           | 0,1            | 80     | 75 | 20 |



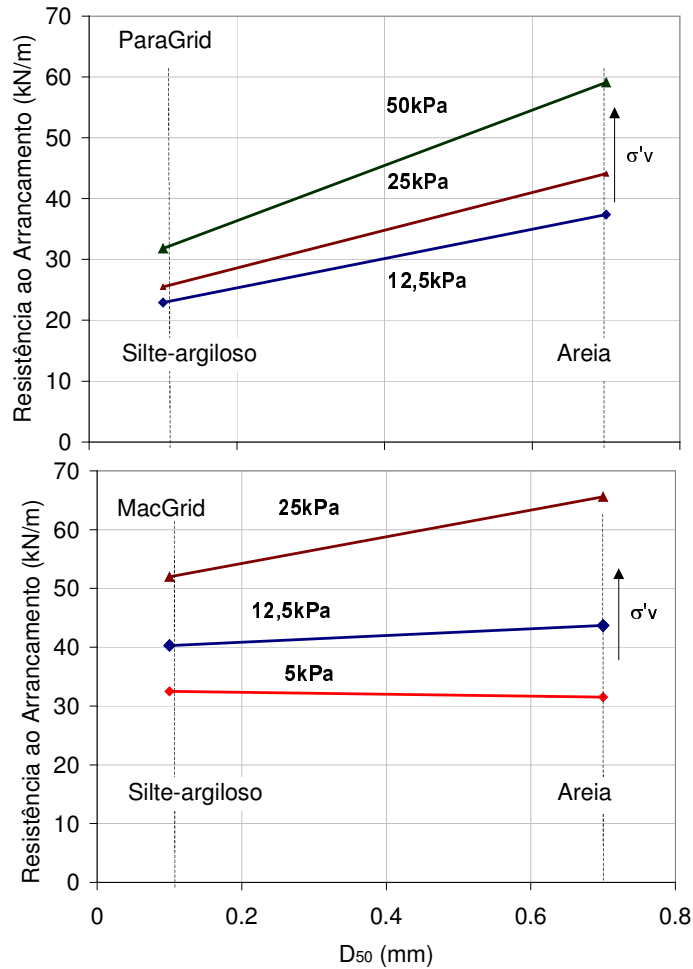


Figura 95 - Variação da Resistência ao Arrancamento com o Diâmetro dos Grãos ( $D_{50}$ )

Ressalta-se que, dependendo do tipo de geogrelha, o aumento da resistência ao arrancamento com o aumento do tamanho dos grãos é mais acentuado. A dimensão das aberturas das geogrelhas (dimensão da malha) e o tipo de polímero constituinte influenciam a resistência da interface e consequentemente, a resposta ao arrancamento.

#### 7.3.4. Tipo de Geogrelha

As geogrelhas utilizadas no programa experimental apresentam características distintas em relação à estrutura, padrão de malha, tipo de polímero constituinte, rigidez e resistência à tração sob condições não-confinadas. As

principais características das geogrelhas utilizadas no programa experimental estão listadas na Tabela 15.

Além das diferenças geométricas e de resistência à tração, as geogrelhas ensaiadas não possuem a mesma porcentagem de área aberta. O grande número de variáveis dificulta conclusões definitivas a respeito da influência da rigidez ou das características geométricas nos resultados dos ensaios. Entretanto, é possível apresentar uma discussão qualitativa a respeito do comportamento dos três tipos de geogrelha em solicitações de arrancamento.

As Figuras 96 e 97 ilustram o comportamento de cada uma das geogrelhas embutidas tanto em solo arenoso, quanto em solo silto-argiloso. Nestes ensaios, a tensão confinante vertical atuante nas geogrelhas foi de 12,5kPa e 25kPa, respectivamente. Pode-se observar que a geogrelha tecida MacGrid apresentou resistência ao arrancamento superior às demais, para ambos os tipos de solo.

Nos ensaios executados em solo arenoso, os resultados das geogrelhas ParaGrid e Metálica não apresentaram diferenças significativas em termos de resistência ao arrancamento. No entanto, no caso da geogrelha ParaGrid, observou-se uma perda brusca de resistência, após atingida a força de arrancamento máxima. Como comentado anteriormente, durante o arrancamento, os elementos transversais desta geogrelha se desprenderam dos longitudinais, o que poderia justificar tal comportamento.

Nos ensaios executados com solo silto-argiloso, a Malha Metálica apresentou uma resistência ao arrancamento superior à da ParaGrid. Durante o ensaio com solo silto-argiloso, a geogrelha ParaGrid era facilmente arrancada da massa de solo. Uma vez atingida a resistência ao arrancamento, a geogrelha deslizava com facilidade, demonstrando pouca interação com este tipo de solo.

A Figura 98 resume a resposta das 3 geogrelhas com relação à força de arrancamento no momento da ruptura, para um nível de confinamento de 12,5kPa. O gráfico apresentado demonstra que a geogrelha MacGrid mobiliza a maior resistência na interface, com ambos os tipos de solo. A menor interação ocorre com a geogrelha ParaGrid embutida em silte argiloso.

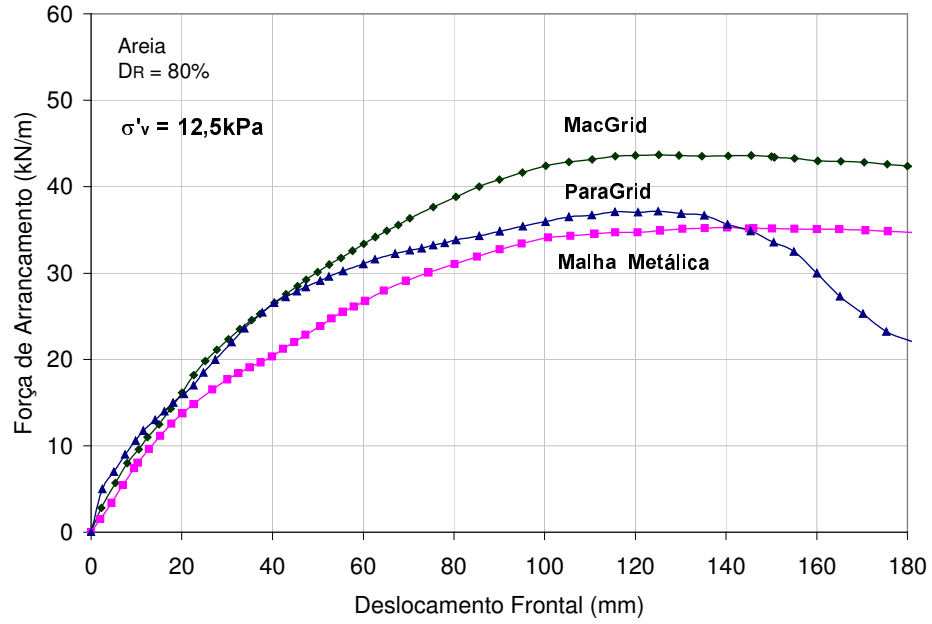


Figura 96 - Efeito do Tipo de Geogrelha: Arrancamento em Solo Arenoso

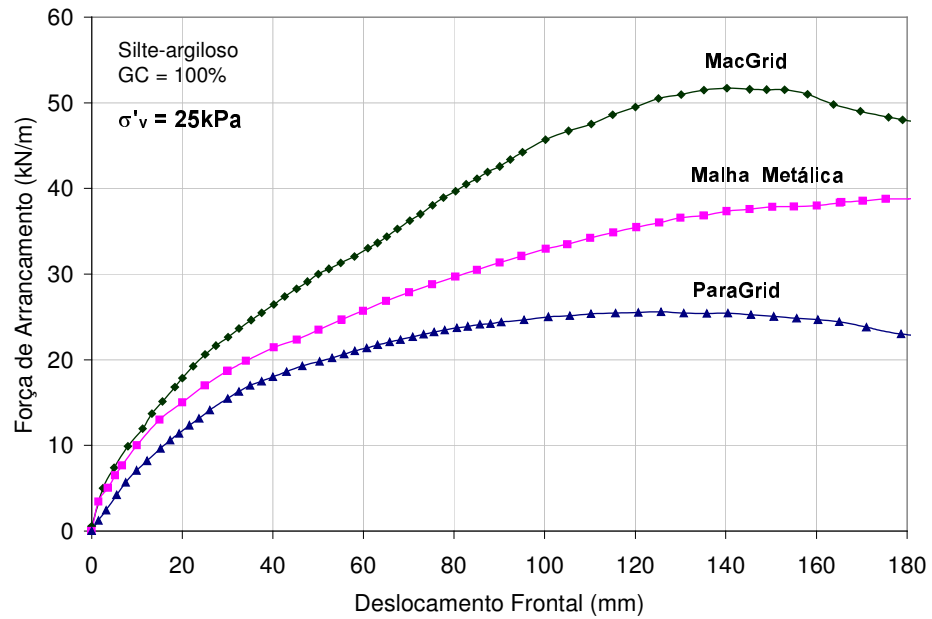


Figura 97 - Efeito do Tipo de Geogrelha: Arrancamento em Solo Silto-Argiloso

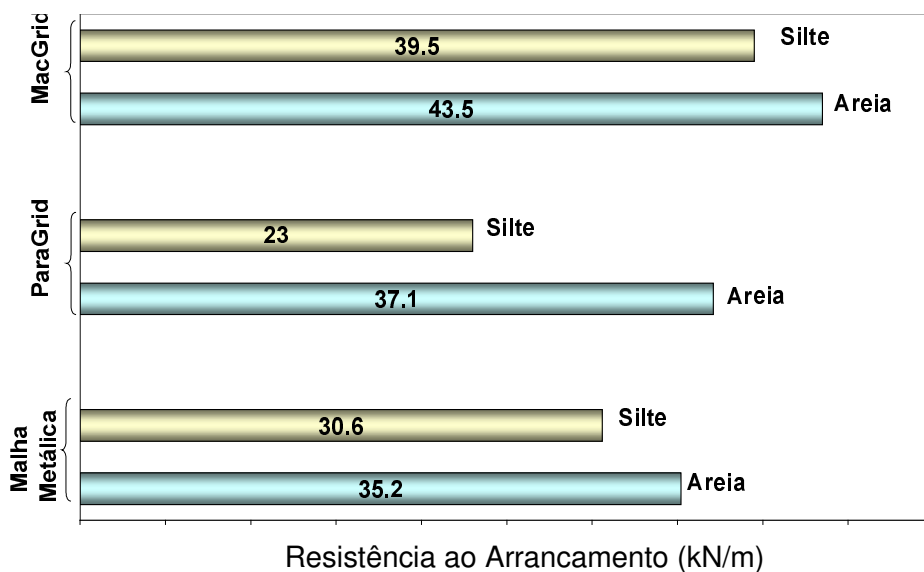


Figura 98 - Efeito do Tipo de Geogrelha na Resistência ao Arrancamento ( $\sigma'_v=12,5\text{kPa}$ )

A mesma comparação foi realizada em termos dos deslocamentos medidos no momento da ruptura. Na Figura 99, estão plotados os deslocamentos medidos no ponto 1 (localizado a 20cm da face frontal da geogrelha), na região confinada e os deslocamentos frontais, medidos na garra. Percebe-se que a Malha Metálica apresenta maiores deslocamentos frontais, independente do tipo de solo. Os deslocamentos frontais podem ser atribuídos à rigidez da geogrelha. Espera-se que, quanto maior a rigidez à tração da geogrelha, menor a diferença entre os deslocamentos frontais e os deslocamentos medidos na região confinada ( $\Delta dh = dh_f - dh_1$ ). Ou seja, menor a deformação do trecho não confinado. Isso pode ser comprovado com base nos resultados da ParaGrid. Esta geogrelha é a que apresenta o menor valor de  $\Delta dh$ , indicando que ela se desloca sem sofrer deformações significativas. De fato, como apresentado no Capítulo 5, a ParaGrid apresenta rigidez à tração superior às demais geogrelhas. Contrariamente, a malha metálica apresentou as maiores deformações na região não confinada, durante o processo de arrancamento. Como comentado anteriormente, a Malha Metálica sofre deformações significativas antes de iniciar o processo de arrancamento. Segundo Teixeira e Bueno (2002), as inclusões com rigidez baixa são incapazes de oferecer elevadas resistências ao arrancamento sem provocar grandes deformações no ponto de aplicação da carga.

Na Figura 99, pode-se observar também, que a geogrelha MacGrid mobiliza a resistência máxima ao arrancamento para menores deslocamentos relativos ( $dh_1$ ).

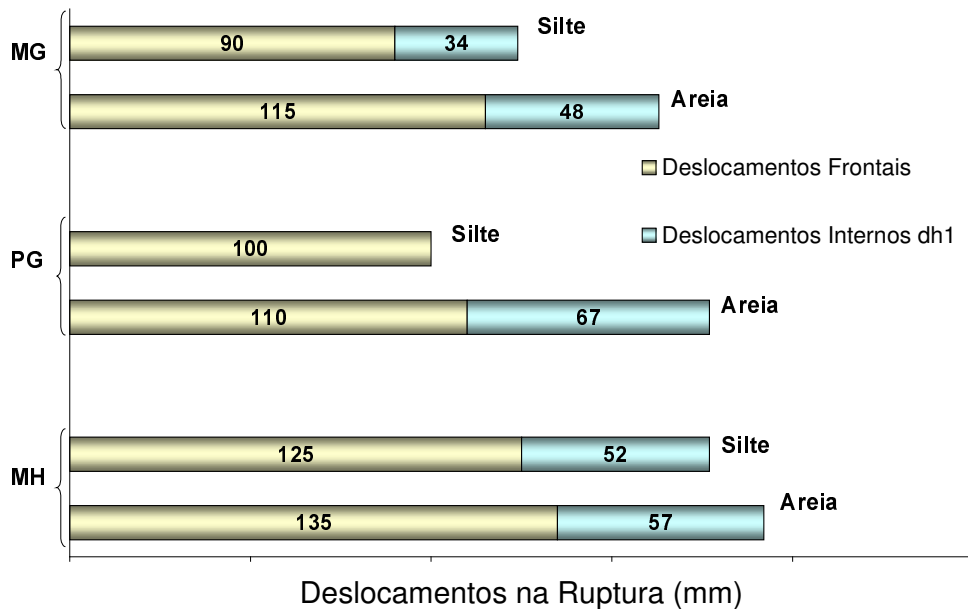


Figura 99 - Efeito do Tipo de Geogrelha nos Deslocamentos na Ruptura em Ensaios de Arrancamento

A declividade da curva Força de Arrancamento *versus* Deslocamento fornece uma idéia da rigidez da interface solo-geogrelha. No presente trabalho, optou-se por definir o parâmetro de rigidez  $K_{50}$ . Geometricamente,  $K_{50}$  é expresso pela declividade da reta secante para 50% da força máxima de arrancamento ( $P_{50}$ ). O parâmetro de rigidez  $K_{50}$  é obtido a partir da razão entre a força  $P_{50}$  e o deslocamento correspondente.

Esse parâmetro foi calculado a partir dos gráficos Força de Arrancamento *versus* Deslocamento Frontal e Força de Arrancamento *versus* Deslocamento Interno  $dh_1$ . Cabe ressaltar que o deslocamento interno  $dh_1$  é igual a zero até um determinado valor de força de arrancamento. Dessa forma, o parâmetro  $K_{50}$  será calculado como indica a Figura 100.

Os valores de  $K_{50}$ , calculados para os ensaios executados sob confinamento de 12,5kPa, estão apresentados na Figura 101. Percebe-se uma diferença significativa entre o valor de  $K_{50}$  calculado a partir dos deslocamentos internos e dos deslocamentos frontais. Essa diferença é mais acentuada para as geogrelhas

menos rígidas. Se as geogrelhas se comportassem como corpos rígidos, a rigidez da interface solo-grelha seria a mesma, independente da localização do ponto de medição dos deslocamentos.

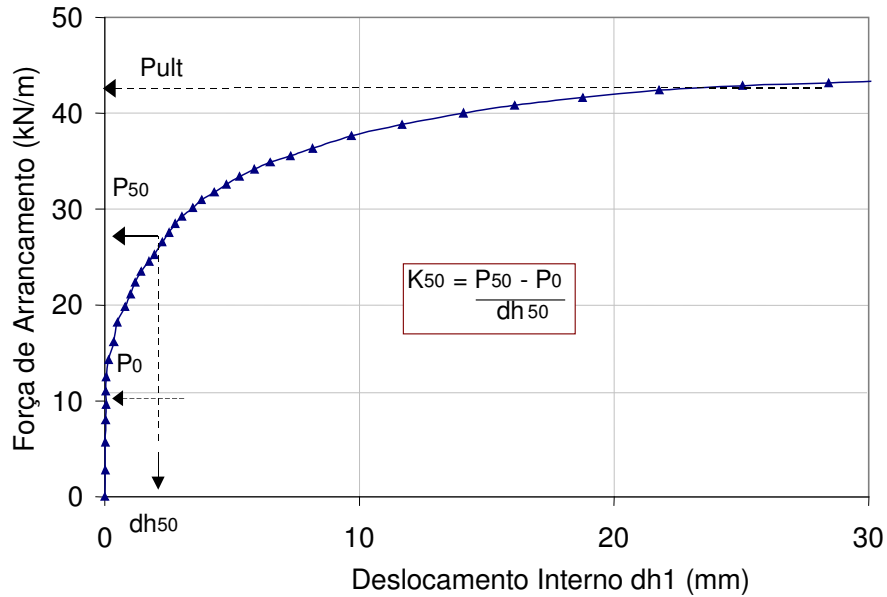


Figura 100 – Cálculo do parâmetro  $K_{50}$  a Partir dos Deslocamentos Internos  $dh_1$

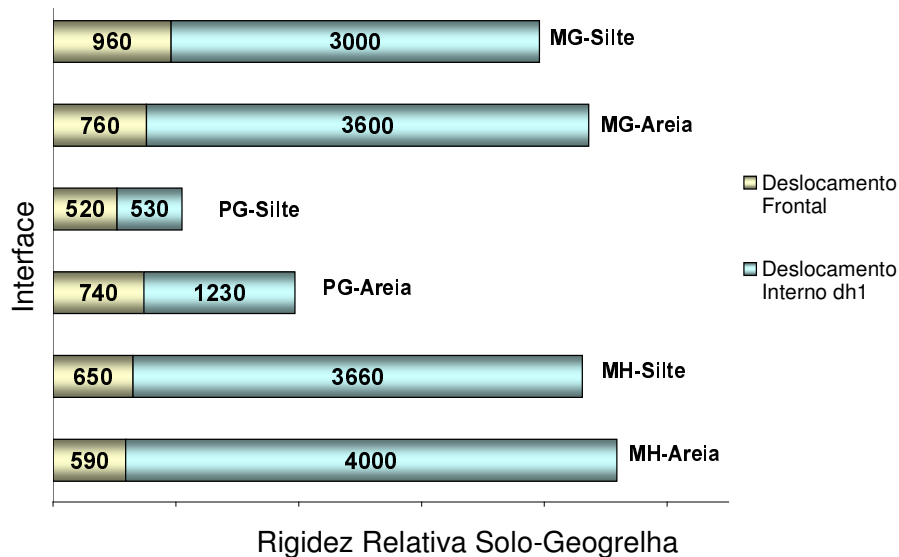


Figura 101 - Efeito do Tipo de Geogrelha no Parâmetro  $K_{50}$  ( $\sigma'_v = 12,5 \text{ kPa}$ )

É interessante observar que a geogrelha ParaGrid, apesar de possuir rigidez à tração superior, apresenta uma rigidez  $K_{50}$  na interface inferior à MacGrid e à Malha Metálica. Esta observação sugere que a rigidez na interface possui uma

relação direta com a interação solo-reforço e não, com a rigidez à tração da geogrelha. No dimensionamento de maciços reforçados, a escolha do tipo de geogrelha deve levar em consideração a interação da inclusão com o tipo de solo envolvente e não apenas, a rigidez e a resistência à tração da geogrelha. Os ensaios de arrancamento sugerem que a geogrelha ParaGrid, apesar de possuir resistência e rigidez à tração elevadas, apresenta a menor interação com ambos os solos ensaiados. Esta geogrelha é, portanto, mais indicada quando se utilizam solos de granulometria mais grosseira, uma vez que as grandes aberturas da malha permitem um maior entrosamento com solos mais granulares.

Na tentativa de relacionar o tipo de geogrelha com a granulometria do solo, a Figura 102 ilustra a influência da razão  $S/D_{50}$  na resposta ao arrancamento. Observa-se um aumento na resistência ao arrancamento quando a dimensão média ( $D_{50}$ ) dos grãos aumenta e a razão  $S/D_{50}$  diminui. Lopes (1998) chegou a conclusão semelhante a partir de resultados de ensaios de arrancamento com geogrelhas em areia.

Comparando-se as três geogrelhas ensaiadas, observa-se que a maior resistência ao arrancamento é atingida com a geogrelha MacGrid embutida em solo arenoso. Essa geogrelha é a que apresenta as menores aberturas e, portanto, a menor relação  $S/D_{50}$ . Jewell et al (1984) sugerem que a máxima interação ocorre quando a razão entre a menor abertura da geogrelha ( $S$ ) e o diâmetro médio dos grãos ( $D_{50}$ ) decresce para valores próximos à unidade.

Segundo os autores, quando o solo tem partículas com dimensões muito inferiores às aberturas das geogrelhas, a superfície de ruptura adapta-se à superfície lateral da grelha. À medida que a dimensão dos grãos aumenta, mantendo-se ainda inferior às aberturas da geogrelha, a superfície de ruptura é tangente aos elementos transversais da geogrelha. Quando a dimensão dos grãos é idêntica à das aberturas da grelha, as partículas de solo colocam-se de encontro aos elementos transversais do reforço, e a ruptura ocorre no interior da massa de solo. Neste caso, o coeficiente de interação atinge o valor máximo. A menor interação ocorre quando a dimensão das partículas de solo é tão grande que inibe a penetração dos grãos de solo nas aberturas da grelha.

Um fator também responsável pelo aumento da resistência ao arrancamento é a contribuição da resistência passiva do solo ao longo dos elementos transversais da geogrelha. Esta contribuição depende de fatores tais como a tensão de confinamento, a geometria da geogrelha, a granulometria do solo, etc. O item 7.5 discute detalhadamente esta questão.

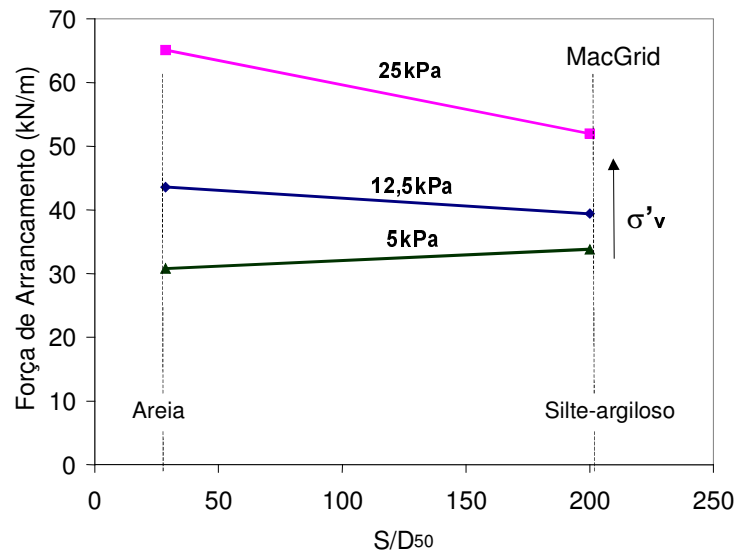
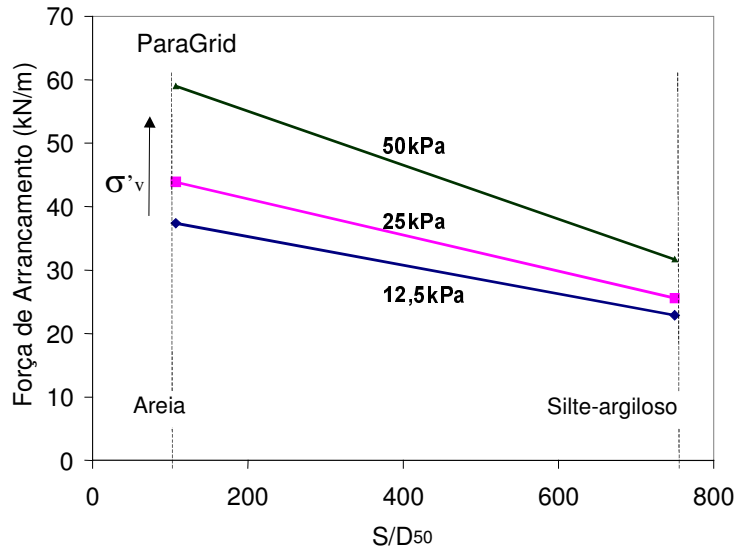
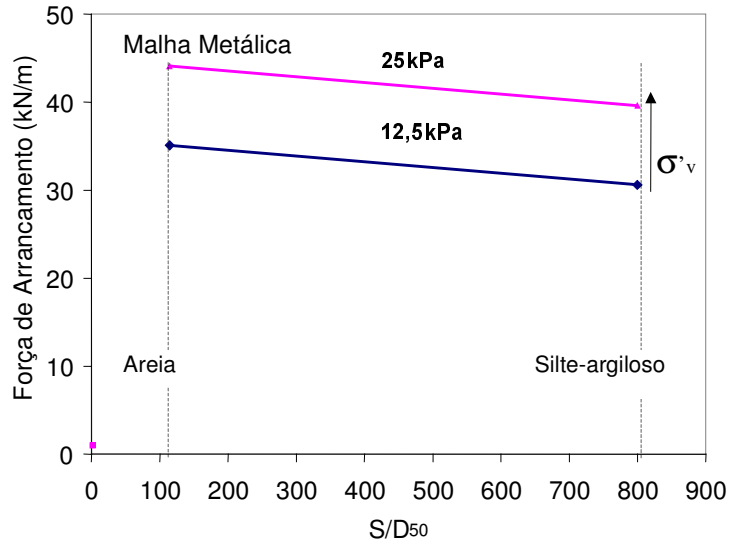


Figura 102 - Variação da Resistência ao Arrancamento com a Razão S/D<sub>50</sub>



#### 7.4. Obtenção da Tensão Cisalhante na Interface

Apesar do número significativo de publicações internacionais sobre os ensaios de arrancamento, os procedimentos para a obtenção da resistência ao arrancamento ainda não estão bem definidos ou normalizados. Dos ensaios de arrancamento obtém-se, por retro-análise, os parâmetros de atrito e adesão, necessários para projeto de maciços reforçados. Nas análises usuais de interação entre o solo e o reforço, propostas por Koerner (1998), pressupõe-se que as tensões cisalhantes na interface solo-geossintético são constantes e uniformemente distribuídas durante a sollicitação, e obedecem ao critério de Mohr-Coulomb.

A tensão de cisalhamento na interface é definida como a relação entre a força de arrancamento e a área da inclusão sollicitada ao arrancamento. Ressalta-se que a área sollicitada ao arrancamento varia durante o ensaio, uma vez que a geogrelha se desloca no interior da massa de solo. Sendo assim, a tensão de cisalhamento na interface deve ser calculada a partir da expressão:

$$\tau_{SG} = \frac{P_{ult}}{2B(L - dh)} \quad (71)$$

onde:  $P_{ult}$  = força de arrancamento máxima;  $B$  = largura da geogrelha;  
(L-dh) = comprimento da geogrelha na direção do arrancamento.

Uma vez monitorados os deslocamentos internos da geogrelha durante o arrancamento, a variação de comprimento da geogrelha (L-dh) foi calculada em função dos deslocamentos medidos no ponto 4. Como os deslocamentos na geogrelha não são uniformes devido às deformações sofridas, a correção de área deve ser realizada a partir dos deslocamentos medidos no ponto mais próximo à extremidade posterior da geogrelha.

A Figura 103 apresenta uma comparação entre as curvas tensão vs deslocamento na interface, calculadas em função da área inicial da geogrelha e das áreas corrigidas em função dos deslocamentos frontais ( $dh_f$ ) e dos deslocamentos medidos nos pontos 1 e 4 ( $dh_1$  e  $dh_4$ , respectivamente). Cabe recordar que o ponto 1 localiza-se a 20cm da extremidade frontal da geogrelha e o ponto 4 situa-se a 20cm da extremidade posterior. Estes resultados foram obtidos

a partir dos ensaios executados com a geogrelha MacGrid em areia ( $D_R = 80\%$ ), sob uma tensão confinante de 12,5kPa.

Pode-se perceber que a correção de área em função dos deslocamentos frontais conduz a uma superestimativa da tensão cisalhante na interface. Na realidade, os deslocamentos registrados na garra e no ponto 1 não devem ser considerados na correção da área, uma vez que a geogrelha não se desloca como um corpo rígido, e não há uma distribuição uniforme dos deslocamentos internos ao longo do seu comprimento. A correção de área deve ser realizada com base nos deslocamentos medidos na extremidade posterior da geogrelha. Quando não há monitoramento dos deslocamentos internos, deve-se considerar a área inicial. Desta forma, obtém-se resultados conservadores.

Os resultados indicam que a correção da área em função dos deslocamentos frontais superestima em 18% o valor da resistência ao cisalhamento, quando comparado ao valor obtido em função da área inicial. Quando a comparação é feita com a área corrigida em função dos deslocamentos na extremidade posterior da grelha, a superestimativa é de 13%.

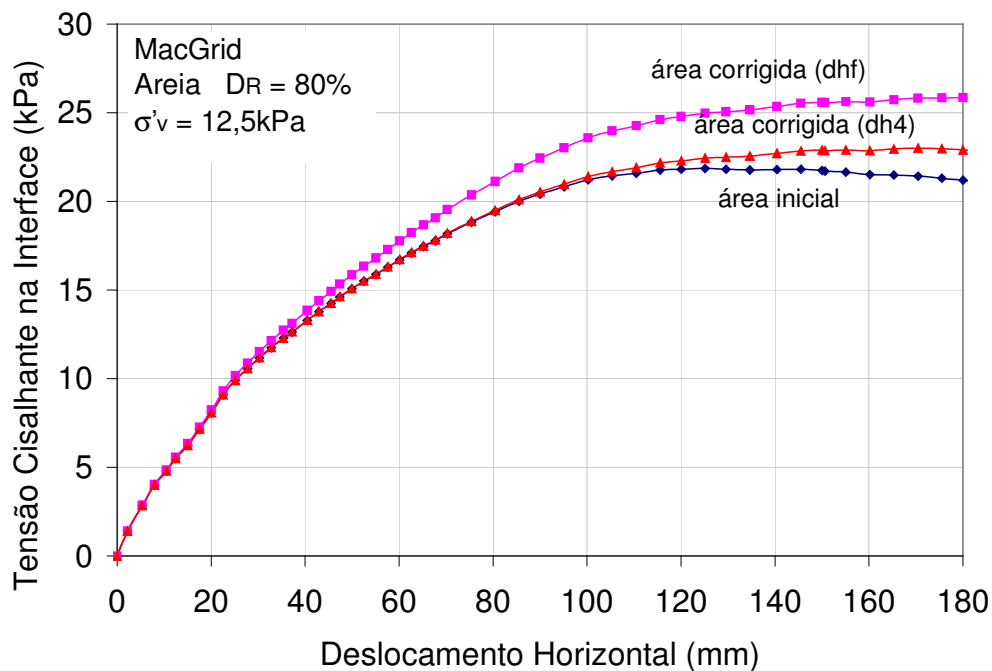


Figura 103 – Comparação dos Resultados de Arrancamento para as Diferentes Opções de Correção de Área da Geogrelha

## 7.5. Envoltórias de Resistência

Os valores máximos de tensão cisalhante na interface podem ser lançados em função da tensão confinante vertical  $e$ , assim, obter a envoltória de resistência ao arrancamento:

$$\tau_{SG} = c'_a + \sigma'_v \tan \delta' \quad (72)$$

onde:  $\tau_{SG}$  = tensão cisalhante média na interface ( $\text{kN/m}^2$ );

$c'_a$  = adesão solo-geossintético ( $\text{kN/m}^2$ );

$\sigma'_v$  = tensão normal efetiva ( $\text{kN/m}^2$ );

$\delta'$  = ângulo de atrito na interface ( $^\circ$ ).

Os parâmetros de resistência de interface,  $c'_a$  e  $\delta'$ , são usualmente expressos em função dos parâmetros de resistência do solo em contato ( $c'$  e  $\phi'$ ), através dos coeficientes de interação ( $\lambda$  e  $f$ ), definidos como:

$$\lambda = \frac{c'_a}{c'} \quad (73)$$

$$f = \frac{\tan \delta'}{\tan \phi'} \quad (74)$$

Deste modo, a equação 72 pode ser reescrita como:

$$\tau_{SG} = \lambda c' + f \cdot \sigma'_v \cdot \tan \phi' \quad (75)$$

As Figuras 104 a 111 exibem as envoltórias de resistência para os 3 tipos de geogrelha e os 2 tipos de solo em ensaios de arrancamento. Observa-se que a resistência ao arrancamento aumenta com o aumento da tensão confinante de forma não linear.

A resistência à tração da geogrelha influencia a forma da envoltória. Até determinado nível de tensões verticais ocorre somente a ruptura por arrancamento da geogrelha da massa de solo. A partir de uma determinada tensão limite, ocorre a ruptura do material polimérico e a envoltória tende a se tornar assintótica na horizontal. A transição é governada pela resistência à tração da geogrelha.

Como comentado anteriormente, as condições de contorno do ensaio provocam a antecipação da ruptura da malha na região não confinada. Desta forma, os resultados dos ensaios em que a geogrelha rompeu por tração não

podem ser utilizados na obtenção dos parâmetros de resistência, por não representarem uma situação de arrancamento.

A partir das curvas força de arrancamento vs deslocamento frontal, procedeu-se a extrapolação dos resultados destes ensaios com base em uma tendência de comportamento (item 7.3.1). Nas envoltórias, estão ilustradas portanto 2 situações distintas do ensaio:

- 1) arrancamento da geogrelha da massa de solo;
- 2) ruptura por tração da malha.

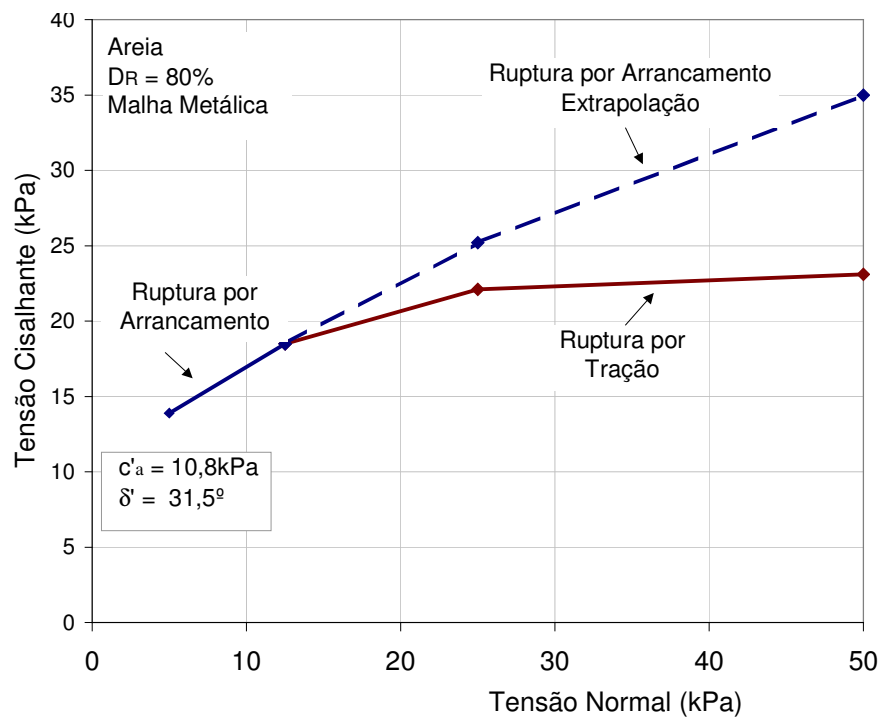


Figura 104 - Envoltória de Resistência ao Arrancamento: Malha Metálica em Areia ( $D_R=80\%$ )

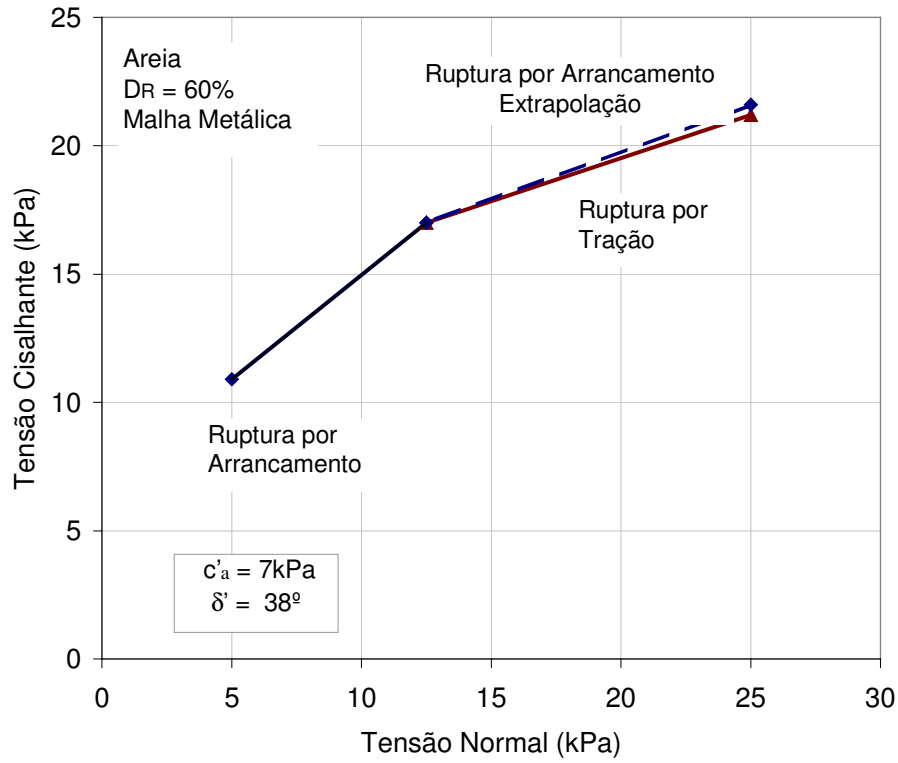


Figura 105 - Envoltória de Resistência: Malha Metálica em Areia ( $D_R = 60\%$ )

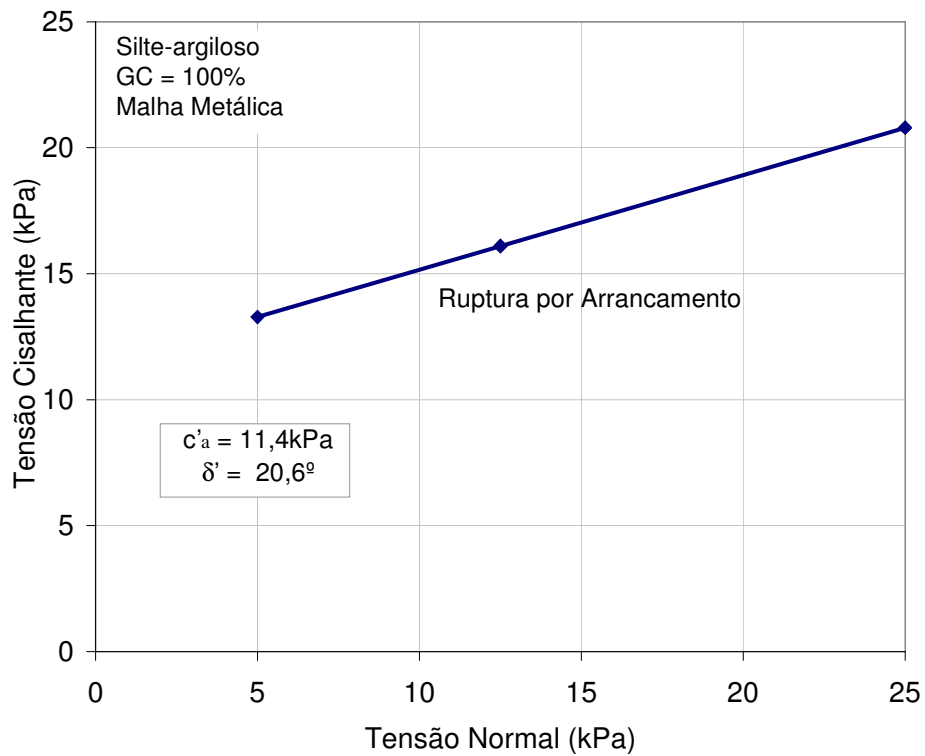


Figura 106 - Envoltória de Resistência: Malha Metálica em Silte Argiloso ( $GC = 100\%$ )

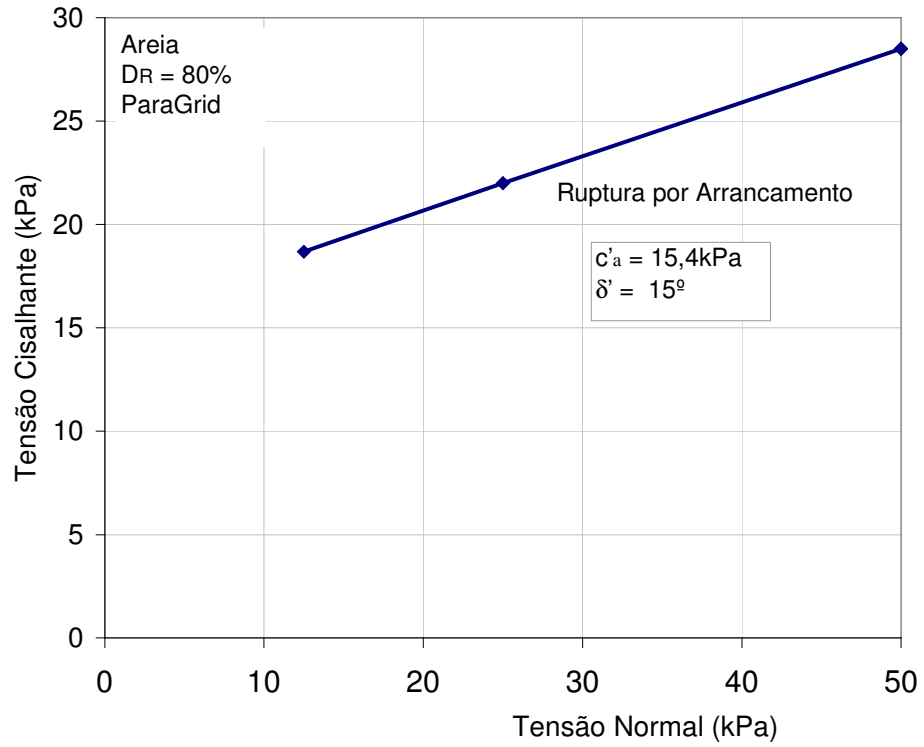


Figura 107 - Envoltória de Resistência: ParaGrid em Areia ( $D_R = 80\%$ )

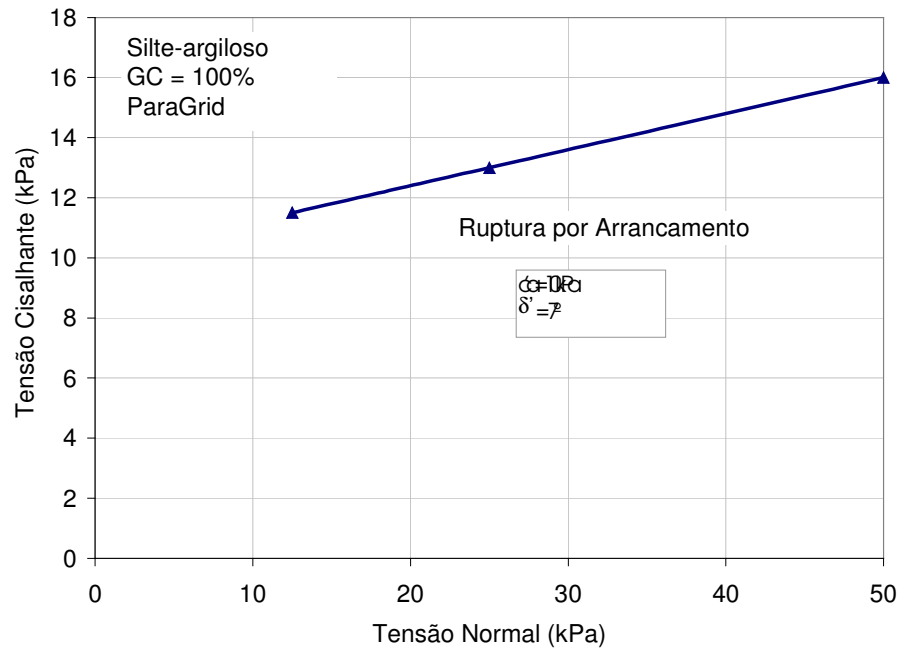


Figura 108 - Envoltória de Resistência: ParaGrid em Silte Argiloso (GC = 100)

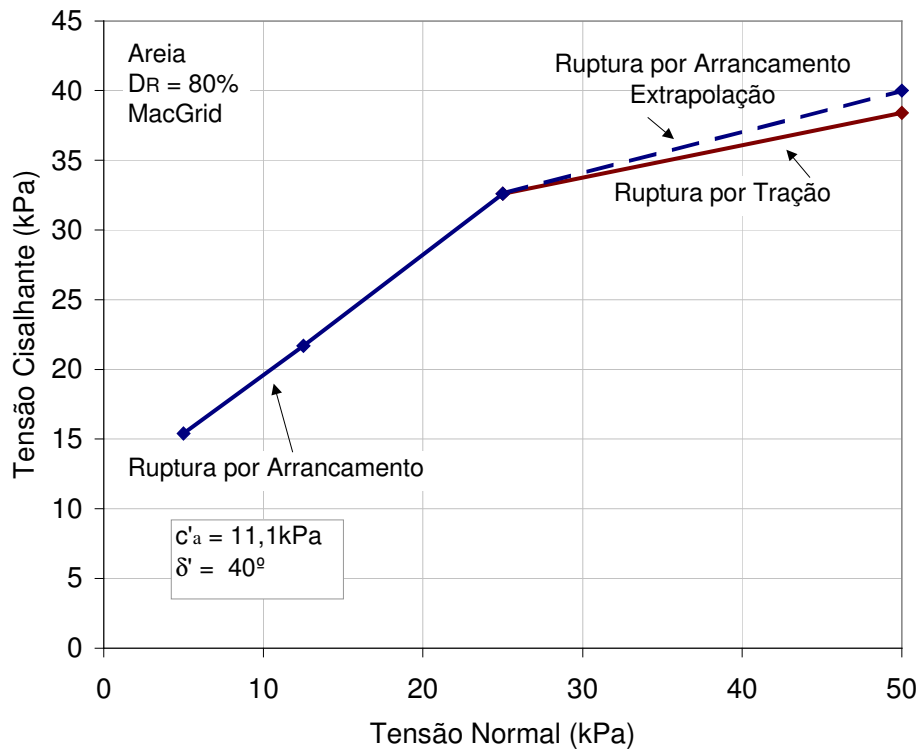


Figura 109 - Envoltória de Resistência: MacGrid em Areia ( $D_R = 80\%$ )

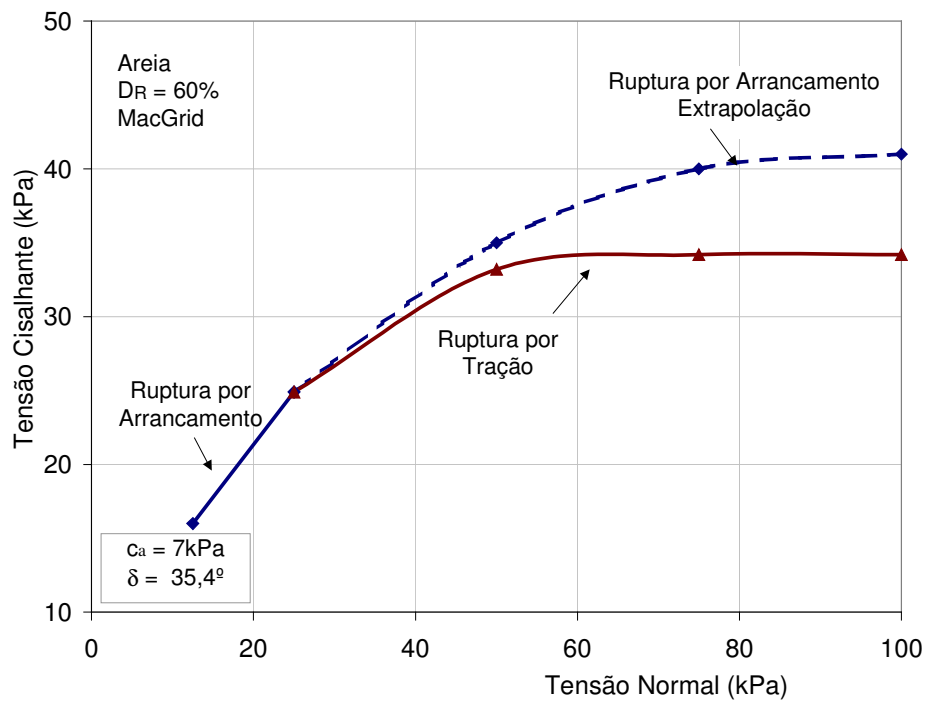


Figura 110 - Envoltória de Resistência: MacGrid em Areia ( $D_R = 60\%$ )

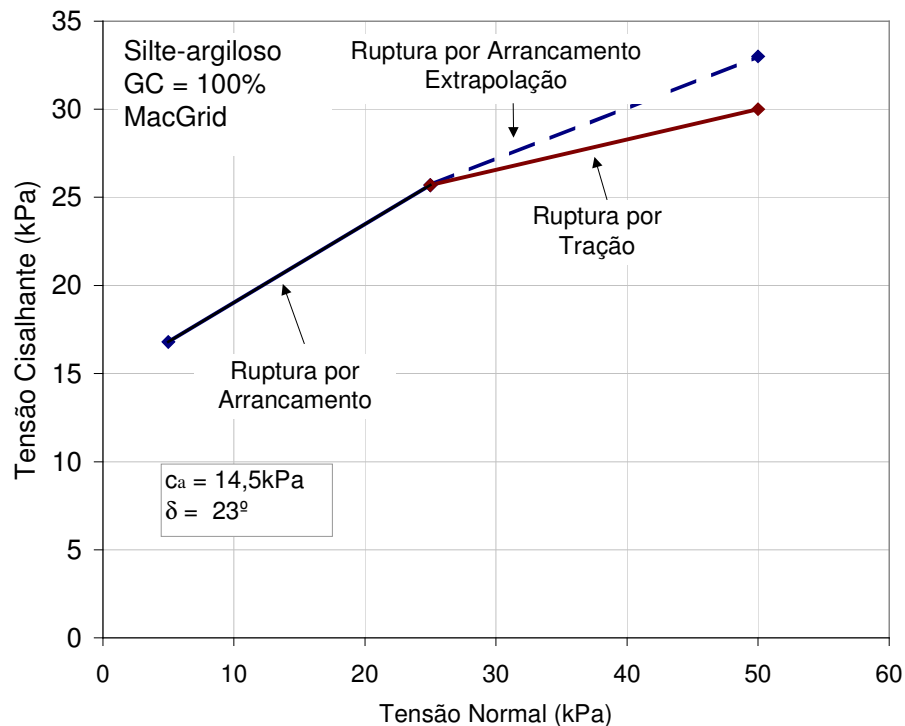


Figura 111 - Envoltória de Resistência: MacGrid em Silte Argiloso (GC = 100%)

A Figura 112 agrupa as envoltórias obtidas em todos os ensaios. Sendo assim, pode-se analisar a influência de fatores como densidade relativa, tipo de solo e tipo de geogrelha na resposta ao arrancamento. Cabe aqui constatar, mais uma vez, que:

- Observa-se um aumento da resistência quando o solo encontra-se em estado mais denso;
- As geogrelhas ensaiadas apresentaram valores superiores de resistência ao arrancamento quando imersas em solo arenoso. As envoltórias de resistência dos ensaios em areia encontram-se acima das envoltórias obtidas em silte argiloso, independente da geogrelha utilizada;
- A geogrelha MacGrid mobilizou a maior interação na interface para tensões confinantes inferiores a 25kPa. A partir deste valor, ocorre a ruptura por tração da malha e a redução do coeficiente de interação  $f$ . Este coeficiente pode ser obtido pela eq. 74 e é proporcional à inclinação do trecho inicial da curva  $\tau_{SG}$  vs  $\sigma'$ .
- A geogrelha ParaGrid apresentou coeficiente  $f$  reduzido, com ambos os tipos de solo. No entanto, os ensaios não indicaram ruptura da malha, mesmo para



altas tensões confinantes (50kPa). Este fato pode ser justificado pela maior resistência à tração desta geogrelha na direção longitudinal;

- Mesmo em areia fofa ( $D_R = 30\%$ ), a Malha Metálica apresentou resistência ao arrancamento superior à ParaGrid imersa em silte argiloso. Como já salientado, a geogrelha ParaGrid é arrancada com facilidade da massa de solo silto-argiloso, demonstrando baixa aderência com este tipo de solo.

Desta forma, pode-se concluir que a geogrelha MacGrid é a que desenvolve a maior interação na interface solo-geogrelha, seguida da Malha Metálica Hexagonal. No entanto, a ParaGrid é a que apresenta a maior resistência à tração.

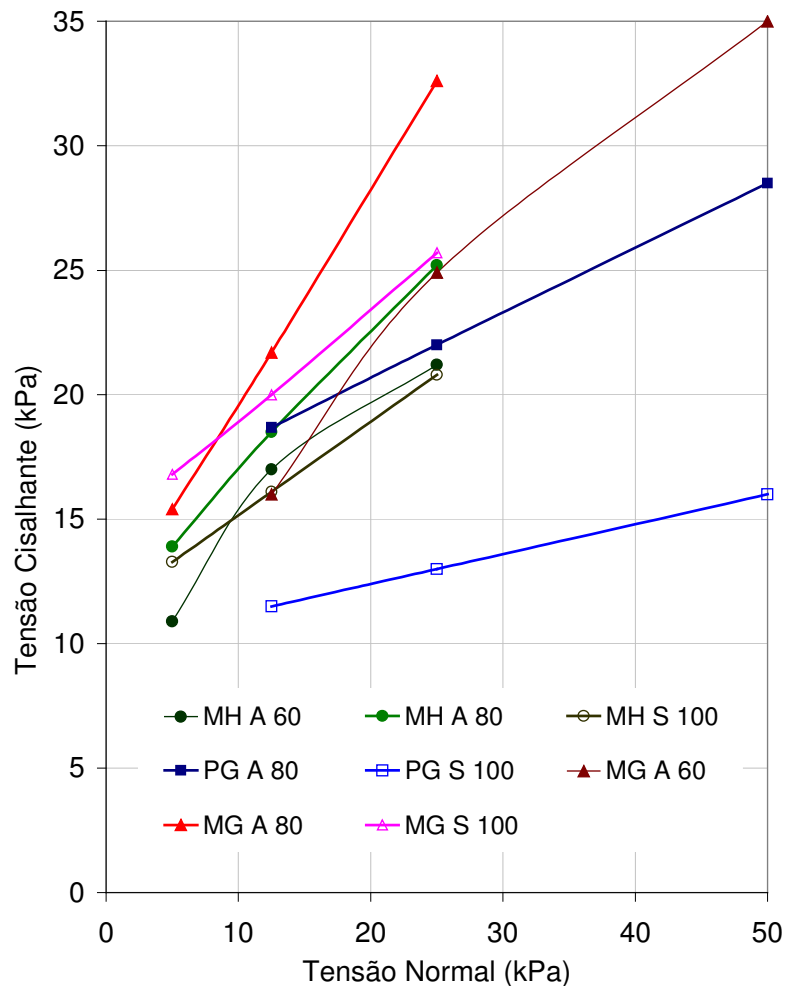


Figura 112 - Envoltórias de Resistência Obtidas nos Ensaio de Arrancamento

## 7.6. Parâmetros de Resistência da Interface Solo-Geogrelha

A partir das envoltórias de resistência obtidas nos ensaios de arrancamento, pode-se calcular os coeficientes de interação  $\lambda$  e  $\delta$  segundo as equações 73 e 74. O coeficiente  $f$  ( $=\tan\delta'/\tan\phi'$ ) depende do mecanismo de interação e do movimento relativo que ocorrem na interface solo-geossintético.

No caso das geogrelhas, quando o movimento é de arrancamento, a resistência ao cisalhamento na interface é devida à mobilização do atrito superficial no contato solo-geogrelha e do empuxo passivo nos elementos transversais das geogrelhas. Neste caso, o coeficiente  $f$  pode ser escrito como:

$$f = f_{s/g} + f_p \quad (76)$$

com :

$$f_{s/g} = \alpha_s \cdot \frac{\tan\phi'_{SR}}{\tan\phi'} \quad (77)$$

onde:  $f_{s/g}$  = parcela de  $f$  devido ao atrito superficial solo-geogrelha;

$f_p$  = parcela de  $f$  devido ao empuxo passivo dos elementos transversais;

$\alpha_s$  = fração sólida da área superficial da geogrelha.

$\phi'_{SR}$  = ângulo de atrito entre o solo e a superfície sólida da geogrelha.

**A Erro! A origem da referência não foi encontrada.** apresenta os parâmetros de interface obtidos a partir das envoltórias dos ensaios de arrancamento. Ressalta-se que o valor apresentado de  $\delta$  foi calculado a partir da inclinação da porção linear da envoltória e corresponde ao valor máximo do coeficiente  $f$ . A envoltória obtida nos ensaios de arrancamento torna-se assintótica à direção horizontal a partir de um determinado nível de tensão confinante vertical. Isto corresponde a uma redução da inclinação ( $\delta$ ) e conseqüentemente, a uma redução do coeficiente  $f$ . Os valores de  $\alpha_s$  foram fornecidos no Capítulo 5.

O parâmetro  $f_{s/g}$  foi calculado admitindo-se que  $\phi'_{SR}$  é influenciado pela rugosidade da geogrelha. Existe uma tendência na literatura em se considerar  $\phi'_{SR}=2/3\phi'$  (Teixeira, 1999 e Bonczkiewicz et al, 1988). No entanto, no presente trabalho, os resultados dos ensaios de arrancamento e cisalhamento direto permitem uma estimativa mais precisa do ângulo de atrito entre o solo e a

superfície sólida da geogrelha ( $\phi'_{SR}$ ). Com base no comportamento das geogrelhas durante os ensaios, estimou-se  $\phi'_{SR}$  igual a  $0,80\phi'$  para a geogrelha MacGrid,  $0,67\phi'$  para a Malha Metálica e  $0,50\phi'$  para a geogrelha ParaGrid. Uma discussão mais detalhada do critério utilizado na estimativa destes valores está apresentada no Capítulo 8.

Os resultados apresentados na Tabela 32 sugerem que, independente do tipo de solo, a geogrelha MacGrid é a que apresenta maiores valores de ângulo de atrito solo-geogrelha, e conseqüentemente do coeficiente de interação  $f$ . Em todos os ensaios, a adesão solo-geogrelha assumiu valores entre 10 e 15kPa.

Tabela 32 - Parâmetros de Interface: Ensaio de Arrancamento

| Interface                       |    | $c'$<br>(kPa) | $\phi$ (°) | $c_a$<br>(kPa) | $\delta$ (°) | $\lambda$ | $f$  | $f_{s/g}$ | $f_p$ |
|---------------------------------|----|---------------|------------|----------------|--------------|-----------|------|-----------|-------|
| Areia<br>$D_R=80\%$             | MH | 15,0          | 37         | 10,8           | 31           | 0,72      | 0,80 | 0,06      | 0,74  |
|                                 | PG | 15,0          | 37         | 15,0           | 15           | 1,00      | 0,36 | 0,26      | 0,10  |
|                                 | MG | 15,0          | 37         | 11,1           | 40           | 0,74      | 1,10 | 0,23      | 0,87  |
| Silte<br>Argiloso<br>$GC=100\%$ | MH | 30,0          | 21         | 11,4           | 20           | 0,38      | 0,95 | 0,07      | 0,88  |
|                                 | PG | 30,0          | 21         | 10,0           | 7            | 0,33      | 0,32 | 0,28      | 0,04  |
|                                 | MG | 30,0          | 21         | 14,5           | 23           | 0,48      | 1,10 | 0,24      | 0,86  |

Observa-se que, em alguns casos,  $f$  assume valores maiores que a unidade. Este fato pode estar relacionado com a parcela de resistência mobilizada nos elementos transversais da geogrelha. Devido à grande área vazada das geogrelhas ensaiadas, a parcela correspondente à mobilização do empuxo passivo dos elementos transversais é bastante significativa.

No caso de reforços planos contínuos, como os geotêxteis, o coeficiente  $f$  assume valores entre 0 e 1, pois o único mecanismo de interação mobilizado é o atrito. No entanto, no caso de geogrelhas, o mecanismo de interação por ancoragem dos elementos transversais pode ser muito mais relevante que o atrito mobilizado nas superfícies superior e inferior da grelha. Neste caso,  $f$  pode assumir valores maiores do que a unidade.

## 7.7. Resistência ao Arrancamento

A magnitude da resistência ao cisalhamento mobilizada na interface solo-geossintético depende do tipo de reforço (Farrag et al,1993). No caso das geogrelhas, a mobilização da resistência ao arrancamento ocorre inicialmente devido ao atrito e à adesão superficial, que necessitam apenas de um pequeno deslocamento relativo para serem totalmente mobilizados. A resistência passiva dos elementos transversais é mobilizada posteriormente, e ocorre para maiores deslocamentos.

Sendo assim, na ruptura, a força de arrancamento ( $P$ ) de uma geogrelha é composta pelas parcelas de adesão superficial ( $P_a$ ), de atrito solo-geogrelha ( $P_{s/g}$ ) e de resistência passiva mobilizada nos elementos transversais ( $P_p$ ). Ou seja,

$$P = P_a + P_{s/g} + P_p \quad (78)$$

com:

$$P_a = 2.B.L. \alpha_s a \quad (79)$$

$$P_{s/g} = 2.B.L.\sigma'_n. \alpha_s. \tan\phi_{SR} \quad (80)$$

$$P_p = \frac{L}{S}.\sigma'_p.\alpha_p.B.e \quad (81)$$

onde:

$a$  = adesão entre o solo e a superfície sólida da geogrelha;

$\alpha_s$  = fração sólida da área superficial da geogrelha;

$\phi_{SR}$  = ângulo de atrito entre o solo e a superfície sólida da geogrelha;

$B$  e  $L$  = largura e comprimento da geogrelha;

$S$  = distância entre elementos transversais;

$\alpha_p$  = fração da largura da geogrelha disponível para a mobilização da resistência passiva;

$e$  = espessura dos elementos transversais da geogrelha;

$\sigma'_p$  = tensão passiva mobilizada nos elementos transversais (em termos de tensões efetivas).

A avaliação da tensão passiva ( $\sigma'_p$ ) pode ser feita considerando que os elementos transversais são análogos a uma série de sapatas alongadas sucessivas que fazem 90° com a direção do arrancamento (Bergado et al, 1994).

Como descrito no Capítulo 3, dois mecanismos foram propostos para a estimativa dos limites de resistência ao arrancamento, denominados de modo de

ruptura geral e modo de ruptura por puncionamento (Jewell et al, 1984). As expressões utilizadas para estes mecanismos fornecem os limites superior e inferior dos resultados obtidos nos ensaios de arrancamento.

A tensão passiva ( $\sigma'_p$ ) pode ser estimada a partir da eq. (54). Os valores de  $N_q$  para os modos de ruptura geral e ruptura por puncionamento podem ser obtidos pelas eqs. (55) e (56), respectivamente. O valor de  $P_p$  foi obtido a partir da eq. 78.

$$P_p = P - P_a - P_{s/g} \quad (82)$$

A adesão entre o solo e a superfície sólida da geogrelha foi considerada igual ao intercepto coesivo do solo, seguindo uma tendência da literatura de se considerar a razão  $a/c'$  igual a 1 (Teixeira, 1999 e Bonczkiewicz et al, 1988).

A seguir é apresentada uma comparação entre os valores limites de resistência passiva e os resultados experimentais. As Figuras 113 a 114 mostram esta comparação para os ensaios de arrancamento, executados com geogrelha MacGrid imersa em areia e em solo silto-argiloso, respectivamente. Em ambos materiais, a parcela da força de arrancamento, mobilizada nos elementos transversais, encontra-se entre os limites teóricos, com uma tendência dos valores experimentais se aproximarem do modo de ruptura por puncionamento (limite inferior), a medida que a tensão normal reduz.

A Figura 115 apresenta os resultados da geogrelha ParaGrid embutida em areia. Observa-se que os pontos encontram-se acima do limite superior. No caso do solo silto-argiloso, a utilização da razão  $a/c'$  igual à unidade conduziu a valores de  $P_p$  negativos. Este resultado sugere uma superestimativa desta razão, uma vez que  $P_p$  é obtido pela eq. 82. Qualquer outro valor arbitrado para a razão  $a/c'$  poderia ser considerado fortuito.

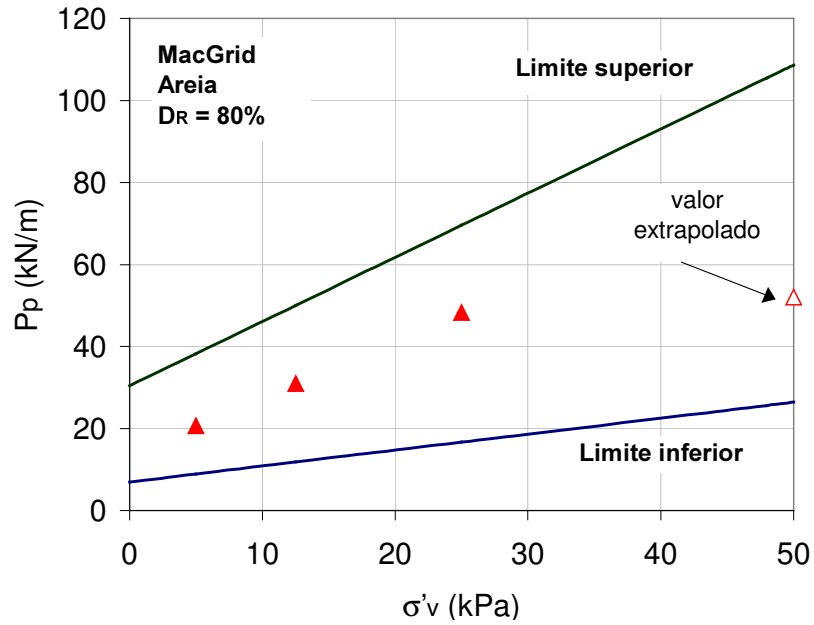


Figura 113 - Força de Arrancamento: Parcela de Resistência Passiva para a Geogrelha MacGrid em Areia

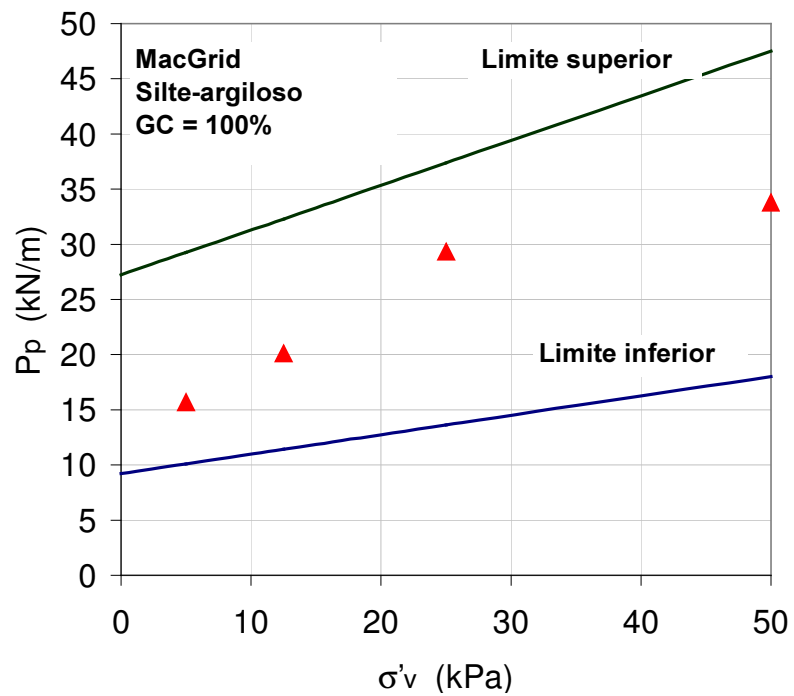


Figura 114 - Força de Arrancamento: Parcela de Resistência Passiva para Geogrelha MacGrid em Silte Argiloso

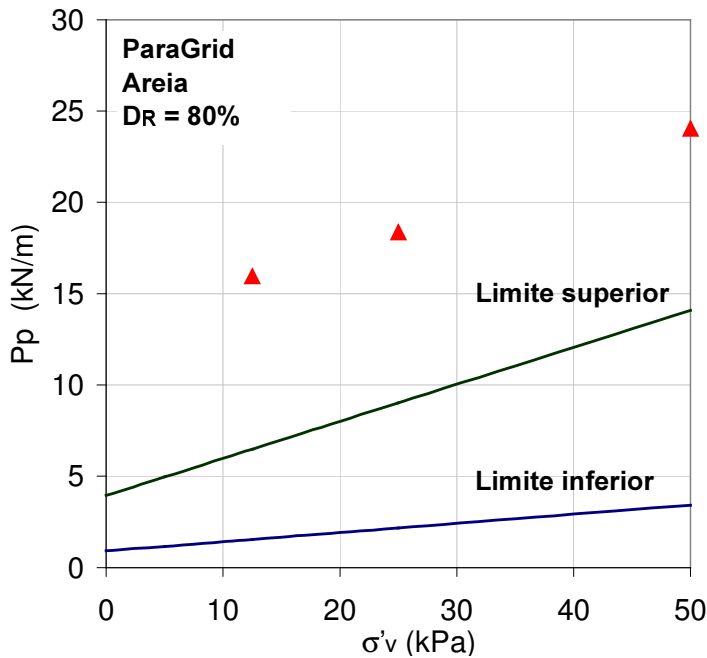


Figura 115 - Força de Arrancamento: Parcela da Resistência Passiva para Geogrelha ParaGrid em Areia

Na Figura 116, estão ilustradas as diferentes parcelas que compõem a resistência ao arrancamento da geogrelha MacGrid, em areia e em silte argiloso. A geogrelha MacGrid possui uma alta parcela de resistência devido à contribuição dos elementos transversais. Essa parcela predomina sobre as parcelas de adesão e atrito solo-grelha. Em relação à ParaGrid, os resultados não foram incluídos nesta figura, em virtude das incertezas na estimativa de cada uma das parcelas.

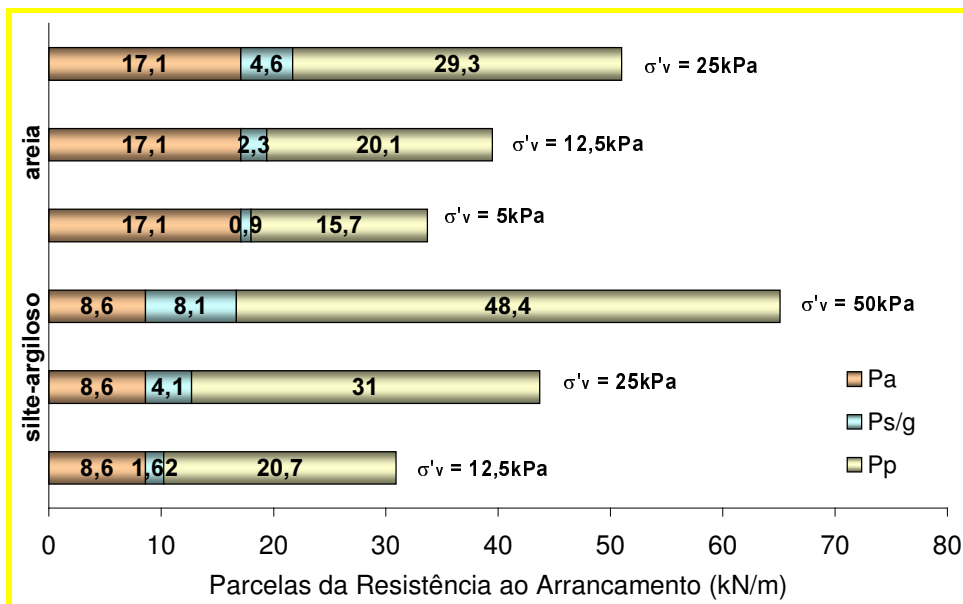


Figura 116 - Parcelas que compõem a resistência ao arrancamento na geogrelha MacGrid

## 7.8.

### Mobilização da Resistência ao Arrancamento ao Longo da Geogrelha

A metodologia adotada para a análise da distribuição da força de arrancamento ao longo do comprimento da geogrelha é similar à proposta por Ochiai et al (1996). Esta análise requer o conhecimento dos deslocamentos internos da geogrelha durante o ensaio de arrancamento.

#### 7.8.1.

##### Metodologia Adotada

A partir dos resultados dos ensaios de arrancamento, plotam-se os valores de deslocamento em função da posição de medida ao longo do reforço. Obtém-se desta forma, a distribuição dos deslocamentos ao longo do comprimento da geogrelha. Pode-se, então, obter a deformação específica em trechos do reforço. Esta deformação foi calculada para os trechos da geogrelha mostrados na Figura 117, através da expressão:

$$\varepsilon_{i,i+1} = \frac{(X_i - X_{i+1})}{d} \quad (82)$$

onde: d = distância entre dois medidores de deslocamento (*tell-tail*) consecutivos;

$X_i$  = deslocamento medido no i-ésimo *tell-tail* ( $TT_i$ );

Em alguns ensaios, foram instalados *strain-gages* para o monitoramento das deformações em 5 pontos ao longo da inclusão. Desta forma, além das deformações calculadas a partir das leituras dos medidores mecânicos (*tell-tails*), dispõe-se das deformações registradas diretamente através dos medidores eletrônicos (*strain-gages*). Sempre que possível, estes resultados foram confrontados de modo a se obter uma melhor distribuição das deformações sofridas pela geogrelha.

De posse da deformação e da curva força vs deformação da geogrelha, pode-se encontrar a força que atua em qualquer seção transversal da geogrelha. Apesar dos ensaios de arrancamento serem executados sob condições confinadas, utiliza-se a curva força vs deformação obtida nos ensaios de tração simples. Segundo Koerner (1998), a resistência à tração de geogrelhas não varia com o confinamento.



Finalmente, a resistência ao arrancamento pode ser obtida a partir da variação da força ao longo da geogrelha.

Ressalta-se que a deformação sofrida ao longo do reforço deve ser decrescente à medida que se afasta da extremidade frontal de arrancamento. No entanto, algumas vezes, as deformações calculadas a partir dos resultados fornecidos pelos *tell-tails* não obedecem a essa condição. Uma explicação para tal ocorrência é o fato dos medidores de deslocamento serem instalados em elementos longitudinais distintos da geogrelha. No decorrer do ensaio, esses elementos podem sofrer deslocamentos distintos ou até, deslizamentos relativos (Teixeira, 1999).

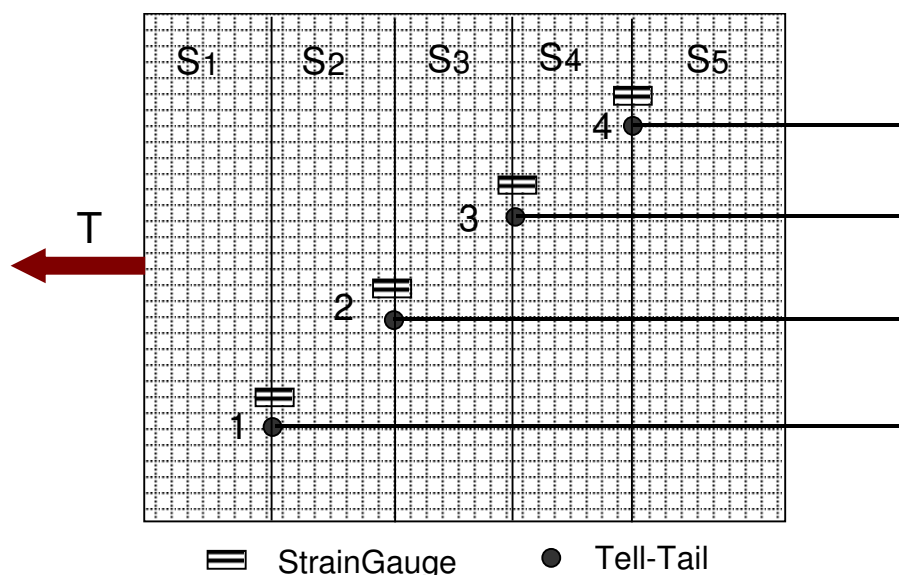


Figura 117 - Seções da Geogrelha e Posição da Instrumentação

### 7.8.2. Análise dos Resultados

Inicialmente, serão analisados os resultados dos ensaios executados com a geogrelha MacGrid embutida em solo arenoso ( $D_R = 80\%$ ). Nestas condições, foram executados ensaios sob níveis de confinamento de 5, 12,5 e 25kPa. Os ensaios com tensões confinantes de 5 e 12,5kPa foram instrumentados com medidores mecânicos de deslocamentos horizontais (*tell-tails*) e com medidores de deformação (*strain-gages*). No ensaio executado para uma tensão confinante vertical de 25kPa, foram monitorados apenas os deslocamentos horizontais.

Na Figura 118, estão plotados os valores de força de arrancamento em função dos deslocamento interno ao longo da geogrelha. Observa-se que a

ruptura por arrancamento ocorre para valores diferentes de deslocamentos internos. Quanto mais próximo do ponto de aplicação da força de arrancamento, maior o deslocamento horizontal medido. Este fato pode ser comprovado a partir da Figura 119, que apresenta os deslocamentos internos da geogrelha em função do deslocamento frontal, medido na garra. O decréscimo dos deslocamentos horizontais indica que a força de arrancamento não se distribui uniformemente ao longo da geogrelha. Na Figura 120, apresenta-se as medidas de deformação, fornecidas pelos strain-gages, ao longo da grelha. Nota-se que as deformações também decrescem à medida que se afasta do ponto de aplicação da força de arrancamento.

A partir da Figura 119, pode-se plotar os deslocamentos internos medidos no instante da ruptura, em função da localização do instrumento (*tell-tail*). Obtém-se desta forma, a distribuição dos deslocamentos ao longo da geogrelha (Figura 121). Pode-se perceber que, quanto maior a tensão confinante, maior o deslocamento medido no momento da ruptura por arrancamento.

Uma vez conhecida a distribuição dos deslocamentos, pode-se estimar as deformações em cada trecho da geogrelha. Alguns strain-gages não funcionaram durante o ensaio, pois a proteção foi destruída durante o arrancamento. A combinação entre as leituras dos *tell-tails* e dos *strain-gages* resulta em uma distribuição mais coerente das deformações ao longo do comprimento da grelha (Figura 122).

Nos ensaios executados sob níveis de tensão confinante de 5 e 12,5kPa, a instrumentação funcionou de forma satisfatória, possibilitando a obtenção das deformações em vários pontos da geogrelha. A partir dos pontos experimentais, foi possível obter uma curva que representa a distribuição das deformações ao longo do comprimento da geogrelha, no momento da ruptura.

As deformações da geogrelha aumentam com o confinamento. No ensaio executado com  $\sigma'_v = 5\text{kPa}$ , observa-se que a região frontal da geogrelha atingiu um nível de deformação de 14%. Para uma tensão confinante de 12,5kPa, a deformação neste trecho chegou a 16%. Este aumento da deformação com o aumento da tensão confinante explica a ruptura por tração da malha para tensões confinantes mais elevadas.

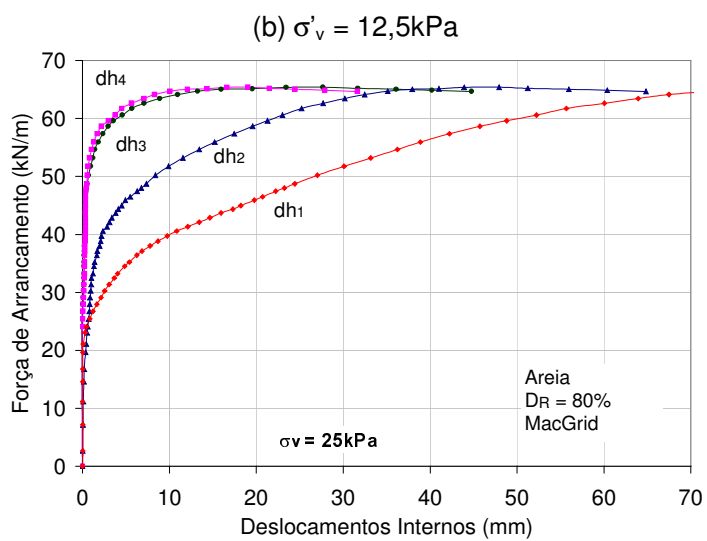
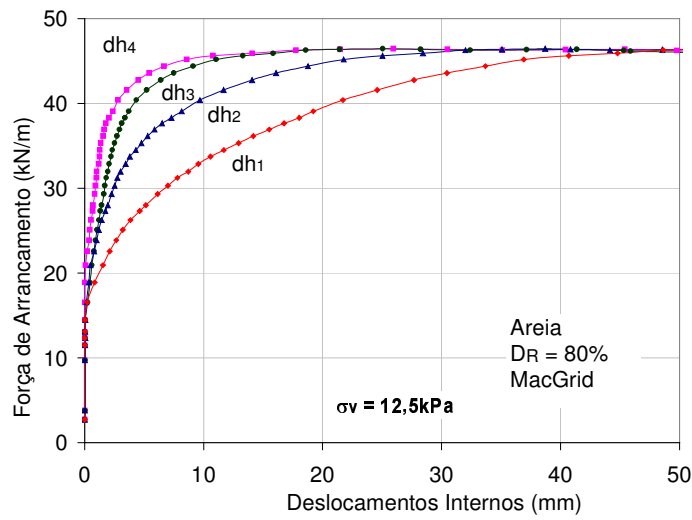
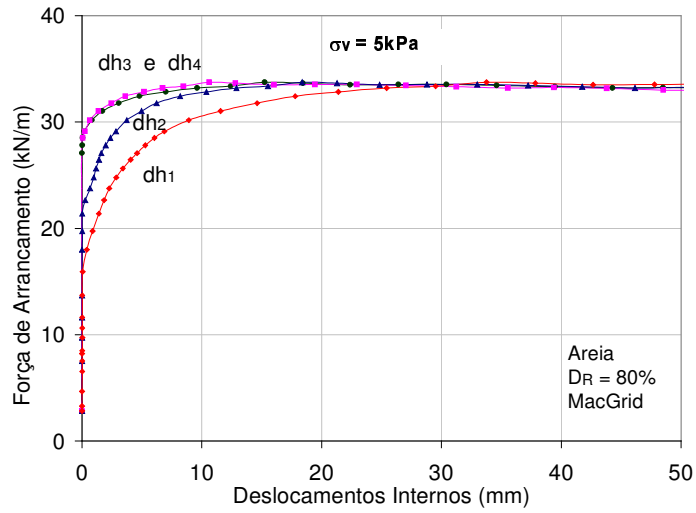


Figura 118 - Força de Arrancamento vs Deslocamentos Internos: MacGrid em Areia ( $D_R = 80\%$ )

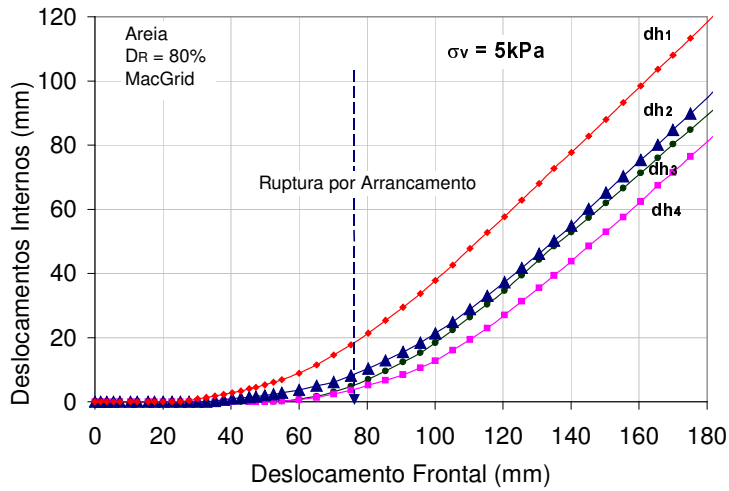
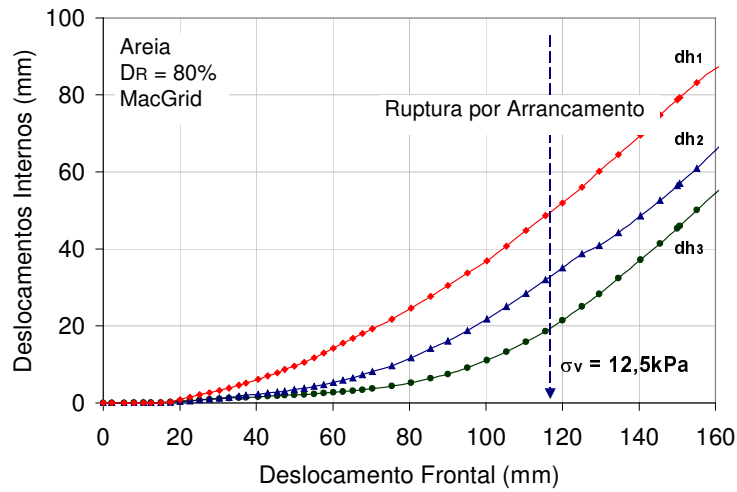
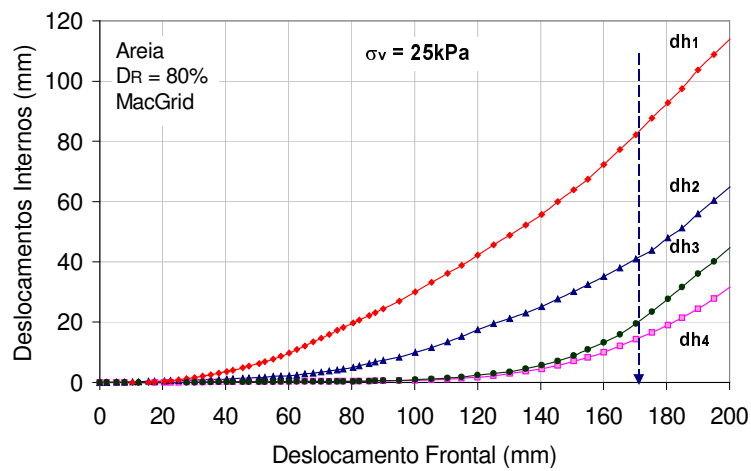
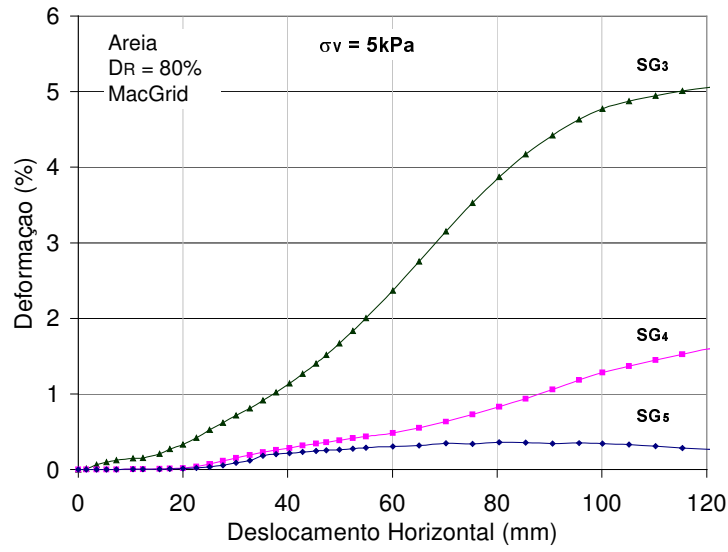
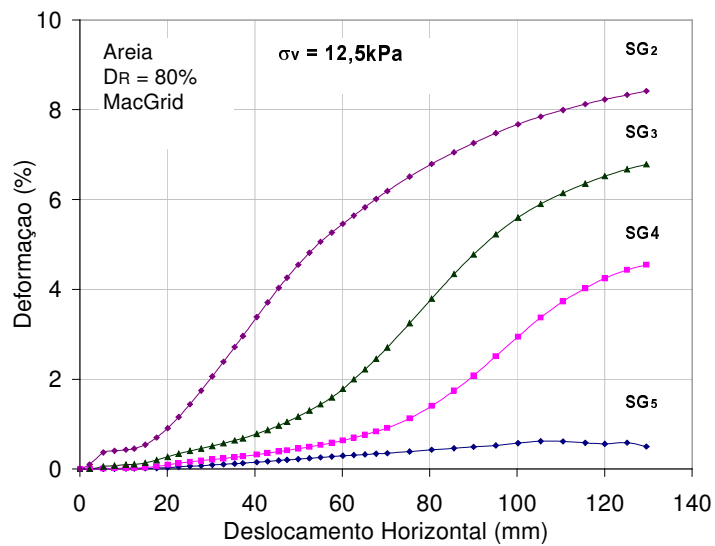
(a)  $\sigma'_v = 5\text{kPa}$ (b)  $\sigma'_v = 12,5\text{kPa}$ (c)  $\sigma'_v = 25\text{kPa}$ 

Figura 119 - Deslocamentos Internos vs Deslocamento Frontal: MacGrid em Areia ( $D_R = 80\%$ )

(a)  $\sigma'_v = 5 \text{ kPa}$ (b)  $\sigma'_v = 12,5 \text{ kPa}$ Figura 120 - Deformação vs Deslocamento Frontal: MacGrid em Areia ( $D_R = 80\%$ )

Para tensões confinantes mais elevadas (25kPa), a instrumentação não forneceu leituras confiáveis e a análise das deformações sofridas pela geogrelha não foi realizada.

De posse dos resultados da instrumentação e da curva força vs deformação da geogrelha, pode-se obter a força de arrancamento em qualquer ponto da geogrelha.

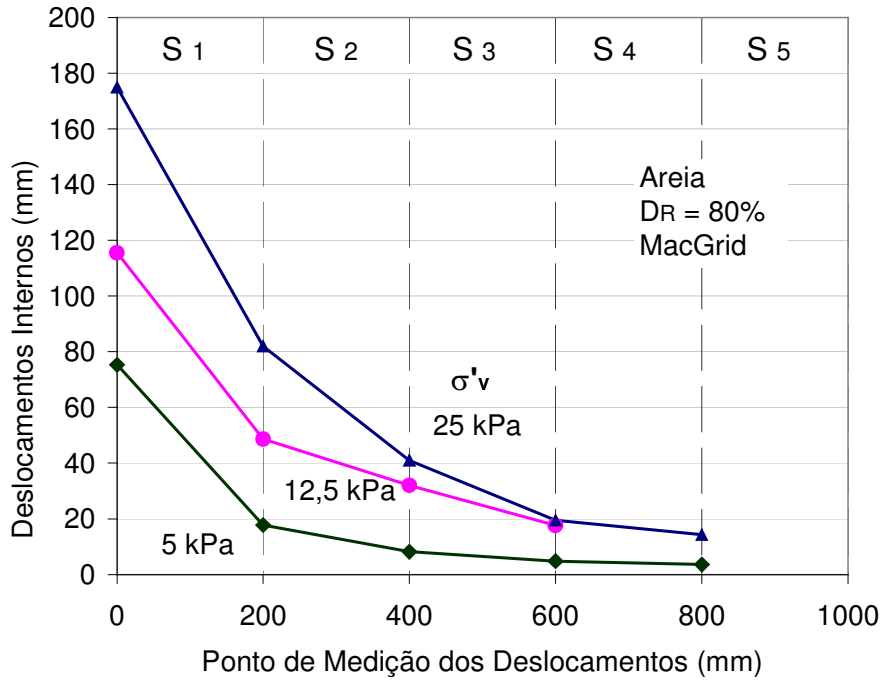


Figura 121 - Deslocamentos Internos na Ruptura por Arrancamento da Geogrelha MacGrid em Areia

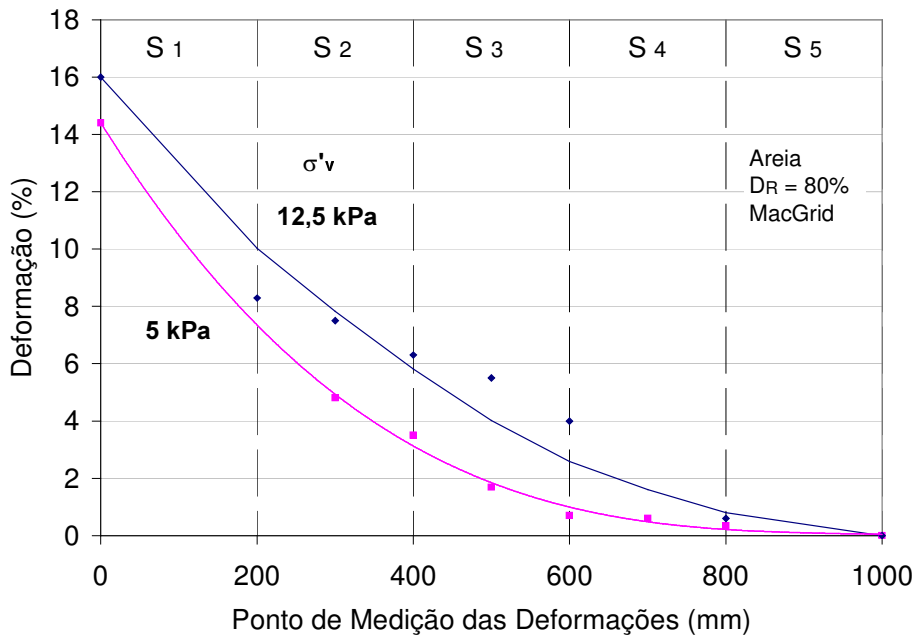


Figura 122 - Deformações na Ruptura por Arrancamento da Geogrelha MacGrid em Areia

A Figura 123 apresenta a distribuição da força de arrancamento ao longo da inclusão nos ensaios executados com  $\sigma'_v$  igual a 5 e 12,5kPa. Observa-se uma

diminuição gradativa da força de arrancamento ao longo do comprimento da geogrelha.

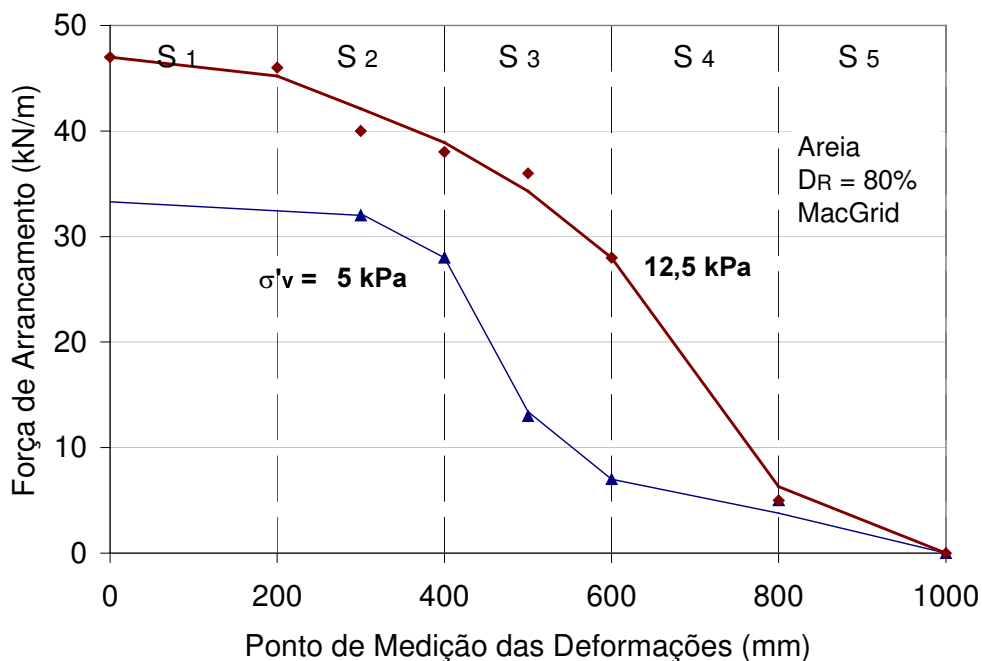
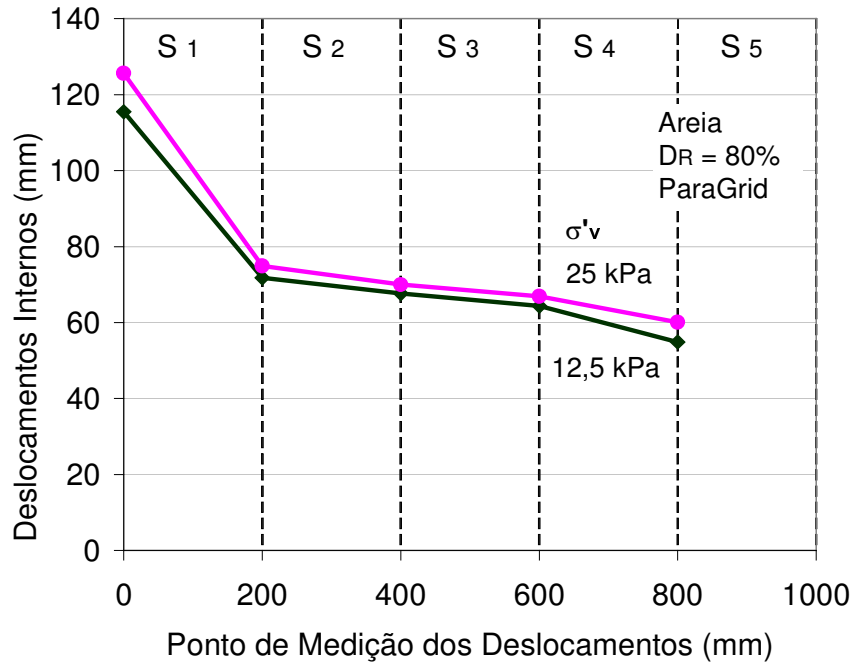


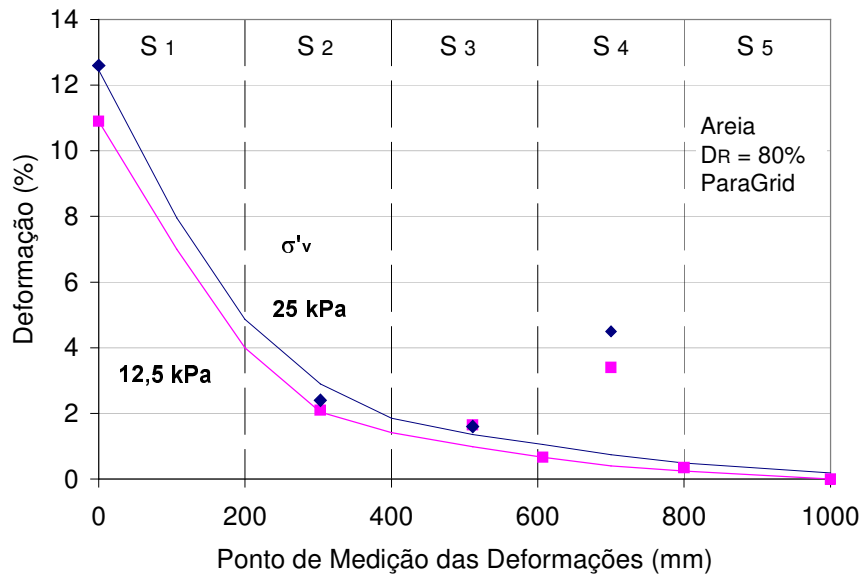
Figura 123 - Distribuição da Força de Arrancamento ao Longo da Geogrelha MacGrid em Areia

O mesmo procedimento foi adotado para o tratamento dos resultados dos demais ensaios. A distribuição dos deslocamentos e das deformações sofridas pela geogrelha ParaGrid durante o arrancamento em areia ( $D_R=80\%$ ) estão ilustrados na Figura 124. Cabe comentar que na seção 4 os deslocamentos internos crescem em maiores proporções do que na seção anterior. Desta forma, a condição de que as deformações decrescem à medida que o ponto de medição se afasta da extremidade frontal da geogrelha não é atendida.

Na estimativa das deformações, estes pontos foram desprezados por não serem representativos de uma situação do ensaio. A geogrelha ParaGrid apresentou um comportamento muito particular nos ensaios de arrancamento. Durante o deslocamento da geogrelha, ocorreu a ruptura da união entre os elementos transversais e longitudinais. Ao final do arrancamento, os elementos longitudinais estavam soltos, principalmente na extremidade posterior da geogrelha. Este fato pode justificar as leituras errôneas de deslocamentos, registradas na seção 4.



(a) Deslocamentos Internos Medidos no Instante da Ruptura



(b) Deformações Sofridas pela Geogrelha no Instante da Ruptura

Figura 124 - Deslocamentos e Deformações na Ruptura por Arrancamento da Geogrelha ParaGrid em Areia ( $D_R = 80\%$ )

A geogrelha ParaGrid apresenta valores baixos de deformação nas seções 2, 3 e 4. Esta geogrelha apresenta rigidez elevada à tração, o que justifica as pequenas deformações sofridas.



Foi efetuada uma análise da distribuição dos deslocamentos para diferentes percentuais de carga aplicada (Figura 125). Nota-se que os deslocamentos internos apresentavam-se razoavelmente uniformes, devido à rigidez à tração da geogrelha. Quanto mais rígida for a geogrelha, mais uniformes serão os deslocamentos, pois a inclusão se desloca como um corpo rígido.

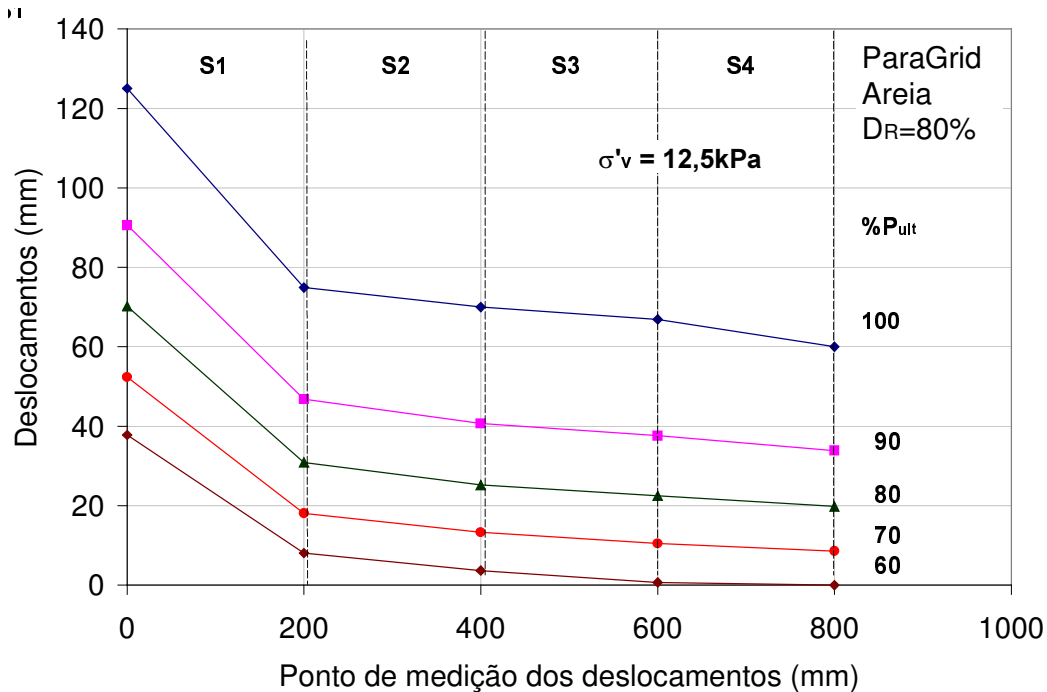


Figura 125 - Deslocamentos da Geogrelha para Diversos Percentuais da Resistência no Arrancamento da Geogrelha ParaGrid em Areia

Na Figura 126, estão apresentados os deslocamentos medidos nos 4 pontos de leitura da Malha Metálica, embutida em solo arenoso. Estes valores correspondem às medições efetuadas no instante da ruptura por arrancamento (ensaios com  $\sigma'_v = 5$  e  $12,5\text{kPa}$ ) e no instante anterior à ruptura por tração da malha (ensaio com  $\sigma'_v=25\text{kPa}$ ).

Como já mencionado, as deformações sofridas pela grelha em cada seção são obtidas a partir da inclinação da curva de deslocamentos. Nota-se que a deformação na seção 4, nos ensaios sob confinamento de 5 e  $12,5\text{kPa}$ , é superior à obtida na seção 3. Este comportamento é incoerente e pode ser atribuído aos seguintes fatores:

- a deformação da Malha Metálica não ocorreu apenas ao longo da direção longitudinal de arrancamento. Observa-se que os hexágonos da malha se

distorceram e o ponto de medição se deslocou também na direção transversal ao arrancamento. A

- Figura 127 ilustra a configuração deformada da malha;
- os medidores de deslocamento foram instalados em diferentes elementos longitudinais, permitindo erros devido aos deslizamentos relativos.

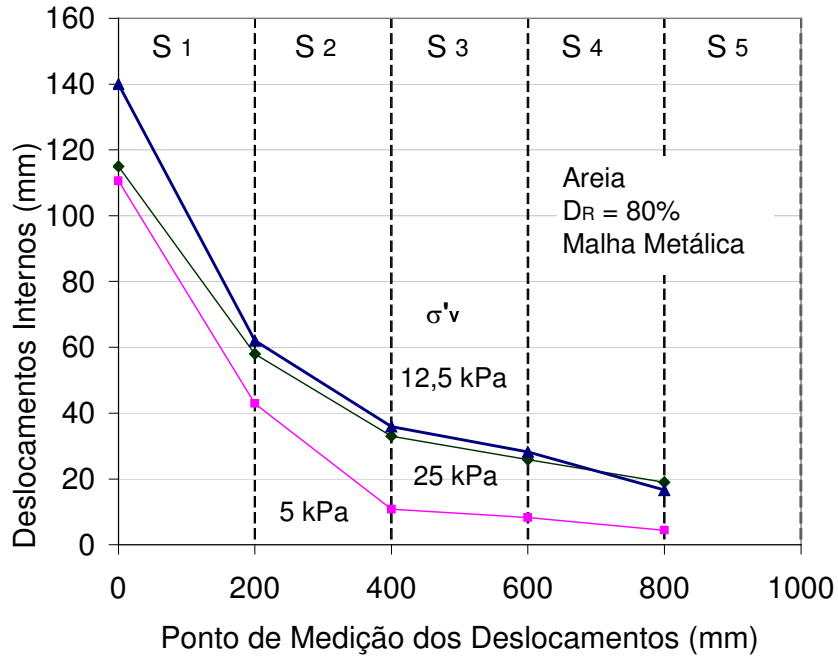


Figura 126 - Deslocamentos Internos na Ruptura por Arrancamento da Malha Metálica em Areia ( $D_R = 80\%$ )

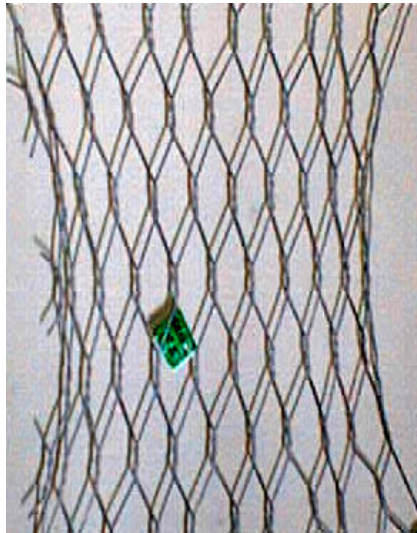


Figura 127 - Configuração Deformada Típica da Malha Metálica no Final de um Ensaio de Arrancamento

O ponto correspondente à deformação na seção 4 foi desprezado nas análises de distribuição das deformações ao longo da geogrelha, como indica a Figura 128. Para níveis de confinamento de 5 e 12,5kPa, a deformação nesta seção foi superior à deformação nas demais seções. Sob um nível de confinamento de 25kPa, a metade posterior da geogrelha praticamente não sofreu deformações.

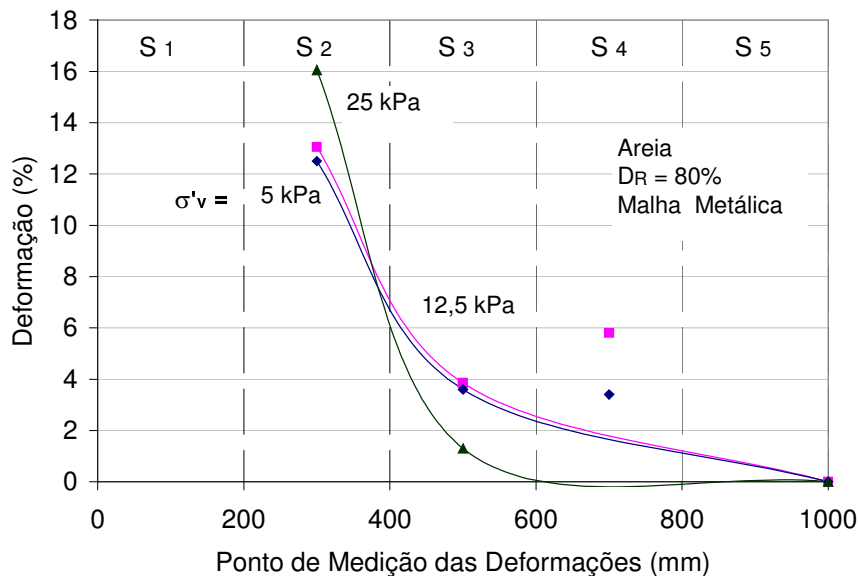


Figura 128 - Deformações na Ruptura por Arrancamento da Malha Metálica em Areia

A Figura 129 apresenta os deslocamentos sofridos pela Malha Metálica no ensaio executado sob uma tensão confinante de 12,5kPa. Foram analisados os percentuais de carga aplicada variando de 60% a 100% da força máxima de arrancamento.

Observa-se que os deslocamentos cresceram com a carga aplicada, principalmente na extremidade frontal da malha. Além disso, nota-se que os deslocamentos nas seções finais da geogrelha foram muito reduzidos até a carga de 80% da força de ruptura. Verifica-se que a maior parte dos deslocamentos ocorreu entre 90% e 100% da carga de ruptura.

Os resultados dos ensaios em solo silto argiloso estão apresentados nas Figuras 129 a 133. A análise dos deslocamentos, deformações e força de arrancamento ao longo da geogrelha ParaGrid não foi realizada, uma vez que a instrumentação forneceu resultados inconsistentes. A razão desta inconsistência está relacionada

à ruptura da união entre os elementos longitudinais e transversais, durante o ensaio de arrancamento, provocando a perda da instrumentação.

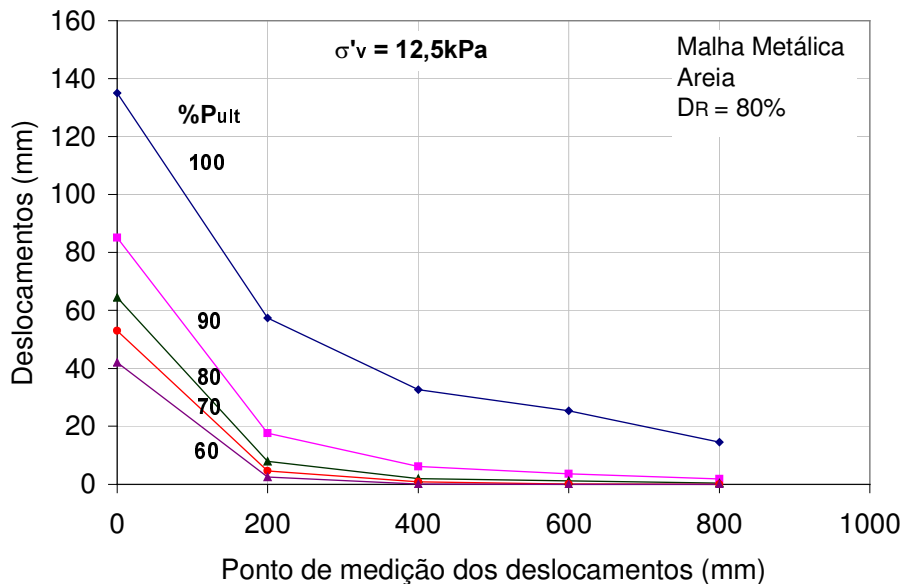


Figura 129 - Deslocamentos da Geogrelha para Diversos Percentuais da Resistência ao Arrancamento da Malha Metálica em Areia

Nas Figuras 132 e 133, nota-se que a condição de deformações decrescentes com a distância do ponto de aplicação da força de arrancamento foi atendida. Sob um confinamento de 25kPa, a extremidade posterior da geogrelha não sofreu deformações, indicando que o excesso de confinamento inibiu os deslocamentos da geogrelha. Houve um aumento acentuado das deformações no trecho frontal da geogrelha. O mesmo comportamento foi observado nos ensaios em areia.

A partir da Figura 132, pode-se perceber que a maior parcela dos deslocamentos ocorreu entre 90% e 100% da carga de ruptura. O efeito foi mais acentuado na extremidade final da amostra que, até este nível de carregamento, havia sofrido deslocamentos reduzidos. Até a aplicação de 70% do valor da carga de arrancamento máxima, só foram registrados deslocamentos nos primeiros 200mm da geogrelha.

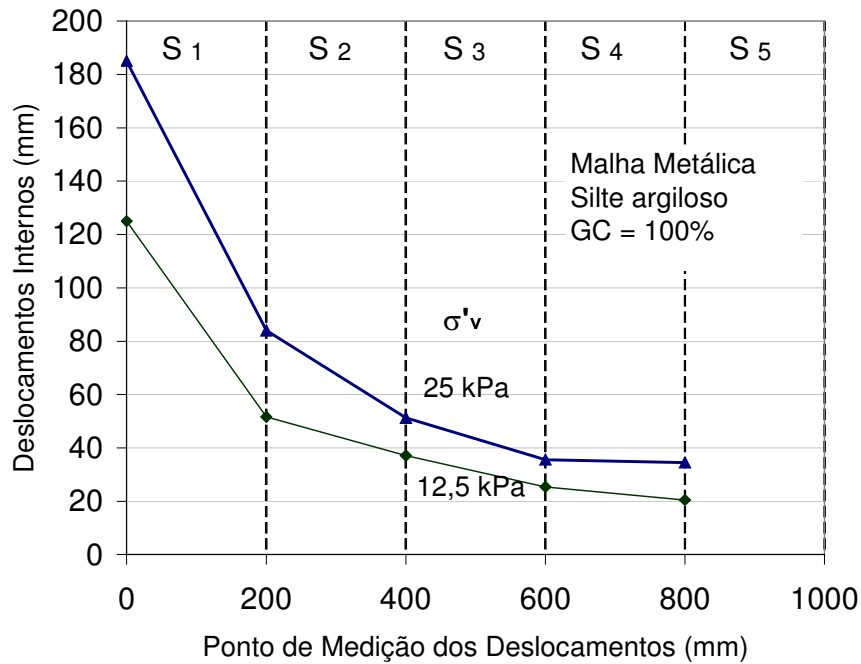


Figura 130 - Deslocamentos na Ruptura por Arrancamento da Malha Metálica em Silte Argiloso

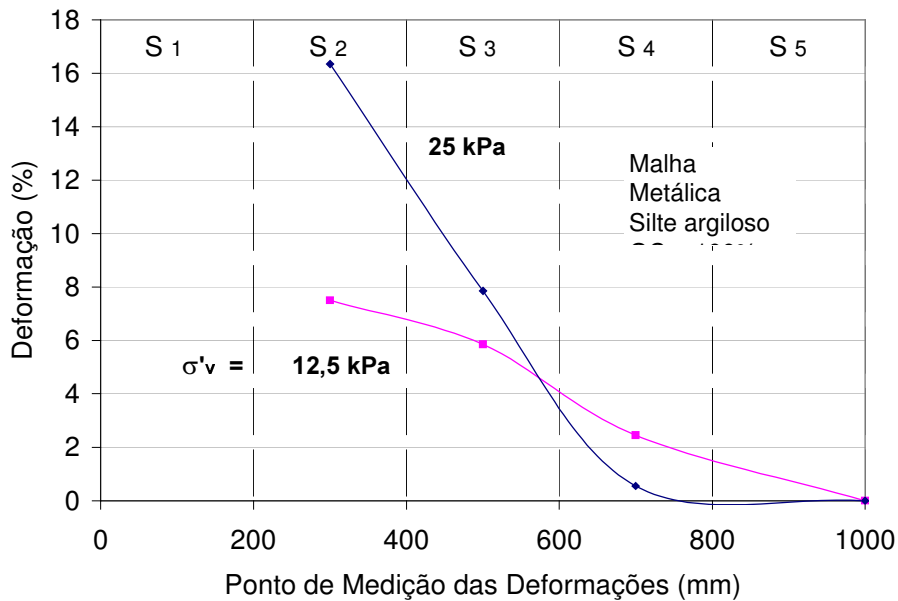


Figura 131 - Deformações na Ruptura por Arrancamento da Malha Metálica em Silte Argiloso

A Figura 133 apresenta os deslocamentos da geogrelha MacGrid, para diferentes percentuais de carga aplicada, durante os ensaios em solo silte argiloso. Para percentuais de carga inferiores a 70%, a geogrelha não sofreu

deslocamentos significativos nas seções 2, 3 e 4. Mais uma vez, nota-se que a maior parte dos deslocamentos ocorre a partir de 90% da força de arrancamento máxima. Comportamento distinto foi observado com a geogrelha ParaGrid em areia (Figura 125).

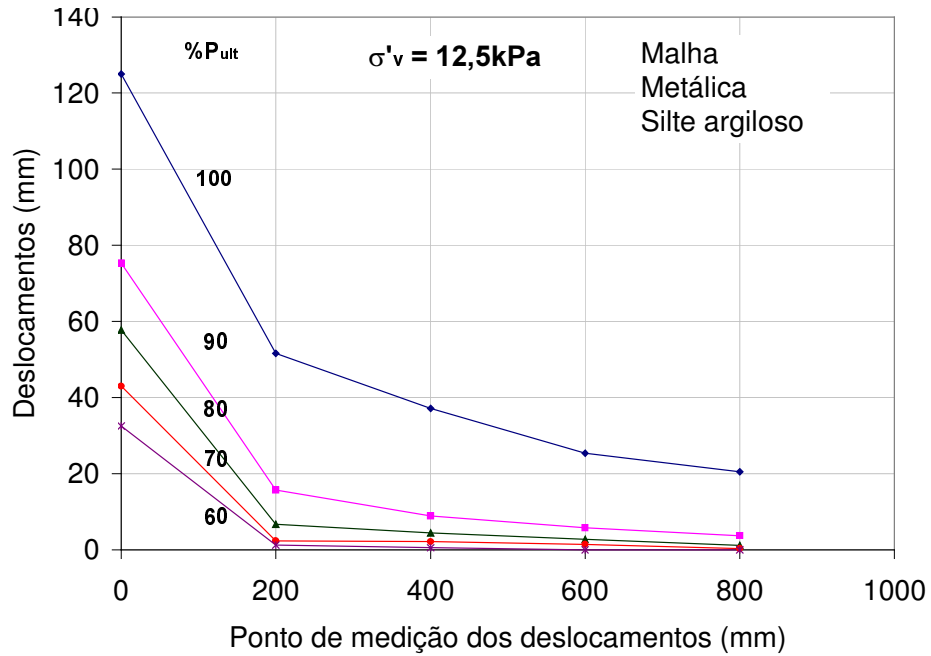


Figura 132 - Deslocamentos da Geogrelha para Diversos Percentuais da Resistência ao Arrancamento da Malha Metálica em Silte Argiloso

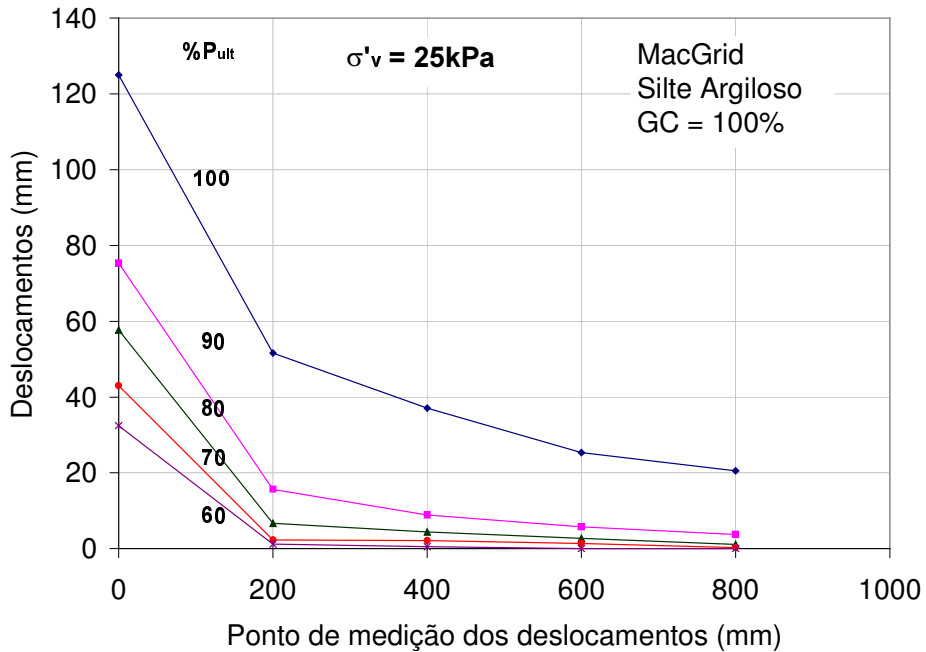


Figura 133 - Deslocamentos da Geogrelha para Diversos Percentuais da Resistência ao Arrancamento da MacGrid em Silte Argiloso

Os resultados sugerem que, quanto maior a rigidez à tração da geogrelha, mais uniforme é a distribuição dos deslocamentos em função do esforço de arrancamento aplicado. As geogrelhas menos rígidas apresentam deformações acentuadas na extremidade frontal com a aplicação da carga, porém, só apresentam deslocamentos significativos para a condição próxima à ruptura por arrancamento.

## 7.9. Modelagem dos Ensaios de Arrancamento

O modelo hiperbólico, desenvolvido por Clough e Duncan (1971) para simular a curva tensão *versus* deformação de solos, pode ser utilizado para a modelagem dos ensaios de arrancamento.

A partir da curva Tensão Cisalhante na Interface *versus* Deslocamento Horizontal, pode-se obter a rigidez cisalhante inicial ( $K_{sf}$ ), que se relaciona à tensão normal, através de uma equação do tipo:

$$K_{sf} = k_1 \cdot \gamma_w \left( \frac{\sigma'_v}{Pa} \right)^{n_1} \quad (83)$$

onde:  $k_1$  = número da rigidez no cisalhamento

$n_1$  = expoente da rigidez no cisalhamento

$\gamma_w$  = peso específico da água

$Pa$  = pressão atmosférica

Os valores de  $k_1$  e  $n_1$  são obtidos plotando-se os dados experimentais de  $K_{sf}/\gamma_w$  versus  $\sigma'/Pa$  em escala logarítmica. Os pontos são ajustados por uma reta. O parâmetro  $n_1$  corresponde ao coeficiente angular e o parâmetro  $k_1$  é o intercepto da reta ajustada.

Uma vez determinado o valor de  $K_{sf}$ , verificou-se que os pares de valores experimentais  $\tau_{SG} \times dh_f$  ajustam-se adequadamente a uma função do tipo (Teixeira e Bueno, 2002) :

$$\tau_{SG} = \tau_{ult} \left( 1 - e^{-\frac{K_{sf} \cdot dh_f}{\tau_{ult}}} \right) \quad (84)$$

onde:  $dh_f$  é o deslocamento medido na garra.

O valor de  $\tau_{ult}$  pode ser obtido a partir da envoltória de resistência:

$$\tau_{ult} = c'_a + \sigma'_v \tan \delta'$$

De posse da envoltória de resistência e das eqs. 83 a 85, pode-se obter a rigidez inicial ( $K_{sf}$ ) e a resistência ao cisalhamento na interface ( $\tau_{SG}$ ), para qualquer valor de tensão confinante vertical ( $\sigma'_v$ ) e qualquer deslocamento ( $dh_f$ ).

As Figuras 134 a 139 confrontam os valores experimentais com os valores ajustados pela equação 84. Cabe salientar que o modelo foi calibrado a partir da curva de menor tensão confinante vertical. A localização da garra conduz a menores valores de rigidez inicial ao cisalhamento. Desta forma, o modelo permite corrigir a rigidez inicial dos ensaios executados sob níveis de confinamento mais elevados. Os ensaios com as geogrelhas MacGrid e Metálica, imersas em solo silto-argiloso, sob um confinamento de 25kPa (Figuras 138 e 139) evidenciam a correção da rigidez realizada pelo modelo utilizado. Nos ensaios executados com a geogrelha ParaGrid, a correção não é tão acentuada, tendo em vista que esta geogrelha apresenta elevada rigidez à tração.

Ressalta-se que a modelagem dos ensaios de arrancamento permite a previsão dos resultados dos ensaios onde ocorreu a ruptura antecipada da malha, como indica a Figura 135. Pode-se verificar que o modelo utilizado reproduz satisfatoriamente os resultados experimentais. A Tabela 33 apresenta as equações utilizadas para a modelagem das interfaces solo/geogrelha. Ressalta-se que as equações da Tabela 33 aplicam-se apenas aos solos e geogrelhas utilizados no programa experimental.

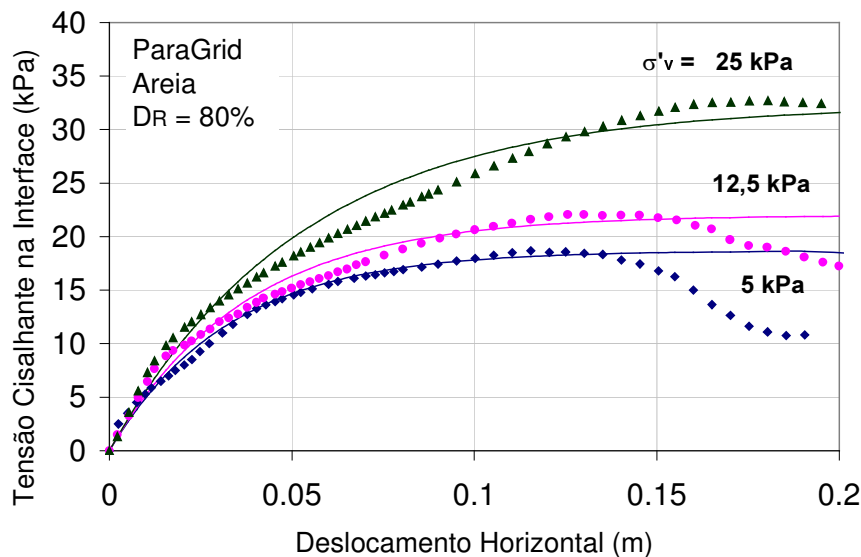


Figura 134 - Ajuste dos Ensaios com a Geogrelha ParaGrid em Areia



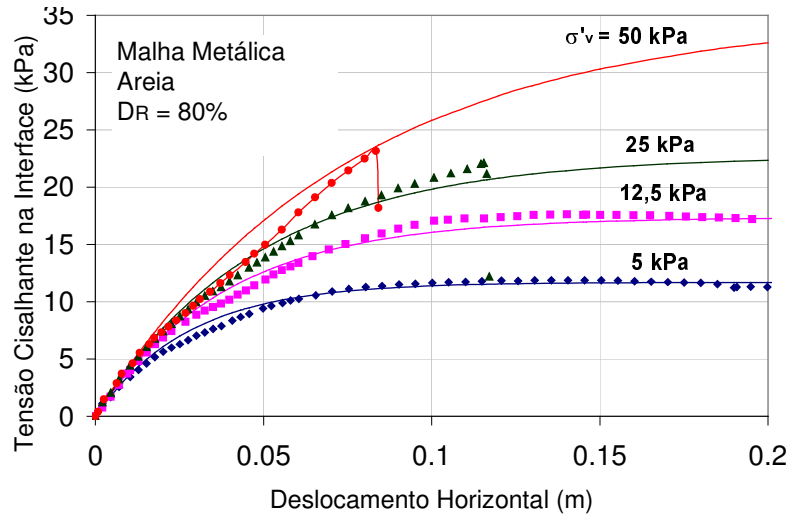


Figura 135 - Ajuste dos Ensaios com a Malha Metálica em Areia

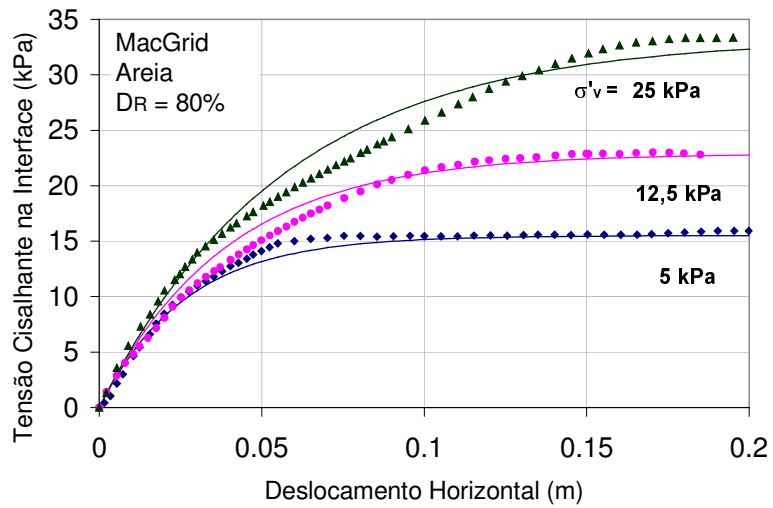


Figura 136 - Ajuste dos Ensaios com a Geogrelha MacGrid em Areia

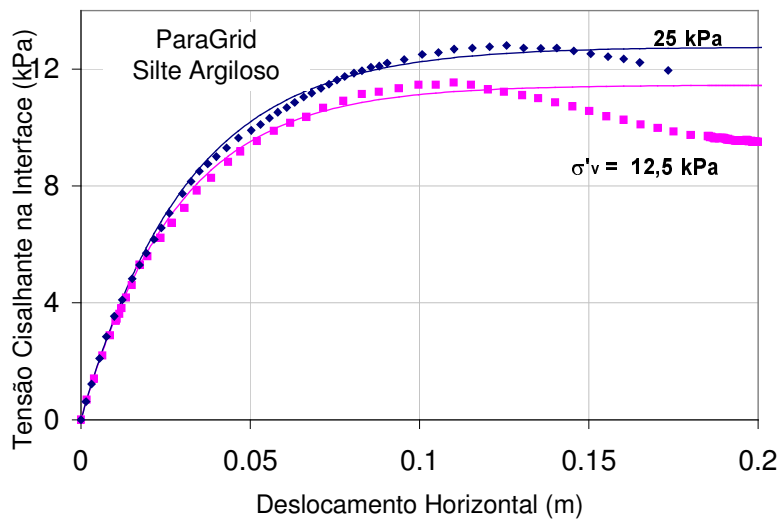


Figura 137 - Ajuste dos Ensaios com a Geogrelha ParaGrid em Silte Argiloso

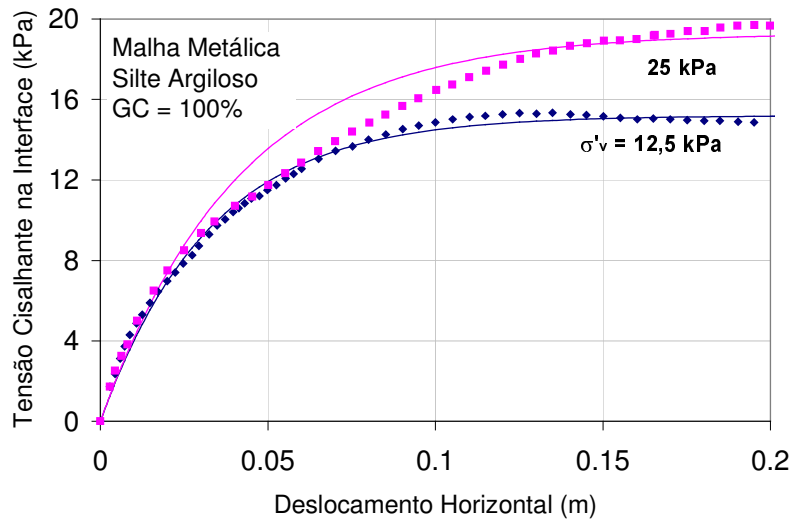


Figura 138 - Ajuste dos Ensaios com a Malha Metálica em Silte Argiloso

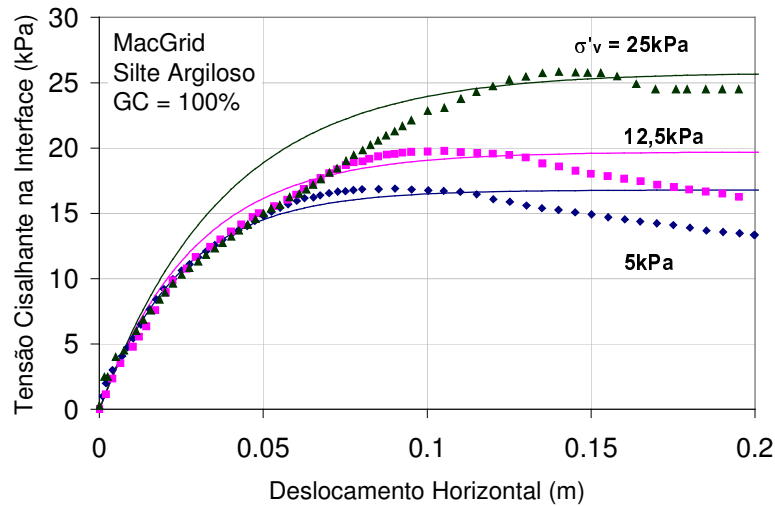


Figura 139 - Ajuste dos Ensaios com a Geogrelha MacGrid em Silte Argiloso

Tabela 33 - Parâmetros do Modelo: Ensaios de Arrancamento

| Interface      |                | $k_1$ | $n_1$ | $K_{sf}$   | $\tau_{ult}$ (kPa)                                  |
|----------------|----------------|-------|-------|--|---|
| Areia          | ParaGrid       | 65    | 0,05  | $K_{sf} = 65 \cdot \gamma_w \cdot (\sigma'_v / Pa)^{0,05}$   | $\tau_{ult} = 15,0 + \sigma'_v \cdot \tan 15^\circ$ |
|                | Malha Metálica | 52    | 0,06  | $K_{sf} = 52 \cdot \gamma_w \cdot (\sigma'_v / Pa)^{0,06}$   | $\tau_{ult} = 10,8 + \sigma'_v \cdot \tan 31^\circ$ |
|                | MacGrid        | 60    | 0,001 | $K_{sf} = 60 \cdot \gamma_w \cdot (\sigma'_v / Pa)^{0,001}$  | $\tau_{ult} = 11,1 + \sigma'_v \cdot \tan 40^\circ$ |
| Silte Argiloso | ParaGrid       | 42    | 0,005 | $K_{sf} = 42 \cdot \gamma_w \cdot (\sigma'_v / Pa)^{0,005}$  | $\tau_{ult} = 10 + \sigma'_v \cdot \tan 7^\circ$    |
|                | Malha Metálica | 100   | 0,008 | $K_{sf} = 100 \cdot \gamma_w \cdot (\sigma'_v / Pa)^{0,008}$ | $\tau_{ult} = 11,4 + \sigma'_v \cdot \tan 20^\circ$ |
|                | MacGrid        | 70    | 0,008 | $K_{sf} = 70 \cdot \gamma_w \cdot (\sigma'_v / Pa)^{0,008}$  | $\tau_{ult} = 14,5 + \sigma'_v \cdot \tan 23^\circ$ |

**Legenda:**  $K_{sf}$  = rigidez cisalhante inicial       $\sigma'_v$  = tensão confinante vertical  
 $\tau_{ult}$  = tensão cisalhante na ruptura  
 $k_1, n_1$  = parâmetros adimensionais do modelo

Com os dados da Tabela 33, pode-se obter a tensão cisalhante na ruptura e a rigidez cisalhante, para qualquer nível de tensão confinante vertical. A resistência ao cisalhamento na interface ( $\tau_{SG}$ ) é obtida substituindo-se os valores de  $\tau_{ult}$  e  $k_{sf}$  na equação 86.

### 7.10. Obtenção de Ábacos de Dimensionamento

No dimensionamento de maciços reforçados, a força máxima ( $P_{ult}$ ) atuante na geogrelha para evitar o arrancamento da mesma da massa de solo em que está inserida é dada por:

$$P_{ult} = 2 \cdot A \cdot \tau_{SG} \quad (86)$$

onde: A é a área embutida da geogrelha e  $\tau_{SG}$  corresponde à tensão cisalhante na interface solo/geogrelha.

A área embutida da geogrelha, por unidade de largura do maciço, pode ser expressa por:

$$A = 1 \cdot L_a \quad (87)$$

onde:  $L_a$  é o comprimento de ancoragem do reforço.

Neste caso, a equação 86 pode ser reescrita como:

$$P_{ult} = 2 \cdot 1 \cdot L_a \cdot \tau_{SG} \quad (88)$$

No presente trabalho, optou-se por estabelecer um parâmetro  $F^*$ , como o parâmetro único de resistência. Este parâmetro, equivale à tensão cisalhante normalizada na interface, e é expresso por:

$$F^* = \frac{\tau_{SG}}{\sigma'_v} \quad (89)$$

Assim, para os solos e geogrelhas utilizados no programa experimental, pode-se obter a força máxima de arrancamento, para determinado nível de confinamento.

A utilização do parâmetro  $F^*$ , no dimensionamento de maciços reforçados, leva em consideração a adesão e o atrito solo/geogrelha, uma vez que  $F^*$  é obtido a partir de  $\tau_{SG}$ .

Para a verificação do fator de segurança contra o arrancamento ( $FS_a$ ) do reforço, utiliza-se a expressão:

$$FS_a = \frac{P_{ult}}{T_i} \quad (90)$$

onde:  $P_{ult}$  é a força máxima de arrancamento e  $T_i$  é o esforço de tração no reforço considerado.

A partir da adoção do parâmetro  $F^*$ , a eq. (90) pode ser rescrita como:

$$FS_a = \frac{2.1.L_a.F^*. \sigma'_v}{T_i} \quad (91)$$

Admitindo-se que o esforço no reforço ( $T_i$ ) é igual à resistência à tração de dimensionamento ( $T_d$ ), obtém-se:

$$T_i = T_d = \frac{T_{ref}}{f_f \cdot f_d \cdot f_a \cdot f_e} \quad (92)$$

onde:  $T_{ref}$  = resistência à tração obtida em ensaios índice;

$f_f$  = fator de redução devido a deformações por fluência;

$f_d$  = fator de redução devido a danos de instalação;

$f_a$  = fator de redução devido à degradação pelo meio ambiente (química e biológica);

$f_e$  = fator de redução devido a eventuais emendas.

As Figuras 140 a 142 apresentam a variação do parâmetro  $F^*$ , em função do nível de confinamento, para os três tipos de geogrelha e os dois tipos de solo ensaiados. Cada gráfico representa um tipo de geogrelha e cada curva apresentada refere-se a um fator de segurança de projeto.

Observa-se que o parâmetro  $F^*$  diminui com a aumento do confinamento e do fator de segurança. É importante salientar que a resistência ao arrancamento de uma geogrelha não pode exceder a resistência à tração da mesma. Desta forma, nos ábacos apresentados para a geogrelha ParaGrid, o nível de confinamento chega a 50kPa ( $h_{aterro} \cong 2,5m$ ). Nos ábacos das geogrelhas MacGrid e Metálica, a tensão confinante máxima é de 35kPa ( $h_{aterro} \cong 1,75m$ ), e 25kPa ( $h_{aterro} \cong 1,25m$ ), respectivamente, uma vez que níveis superiores de confinamento conduzem à ruptura da malha por tração.

Nos ábacos apresentados para a ParaGrid (Figura 140), observa-se que o parâmetro  $F^*$  para a areia é significativamente superior ao  $F^*$  obtido com silte argiloso. O parâmetro  $F^*$  é calculado a partir dos parâmetros de resistência na interface ( $c'_a$  e  $\delta'$ ). A geogrelha ParaGrid apresentou reduzida interação com o solo silto-argiloso, e portanto, parâmetros reduzidos de resistência na interface.

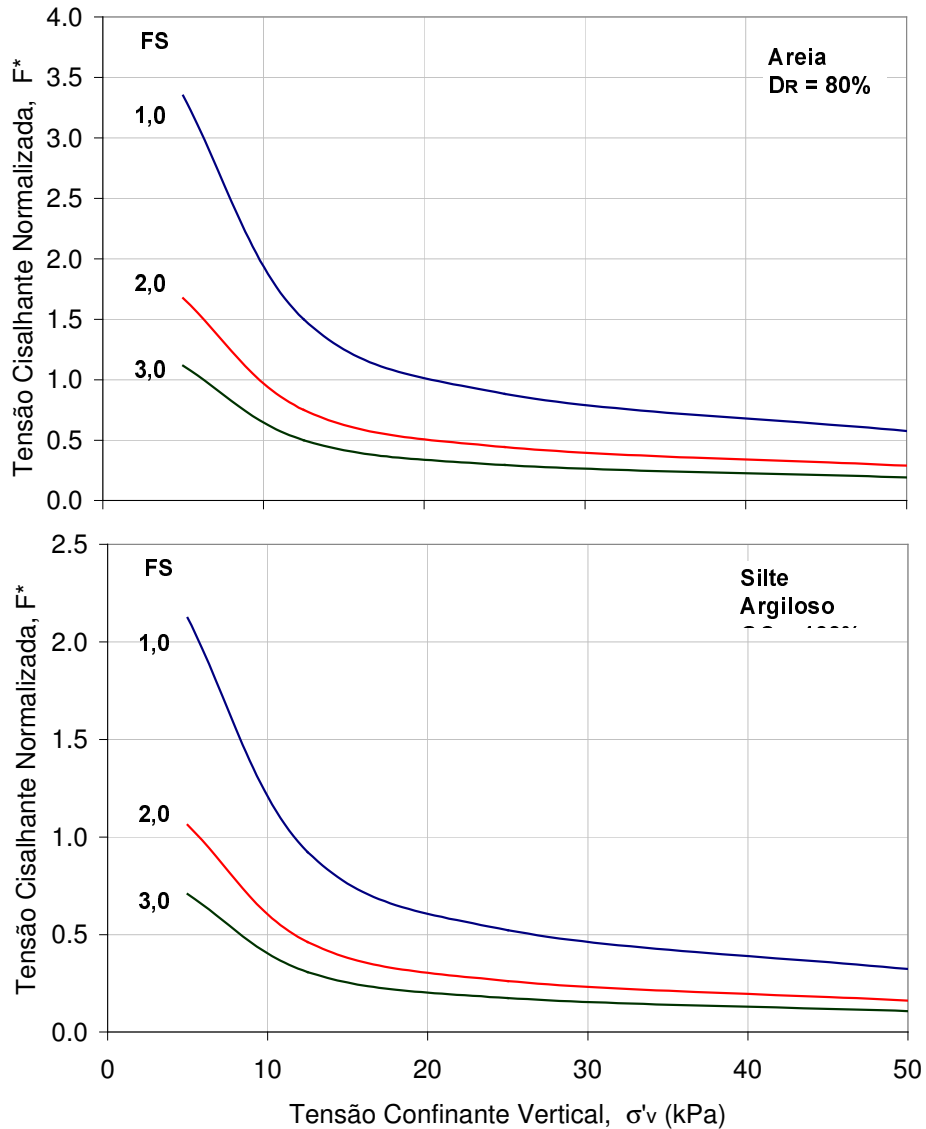


Figura 140 - Parâmetro  $F^*$  para Maciços Reforçados com a Geogrelha PG

Nos ábacos apresentados para a Malha Metálica Hexagonal (Figura 141), o parâmetro  $F^*$  assume valores bem próximos para ambos os tipos de solo, sob baixos níveis de confinamento. Com o aumento da tensão confinante,  $F^*$  atinge

valores mais elevados na interface MH/areia. O aumento de  $F^*$  é devido ao ângulo de atrito na interface MH/areia ser superior ao ângulo de atrito na interface MH/silte argiloso.

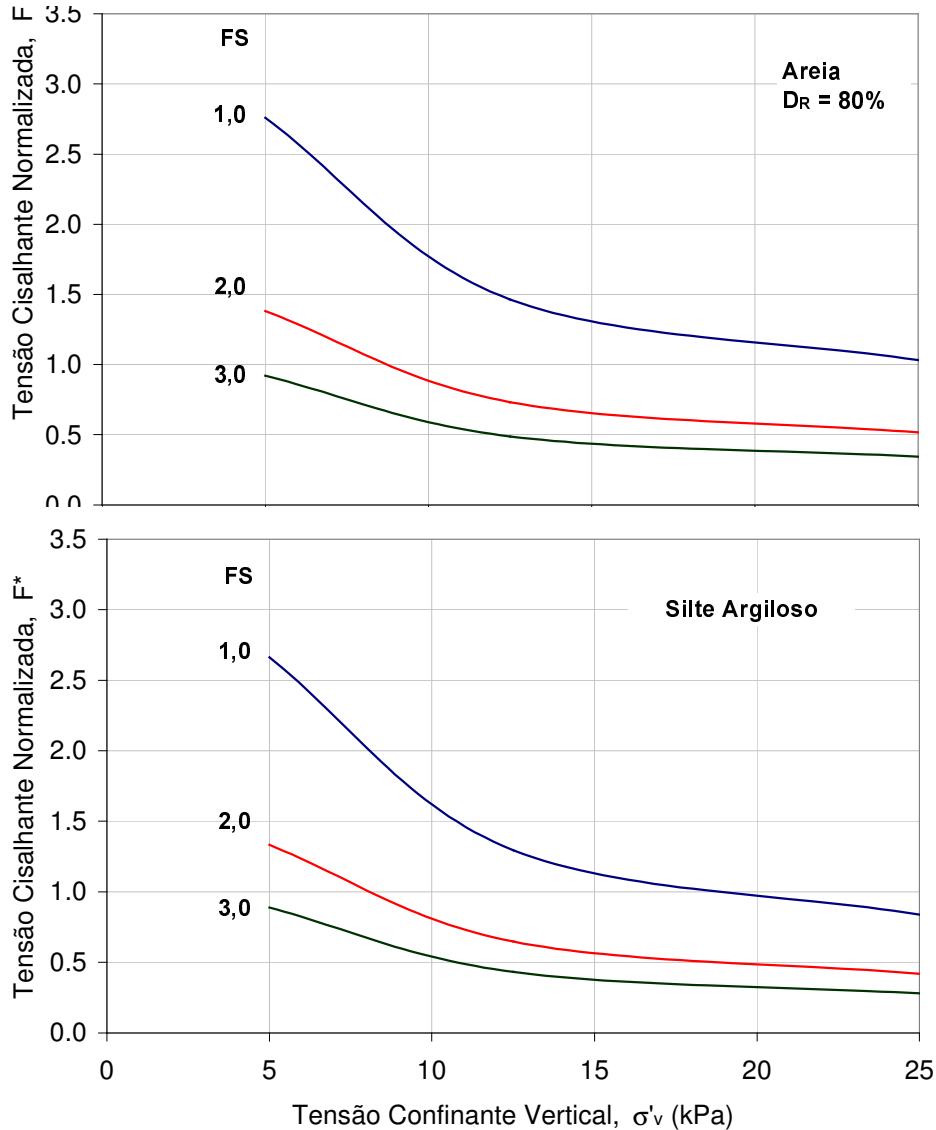


Figura 141 - Parâmetro  $F^*$  para Maciços Reforçados com a Geogrelha MH

No caso da geogrelha MacGrid (Figura 142), nota-se que  $F^*$  assume valores mais elevados em silte argiloso do que em areia, sob baixos níveis de confinamento. Este fato está relacionado aos parâmetros de interface ( $c'_a$  e  $\delta'$ ). Para baixas tensões confinantes, a parcela de adesão ( $c'_a$ ) predomina sobre a parcela de atrito ( $\sigma'_v \cdot \tan \delta'$ ).

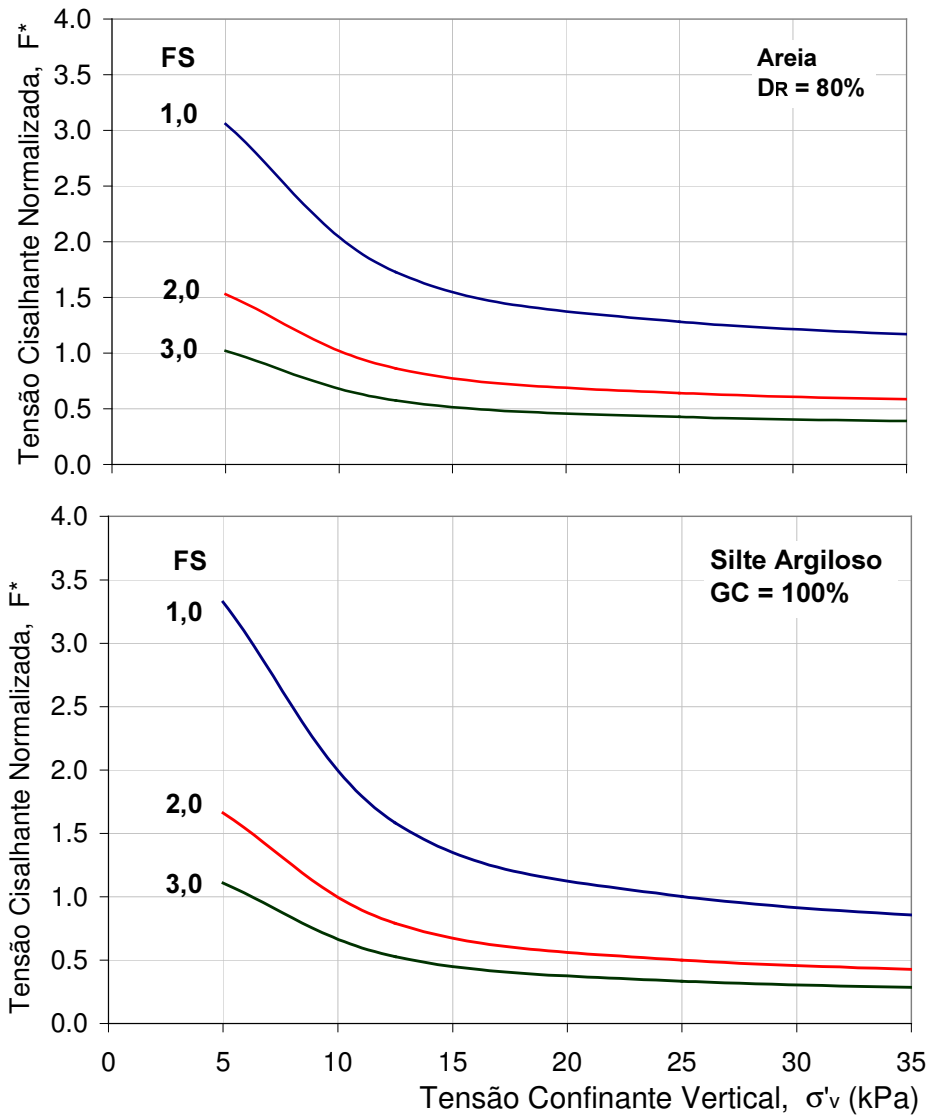


Figura 142 - Parâmetro  $F^*$  para Maciços Reforçados com a Geogrelha MG

Adicionalmente, foram desenvolvidos ábacos em função do deslocamento admissível de projeto. Estes ábacos foram obtidos a partir das curvas experimentais e do modelo proposto. Para um dado valor de deslocamento relativo  $dh_1$ , verificou-se o deslocamento frontal correspondente  $dh_f$ , nas curvas Deslocamento Frontal *versus* Deslocamentos Internos dos ensaios de arrancamento. Este procedimento foi utilizado, tendo em vista que os deslocamentos frontais não correspondem aos deslocamentos relativos na interface. Existe uma parcela de deslocamento devido à deformação inicial do trecho não confinado. Como o modelo adotado foi calibrado em função dos

deslocamentos frontais, faz-se necessário o conhecimento do deslocamento frontal  $dh_f$  correspondente ao deslocamento relativo  $dh_1$ .

A tensão cisalhante na interface foi obtida através da eq. 84, em função do deslocamento frontal correspondente ( $dh_f$ ) e da tensão confinante vertical ( $\sigma'_v$ ). Os ábacos propostos, tendo em vista o deslocamento admissível de projeto, estão apresentados nas Figuras 143 e 144.

Observa-se que, quanto maior o deslocamento relativo na interface solo/geogrelha, maior a resistência mobilizada na interface, e conseqüentemente, maior o parâmetro  $F^*$ .

Em solo arenoso, nota-se que  $F^*$  varia sensivelmente com o deslocamento relativo admissível. No entanto, em solo silto-argiloso, esta variação não é tão significativa, principalmente no caso das geogrelhas MacGrid e Metálica.

Nos ensaios de arrancamento, observa-se que a curva Tensão Cisalhante na Interface *versus* Deslocamento atinge um patamar de resistência, para determinado valor de deslocamento. Os ábacos apresentados indicam que, a partir de um determinado valor de  $dh$ , o parâmetro  $F^*$  tende a um valor constante, para um mesmo valor de tensão confinante.

Ressalta-se que os ábacos apresentados são válidos apenas para as geogrelhas (PG, MH e MG) e os solos utilizados no programa experimental. Além disso, deve-se levar em consideração as mesmas condições de compactação do solo silto-argiloso ( $GC=100\%$ ) ou de densidade relativa da areia ( $D_R=80\%$ ). Nas discussões apresentadas nos itens 7.3.2 a 7.3.4, verificou-se que o tipo de geogrelha, o tipo de solo e o estado de densidade do solo influenciam de forma marcante a resistência ao arrancamento.



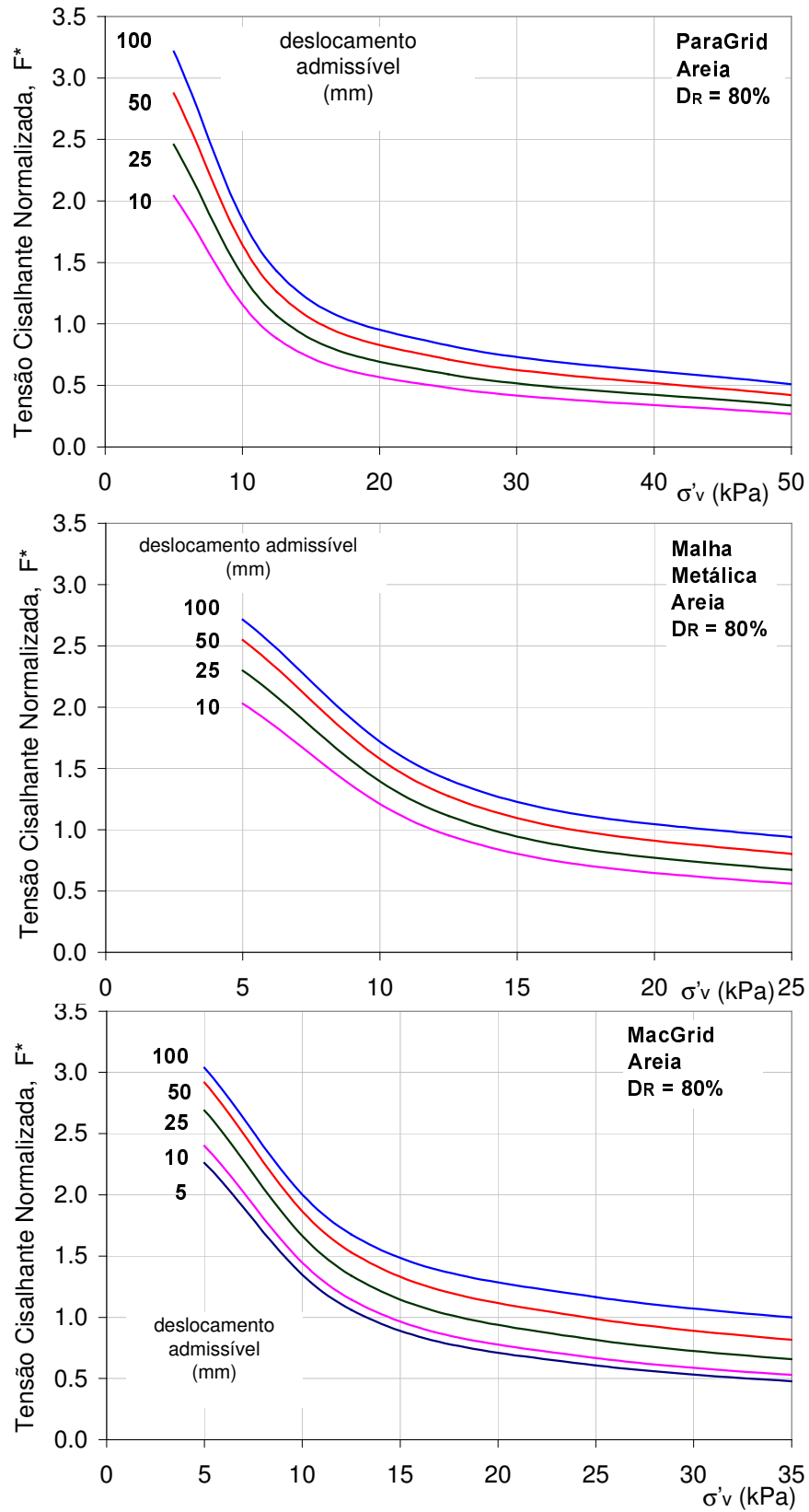


Figura 143 - Parâmetro  $F^*$  em Função do Deslocamento Admissível de Projeto: Solo Arenoso

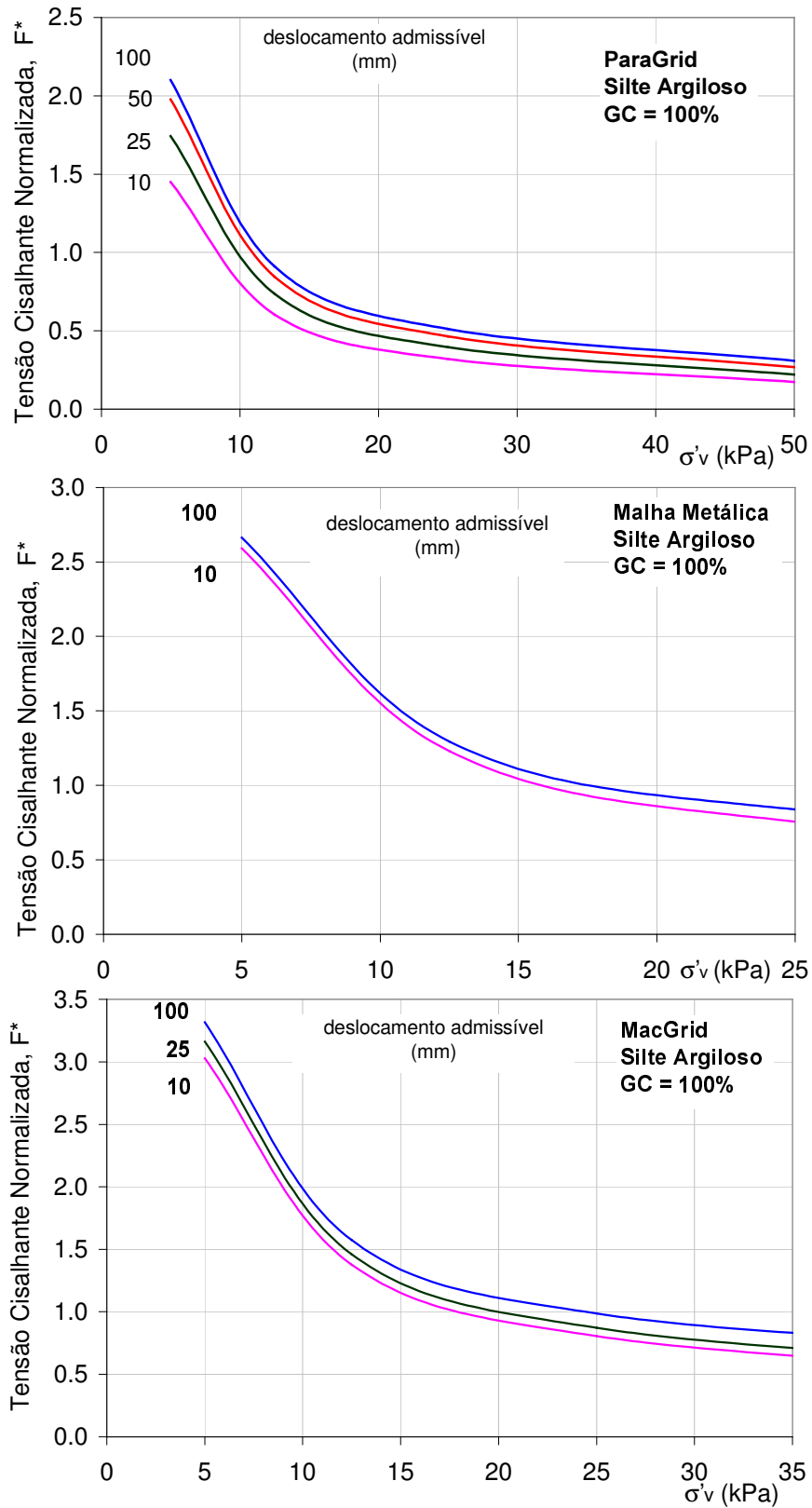


Figura 144 - Parâmetro F\* em Função do Deslocamento Admissível de Projeto: Solo Silto-Argiloso

## 7.11. Considerações Finais

Neste Capítulo, foram apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de arrancamento executados no presente programa experimental. Uma análise da influência da tensão confinante, da densidade relativa, do tipo de solo e do tipo de geogrelha na resistência ao arrancamento foi apresentada, juntamente com os fatores de interação propostos para o dimensionamento de maciços reforçados.

O processo de mobilização de tensões e deformações ao longo das geogrelhas foi analisado com base na instrumentação adotada, que consistiu em *tell-tails* e *strain-gages*. Um modelo simples foi apresentado para a previsão da tensão cisalhante na ruptura e da rigidez ao cisalhamento, para qualquer nível de tensão confinante vertical.

Como principais conclusões ressalta-se que, quanto maior a tensão confinante, maior a resistência e o deslocamento necessário para induzir a ruptura da inclusão por arrancamento. Um incremento da tensão de confinamento conduz a um aumento da resistência ao arrancamento, devido ao aumento da resistência de atrito na interface e da resistência passiva dos elementos transversais.

A densidade relativa tem efeito semelhante ao da tensão confinante na resistência da interface solo-geogrelha. O aumento da densidade relativa ocasiona um aumento na resistência ao arrancamento. Pode-se observar uma correlação aproximadamente linear entre a densidade relativa e a resistência ao arrancamento.

Os ensaios executados com areia apresentaram sempre valores superiores de resistência ao arrancamento, independente do tipo de geogrelha e do nível de confinamento, indicando que a dimensão dos grãos do solo influencia a resistência ao arrancamento.

A geogrelha MacGrid mobilizou a maior interação com ambos os tipos de solo, para tensões confinantes inferiores a 25kPa. No caso de maciços reforçados, a escolha do tipo de geogrelha deve considerar a interação da inclusão com o solo envolvente, e não apenas, a rigidez e a resistência à tração da geogrelha.

A magnitude da resistência ao arrancamento pode ser desmembrada em parcelas que correspondem à mobilização do atrito e da adesão superficial e à mobilização da resistência passiva dos elementos transversais. Dependendo do tipo de geogrelha, observa-se a predominância de uma ou outra parcela. O atrito na interface depende do tipo de solo, da rugosidade da grelha e da tensão normal.

A resistência passiva depende fundamentalmente da geometria da geogrelha e do tipo de solo envolvente.

Quanto ao processo de mobilização de tensões e deformações durante o arrancamento, observou-se uma diminuição gradativa da força de arrancamento ao longo do comprimento da geogrelha. Os deslocamentos internos, medidos em pontos distintos da grelha, diminuem à medida que aumenta a distância ao ponto de aplicação da força de arrancamento. Quanto mais rígida for a geogrelha, mais uniformes devem ser os deslocamentos, pois o reforço se desloca como um corpo rígido.

Finalmente, foram propostos ábacos para o dimensionamento de maciços reforçados com base nos resultados dos ensaios de arrancamento. Estes ábacos são válidos apenas para as geogrelhas (PG, MG e MH) e solos utilizados no programa experimental.

## 8

# Resultados dos Ensaios de Cisalhamento Direto

### 8.1. Introdução

Os ensaios de cisalhamento direto executados na presente campanha experimental objetivaram a simulação de 2 fenômenos distintos que ocorrem na interface solo-geogrelha: (1) mobilização do atrito na interface e (2) mobilização da resistência à tração da geogrelha. Na

Figura 145, estão ilustrados os dois diferentes mecanismos para o caso de um muro reforçado.

No primeiro mecanismo, observa-se que a geogrelha permanece solidária com parte do solo envolvente, sendo a resistência da interface mobilizada pelo deslizamento de parte da massa de solo em relação à geogrelha. Neste caso, os parâmetros de resistência da interface ( $c'_a$  e  $\delta'$ ) podem ser obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto com a geogrelha posicionada horizontalmente na caixa de ensaio.

O segundo mecanismo ocorre quando a superfície de ruptura intercepta a geogrelha. A simulação em laboratório pode ser efetuada a partir de ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado. A tração máxima no reforço ocorre no ponto em que a superfície de ruptura o intercepta. Neste mecanismo, as tensões cisalhantes na interface solo-reforço são absorvidas pelo reforço, que é então tracionado, conferindo ao solo uma resistência à tração.

Neste capítulo estão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de cisalhamento direto descritos no Capítulo 6.

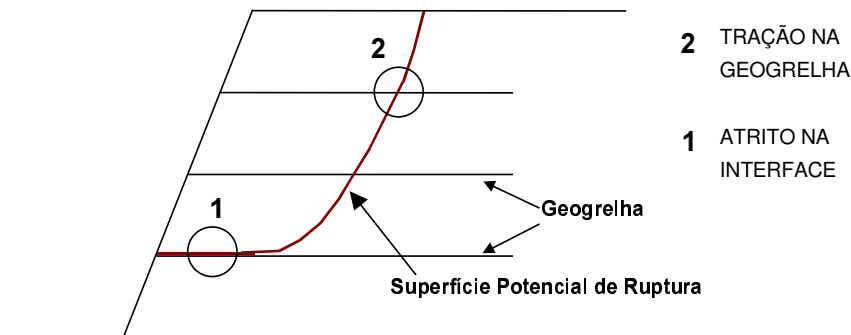


Figura 145 - Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha

## 8.2. Cisalhamento Direto com Reforço Horizontal

No que se refere ao estudo da resistência ao cisalhamento de geogrelhas, é importante salientar que, no ensaio de cisalhamento direto, não é possível considerar a contribuição da mobilização da resistência passiva nos elementos transversais das geogrelhas. Esta contribuição é da maior relevância quando o movimento que tende a ocorrer na interface é o arrancamento (Lopes e Lopes, 1999).

Os coeficientes de interação ( $\lambda$  e  $f$ ) podem ser obtidos a partir das equações 70 e 71, apresentadas no Capítulo 7. O coeficiente  $f$  ( $\tan\delta'/\tan\phi'$ ) depende do mecanismo de interação mobilizado na interface solo-geossintético e do movimento relativo que ocorre nesta mesma interface.

Quando o movimento relativo corresponde ao cisalhamento direto, a resistência na interface solo-geogrelha é a soma de duas parcelas: (1) atrito solo-geogrelha e (2) atrito solo-solo. Desta forma, o coeficiente  $f$  pode ser escrito como:

$$f = f_{s/g} + f_{s/s} \quad (93)$$

com:

$$f_{s/g} = \alpha_s \left( \frac{\tan\phi'_{SR}}{\tan\phi'} \right) \quad (94)$$

$$f_{s/s} = (1 - \alpha_s) \quad (95)$$

onde:  $f_{s/g}$  = parcela de  $f$  devido ao atrito superficial solo-geogrelha;

$f_{s/s}$  = parcela de  $f$  devido ao atrito solo-solo;

$\alpha_s$  = fração sólida da área superficial da geogrelha.

As Figuras 146 e 147 apresentam as curvas tensão-deslocamento ( $\tau_{SG}$  vs  $d_h$ ), obtidas em ensaios de cisalhamento direto com as geogrelhas posicionadas horizontalmente e imersas, respectivamente, em areia e em silte argiloso. Pode-se observar que, independente do tipo de solo e da tensão confinante vertical, as curvas não apresentam pico pronunciado, ou seja, revelam um comportamento dúctil.

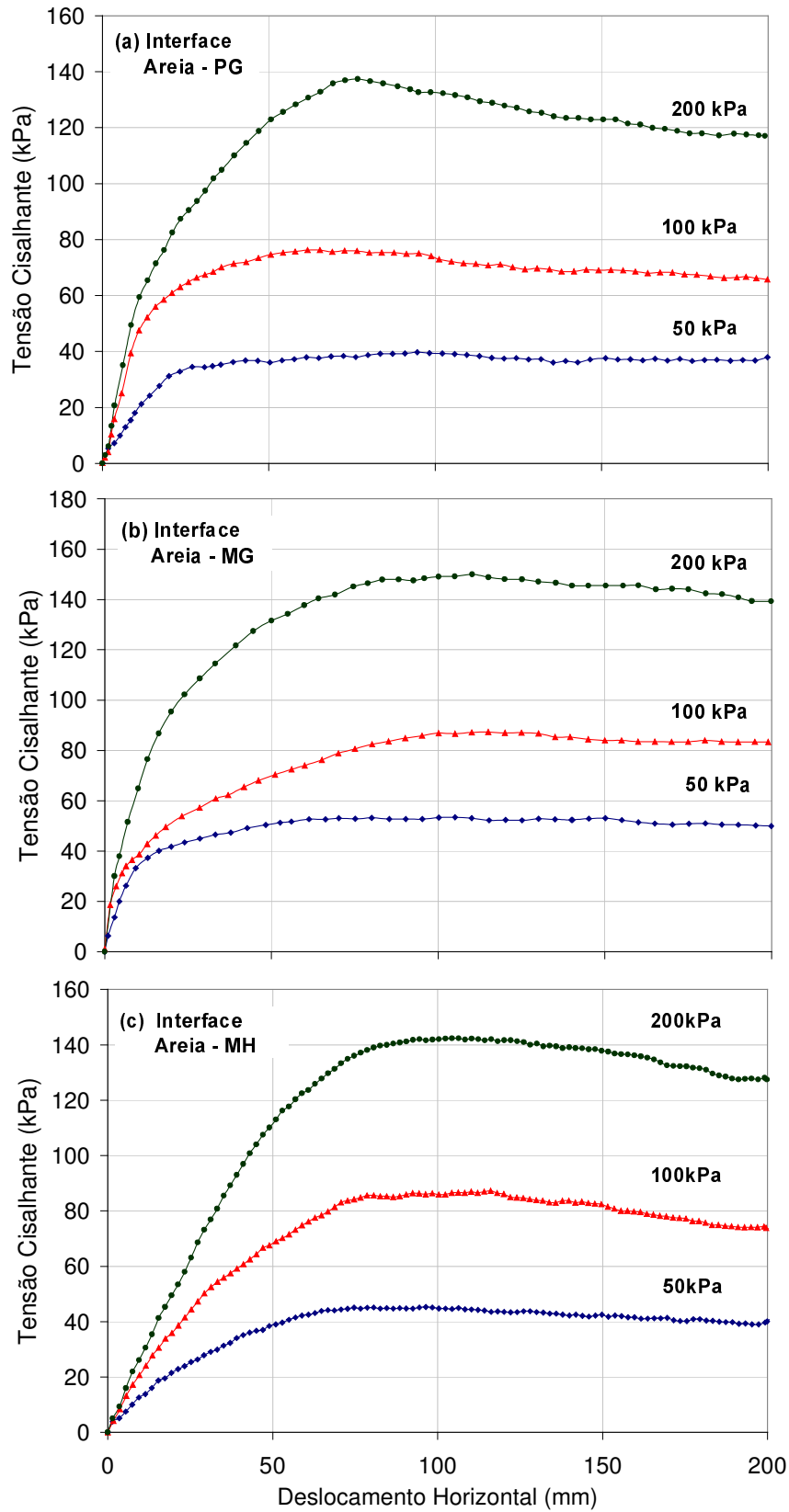


Figura 146 - Resultados dos Ensaios de Cisalhamento Direto com Reforço Horizontal em Areia ( $D_R = 80\%$ )

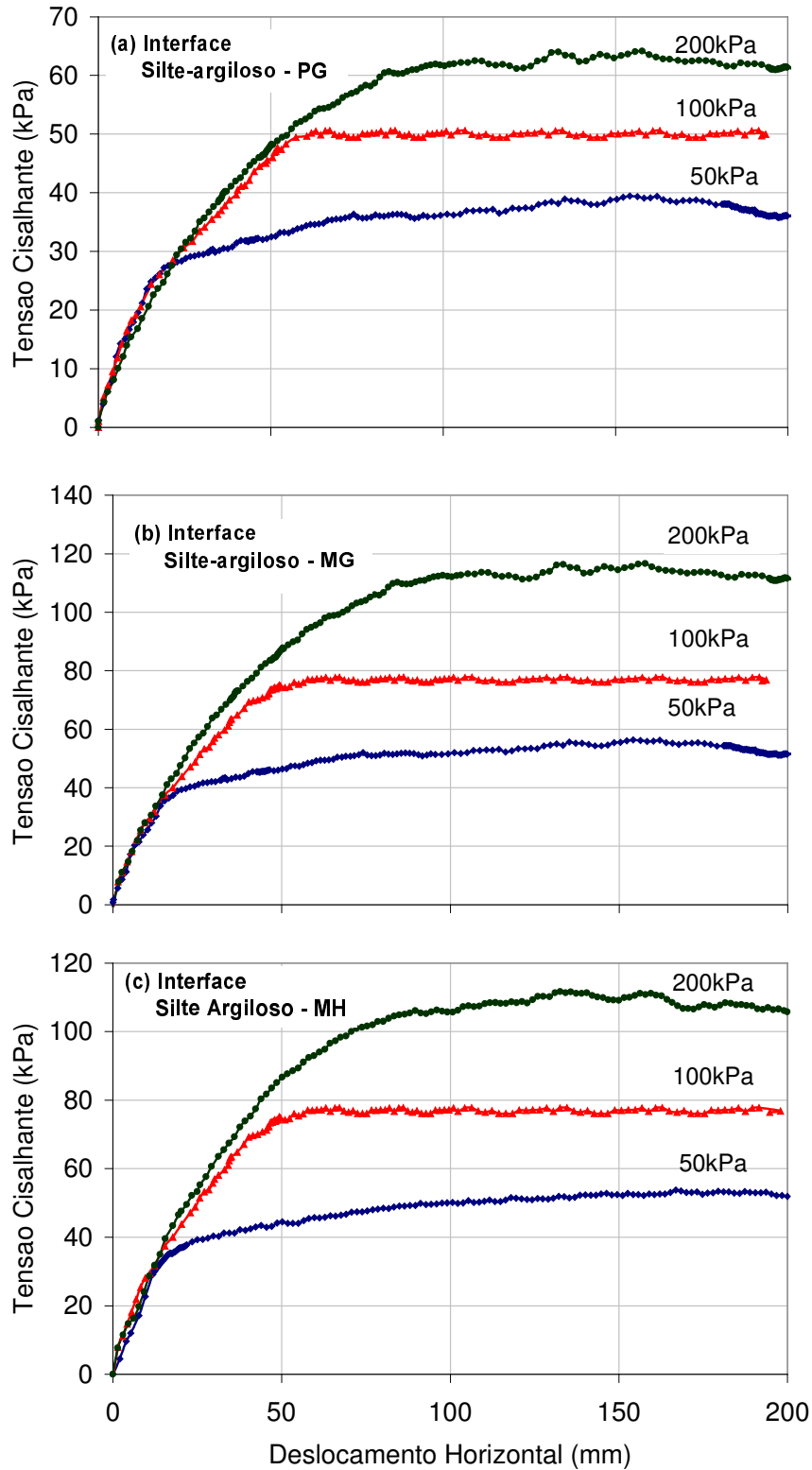


Figura 147 - Resultados dos Ensaio de Cisalhamento Direto com Reforço Horizontal em Silte Argiloso (GC = 100%)



As envoltórias de resistência obtidas a partir destes ensaios estão ilustradas na Figura 148. Em ambos os tipos de solo, a envoltória de resistência da geogrelha MacGrid encontra-se acima das demais, ou seja, a geogrelha MacGrid mobilizou valores mais elevados de resistência ao cisalhamento nas interfaces com os solos.

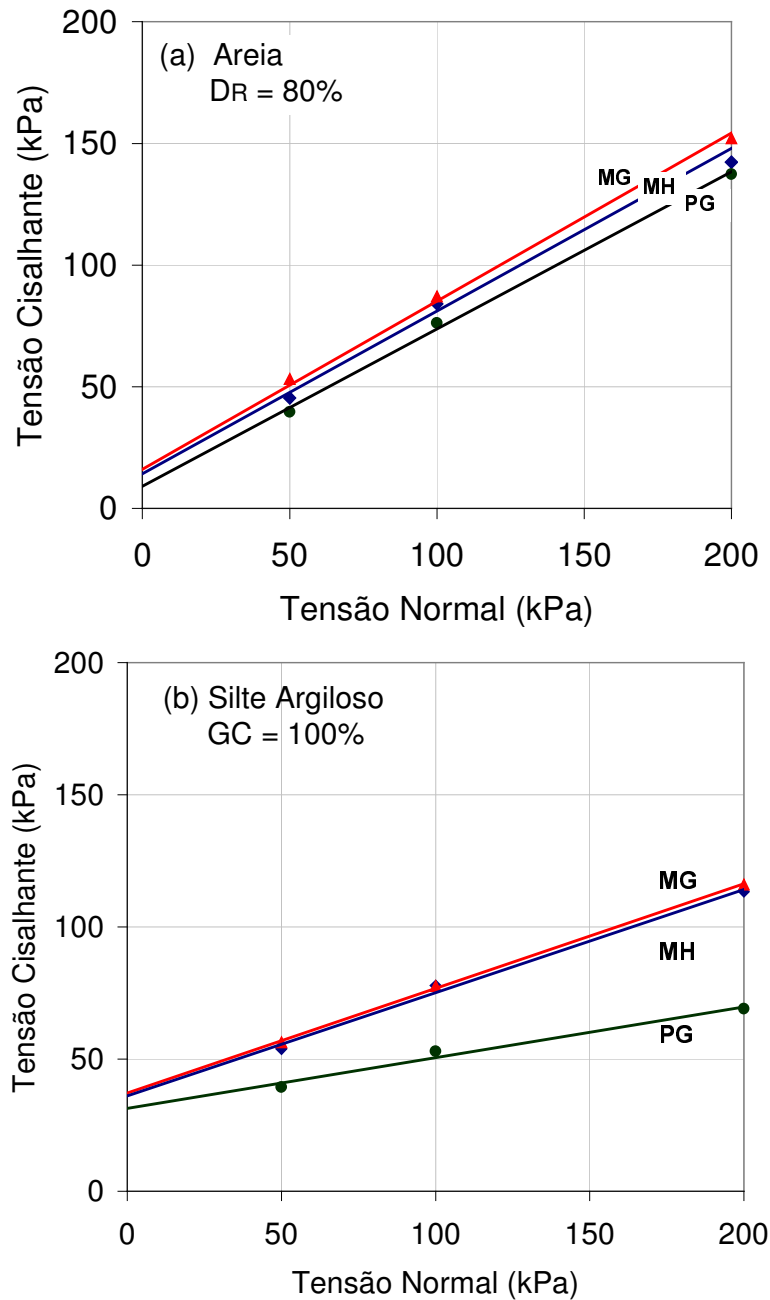


Figura 148 - Envoltórias de Resistência: Ensaios de Cisalhamento Direto com Reforço Horizontal

As envoltórias de resistência na interface com solo arenoso apresentaram-se aproximadamente paralelas, indicando pouca variação em termos de ângulo de atrito de interface. No entanto, nota-se uma diferença considerável em termos de adesão solo-geogrelha.

Em solo silto-argiloso, as envoltórias de resistência das geogrelhas MacGrid e Metálica mostraram-se praticamente coincidentes, apresentando apenas uma pequena variação em termos de ângulo de atrito solo-geogrelha.

A Tabela 34 mostra os valores dos coeficientes de interação obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto. Pode-se comprovar que a geogrelha MacGrid apresenta os maiores valores de adesão e atrito solo-geogrelha, para ambos os tipos de solo. A geogrelha ParaGrid apresentou um valor bastante reduzido de ângulo de atrito na interface com solo silto-argiloso ( $\delta'=11^\circ$ ). Uma discussão entre os parâmetros de resistência da interface obtidos a partir de ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto será apresentada no item 8.4.

Em solo silto argiloso, os valores de adesão foram superiores aos valores de intercepto coesivo do solo, fornecendo valores de  $\lambda$  maiores do que a unidade. Este resultado não é usual e pode ser afetado por pequenas diferenças nas características dos corpos de prova reforçados e não reforçados.

Tabela 34 - Parâmetros de Interface: Ensaio de Cisalhamento Direto

| Interface                       |    | $c'$<br>(kPa) | $\phi$ (°) | $c_a$ | $\delta$ | $\lambda$ | $f$  | $f_{s/g}$ | $f_{s/s}$ |
|---------------------------------|----|---------------|------------|-------|----------|-----------|------|-----------|-----------|
| Areia<br>$D_R=80\%$             | MH | 15,0          | 37         | 14,2  | 33,7     | 0,95      | 0,88 | 0,00      | 0,88      |
|                                 | MG | 15,0          | 37         | 15,7  | 34,6     | 1,04      | 0,92 | 0,22      | 0,70      |
|                                 | PG | 15,0          | 37         | 10,0  | 32,7     | 0,63      | 0,85 | 0,43      | 0,42      |
| Silte<br>Argiloso<br>$GC=100\%$ | MH | 30,0          | 21         | 35,0  | 20,6     | 1,16      | 0,98 | 0,08      | 0,90      |
|                                 | MG | 30,0          | 21         | 36,7  | 20,8     | 1,20      | 0,99 | 0,29      | 0,70      |
|                                 | PG | 30,0          | 21         | 30,0  | 11,0     | 1,05      | 0,50 | 0,09      | 0,42      |

Na Figura 149, a resistência ao cisalhamento normalizada ( $\tau_{SG}/\tau_S$ ) está plotada em função dos deslocamentos relativos solo-geogrelha. Observa-se, nos ensaios em areia, um decréscimo da razão  $\tau_{SG}/\tau_S$  à medida que o deslocamento relativo aumenta, ou seja, à medida que o ensaio se aproxima da condição de ruptura. Nos ensaios em silte argiloso, não foi observada uma tendência nítida de

comportamento. A razão  $\tau_{SG}/\tau_S$  representa a parcela da resistência ao cisalhamento do solo ( $\tau_S$ ) que é mobilizada durante o cisalhamento. Ao término dos ensaios, a resistência mobilizada na interface solo-geogrelha ( $\tau_{SG}$ ) é inferior à resistência ao cisalhamento do solo ( $\tau_{SG}/\tau_S < 1,0$ ).

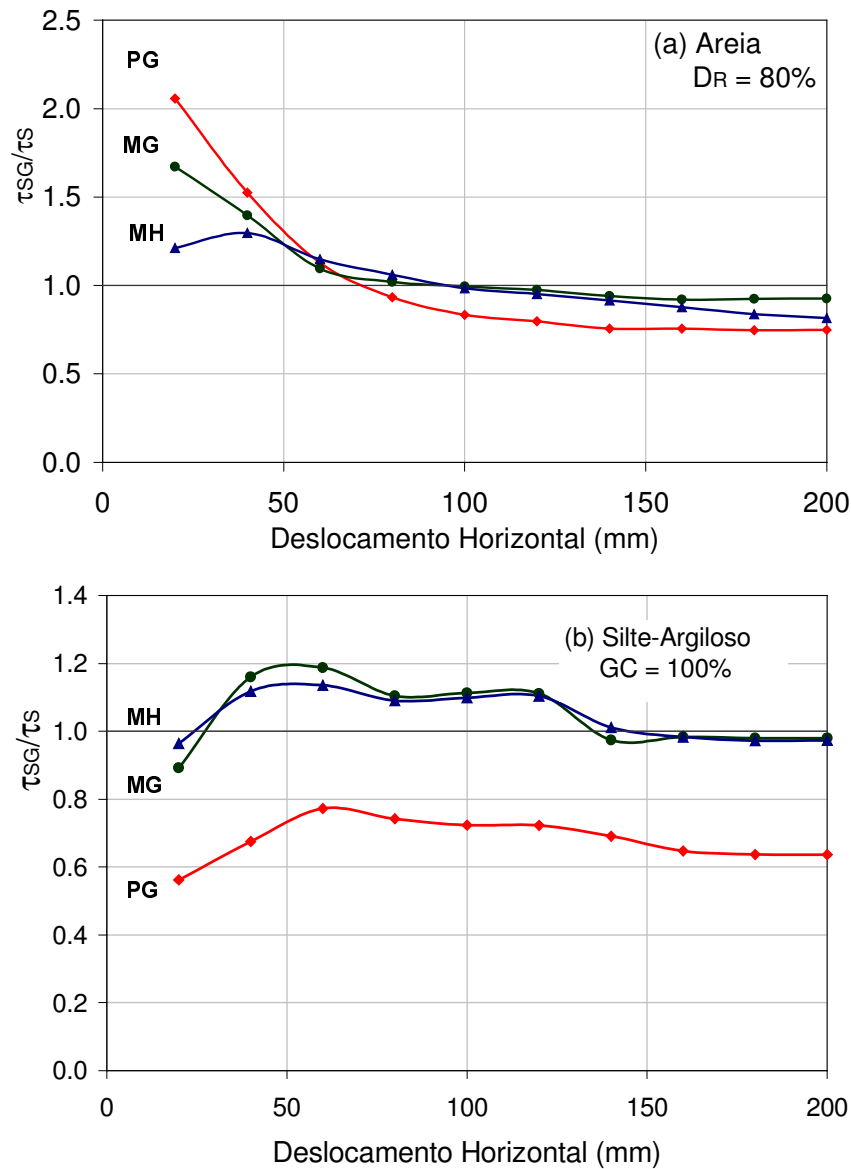


Figura 149 - Variação da Razão  $\tau_{SG}/\tau_S$  com o Deslocamento na Interface

Quando os solos apresentam uma componente coesiva, a razão  $\tau_{SG}/\tau_S$  é conceitualmente mais consistente do que o parâmetro  $f$  ( $\tan\delta'/\tan\phi'$ ) para representar a interação solo-geogrelha. Sob baixas tensões confinantes, a parcela

de adesão predomina sobre a parcela de atrito (Gomes et al, 1994). O parâmetro  $f$  não considera a interação devido à adesão solo-geogrelha.

Os ensaios executados na presente campanha experimental foram realizados sob condições não saturadas, similares às existentes em maciços de solos tropicais. A presença de água, em condições de não saturação, provoca a existência de uma poropressão negativa; denominada de sucção. Isto confere ao solo um acréscimo de resistência. A envoltória de resistência do solo não saturado situa-se acima da envoltória que corresponderia ao solo saturado. As envoltórias são aproximadamente paralelas e o acréscimo de resistência pode ser considerado como consequência de um aumento no intercepto coesivo (Fredlund, 1993; Sousa Pinto, 2000). A Figura 150 apresenta envoltórias de resistência típicas de solos com diferentes condições de saturação.

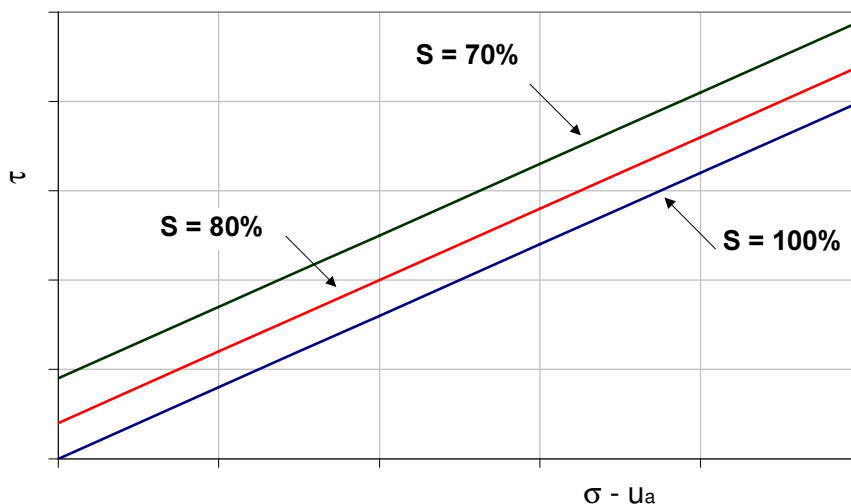


Figura 150 - Efeito da Saturação nas Envoltórias de Resistência

Para considerar uma condição limite no campo, de chuvas intensas e saturação do solo, executou-se uma análise para avaliar o efeito da saturação na razão  $\tau_{SG}/\tau_S$ . Foram atribuídos valores para a variação do intercepto coesivo ( $\Delta c'$ ), decorrente da saturação do solo.

Optou-se por estabelecer uma igualdade entre a variação de intercepto coesivo verificada nos ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova reforçados ( $\Delta c'_a$ ) e a variação verificada em corpos de prova não reforçados ( $\Delta c'$ ), ou seja,  $\Delta c'_a = \Delta c'$ .

A razão  $\tau_{SG}/\tau_S$  para o solo em condições próximas à saturação pode ser então calculada pela expressão:

$$\frac{\tau_{SG}}{\tau_S} = \frac{(c_a - \Delta c_a) + \sigma \cdot \tan \delta}{(c' - \Delta c') + \sigma \cdot \tan \phi'}$$

(96)

onde:  $\Delta c'_a$  é a variação da parcela de adesão decorrente da saturação do solo;

$\Delta c'$  é a variação do intercepto coesivo decorrente da saturação do solo.

$\tau_{SG}/\tau_S$  representa a parcela da resistência ao cisalhamento do solo que é mobilizada durante o cisalhamento;

$c'_a$  e  $\delta'$  são os parâmetros de resistência da interface solo-geogrelha;

$c'$  e  $\phi'$  são os parâmetros de resistência do solo não reforçado.

A variação de  $\tau_{SG}/\tau_S$  em função da variação de intercepto coesivo está apresentada na Figura 151. Os valores de  $\tau_{SG}$  e  $\tau_S$  correspondem aos valores máximos das curvas  $\tau$  vs  $dh$ , para uma tensão confinante vertical de 100kPa. No solo arenoso (Figura 151a), observa-se uma ligeira redução na razão  $\tau_{SG}/\tau_S$  à medida que se aumenta o valor de  $\Delta c_a$  e  $\Delta c'$ , ou seja, à medida que o solo se aproxima de uma condição de saturação.

Em solo silto-argiloso, a razão  $\tau_{SG}/\tau_S$  aumenta com a saturação do solo nas interfaces com as geogrelhas MacGrid e Metálica. Esta tendência de acréscimo da razão  $\tau_{SG}/\tau_S$  está relacionada a valores de  $\lambda$  maiores do que a unidade. Na interface com a geogrelha ParaGrid, observa-se um decréscimo significativo da razão  $\tau_{SG}/\tau_S$  à medida que o solo aproxima-se da condição de total saturação.

Os resultados mostram que um acréscimo de intercepto coesivo, decorrente de uma condição não saturada, provoca um acréscimo na razão  $\tau_{SG}/\tau_S$ . Este aumento de intercepto coesivo, provocado pela sucção do solo não saturado, fornece parâmetros de interação  $\tau_{SG}/\tau_S$  maiores do que sob condições saturadas. Espera-se que a resistência mobilizada na interface solo-geogrelha ( $\tau_{SG}$ ) seja inferior à resistência ao cisalhamento do solo ( $\tau_S$ ). O gráfico da Figura 151 mostra que a razão  $\tau_{SG}/\tau_S$  é influenciada pelo valor de sucção do solo. Os valores de  $\tau_{SG}/\tau_S$  maiores do que a unidade podem ser atribuídos à presença de ar nos vazios do solo, ou seja, podem estar relacionados à sucção do solo.

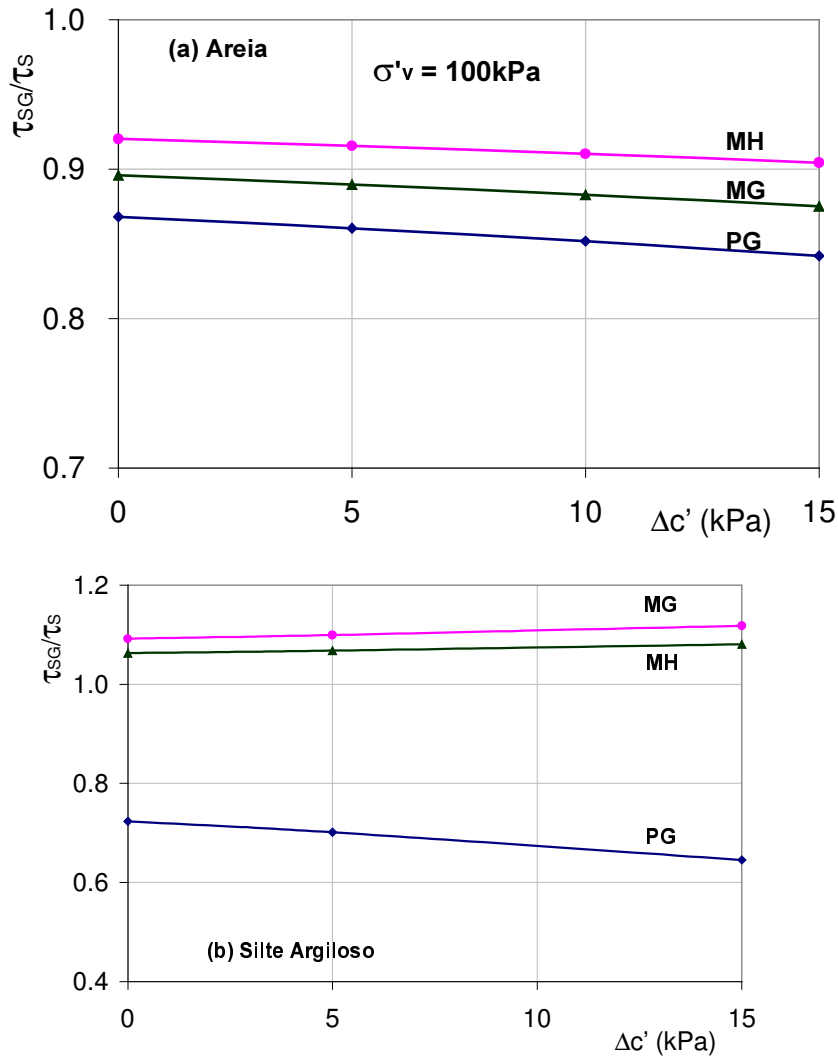


Figura 151 - Efeito da Sucção no Valor da Razão  $\tau_{SG}/\tau_S$ .

### 8.3. Cisalhamento Direto com Reforço Inclinado

O programa experimental constou de 9 ensaios com a geogrelha MacGrid imersa em solo arenoso, com diferentes inclinações em relação ao plano de ruptura. Os ensaios de cisalhamento direto foram executados sob condições drenadas e tensões confinantes verticais de 50, 100 e 200kPa. A geogrelha foi posicionada com inclinações de 30, 60 e 90° em relação ao plano de ruptura.

A Tabela 35 apresenta os resultados dos ensaios de cisalhamento direto executados na campanha experimental. Estes ensaios foram executados para o estudo da variação da resistência ao cisalhamento com a inclinação ( $\theta$ ) do reforço.

Tabela 35 - Ensaios de Cisalhamento Direto com a Geogrelha MacGrid Inclinada

| $\theta$ (°) | $\sigma_v$ (kPa) | $\tau$ (kPa) | $c'_a$ (kPa) | $\delta'$ (°) |
|--------------|------------------|--------------|--------------|---------------|
| 30           | 50               | 68,1         | 26,8         | 36            |
|              | 100              | 110,2        |              |               |
|              | 200              | 192,8        |              |               |
| 60           | 50               | 76,6         | 36,2         | 39            |
|              | 100              | 118,4        |              |               |
|              | 200              | 199,0        |              |               |
| 90           | 50               | 52,8         | 19,2         | 35            |
|              | 100              | 89,3         |              |               |
|              | 200              | 156,7        |              |               |

### 8.3.1. Parâmetros de Resistência

A variação dos parâmetros de resistência ( $c'_a$  e  $\delta'$ ) com a inclinação do reforço está ilustrada na Figura 152. Em ambos os casos, o gráfico apresenta um valor máximo, que corresponde a uma inclinação da geogrelha da ordem de 60° em relação ao plano de cisalhamento. Para esta inclinação, são obtidos os maiores valores dos parâmetros de resistência, e conseqüentemente, a resistência ao cisalhamento atinge um valor máximo.

Os parâmetros  $c'_a$  e  $\delta'$  não representam a adesão e o atrito solo-geogrelha, uma vez que nos ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado, não ocorre o cisalhamento na interface. Neste caso, os parâmetros  $c'_a$  e  $\delta'$  quantificam o ganho de resistência ocasionado pela introdução de um esforço de tração na massa de solo que está sendo submetida ao cisalhamento. Durante o ensaio, pode ocorrer tanto o deslizamento na interface solo-geogrelha, quanto a tração da geogrelha.

A variação da resistência ao cisalhamento com a inclinação do reforço está apresentada na Figura 153 para os três níveis de tensão vertical. A variação da resistência com a inclinação do reforço pode ser aproximada por uma função do 3º grau, apresentando um pico que corresponde à inclinação ótima da geogrelha. Para esta inclinação, a resistência ao cisalhamento atinge o valor máximo. É importante observar que, no caso de taludes verticais, a teoria de Rankine prevê uma superfície de ruptura plana, inclinada de  $45^\circ + \phi'/2$  com a horizontal (plano principal maior). Tendo em vista que o solo ensaiado apresenta um ângulo de atrito de 37°, a inclinação teórica da camada de reforço em relação ao plano de ruptura seria então da ordem de 63° ( $45^\circ + \phi'/2$ ).

Os resultados sugerem, portanto, que em projetos de maciços de solo-reforçado, as camadas de reforço (geogrelha) devem ser posicionadas na direção horizontal. Desta forma, é atingida a resistência ao cisalhamento máxima, pois o ângulo entre a geogrelha e a superfície potencial de ruptura seria de aproximadamente  $60^\circ$ .

Palmeira (1999) apresenta uma série de ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado. Segundo o autor, as diferenças de ganhos de resistência com a orientação do reforço podem ser explicadas pelo fato de que a orientação de  $60^\circ$  com a horizontal coincide aproximadamente com a direção de incrementos de deformações de tração na amostra sem reforço. Esta é, portanto, a orientação mais favorável para a instalação do elemento de reforço. Conclusão semelhante foi apresentada por Jewell e Wroth (1987).

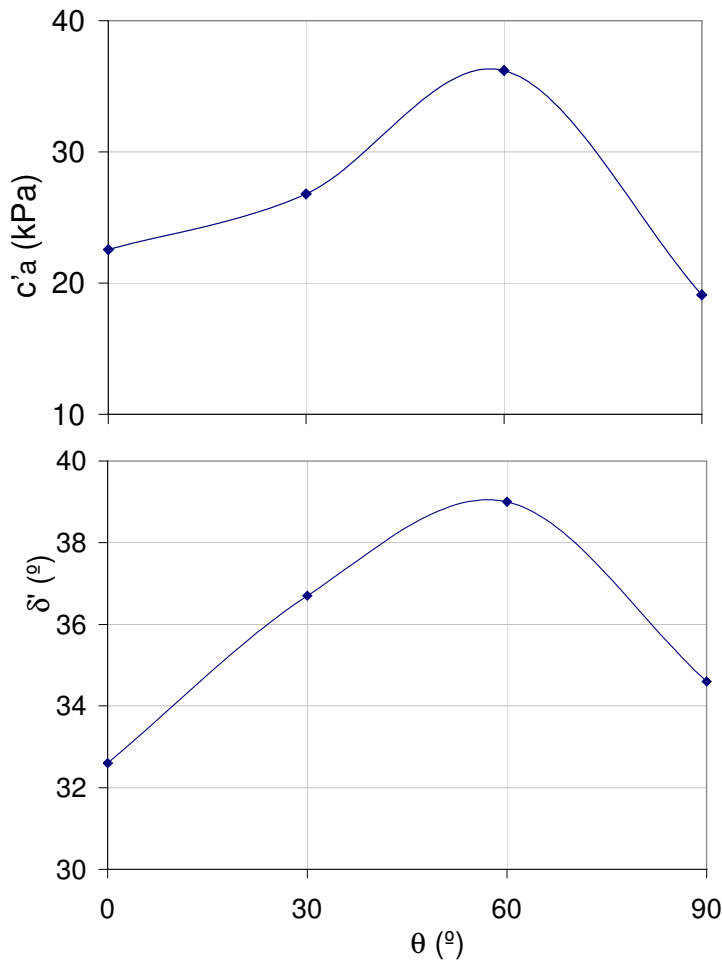


Figura 152 - Variação dos Parâmetros de Resistência com a Inclinação da Geogrelha



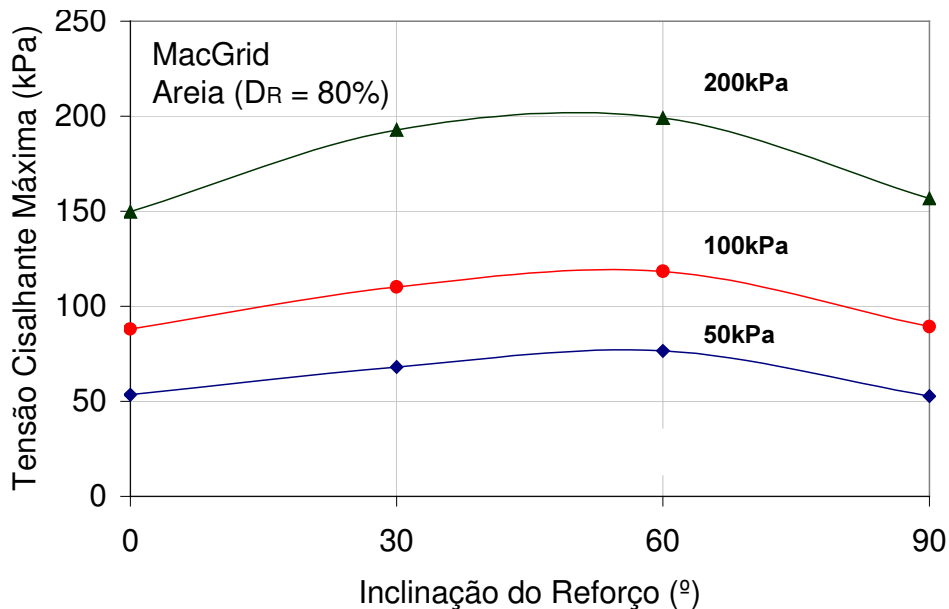


Figura 153 - Resistência ao Cisalhamento com a Inclinação da Geogrelha

Na Figura 154, estão apresentadas as envoltórias de resistência obtidas nos ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado e a envoltória de resistência do solo sem reforço. As envoltórias com a geogrelha inclinada de 30° e 60° são aproximadamente paralelas à envoltória do solo não reforçado, demonstrando variação não significativa em termos de ângulo de atrito. A introdução do reforço ocasiona um aumento no valor do intercepto coesivo (efeito similar ao de uma coesão aparente). Long (1990) chegou a conclusão semelhante, a partir de ensaios em amostras reforçadas com camadas horizontais de pneus. Em projetos de maciços reforçados, considera-se que o conjunto solo-geogrelha apresenta uma coesão adicional igual à coesão aparente indicada nos resultados. É interessante ressaltar que, nos ensaios com a geogrelha vertical ( $\theta=90^\circ$ ), a envoltória foi praticamente coincidente com a envoltória da areia não reforçada.

A partir das envoltórias de resistência, foram traçados os círculos de Mohr representativos da condição de ruptura de cada ensaio. Com o círculo de Mohr, pode-se obter as tensões atuantes na geogrelha, ou seja, as tensões atuantes em um plano que forma um ângulo  $\theta$  com o plano de ruptura.

A Figura 155 ilustra o método gráfico de obtenção das tensões ( $\sigma_\theta$  e  $\tau_\theta$ ) atuantes no plano  $\theta$ . Com as tensões atuantes no plano de ruptura ( $\sigma_R$  e  $\tau_R$ ) e a envoltória de resistência, pode-se traçar o círculo de Mohr e obter as tensões principais ( $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ ). Traçando-se uma reta paralela ao plano de ruptura, obtém-se

o pólo do círculo de Mohr. A partir do pólo, pode-se traçar uma reta com a inclinação  $\theta$ , interceptando o círculo de Mohr no ponto que indica as tensões no plano da geogrelha ( $\sigma_\theta$  e  $\tau_\theta$ ).

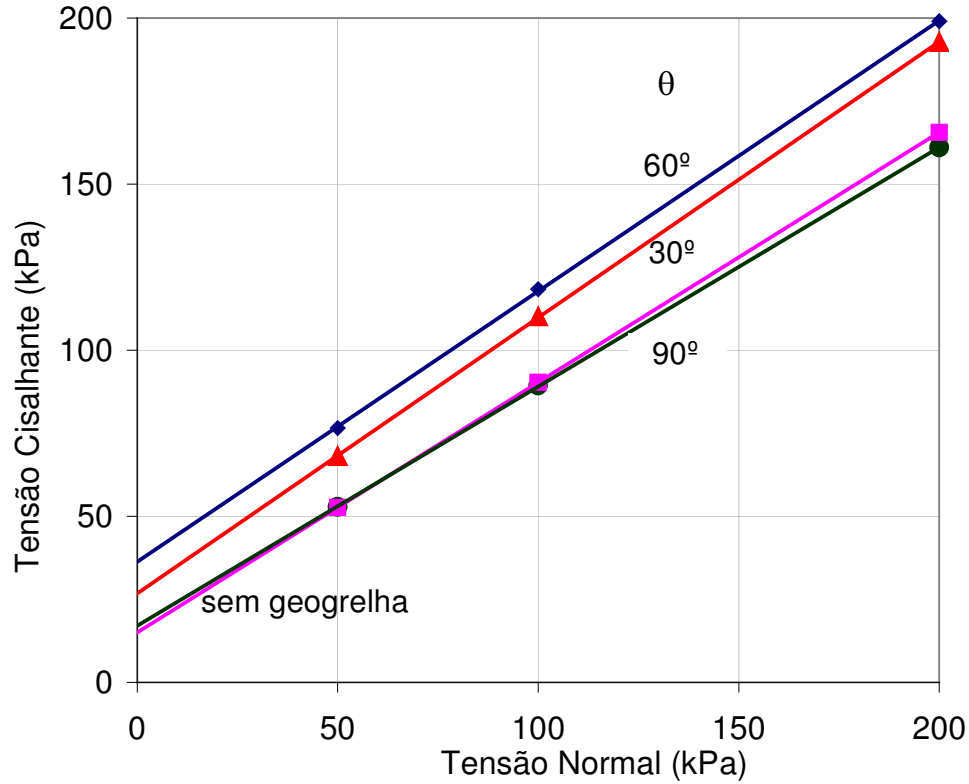


Figura 154 - Envoltórias de Resistência: Ensaios de Cisalhamento Direto com Reforço Inclinado

A Figura 156 apresenta a tensão atuante na geogrelha em função da inclinação  $\theta$ , para os três níveis de tensão vertical. Observa-se que  $\sigma_\theta$  é máximo para  $\theta=60^\circ$ . Nota-se, também, que as tensões normais ( $\sigma_\theta$ ) atuantes na geogrelha inclinada de  $30^\circ$  são aproximadamente iguais às tensões normais atuantes quando a geogrelha encontra-se na posição vertical ( $\theta=90^\circ$ ).

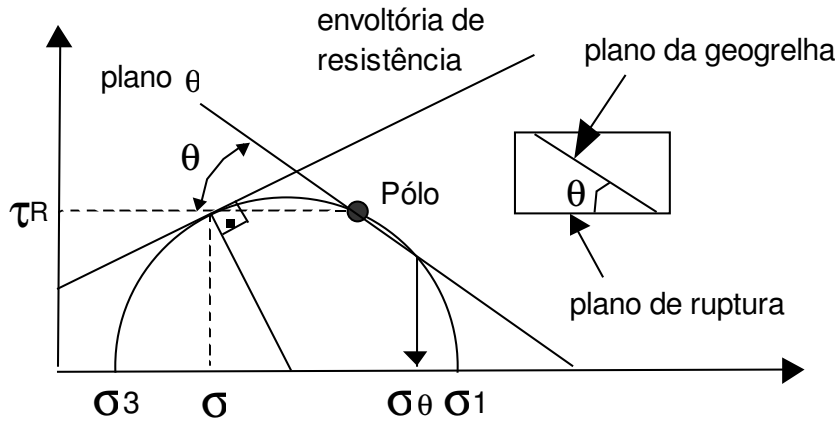


Figura 155 – Procedimento Gráfico para Obtenção de  $\sigma_\theta$

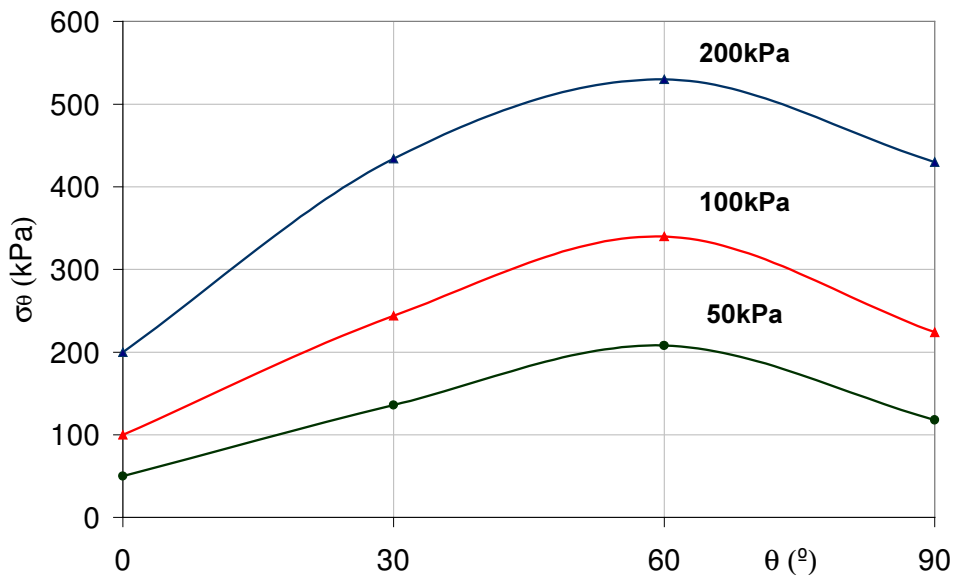


Figura 156 - Tensão Atuante no Plano da Geogrelha

### 8.3.2. Distorção da Geogrelha Durante o Cisalhamento

Ao final de cada um dos ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado, procedia-se à desmontagem cuidadosa da amostra e à medição do posicionamento final de diferentes pontos da geogrelha na caixa de ensaio. O posicionamento final da geogrelha indica a região onde ocorre o cisalhamento, ou seja, onde ocorre a distorção da mesma.

A Figura 157 apresenta esquematicamente a configuração da geogrelha antes e depois do ensaio. Os pontos A, B e C representam o posicionamento da

geogrelha na caixa de cisalhamento, no início do ensaio. Os pontos A', B' e C' representam a configuração deformada da geogrelha ao final do cisalhamento.

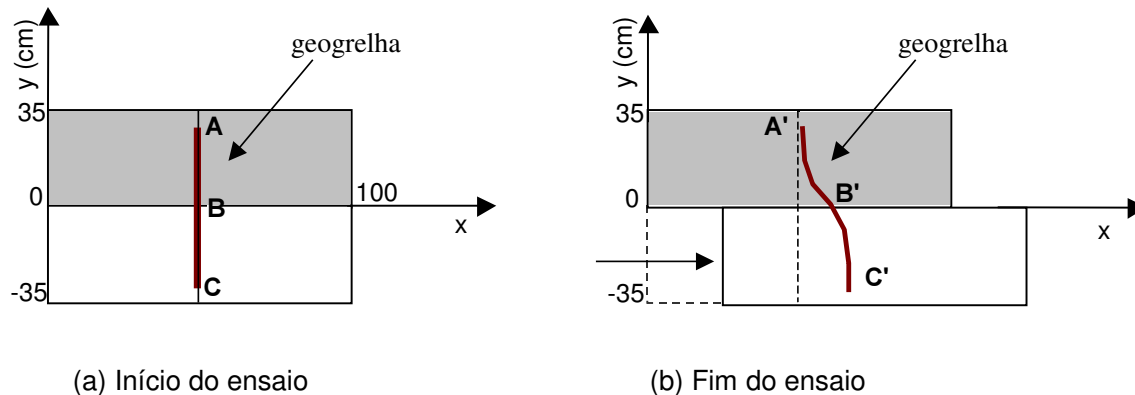


Figura 157 - Configuração Deformada da Geogrelha na Caixa de Cisalhamento

As Figuras 158 a 160 ilustram as posições iniciais e finais da geogrelha para ensaios com diferentes níveis de tensão vertical e diferentes inclinações ( $\theta$ ) do reforço em relação à horizontal. Nestes gráficos, está ilustrada apenas a metade superior da caixa de ensaio, ou seja, a metade que se encontra sombreada na Figura 157. Considera-se que, na metade inferior da caixa, os deslocamentos sejam anti-simétricos em relação aos deslocamentos medidos na caixa superior. Ressalta-se que o valor de  $d_h$  indicado nas figuras corresponde ao deslocamento total da caixa ao final do cisalhamento.

Nestas figuras, pode-se observar que a região central, onde ocorre o cisalhamento, corresponde a aproximadamente 40% da altura da caixa. Nas regiões externas, correspondentes aos 60% restantes, praticamente não ocorre distorção do solo e da geogrelha. Observa-se apenas a translação deste trecho da malha devido ao deslocamento da caixa. Esta conclusão indica que uma redução da altura da caixa não influenciaria os resultados, tendo em vista que a zona sujeita a cisalhamento restringe-se à região interna do corpo de prova.

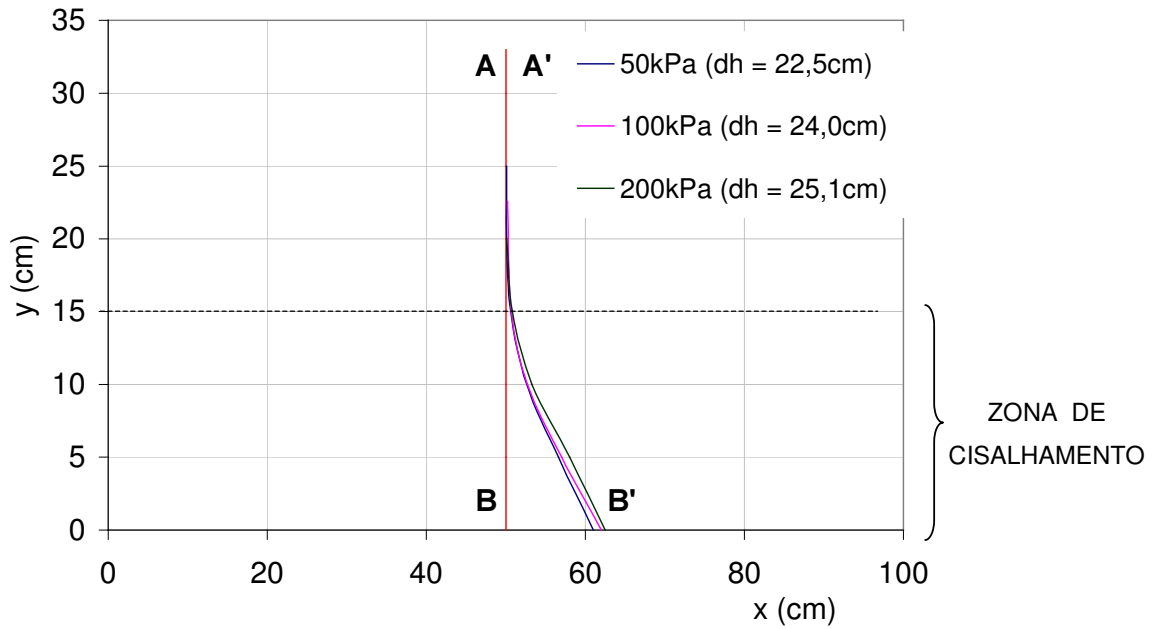


Figura 158 - Posicionamento Final da Geogrelha ( $\theta = 90^\circ$ )

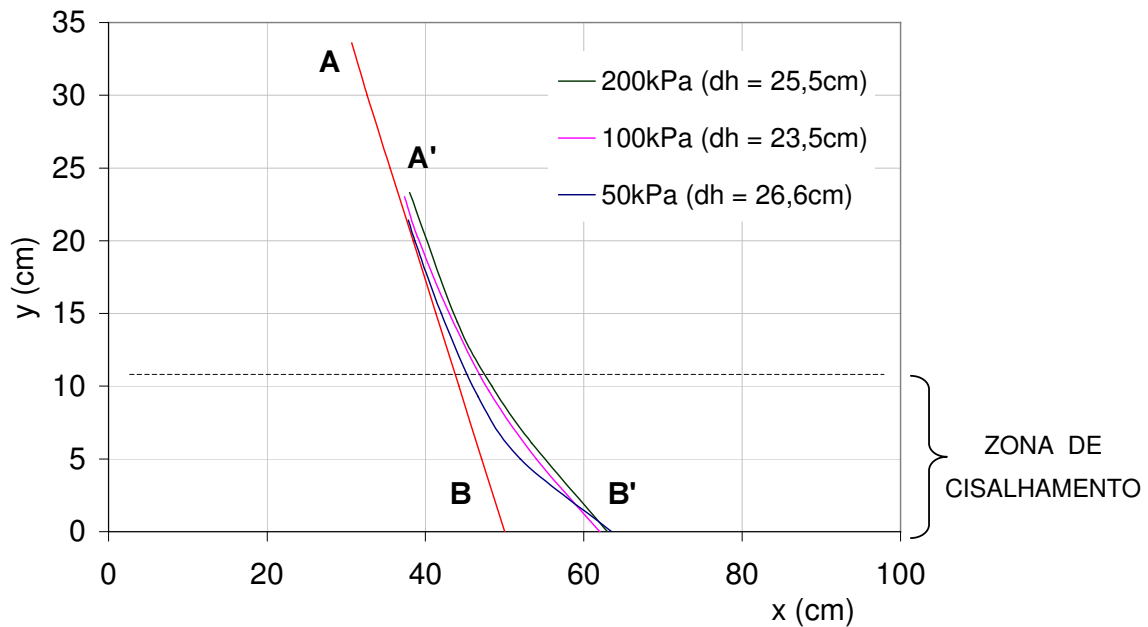


Figura 159 - Posicionamento Final da Geogrelha ( $\theta = 60^\circ$ )

Nota-se que, quanto maior a tensão normal, maior o deslocamento da geogrelha na zona de cisalhamento, apesar dos valores de deslocamento não serem muito diferentes. De fato, um aumento da tensão normal corresponde a um aumento da tensão cisalhante, e portanto, a maiores distorções da geogrelha. Sendo assim, o esforço de tração atuante na geogrelha é maior para maiores níveis de tensão normal.

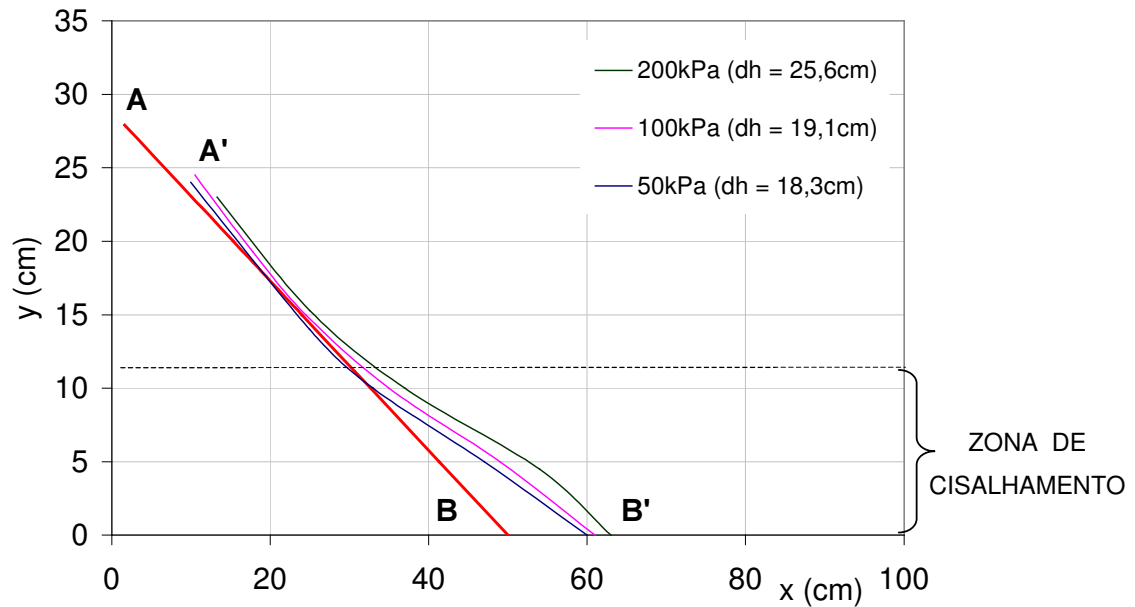


Figura 160 - Posicionamento Final da Geogrelha ( $\theta = 30^\circ$ )

#### 8.4

#### Discussão: Arrancamento x Cisalhamento Direto

Os coeficientes de atrito  $f$  obtidos nos ensaios de arrancamento e nos ensaios de cisalhamento direto estão apresentados na Tabela 36.

Observa-se que os valores de  $f$  obtidos para a Malha Metálica nos ensaios de cisalhamento direto foram próximos aos obtidos nos ensaios de arrancamento. Para a geogrelha ParaGrid, os parâmetros obtidos a partir dos diferentes ensaios apresentaram diferenças significativas.

Tabela 36 - Parâmetro de Interação  $f$ : Cisalhamento Direto x Arrancamento

| Interface                       |    | Cisalhamento Direto |           |           | Arrancamento |           |       |
|---------------------------------|----|---------------------|-----------|-----------|--------------|-----------|-------|
|                                 |    | $f$                 | $f_{s/g}$ | $f_{s/s}$ | $f$          | $f_{s/g}$ | $f_p$ |
| Areia<br>$D_R=80\%$             | MH | 0,88                | 0,00      | 0,88      | 0,80         | 0,06      | 0,74  |
|                                 | MG | 0,92                | 0,22      | 0,70      | 1,10         | 0,23      | 0,87  |
|                                 | PG | 0,85                | 0,43      | 0,42      | 0,36         | 0,26      | 0,10  |
| Silte<br>Argiloso<br>$GC=100\%$ | MH | 0,98                | 0,08      | 0,90      | 0,95         | 0,07      | 0,88  |
|                                 | MG | 0,99                | 0,29      | 0,70      | 1,10         | 0,24      | 0,86  |
|                                 | PG | 0,50                | 0,08      | 0,42      | 0,32         | 0,28      | 0,04  |

Para a geogrelha MacGrid, observa-se maiores valores de  $f$  nos ensaios de arrancamento executados com ambos os tipos de solo. No capítulo 7, verificou-se que esta geogrelha apresenta uma grande contribuição da resistência passiva dos elementos transversais, o que justifica os maiores valores do coeficiente  $f$  nos ensaios de arrancamento.

A geogrelha ParaGrid apresentou valores de  $f$  superiores nos ensaios de cisalhamento direto. Ressalta-se que esta geogrelha apresentou baixa interação com ambos os tipos de solo durante os ensaios de arrancamento. Além disso, a ocorrência de ruptura da solda dos elementos transversais reduziu a contribuição do empuxo passivo.

Embora sejam apresentadas as diferentes parcelas do coeficiente  $f$ , é importante salientar que, no caso dos ensaios de arrancamento, os diferentes fenômenos (atrito superficial e mobilização da resistência passiva dos elementos transversais) não ocorrem simultaneamente. Para pequenos deslocamentos relativos solo-geogrelha, ocorre a mobilização do atrito ao longo das superfícies inferior e superior da grelha. Posteriormente, para maiores deslocamentos relativos na interface, ocorre a mobilização da resistência passiva dos elementos transversais. Desta forma, é razoável esperar que a parcela de  $f$  correspondente à contribuição do empuxo passivo ( $f_p$ ) seja superior à apresentada na Tabela 36.

Como comentado no Capítulo 3, os ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto fornecem valores diferentes para o coeficiente  $f$ . Cabe aqui uma discussão sobre as razões que podem justificar essa divergência de resultados.

Nos ensaios de cisalhamento direto e de arrancamento, são impostos diferentes tipos de movimento relativo entre o solo e o elemento de reforço. A adequação de cada um dos ensaios para a definição das características da interface baseia-se no movimento relativo mais provável de ocorrer na interface solo-geogrelha.

Nos ensaios de cisalhamento direto, a geogrelha não se desloca em relação ao solo envolvente. Existe um movimento relativo entre a porção superior de solo e a geogrelha. Durante estes ensaios, o cisalhamento deve ocorrer exatamente na interface solo-geogrelha. Se a geogrelha for mal posicionada durante a montagem do ensaio, o cisalhamento pode ocorrer fora da interface solo-geogrelha e os parâmetros obtidos serão análogos aos parâmetros de resistência do solo utilizado. Esta é a principal dificuldade associada aos ensaios de cisalhamento direto com reforço horizontal executado com geogrelhas. No caso de geotêxteis, a inexistência de elementos vazados, permite que o geotêxtil

seja colado à superfície de um bloco rígido, e o solo seja colocado em apenas uma metade caixa de cisalhamento. Neste caso, pode-se garantir que o cisalhamento ocorra na interface solo-geotêxtil.

Nos ensaios de arrancamento, a geogrelha se desloca em relação ao solo envolvente. De acordo com Collios et al (1980), no caso de maciços reforçados, predomina o deslocamento de arrancamento das inclusões. Neste caso, a opção pelos ensaios de arrancamento seria a mais adequada para caracterizar as interfaces.

No caso de geogrelhas, os mecanismos de interação mobilizados durante o arrancamento são significativamente diferentes dos mobilizados durante o cisalhamento direto. No arrancamento, ocorre a mobilização do empuxo passivo dos elementos transversais da geogrelha e o atrito ao longo da superfície sólida da geogrelha. Através de ensaios de cisalhamento direto, não é possível considerar a contribuição da resistência passiva nos elementos transversais das grelhas.

Nos ensaios de cisalhamento direto, o mecanismo de interação das geogrelhas com o solo pode ser significativamente alterado, por causa da supressão ou, pelo menos, da restrição das deformações dos reforços. Nos ensaios de arrancamento, a geogrelha se deforma durante a solicitação de tração. Desta forma, existe uma variação da área disponível para atrito superficial no decorrer do ensaio.

Nos ensaios de arrancamento, o esforço de tração é máximo em uma das extremidades da geogrelha, diminuindo ao longo do comprimento. Desta forma, a distribuição de esforços cisalhantes não é uniforme e a resistência máxima não é atingida simultaneamente ao longo do comprimento da geogrelha.

Finalmente, os ensaios de cisalhamento direto e de arrancamento apresentam trajetórias de tensão, condições de contorno e mecanismos de ruptura bem distintos. Todas essas variáveis, envolvidas em ambos os tipos de ensaio, tornam difícil a comparação direta entre os resultados. No entanto, no caso de geogrelhas, os parâmetros obtidos em ensaios de arrancamento são mais representativos da situação que ocorre em maciços reforçados no campo.

Quanto ao coeficiente de aderência  $\lambda$ , os ensaios de arrancamento forneceram valores inferiores aos ensaios de cisalhamento. Ingold (1983) investigou os parâmetros de resistência de geogrelhas segundo 3 tipos de ensaios: arrancamento, cisalhamento direto e cisalhamento direto com reforço inclinado. Seus resultados indicaram que  $\lambda$  é altamente dependente do método de



ensaio, sendo que o ensaio de arrancamento também forneceu os menores valores.

No Capítulo 7, optou-se por definir um parâmetro de resistência  $F^*$ , que equívale à razão entre a resistência na interface ( $\tau_{SG}$ ) e a tensão confinante vertical ( $\sigma'_v$ ). O mesmo parâmetro de resistência foi utilizado na análise dos ensaios de cisalhamento direto. No entanto, sugere-se adotar um símbolo distinto para diferenciar o parâmetro obtido a partir de ensaios de cisalhamento direto ( $F^*_{CD}$ ). A Figura 163 apresenta a variação do parâmetro de resistência  $F^*_{CD}$  com o nível de confinamento. Observa-se que o parâmetro  $F^*_{CD}$  diminui com o nível de confinamento, da mesma forma que o parâmetro  $F^*$  (obtido dos ensaios de arrancamento). Para baixos níveis de confinamento, a parcela de adesão predomina sobre a parcela de atrito.

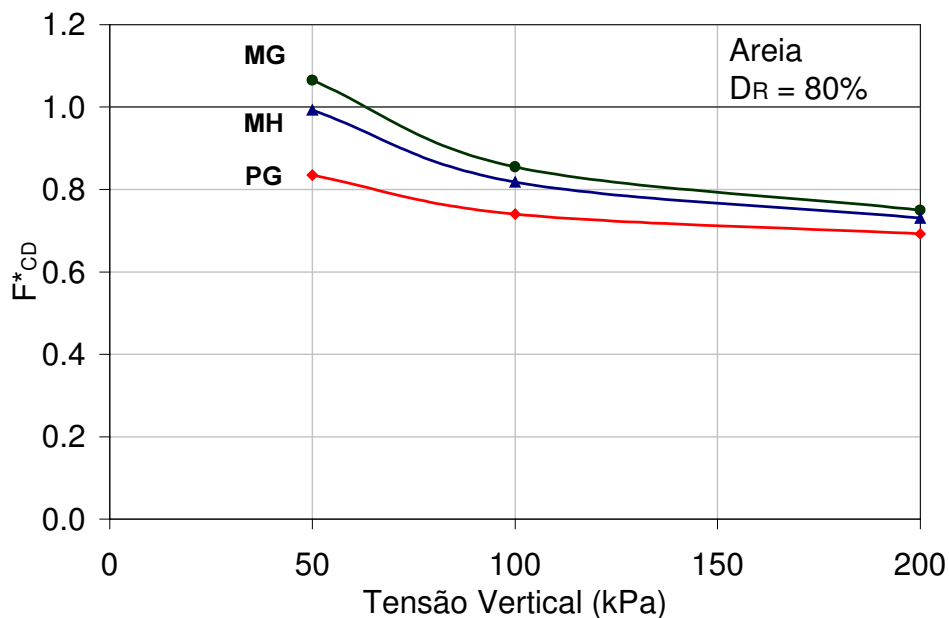


Figura 161 - Variação do Parâmetro de Resistência  $F^*_{CD}$  com a Tensão Vertical

Cabe ressaltar que os parâmetros  $F^*$  e  $F^*_{CD}$  representam diferentes mecanismos de interação possíveis de ocorrer na interface e foram obtidos para níveis de confinamento distintos. Nos ensaios de arrancamento, a tensão vertical variou de 5 a 50kPa. Nos ensaios de cisalhamento direto, o nível de confinamento variou de 50 a 200kPa.

Nos ensaios de arrancamento, observou-se que, as geogrelhas MacGrid e Metálica suportam tensões confinantes máximas de 35 e 25kPa, respectivamente. Níveis superiores de confinamento conduzem à ruptura da malha por tração.

## **8.5**

### **Considerações Finais**

Neste capítulo, foram apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de cisalhamento direto. O programa experimental constou de ensaios de cisalhamento direto com diferentes inclinações da geogrelha em relação à superfície horizontal de ruptura.

Nos ensaios de cisalhamento direto com reforço horizontal não é possível considerar a contribuição da resistência passiva dos elementos transversais. Desta forma, os parâmetros de interação obtidos referem-se à adesão e ao atrito superficial.

A partir dos ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado, analisou-se a variação da resistência ao cisalhamento com a inclinação da geogrelha. Os resultados mostraram que o ganho de resistência é mais acentuado quando a geogrelha está posicionada com uma inclinação de 60° em relação ao plano de ruptura.

Os resultados sugerem que, em projetos de estruturas de solo-reforçado, a geogrelha deve ser posicionada na direção horizontal. Desta forma, é atingida a resistência ao cisalhamento máxima, pois o ângulo entre a geogrelha e a superfície de ruptura fica no entorno de 60°.

Uma análise da configuração deformada da geogrelha é apresentada, com base nas medições dos deslocamentos de pontos distintos da grelha ao término dos ensaios.

Finalmente, apresenta-se uma comparação entre os parâmetros de resistência obtidos a partir de ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto, apontando-se as principais razões para as divergências de resultados.

## 9 Resultados dos Ensaio Triaxiais

### 9.1. Introdução

Os ensaios triaxiais executados na presente campanha experimental objetivaram a obtenção dos parâmetros de resistência e deformabilidade de amostras reforçadas com geogrelhas.

O programa experimental constou de 24 ensaios triaxiais consolidados-drenados (CD), com carregamento axial, como apresentado no Capítulo 6. Os ensaios triaxiais foram executados com corpos de prova de areia e silte argiloso reforçados com camadas de geogrelha. Foram executados ensaios com 1, 2 e 4 camadas de geogrelhas sob tensões confinantes de 50, 150 e 300kPa em equipamentos de grandes dimensões (9" de diâmetro).

O objetivo destes ensaios consistiu em avaliar o ganho de resistência e rigidez do conjunto solo-geogrelha com a introdução de camadas horizontais de reforço.

Os ensaios triaxiais foram executados apenas com a geogrelha MacGrid, por ser a única que atende aos requisitos da norma ASTM D5321, ou seja, apenas a geogrelha MacGrid apresenta uma razão  $S/\phi$  (abertura da malha / diâmetro do corpo de prova) inferior a 1/5.

### 9.2. Ensaio em Corpos de Prova Não Reforçados

A Figura 162 apresenta os resultados dos ensaios executados com corpos de prova de areia não reforçados. Observa-se que a tensão desviadora (Figura 162a) cresce com as deformações axiais, até atingir um valor máximo, que corresponde à resistência de pico. Uma vez atingida a resistência máxima, a tensão desviadora decresce lentamente até se estabilizar em torno de um valor que é definido como a resistência residual.

Em relação às deformações volumétricas (Figura 162b), observa-se que os corpos de prova apresentam, inicialmente, uma redução de volume. No entanto,

ainda antes de ser atingida a resistência de pico, o volume do corpo de prova começa a crescer, apresentando, na ruptura, um volume maior do que no início do cisalhamento.

A resistência e a rigidez do corpo de prova aumentam com o confinamento. Nota-se também que, quanto maior a tensão confinante, maior a compressão inicial do corpo de prova e menor a expansão no final do cisalhamento. Este comportamento é considerado típico de areias densas em ensaios triaxiais.

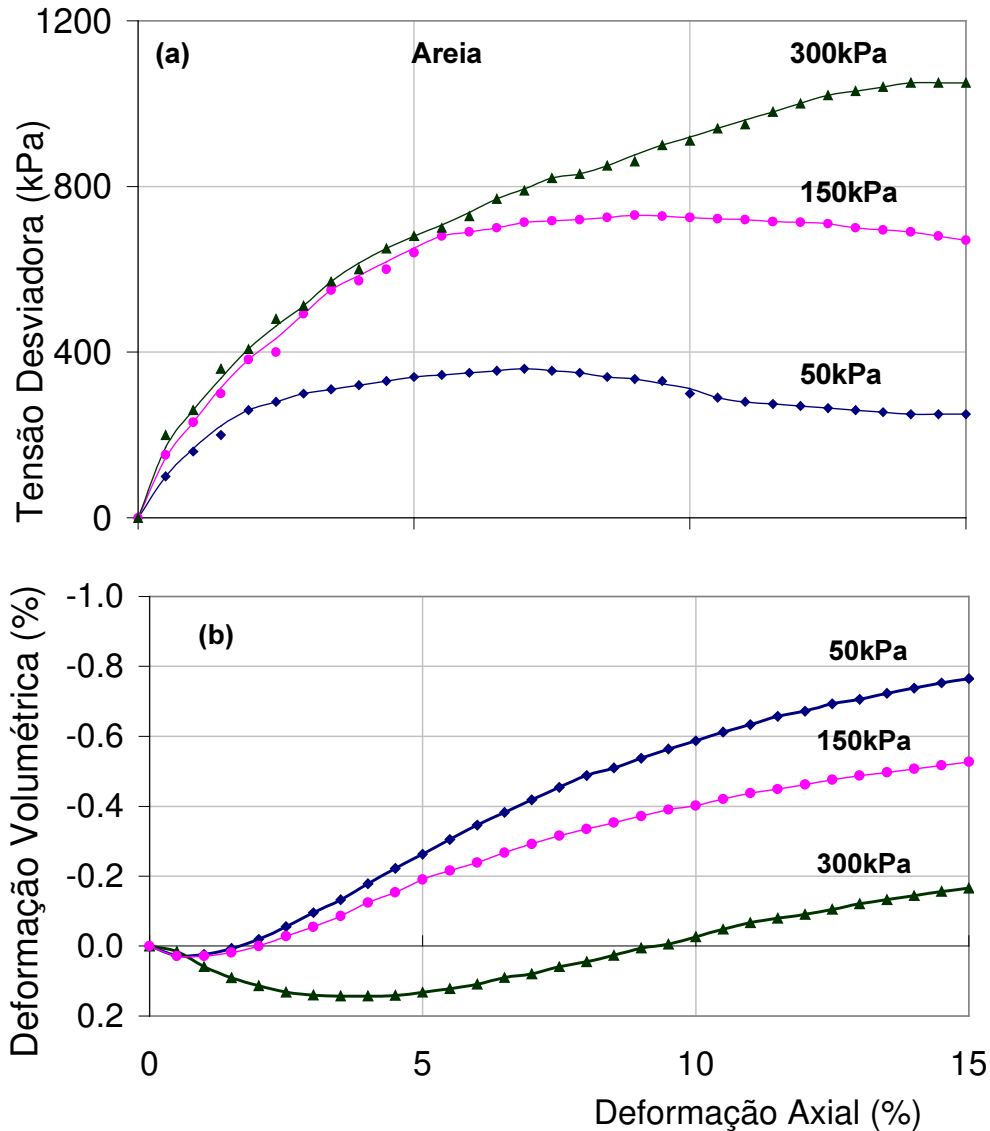


Figura 162 - Ensaios Triaxiais: Areia Não Reforçada

A Figura 163 exhibe os resultados dos ensaios triaxiais executados em corpos de prova de silte não reforçados. Da mesma forma, nota-se um acréscimo

de resistência e rigidez com o aumento do confinamento. No entanto, os corpos de prova sofrem apenas compressão durante o cisalhamento. Quanto maior a tensão confinante, maior o decréscimo de volume sofrido pelo corpo de prova durante o carregamento axial. Este comportamento é típico de argilas normalmente adensadas ou areias fofas.

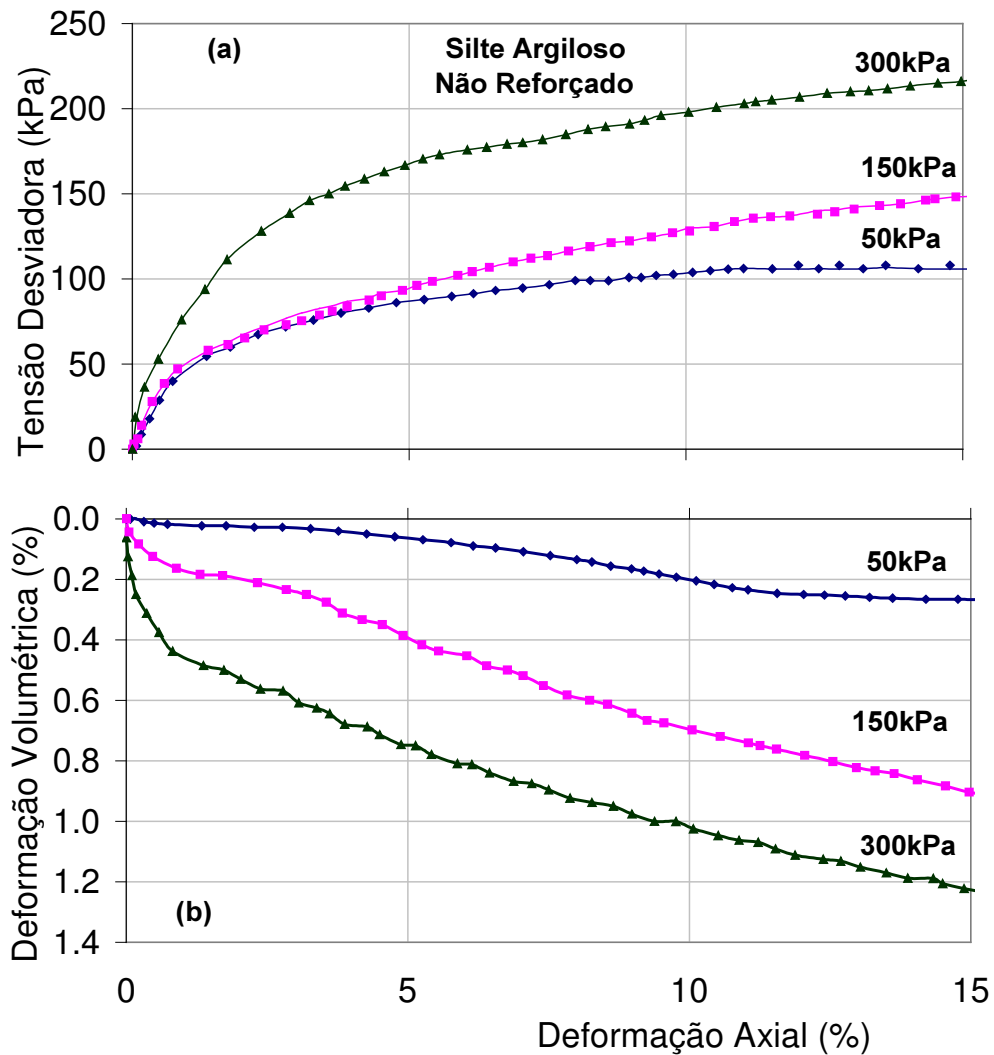


Figura 163 - Ensaios Triaxiais: Silte Argiloso Não Reforçado

### 9.3. Ensaio em Corpos de Prova de Areia Reforçados

Nas Figuras 164 a 166, estão apresentados os resultados dos ensaios triaxiais executados em corpos de prova de areia reforçados. Em todos os ensaios, observa-se um acréscimo de resistência com o aumento da tensão confinante, independente do número de camadas de reforço.

Inicialmente, os corpos de prova sofrem compressão, mas expandem antes de ser atingida a resistência máxima. A redução de volume dos corpos de prova é mais acentuada para maiores valores de tensão confinante. Em contrapartida, a expansão final do corpo de prova diminui com o confinamento.

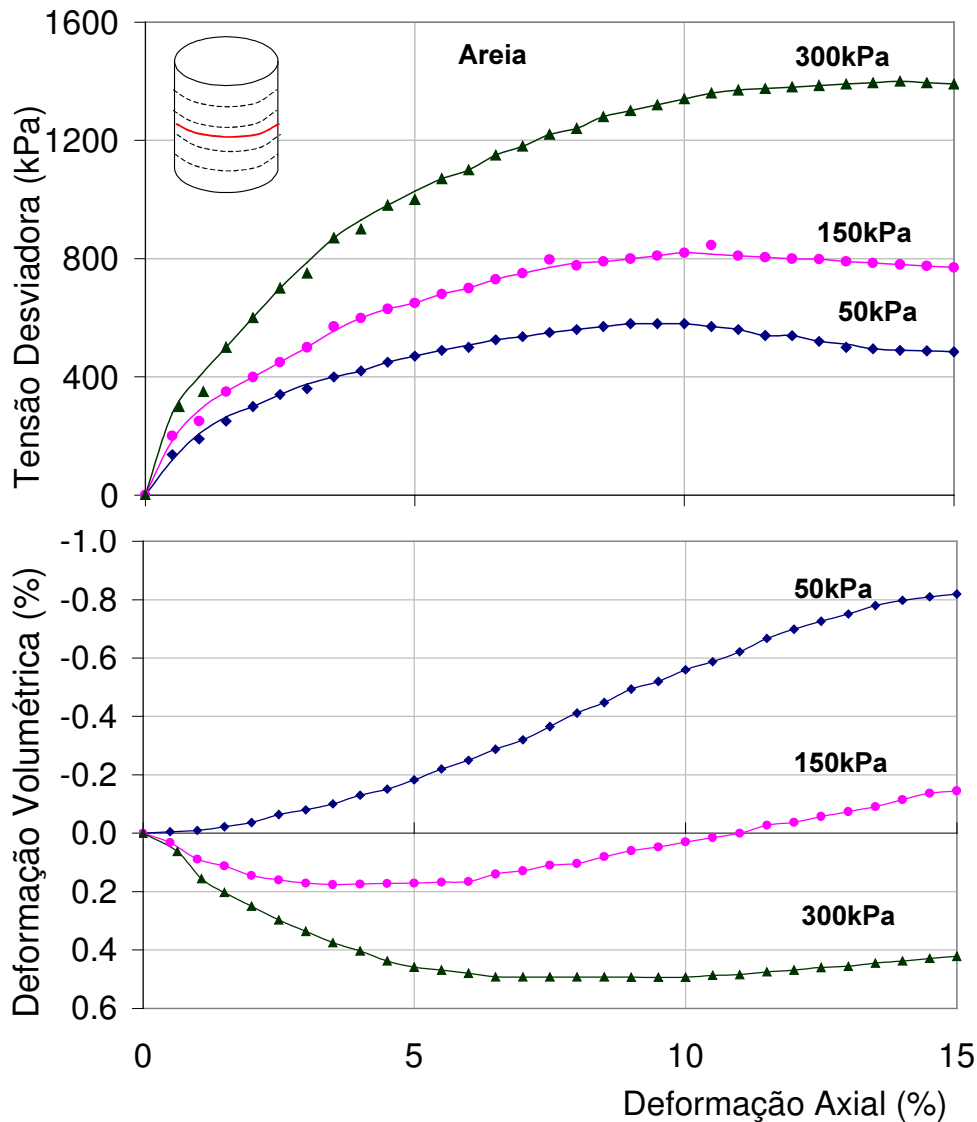


Figura 164 - Ensaio Triaxiais: Areia com 1 Camada de Geogrelha

Nota-se que, a introdução de camadas de reforço também restringe a expansão dos corpos de prova. Nos ensaios sob um confinamento de 150kPa, o corpo de prova com 1 camada de geogrelha (Figura 164a) aumenta de volume durante o cisalhamento. O mesmo acontece com o corpo de prova de areia não reforçado (Figura 162). No entanto, nos ensaios com 2 e 4 camadas de geogrelha (Figuras 165 e 166), verifica-se apenas uma redução de volume.

A compressão dos corpos de prova aumenta com o número de camadas de reforço, sugerindo que a introdução de elementos de reforço em uma massa de solo provoca um efeito similar ao do aumento do confinamento.

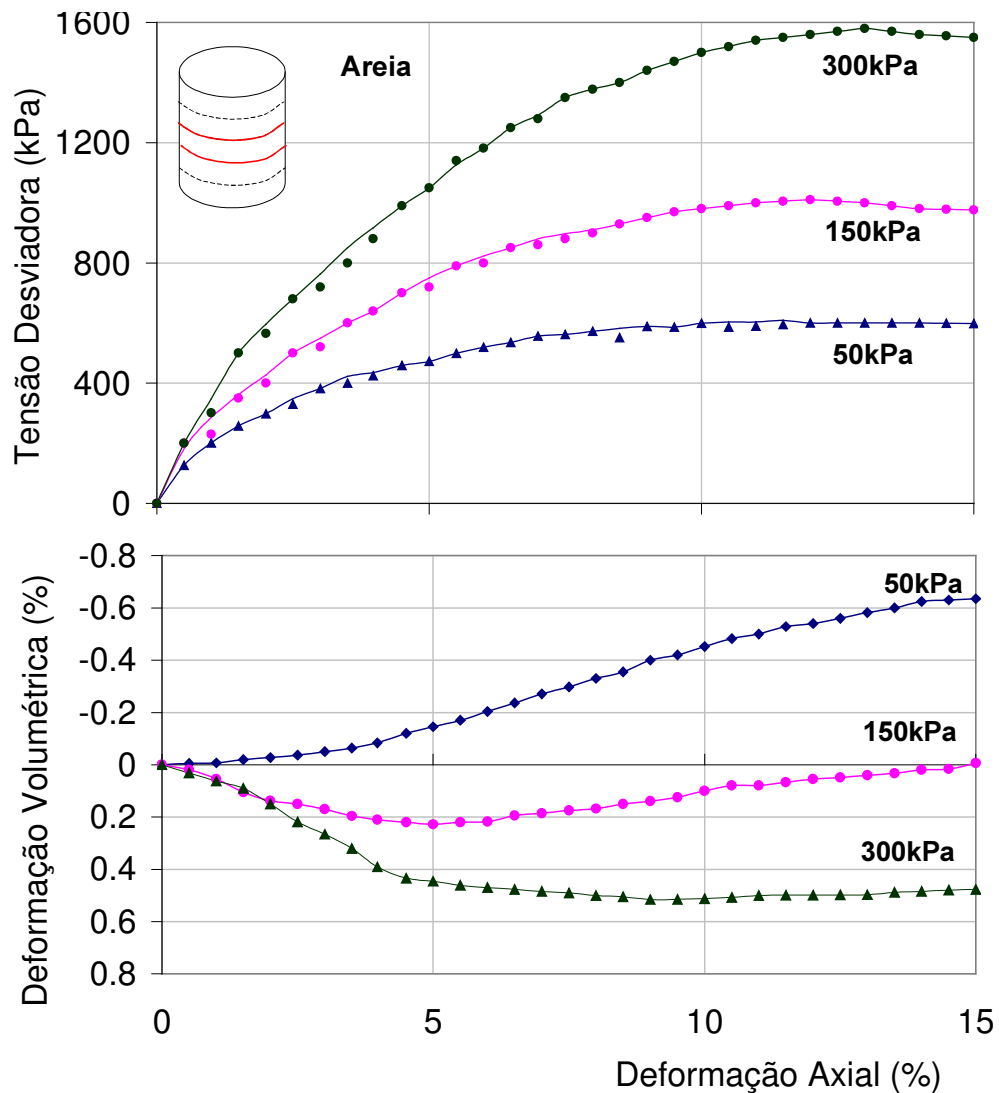


Figura 165 - Ensaios Triaxiais: Areia com 2 Camadas de Geogrelha

Na Figura 166a, observa-se que para um nível de confinamento de 300kPa, o corpo de prova ganha resistência mesmo após atingir 15% de deformação axial. Neste ensaio, não se observou um patamar de resistência máxima.

É interessante observar que a deformação axial na ruptura aumenta com a introdução de camadas de reforço e com o aumento da tensão confinante. Esta observação fica evidenciada a partir do gráfico apresentado na Figura 167.

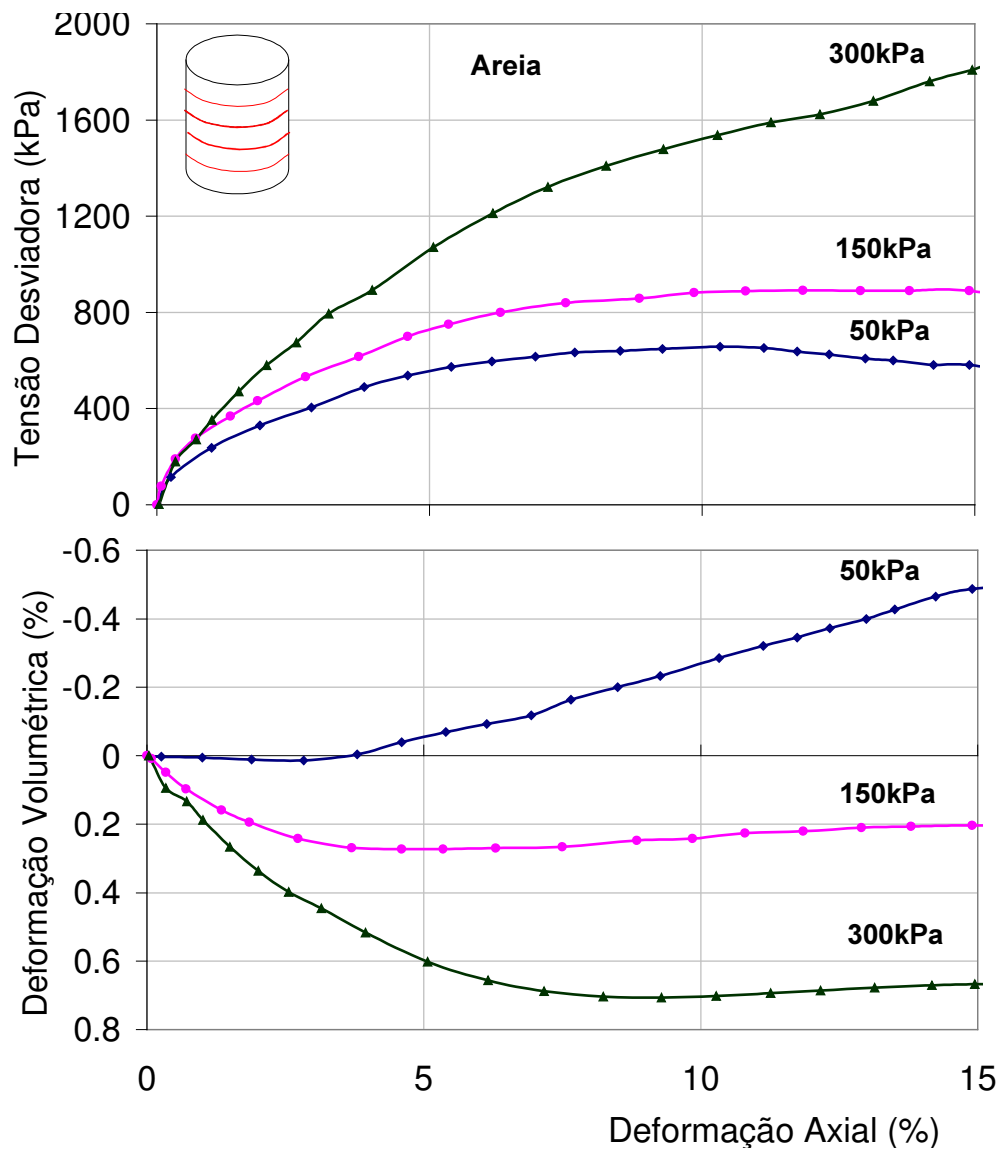


Figura 166 - Ensaios Triaxiais: Areia com 4 Camadas de Geogrelha



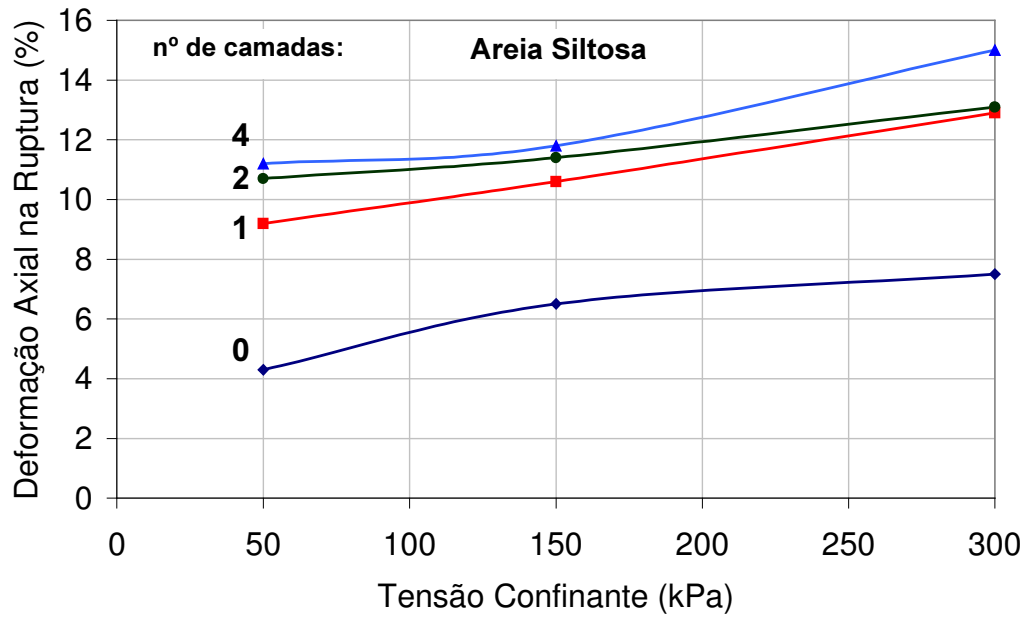


Figura 167 - Deformação Axial na Ruptura: Ensaio Triaxiais em Areia

A Figura 168 ilustra o corpo de prova reforçado com 4 camadas ao término dos ensaios, sob um confinamento de 150kPa. Nesta Figura, estão indicadas as posições das camadas de geogrelha, que podem ser facilmente notadas ao término dos ensaios.

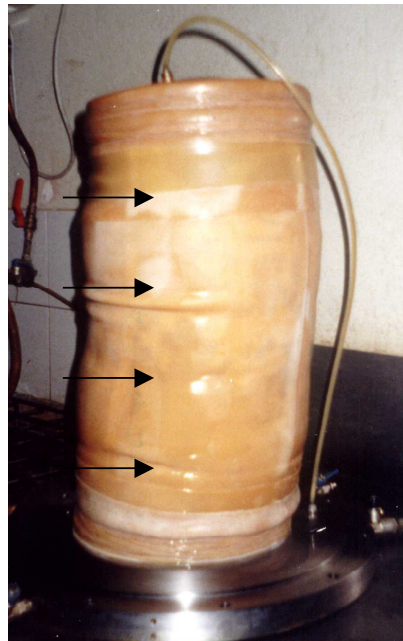


Figura 168 - Corpo de Prova com 4 Camadas de Geogrelha ao Término dos Ensaio.

#### 9.4. Ensaio em Corpos de Prova de Silte Reforçados

Os ensaios executados em corpos de prova de silte reforçados estão apresentados nas Figuras 169 e 170. O ganho de resistência e rigidez é mais uma vez constatado à medida que se aumenta o confinamento e o número de camadas de reforço.

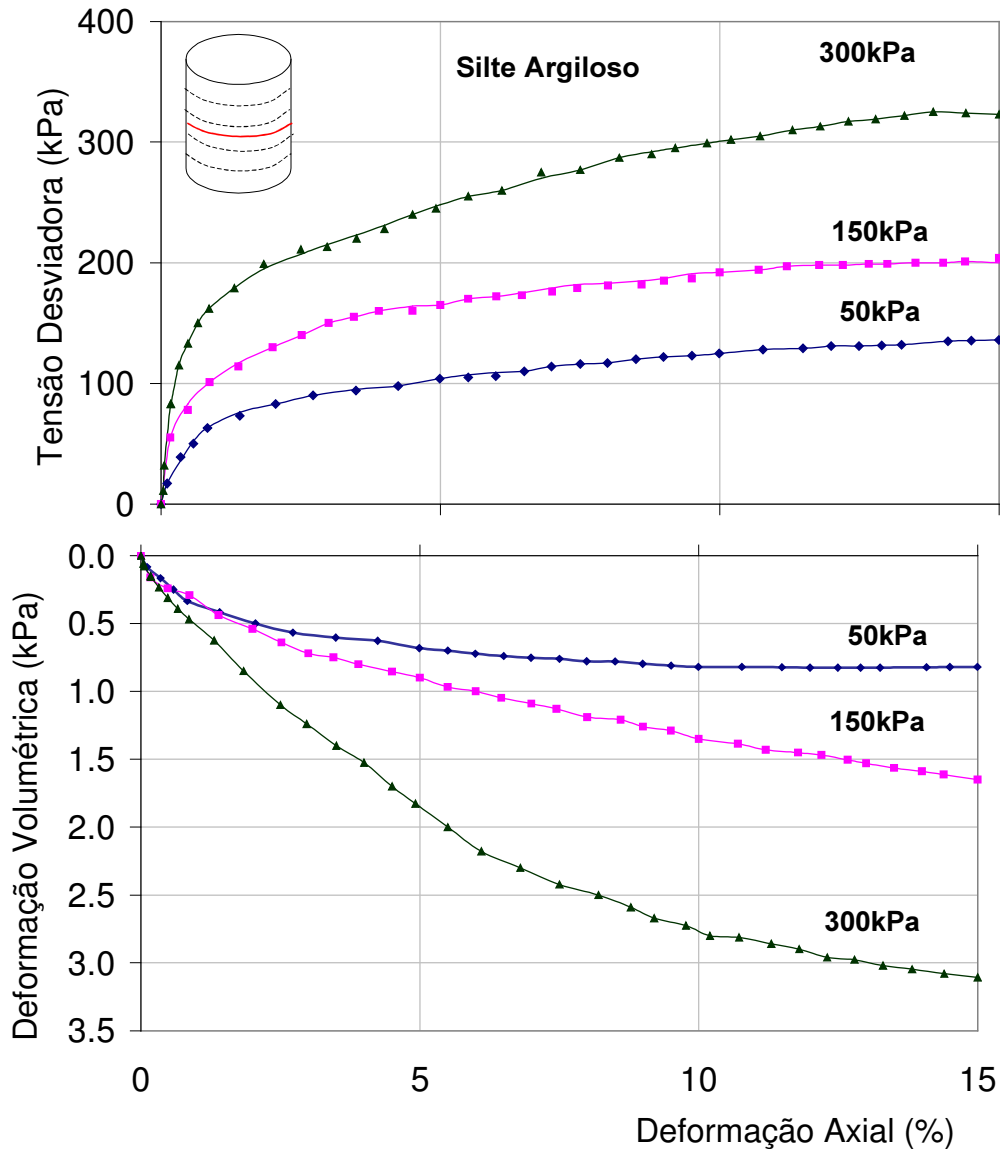


Figura 169 - Ensaio Triaxiais: Silte com 1 Camada de Geogrelha

Nota-se que os corpos de prova sofrem apenas deformações volumétricas compressivas. Quanto maior o número de camadas horizontais de geogrelha, maior a compressão do corpo de prova durante o cisalhamento. A mesma tendência de comportamento foi observada nos ensaios com solo arenoso.

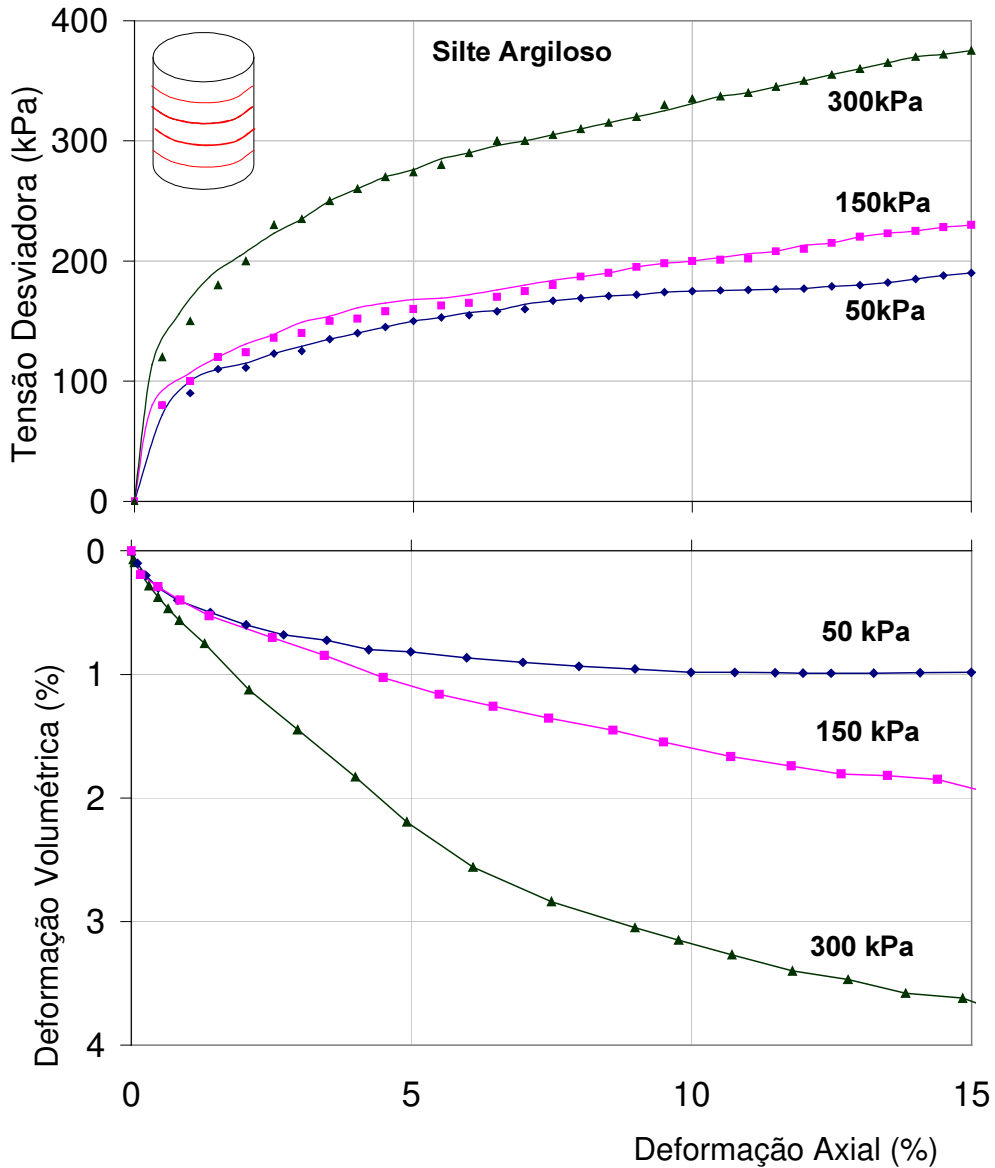


Figura 170 - Ensaios Triaxiais: Silte Argiloso com 4 Camadas de Geogrelha

Nos ensaios reforçados com 1 camada de geogrelha (

Figura 169), observa-se que a tensão desviadora cresce continuamente até se estabilizar em um valor correspondente à resistência máxima. No entanto, nos ensaios reforçados com 4 camadas de geogrelha (Figura 170), não se observa um patamar de resistência máxima e a tensão desviadora aumenta, mesmo quando o corpo de prova atinge uma deformação axial de 15%, para os três níveis de tensão confinante.

## 9.5. Influência das Camadas de Reforço

A Figura 171 mostra uma comparação entre os ensaios executados em areia não reforçada e os ensaios com areia reforçada, para os 3 níveis distintos de confinamento. Observa-se um ganho significativo de resistência com a introdução de camadas de geogrelha. Nos ensaios com  $\sigma_c=50\text{kPa}$  (Figura 171), o ganho de resistência com a introdução de apenas 1 camada é de 61%. Para tensões confinantes mais elevadas, o ganho de resistência não é tão significativo para este nível de confinamento.

No entanto, sob um nível de confinamento de 300kPa, observa-se que a introdução de 4 camadas de geogrelha produz um ganho de resistência de 72% em relação à amostra não reforçada (Figura 171c).

É interessante observar a proximidade das curvas tensão vs deformação dos corpos de prova com 2 e 4 camadas, sob tensões confinantes de 150 e 300kPa. Os resultados sugerem que as camadas de reforço localizadas próximo às extremidades dos corpos de prova não exercem influência significativa na resistência do conjunto, uma vez que estão localizadas em uma região que não é solicitada durante o cisalhamento. Comportamento similar foi observado por Broms (1977) a partir de ensaios triaxiais em corpos de prova de areia densa reforçada.

Nos ensaios com 4 camadas, nota-se que o corpo de prova ganha resistência, mesmo após deformações axiais da magnitude de 15%. Este ganho de resistência aumenta com o aumento da tensão confinante.

A Figura 172 apresenta uma comparação entre os ensaios executados em silte reforçado e não reforçado, para os 3 níveis de confinamento. De maneira similar aos ensaios em areia, nota-se que a resistência e a rigidez do corpo de prova aumentam com o número de camadas de geogrelha.

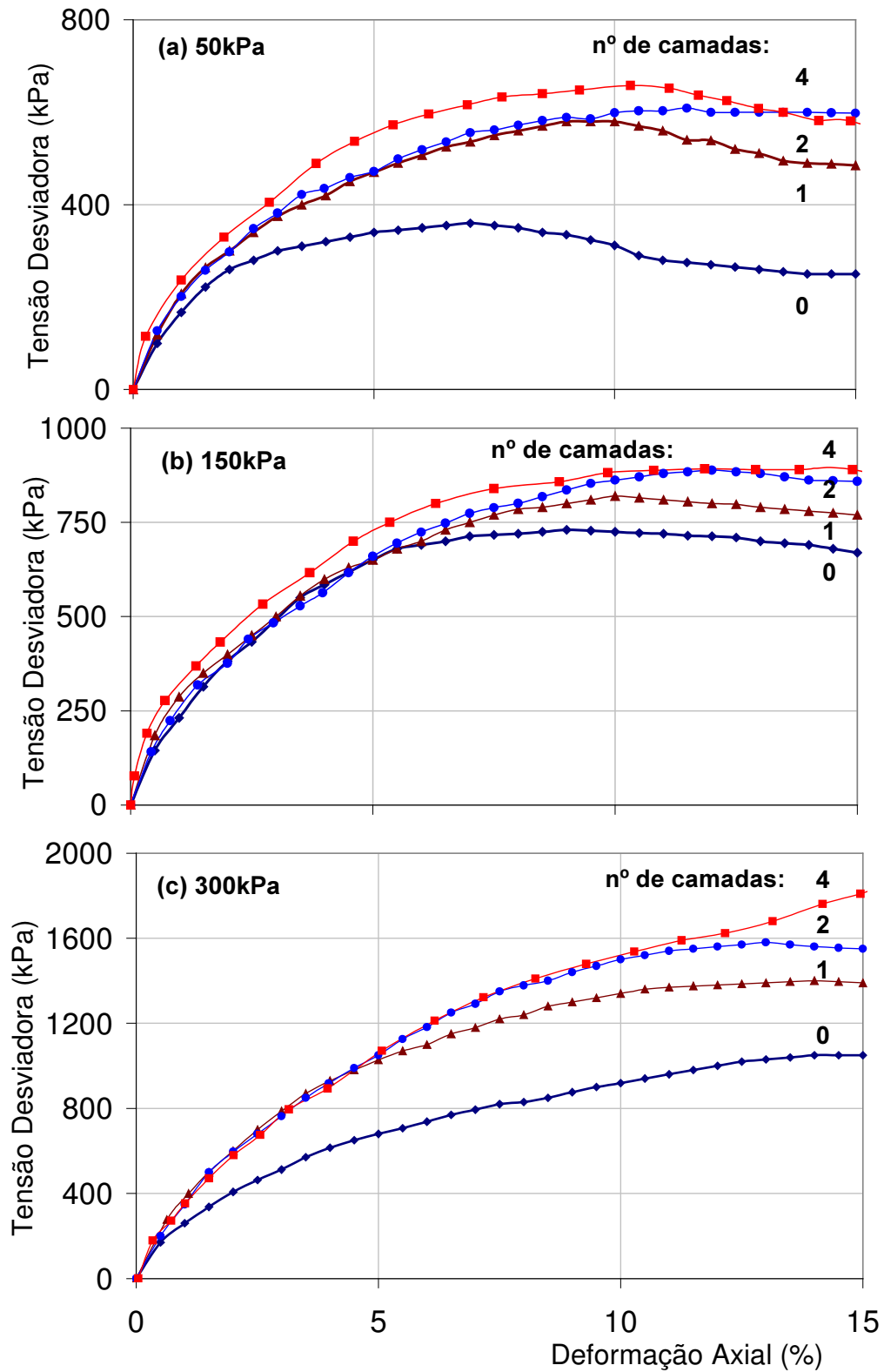


Figura 171 - Ensaio Triaxiais: Areia Não Reforçada x Areia Reforçada

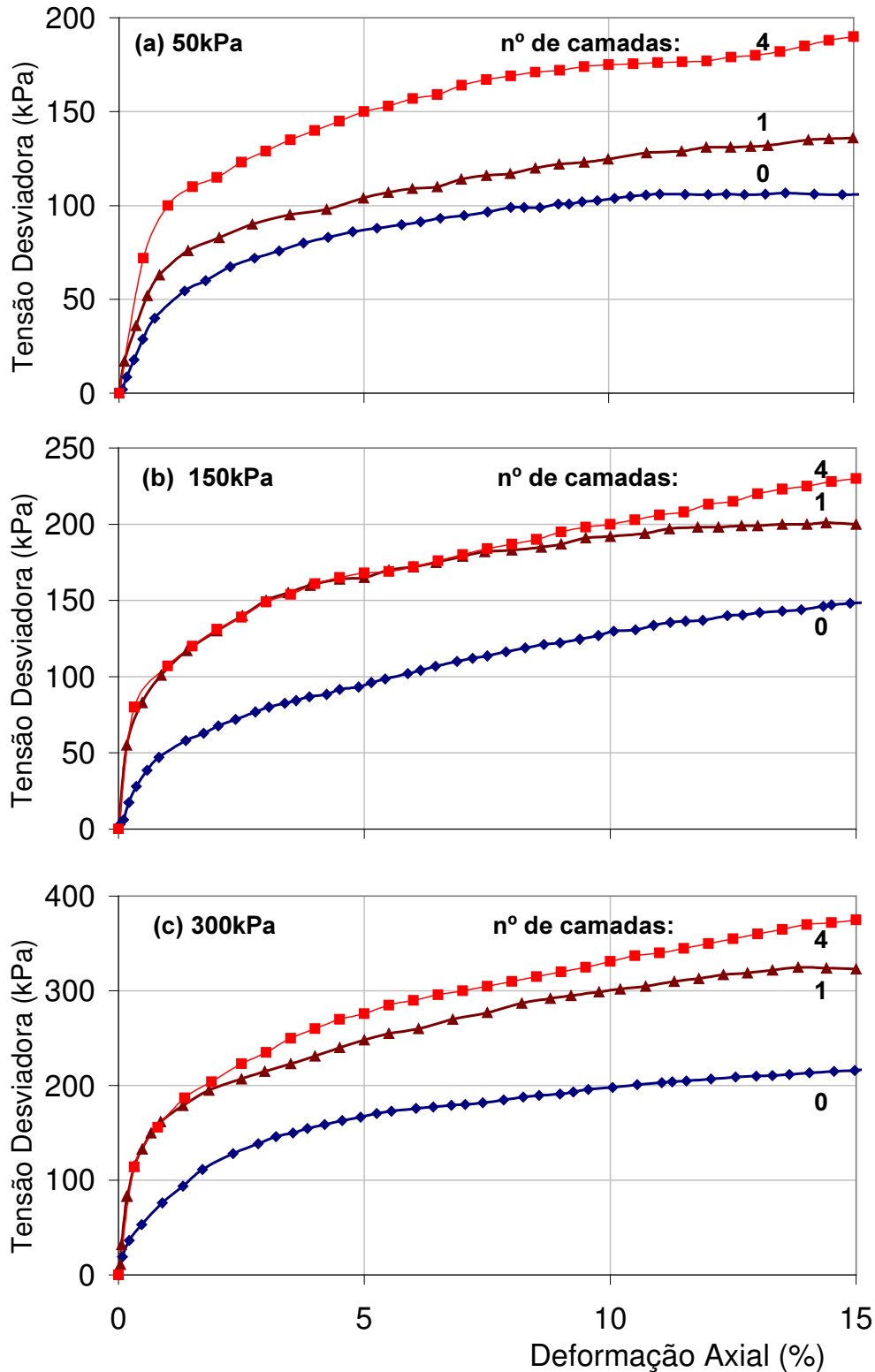


Figura 172 - Ensaios Triaxiais: Silte Não Reforçado x Silte Reforçado

Para um nível de confinamento de 50kPa, verifica-se um ganho de resistência de 26% quando se introduz 1 camada de geogrelha, e de 75% quando

são inseridas 4 camadas. Para um confinamento de 300kPa, o ganho de resistência é de 52% e 76%, com a introdução de 1 e 4 camadas de geogrelha, respectivamente.

Quanto à deformabilidade do conjunto, observa-se um aumento de rigidez com a inserção de camadas de geogrelha. A Figura 173 ilustra a variação da razão  $E_{50}/\sigma_3$  com o número de camadas de geogrelha. O módulo de deformabilidade  $E_{50}$  é obtido a partir da curva tensão desviadora vs deformação axial e é calculado para um valor correspondente a 50% da tensão desviadora máxima.

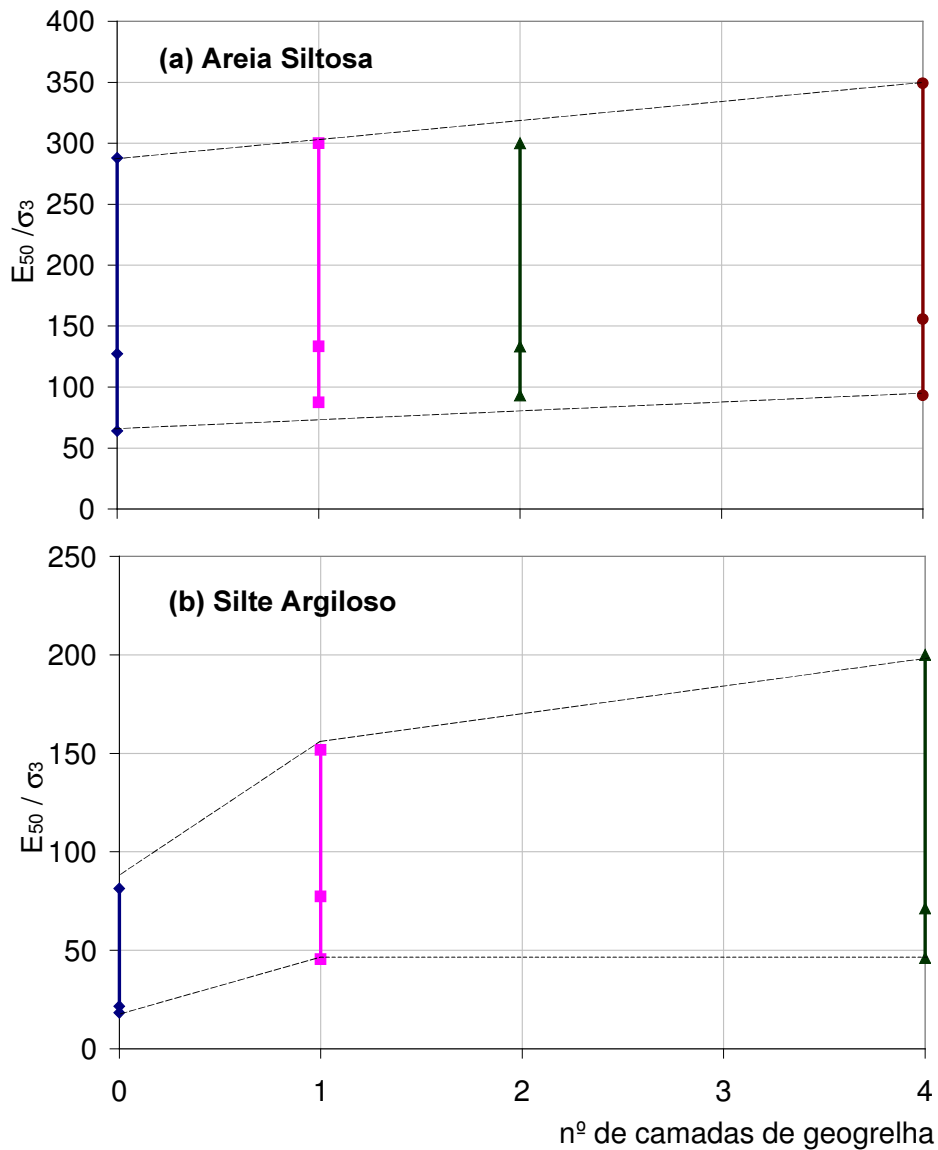


Figura 173 - Valores de  $E_{50} / \sigma_3$  Obtidos a Partir dos Ensaio Triaxiais

Pode-se observar uma tendência de aumento da razão  $E_{50}/\sigma_3$  com o número de camadas. Nos ensaios com areia, existe uma faixa aproximadamente linear de aumento da razão  $E_{50}/\sigma_3$ . Esta faixa é obtida em função dos diferentes níveis de confinamento. Nos ensaios com silte argiloso, o comportamento linear não é observado.

A introdução de elementos de reforço exerce uma influência similar a um aumento de confinamento. O aumento da tensão lateral faz com que seja necessária uma tensão axial mais elevada para conduzir à ruptura do corpo de prova por cisalhamento.

Um solo não reforçado atinge a ruptura quando a tensão cisalhante excede a resistência ao cisalhamento do solo, em um determinado plano. Porém, quando a massa de solo está reforçada, a contribuição do reforço pode ser interpretada como sendo similar a um aumento do confinamento. Desta forma, para um mesmo estado de tensões externo, há um incremento da resistência ao cisalhamento do conjunto, como indica a Figura 174. O círculo de Mohr desloca-se para a direita, devido ao aumento de  $\sigma_3$ . Nesta Figura, está ilustrado o estado de tensões em uma amostra de solo não reforçado (círculo 1) e reforçado (círculo 2), em ensaio triaxial de carregamento axial. Percebe-se que a envoltória do solo reforçado, obtida a partir dos ensaios, indica a existência de uma coesão aparente do conjunto. O círculo correspondente ao acréscimo de tensão lateral (círculo 3) provocado pela presença do reforço também está ilustrado na Figura 174.

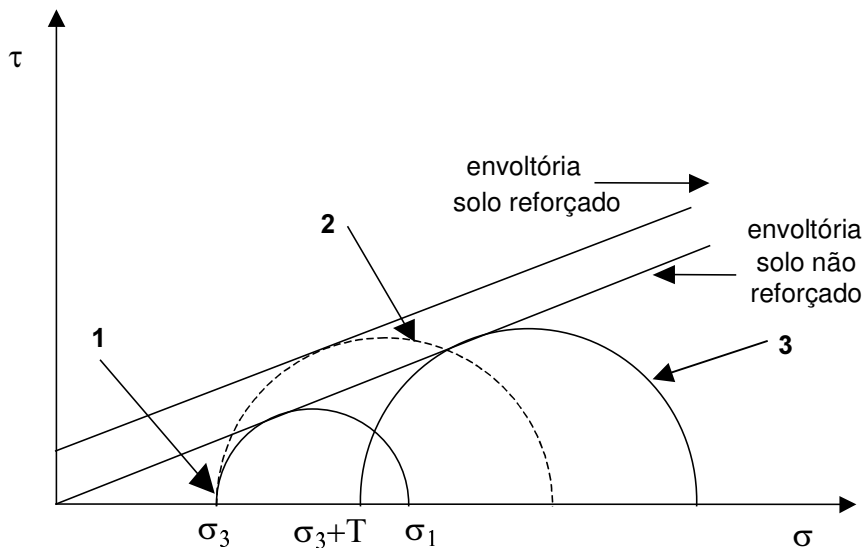


Figura 174 - Envoltórias Obtidas a Partir de Ensaios Triaxiais Reforçados e Não Reforçados

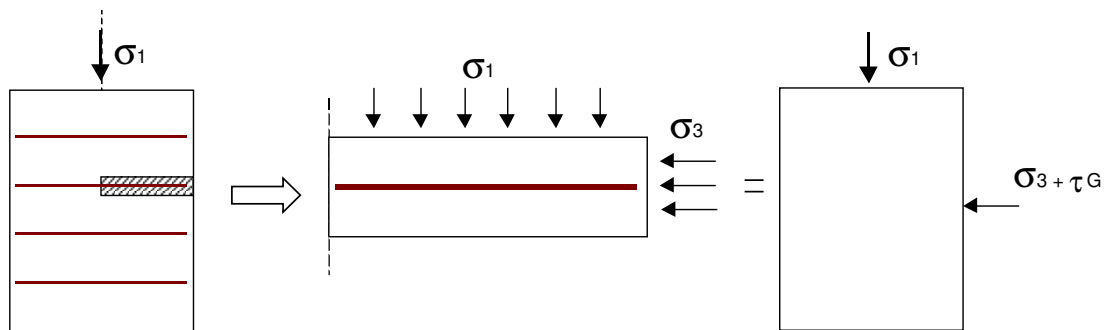


Dois mecanismos distintos podem ocorrer durante os ensaios triaxiais em corpos de prova reforçados (Sáez, 1997): o reforço pode ser tracionado ou pode se deslocar em relação ao solo envolvente.

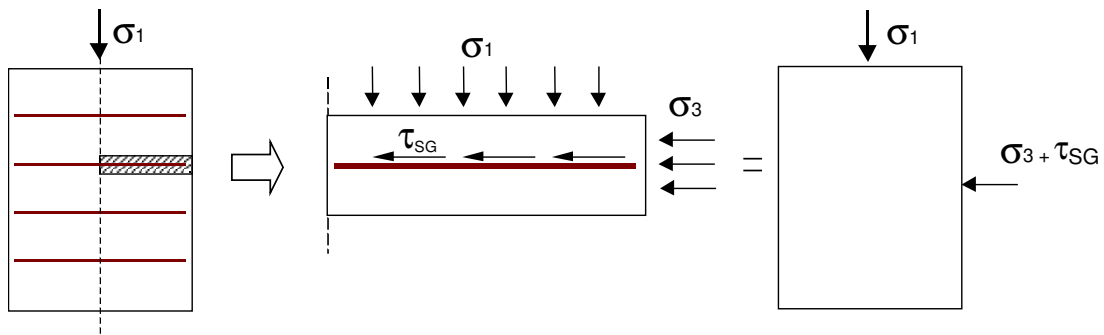
No primeiro mecanismo, o reforço confere resistência à tração ao conjunto solo-geogrelha. O efeito benéfico do reforço é limitado pela resistência à tração do material ( $\tau_G$ ). No segundo mecanismo, ocorre o deslizamento entre a geogrelha e o solo circundante e o efeito benéfico do reforço é limitado pela resistência ao cisalhamento na interface ( $\tau_{SG}$ ).

Conseqüentemente, no instante da ruptura, a tensão principal menor será (Figura 175):

$$\sigma_{3f} = \sigma_3 + \tau_G, \quad \text{se o reforço for tracionado;} \\ \sigma_{3f} = \sigma_3 + \tau_{SG}, \quad \text{se o reforço se deslocar em relação ao solo.}$$



(a) 1º mecanismo: tração na geogrelha



(a) 2º mecanismo: deslocamento solo-geogrelha

Figura 175 – Mecanismos Observados em Ensaio Triaxiais de Solos Reforçados com Geossintéticos

Ao término dos ensaios, procedia-se à desmontagem dos corpos de prova e à inspeção visual das amostras de geogrelha. As geogrelhas utilizadas nos corpos de prova arenosos apresentavam distorções, sugerindo solicitações de tração durante o ensaio (mecanismo 1). Neste caso, o aumento de  $\sigma_3$  é provocado pela força de tração na geogrelha.

No entanto, nos ensaios com solo silto-argiloso, a geogrelha deslizava em relação ao solo envolvente, sem apresentar qualquer distorção ou dano. O aumento de  $\sigma_3$  é provocado pela resistência ao cisalhamento na interface solo-geogrelha (mecanismo 2).

As envoltórias de resistência em termos de diagramas  $p \times q$  dos ensaios em areia estão apresentadas na Figura 176. Nota-se que as envoltórias são aproximadamente paralelas, indicando um aumento no intercepto coesivo.

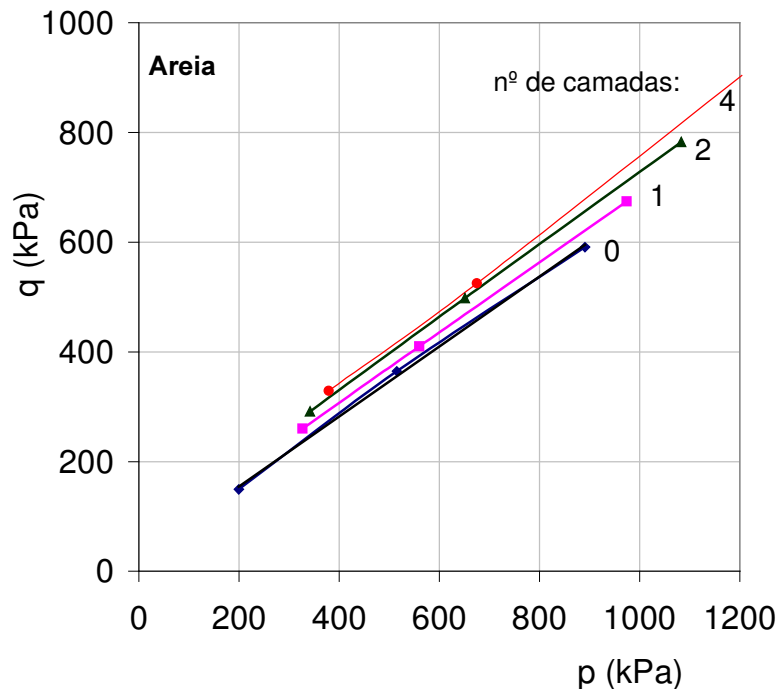


Figura 176 - Envoltórias de Resistência: Ensaios Triaxiais em Areia

De acordo com a constatação de que as geogrelhas foram solicitadas à tração nos ensaios em areia, optou-se por considerar a hipótese de um aumento no valor de  $\sigma_3$  ao final do ensaio. A Figura 177 apresenta a envoltória da areia não reforçada, a envoltória da areia com 1 camada de geogrelha e a envoltória que considera o aumento de  $\sigma_3$ , decorrente do esforço de tração atuante na geogrelha. Foram atribuídos diferentes valores de  $\tau_G$ , buscando a adequação dos novos

estados de tensão (obtidos a partir de  $\sigma_{3f}$ ) à envoltória do solo não reforçado. A Tabela 37 apresenta os valores da tensão de tração na geogrelha ( $\tau_G$ ), calculados para os 3 níveis distintos de confinamento. Observa-se que a tração na geogrelha ( $\tau_G$ ) aumenta com a tensão confinante.

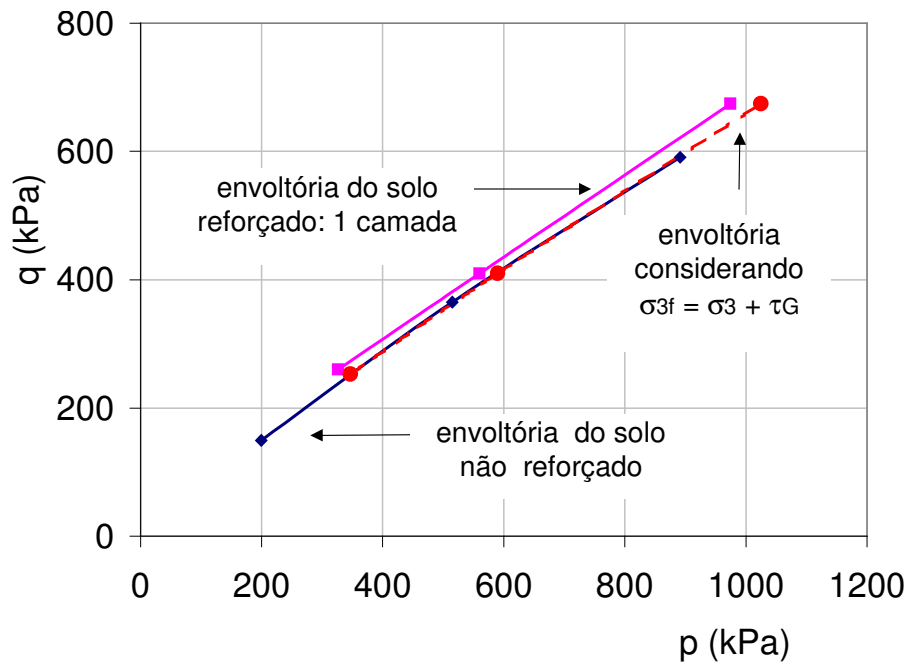


Figura 177 – Aumento de  $\sigma_3$ : Ensaios Triaxiais em Areia

Tabela 37 - Valores de  $\tau_G$ : Ensaios Triaxiais em Areia

| $\sigma_3$ (kPa) | $\tau_G$ (kN/m) | $\sigma_{3f}$ (kPa) |
|------------------|-----------------|---------------------|
| 50               | 20              | 70                  |
| 150              | 30              | 180                 |
| 300              | 50              | 350                 |

Nos ensaios com solo silto-argiloso, observou-se a ocorrência de deslocamento relativo entre o solo e o elemento de reforço. Neste caso, considerou-se a hipótese de um aumento no valor de  $\sigma_3$  ao final do ensaio, decorrente da resistência mobilizada na interface solo-geogrelha. Plotou-se então, uma nova envoltória considerando  $\sigma_{3f} = \sigma_3 + \tau_{SG}$ .

A Figura 178 apresenta a envoltória do silte argiloso não reforçado, a envoltória do silte argiloso com 1 camada de geogrelha e a envoltória que considera o aumento de  $\sigma_3$  nos ensaios com solo reforçado. Os valores de  $\tau_{SG}$  foram obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto com reforço horizontal, reportados no Capítulo 8. A resistência na interface silte argiloso/ geogrelha MacGrid pode ser obtida para qualquer nível de tensão confinante vertical, a partir da equação:

$$\tau_{SG} = 37 + \sigma \cdot \tan 21^\circ \quad (97)$$

Foram consideradas diferentes porcentagens de mobilização de  $\tau_{SG}$ , buscando a adequação dos novos estados de tensão (obtidos a partir de  $\sigma_{3f}$ ) à envoltória do solo não reforçado. A Figura 178 mostra um ajuste adequado quando se considera um aumento de  $\sigma_3$  devido a uma mobilização de 80% da resistência ao cisalhamento na interface. Os resultados sugerem que a resistência ao cisalhamento na interface não é completamente mobilizada durante o cisalhamento dos corpos de prova.

Cabe ressaltar que no caso particular do solo silto-argiloso, as envoltórias do solo reforçado e não reforçado não são paralelas, como indica a Figura 179. Isto dificulta um bom ajuste dos novos estados de tensão à envoltória do solo não reforçado.

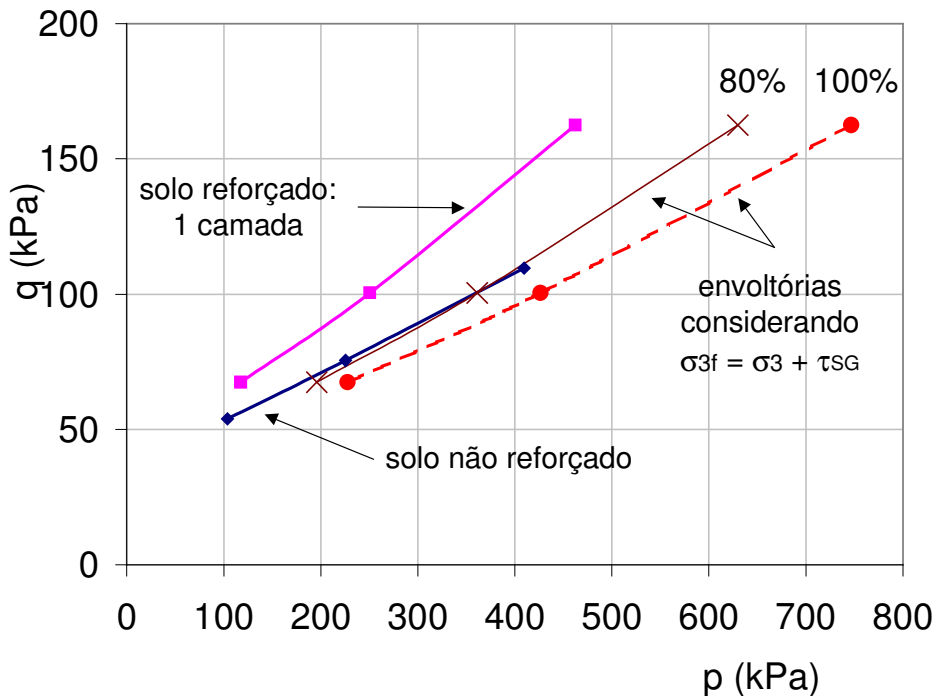


Figura 178 - Aumento de  $\sigma_3$ : Ensaios Triaxiais em Silte Argiloso

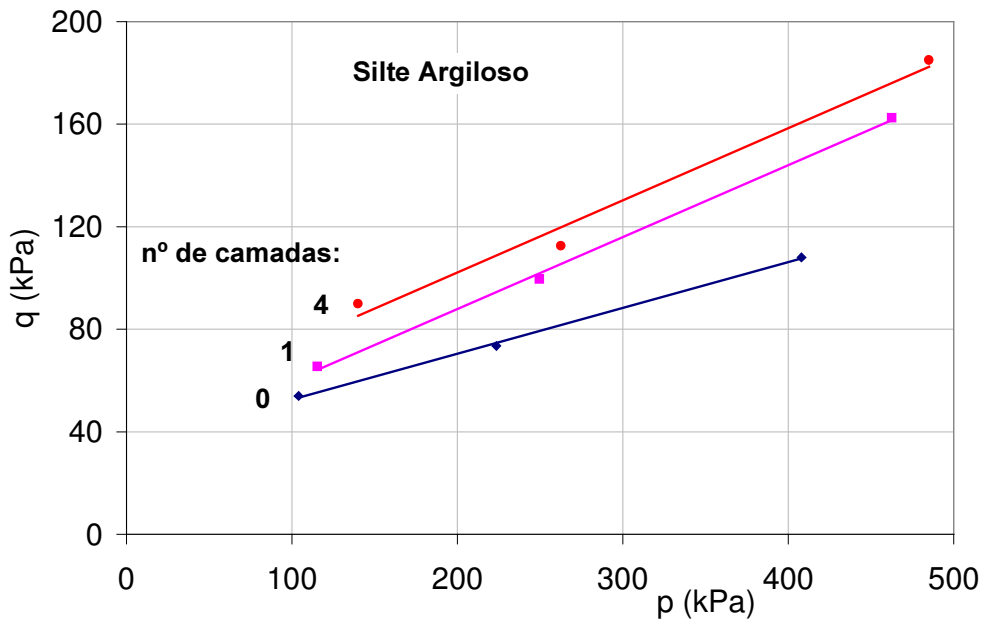


Figura 179 - Envolvórias de Resistência: Ensaios Triaxiais em Silte Argiloso

## 9.6. Considerações Finais

Neste Capítulo foram apresentados e discutidos os resultados dos ensaios triaxiais executados com corpos de prova de areia e silte argiloso, reforçados com camadas de geogrelha. Foram executados ensaios com 1, 2 e 4 camadas de geogrelhas sob tensões confinantes de 50, 150 e 300kPa em equipamentos de grandes dimensões (9" de diâmetro). O objetivo destes ensaios consistiu em avaliar o ganho de resistência e rigidez do conjunto solo-geogrelha com a introdução de camadas horizontais de reforço.

Em todos os ensaios, observou-se um acréscimo de resistência com o aumento da tensão confinante, independente do número de camadas de reforço.

A compressão dos corpos de prova aumentou com o número de camadas de reforço, sugerindo que a introdução de elementos de reforço em uma massa de solo provoca um efeito similar ao do aumento do confinamento. O aumento da tensão lateral faz com que seja necessária uma tensão axial mais elevada para conduzir à ruptura do corpo de prova por cisalhamento.

É interessante observar que a deformação axial na ruptura aumenta com a introdução de camadas de reforço e com o aumento da tensão confinante.

Quanto à deformabilidade do conjunto, observa-se um aumento de rigidez com a inserção de camadas de geogrelha.

Uma comparação entre os resultados dos ensaios em corpos de prova reforçados com 2 e com 4 camadas mostrou que as camadas de solo localizadas próximo às extremidades dos corpos de prova não exercem influência significativa na resistência do conjunto, uma vez que estão localizadas em uma região que não é solicitada durante o cisalhamento.

Os diferentes mecanismos que podem ocorrer durante os ensaios triaxiais em corpos de prova reforçados foram discutidos, com base na observação do estado das geogrelhas ao término dos ensaios. Nos corpos de prova arenosos reforçados, as geogrelhas apresentavam distorções, sugerindo solicitações de tração durante o ensaio. No campo, este mecanismo corresponde ao arrancamento da geogrelha da massa de solo, e ocorre quando a superfície de ruptura intercepta o reforço segundo uma determinada inclinação.

No entanto, nos ensaios com solo silto-argiloso, a geogrelha deslizava em relação ao solo envolvente, sem apresentar qualquer distorção ou dano. Este mecanismo corresponde ao cisalhamento direto na interface solo-geogrelha e ocorre, no campo, quando a superfície de ruptura é tangente ao reforço.

## 10 Resultados dos Ensaios com Geogrelhas Danificadas

### 10.1. Introdução

O dano mecânico de um material geossintético pode ser definido pelas transformações estruturais resultantes dos esforços ocorridos durante o manuseio e instalação do material e a compactação do solo sobrejacente.

Esses danos, sofridos no processo de instalação, podem reduzir significativamente as propriedades mecânicas do geossintético. O fator de redução por dano mecânico é usualmente determinado através da razão entre a resistência obtida em amostras do material intacto e a resistência do material danificado (ou exumado imediatamente após a instalação e compactação)

O dano mecânico é usualmente avaliado pelo fator de redução ( $f_d$ ), definido como:

$$f_d = \frac{\text{resistência da amostra intacta}}{\text{resistência da amostra danificada}} \quad (98)$$

O fator de dano mecânico permite estimar a redução da resistência característica resultante dos danos físicos que a geogrelha sofre durante os processos de instalação e compactação do solo sobrejacente.

Os ensaios reportados no presente Capítulo tiveram por finalidade a avaliação da influência do dano mecânico nas propriedades mecânicas das geogrelhas e no mecanismo de interação com o solo. O programa experimental constou de ensaios de tração simples, arrancamento e cisalhamento direto em amostras previamente danificadas.

Dois tipos diferentes de dano foram induzidos nos 3 tipos de geogrelhas utilizados no presente trabalho: o dano natural, obtido a partir de procedimentos de instalação e compactação e o dano artificial, obtido a partir da ruptura física e artificialmente imposta de elementos da malha.

O dano natural procurou reproduzir as condições de campo e foi obtido a partir da simulação no laboratório dos procedimentos de instalação e compactação. Foram utilizados 3 tipos de solo (silte argiloso, areia e brita) e 2

métodos diferentes de compactação, com o objetivo de investigar o efeito da granulometria e da energia de compactação no processo de danificação das geogrelhas.

O dano artificial consistiu na ruptura física de elementos da malha. Diferentes configurações de dano foram ensaiadas, com o objetivo de avaliar as alterações de rigidez e resistência de amostras que tenham sofrido danos intensos, com a ruptura de elementos da malha.

Os ensaios de tração simples foram executados em amostras danificadas natural e artificialmente. Neste tipo de ensaio, são avaliadas apenas as propriedades inerentes às geogrelhas.

Os ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto foram executados em amostras danificadas artificialmente, com o objetivo de avaliar o efeito de eventuais danos no mecanismo de interação solo-geogrelha.

Como, no presente trabalho, foram executados diferentes tipos de ensaios para avaliação dos efeitos do dano, optou-se por definir diferentes fatores de redução. Foram levados em consideração o tipo de dano (natural ou artificial) e o tipo de ensaio utilizado para avaliar a resistência das amostras (tração simples, arrancamento ou cisalhamento direto). A Tabela 38 apresenta um resumo dos diferentes fatores de redução que serão apresentados no presente Capítulo.

Tabela 38 - Definição dos Fatores de Redução

| Tipo de Dano | Tipo de Ensaio      | Fator de Redução |
|--------------|---------------------|------------------|
| Natural      | Tração Simples      | $f_1$            |
| Artificial   | Tração Simples      | $f_2$            |
|              | Arrancamento        | $f_3$            |
|              | Cisalhamento Direto | $f_4$            |

## 10.2.

### Ensaio de Tração Simples: Amostras Danificadas Naturalmente

Estes ensaios foram realizados em amostras intactas e em amostras submetidas ao processo de compactação no laboratório.

Foram utilizados 3 tipos de solo: silte argiloso, areia e brita. O silte argiloso e a areia foram caracterizados no Capítulo 5 e utilizados nos ensaios de arrancamento, cisalhamento direto e triaxiais. O material de granulometria mais grossa (brita) foi utilizado com o objetivo de provocar uma compactação mais agressiva e, conseqüentemente, majorar os danos à estrutura das geogrelhas.



Este material constitui-se de fragmentos de rocha basáltica, apresentando um diâmetro médio de 20mm (Figura 180).



Figura 180 - Material Granular Utilizado no Programa Experimental

Para a compactação do solo sobre a geogrelha, foram utilizados 2 métodos distintos: um soquete manual, que aplica uma energia igual à do ensaio Proctor Modificado ( $2,63\text{J}/\text{cm}^2$ ) e um compactador dinâmico que aplica uma energia quatro vezes superior ( $10,52\text{J}/\text{cm}^2$ ). Detalhes sobre o procedimento de ensaio estão apresentados no Capítulo 6.

Terminada a simulação do dano através da compactação, as geogrelhas foram cuidadosamente exumadas para evitar danos adicionais. Após a exumação, as amostras foram analisadas através de critérios de inspeção visual e através de uma análise microscópica. As lesões visíveis foram registradas e estão classificadas na Tabela 39. No registro das lesões visíveis foi adotado o mesmo critério de classificação utilizado por Azambuja (1994):

- Corte: orifício com forma alongada
- Contusão: forte distorção da estrutura da geogrelha, sem orifícios.
- Furo: orifício com forma aproximadamente circular

A análise qualitativa do dano demonstrou que, no caso do solo silto-argiloso, nenhuma das geogrelhas ensaiadas apresentava lesões visíveis. Para os solos de granulometria mais grosseira (areia e brita), uma maior energia de compactação (dinâmica) causa maiores danos, independente da geogrelha

ensaiada. De acordo com Azambuja (1994), para solos granulares uniformes e com grãos angulosos, a energia de compactação assume um papel importante na incidência do dano mecânico.

Tabela 39 - Inspeção Visual do Dano Ocorrido Durante a Compactação em Laboratório

| <b>Nº</b> | <b>Geogrelha</b> | <b>Solo</b>    | <b>Compactação</b> | <b>Comentários</b>              |
|-----------|------------------|----------------|--------------------|---------------------------------|
| 1         | MacGrid          | silte argiloso | soquete manual     | sem dano                        |
| 2         | Malha Metálica   |                |                    | sem dano                        |
| 3         | ParaGrid         |                |                    | sem dano                        |
| 4         | MacGrid          | areia          | soquete manual     | 2 contusões e 4 cortes          |
| 5         | Malha Metálica   |                |                    | 2 contusões e 1 furo            |
| 6         | ParaGrid         |                |                    | sem dano                        |
| 7         | MacGrid          | brita          | soquete manual     | 9 cortes                        |
| 8         | Malha Metálica   |                |                    | 15 contusões e 12 furos         |
| 9         | ParaGrid         |                |                    | 7 contusões                     |
| 10        | MacGrid          | silte argiloso | dinâmica           | sem dano                        |
| 11        | Malha Metálica   |                |                    | sem dano                        |
| 12        | ParaGrid         |                |                    | sem dano                        |
| 13        | MacGrid          | areia          | dinâmica           | sem dano                        |
| 14        | Malha Metálica   |                |                    | 5 contusões e 2 furos           |
| 15        | ParaGrid         |                |                    | 3 contusões                     |
| 16        | MacGrid          | brita          | dinâmica           | 14 cortes e 2 furos             |
| 17        | Malha Metálica   |                |                    | 9 contusões, 19 furos e 1 corte |
| 18        | ParaGrid         |                |                    | 11 contusões                    |

Para um mesmo solo e mesmo método de compactação, a geogrelha MacGrid demonstrou-se a mais susceptível ao dano, seguida da Malha Metálica. A geogrelha ParaGrid exibe elevada resistência aos danos causados pela compactação, apresentando apenas contusões, em ensaios com a brita. As Figuras 181 e 182 exibem fotos das geogrelhas danificadas.

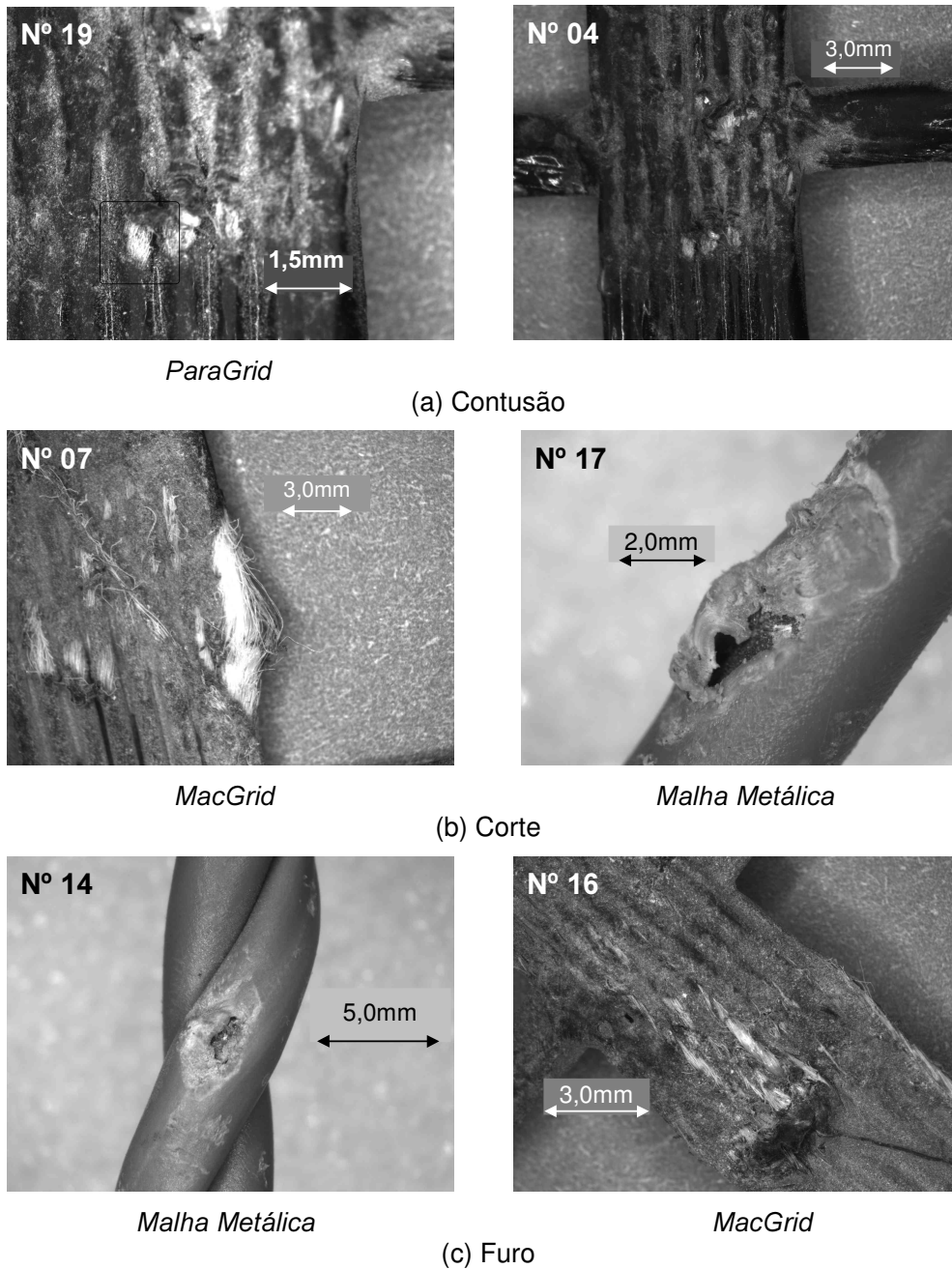
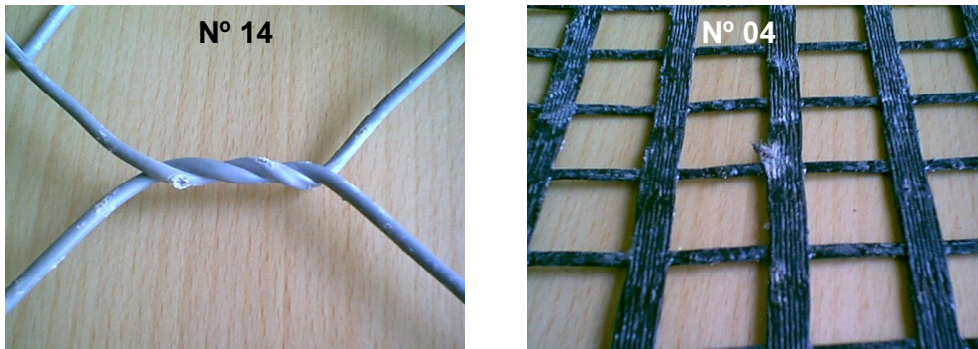


Figura 181 - Inspeção Microscópica do Dano Natural Após a Compactação no Laboratório

É interessante notar, que no caso da Malha Metálica, observou-se apenas a ruptura da proteção de PVC, não ocorrendo dano visível nos arames que compõem a malha. A ruptura da proteção de PVC, apesar de não provocar perda de resistência a curto prazo, torna a malha mais susceptível a ataques de agentes químicos e biológicos, podendo ocasionar uma perda acentuada de resistência a longo prazo.



(a) furo – Malha Metálica

(b) contusão - MacGrid

Figura 182 - Inspeção Visual do Dano Natural Após a Compactação no Laboratório

Após a inspeção visual e microscópica, as amostras foram submetidas a ensaios de tração simples para a obtenção do fator de redução  $f_d=f_1$ . No caso das geogrelhas poliméricas (MacGrid e ParaGrid), as amostras exumadas foram submetidas a ensaios de tração de faixa larga, segundo a norma ISO10319. As amostras ensaiadas possuíam 200mm de largura e 250mm de comprimento, como comentado no Capítulo 6. Ressalta-se que o comprimento refere-se à distância inicial entre as garras.

Para a Malha Metálica, devido à grande abertura dos orifícios, os ensaios de tração simples foram executados com amostras maiores de 900mm de largura e 600mm de comprimento.

A Tabela 40 apresenta os resultados dos ensaios de tração simples realizados com os 3 tipos de geogrelha, juntamente com os fatores de redução  $f_1$  obtidos. Os ensaios de tração simples em amostras intactas foram executados no mesmo equipamento e foram apresentados no Capítulo 5. Na condição intacta, a geogrelha MacGrid apresenta uma resistência à tração simples de 92,4kN/m, a ParaGrid possui uma resistência de 63,5kN/m e a Malha Metálica de 28,2kN/m.

No caso da geogrelha MacGrid, os resultados da Tabela 40 indicam que não houve perda de resistência em todos os casos de compactação realizada com argila e também na compactação com o soquete manual (energia Proctor Modificado) e material arenoso. Para os ensaios com pedregulho, observou-se uma perda significativa de resistência.

Tabela 40 - Ensaio de Tração Simples em Amostras Danificadas Naturalmente: Fatores de Redução

| Nº | Geogrelha      | Solo           | Compactação    | Resistência à Tração (kN/m) | $f_d$ |
|----|----------------|----------------|----------------|-----------------------------|-------|
| 01 | MacGrid        | silte argiloso | soquete manual | 92,1                        | 1,00  |
| 02 | Malha Metálica |                |                | 28,2                        | 1,00  |
| 03 | ParaGrid       |                |                | 63,7                        | 1,00  |
| 04 | MacGrid        | areia          | soquete manual | 92,0                        | 1,00  |
| 05 | Malha Metálica |                |                | 28,1                        | 1,00  |
| 06 | ParaGrid       |                |                | 63,6                        | 1,00  |
| 07 | MacGrid        | brita          | soquete manual | 70,1                        | 1,30  |
| 08 | Malha Metálica |                |                | 27,7                        | 1,02  |
| 09 | ParaGrid       |                |                | 63,8                        | 1,00  |
| 10 | MacGrid        | silte argiloso | dinâmica       | 92,0                        | 1,00  |
| 11 | Malha Metálica |                |                | 28,1                        | 1,00  |
| 12 | ParaGrid       |                |                | 63,6                        | 1,00  |
| 13 | MacGrid        | areia          | dinâmica       | 86,5                        | 1,07  |
| 14 | Malha Metálica |                |                | 28,0                        | 1,00  |
| 15 | ParaGrid       |                |                | 63,7                        | 1,00  |
| 16 | MacGrid        | brita          | dinâmica       | 63,5                        | 1,45  |
| 17 | Malha Metálica |                |                | 27,5                        | 1,02  |
| 18 | ParaGrid       |                |                | 63,6                        | 1,00  |

No caso da Malha Metálica e da geogrelha ParaGrid, nenhum dos ensaios realizados apresentou uma perda de resistência considerável devido ao dano provocado pela compactação. As lesões da geogrelha ParaGrid restringiram-se apenas à cobertura de polietileno, não afetando o núcleo de poliéster. A ruptura da proteção de PVC da Malha Metálica, assim como as lesões superficiais da geogrelha ParaGrid, não foram suficientes para provocar uma perda de resistência a curto prazo. Apenas a geogrelha MacGrid apresentou perda de resistência significativa causada pela compactação com pedregulho. A inspeção visual demonstrou que, em alguns casos, ocorreu a ruptura dos filamentos de poliéster do núcleo, além da ruptura da proteção de PVC.

Cabe ressaltar que o núcleo define as características mecânicas das geogrelhas. A função do revestimento é proteger o núcleo contra danos de instalação e durante a vida útil da obra reforçada. É de se esperar então, que

uma lesão nos filamentos que compõem o núcleo provoque uma perda acentuada de resistência.

No entanto, a ruptura do revestimento pode causar perda de resistência a longo prazo, tendo em vista que os filamentos do núcleo ficam expostos à ação de agentes químicos e biológicos durante a vida útil da obra.

Allen (1991) classifica as condições de instalação dos geossintéticos de acordo com a maior ou menor agressividade do ambiente. Essas condições são classificadas em diferentes níveis de “severidade do meio”. Os níveis de severidade são definidos em função da espessura da camada de solo sobrejacente, da forma dos grãos e do tipo de equipamento de compactação.

De acordo com a classificação sugerida na Tabela 11 (Capítulo 4), a severidade do meio classifica-se como baixa, para os solos arenoso e silto-argiloso, e moderada, para o solo de granulometria mais grossa. Cabe ressaltar, que ambos os métodos de compactação utilizados na presente campanha experimental reproduzem equipamentos leves, com baixa energia de compactação no campo.

Da mesma forma, pode-se definir o conceito de “capacidade de sobrevivência” do geossintético (Christopher e Holtz, 1984). Este termo é usado para definir a resistência à destruição que um geossintético possui diante dos esforços induzidos durante a construção e o tempo de serviço. Rainey e Barksdale (1993) dividem as geogrelhas em 2 grupos: as geogrelhas flexíveis (poliéster) e as geogrelhas rígidas (polietileno e polipropileno). De acordo com estes autores, as geogrelhas flexíveis (poliéster), com resistência à tração superior a 55kN/m, como é o caso das geogrelhas MacGrid e ParaGrid, possuem uma alta capacidade de sobrevivência Tabela 10 (Capítulo 4).

A Malha Metálica, por sua vez, é constituída por arames de aço e não está classificada na Tabela 10 (Capítulo 4). No entanto, geogrelhas com resistência à tração inferior a 50kN/m possuem capacidade moderada de sobrevivência, independente de serem rígidas ou flexíveis.

A partir das definições de severidade do meio e capacidade de sobrevivência, Azambuja (1994) apresenta faixas de fatores de dano para geogrelhas (Tabela 41). Verifica-se que, no caso de geogrelhas flexíveis, com alta capacidade de sobrevivência, o fator de redução varia entre 1,05 a 1,15 quando a geogrelha encontra-se em um meio de baixa severidade e 1,15 a 1,30, em um meio de severidade moderada. Geogrelhas com moderada capacidade de sobrevivência, como é o caso da Malha Metálica, apresentam fatores de redução variando de 1,05 a 1,15, em meios de baixa severidade.

Os fatores de redução obtidos com os ensaios de simulação de dano encontram-se dentro dos limites apresentados na Tabela 41, com exceção da compactação dinâmica executada com a geogrelha MacGrid imersa em brita. Neste caso, o fator de redução foi de 1,45. De acordo com a Tabela 41, fatores de redução desta magnitude correspondem a meios de alta severidade.

Tabela 41 - Faixa de Fatores de Dano para Geogrelhas (Azambuja, 1994)

| Geossintético                       | Capacidade de sobrevivência | Severidade do Meio |             |             |             |
|-------------------------------------|-----------------------------|--------------------|-------------|-------------|-------------|
|                                     |                             | Baixa              | Moderada    | Alta        | Muito alta  |
| Grelha flexível<br>revest. acrílico | Moderada                    | 1,10 – 1,20        | 1,20 – 1,40 | NR          | NR          |
|                                     | Alta                        | 1,10 – 1,15        | 1,20 – 1,40 | 1,50 – NR   | NR          |
| Grelha flexível<br>revest. de PVC   | Moderada                    | 1,05 – 1,15        | 1,15 – 1,30 | 1,40 – 1,60 | NR          |
|                                     | Alta                        | 1,05 – 1,15        | 1,15 – 1,30 | 1,40 – 1,60 | 1,50 – 2,00 |
| Grelha rígida de<br>polipropileno   | Moderada                    | 1,05 – 1,15        | 1,05 – 1,20 | 1,30 – 1,45 | NR          |
| Grelha rígida de<br>polietileno     | Moderada                    | 1,05 – 1,15        | 1,10 – 1,40 | 1,20 – 1,50 | 1,30 – 1,60 |
|                                     | Alta                        | 1,04 – 1,10        | 1,05 – 1,20 | 1,15 – 1,45 | 1,30 – 1,50 |

Legenda: NR = não recomendável

Os principais fatores que atuam na severidade das condições de instalação são a forma e as dimensões dos grãos do material de aterro. Rainey e Barksdale (1993) afirmam que a espessura da camada e a energia de compactação são fatores importantes quando o solo possui partículas angulosas e de grandes dimensões. No caso de solos finos, estes fatores não influenciam significativamente a magnitude do dano mecânico.

Segundo Azambuja (1994), o dano mecânico pode provocar a ruptura de um certo número de filamentos, mas o comportamento mecânico depende da repercussão e do posicionamento das lesões. A gravidade das lesões deve ser entendida como um fenômeno mais amplo, para o qual contribuem o intertravamento disponível entre os fios que compõem os elementos da malha e as tensões atuantes na amostra.

### 10.3.

#### Ensaio de Tração Simples: Amostras Danificadas Artificialmente

Os ensaios em amostras danificadas naturalmente, apresentados no item 9.2, demonstraram que os métodos de compactação utilizados não causaram danos consideráveis nas amostras compactadas sob solos mais finos (argila e areia). Optou-se então, por executar ensaios de tração simples também em amostras com danos intensos, ou seja, com a ruptura de elementos da malha.

A ruptura dos elementos foi imposta artificialmente, utilizando-se uma tesoura especial, capaz de cortar materiais rígidos. Foram então executados ensaios de tração simples e obtidos os fatores de redução  $f_d=f_2$ , sob condições não confinadas.

Os ensaios de tração simples em amostras danificadas artificialmente foram executados apenas com a geogrelha MacGrid e com a Malha Metálica. A geogrelha ParaGrid apresenta elevada rigidez e dificilmente os procedimentos de compactação no campo resultariam na ruptura de um elemento longitudinal. Em relação aos elementos transversais, observou-se que a ruptura destes elementos não ocasiona perda significativa de resistência. Os elementos transversais desta geogrelha funcionam apenas como elementos de união e posicionamento das tiras longitudinais.

Com a geogrelha MacGrid, foram executados 2 grupos distintos de ensaio. O primeiro grupo consiste na execução de ensaios de tração simples em três amostras que tiveram um elemento longitudinal danificado (cortado). No segundo grupo, o dano consistiu na ruptura de um elemento transversal.

A Tabela 42 apresenta os resultados destes ensaios. É importante lembrar que o fator  $f_2$  é definido como a razão entre as resistências à tração simples das amostras intacta e danificada. Na Figura 183 estão apresentadas as curvas típicas médias, dos 2 grupos de ensaios de tração simples executados com amostras de geogrelha MacGrid.

Os resultados demonstram que a ruptura de um elemento longitudinal provocou uma redução de resistência de aproximadamente 22%, correspondendo a um fator de redução  $f_2=1,27$ . Os elementos longitudinais das geogrelhas são responsáveis pela transferência da carga de tração ao longo da grelha. É de se esperar portanto, que a ruptura de um destes elementos conduza a uma perda significativa de resistência. Quando ocorre a ruptura de um elemento transversal, observa-se apenas uma variação pequena de resistência. Em solicitações de tração simples, os elementos transversais são responsáveis



apenas pelo posicionamento e pela configuração da malha. No entanto, em solicitações de arrancamento, estes elementos são responsáveis pela ancoragem da geogrelha na massa de solo (item 9.4).

A Figura 184 apresenta a configuração deformada de 2 geogrelhas MacGrid ao término dos ensaios de tração simples e a localização das garras superior e inferior. Nota-se que a ruptura da malha ocorreu sempre na região das garras.

Tabela 42 - Ensaio de Tração Simples: MacGrid Danificada Artificialmente

| Elemento Rompido | Resistência à Tração (kN/m) | Média | $f_2$ |
|------------------|-----------------------------|-------|-------|
| longitudinal     | 74,0                        | 72,8  | 1,27  |
|                  | 72,0                        |       |       |
|                  | 72,5                        |       |       |
| transversal      | 80,0                        | 83,5  | 1,05  |
|                  | 84,0                        |       |       |
|                  | 86,5                        |       |       |

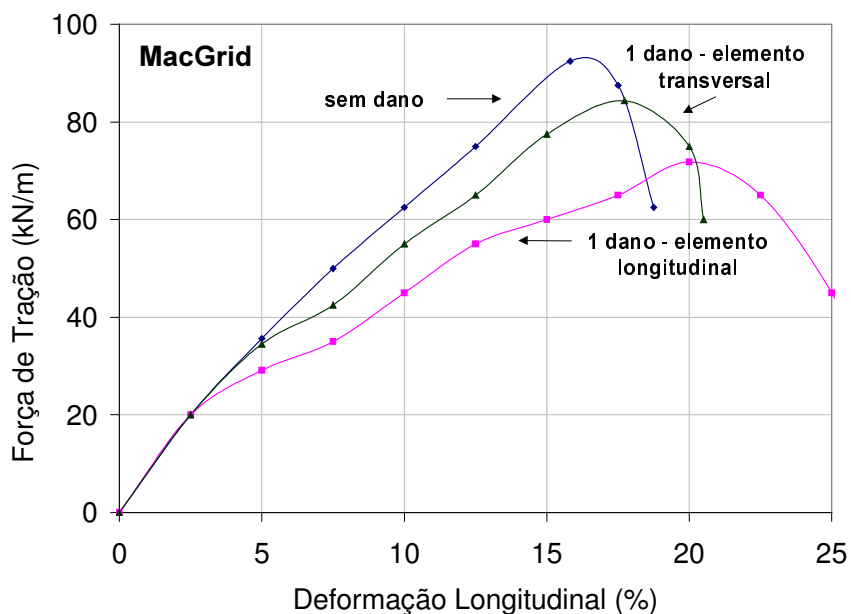


Figura 183 - Ensaio de Tração Simples em Amostras Danificadas Artificialmente: MacGrid

Com a Malha Metálica, foram executados ensaios de tração simples em amostras com 1 e 3 elementos danificados. Uma vez posicionada a geogrelha no equipamento de tração simples, rompia-se os elementos com uma tesoura especial (Figura 185). A localização dos elementos danificados está apresentada no Capítulo 6 (Figura 73).

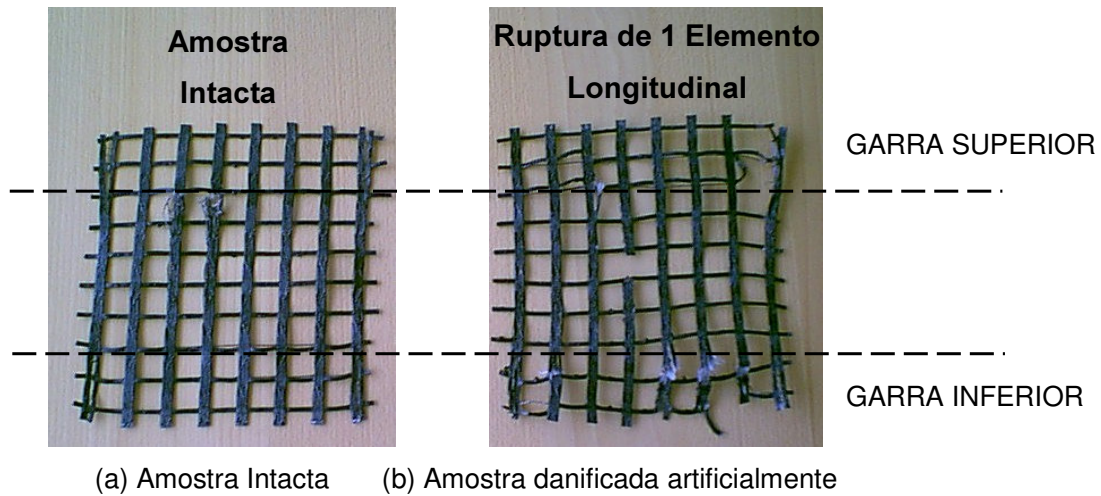


Figura 184 - Geogrelha MacGrid ao Término dos Ensaio de Tração Simples

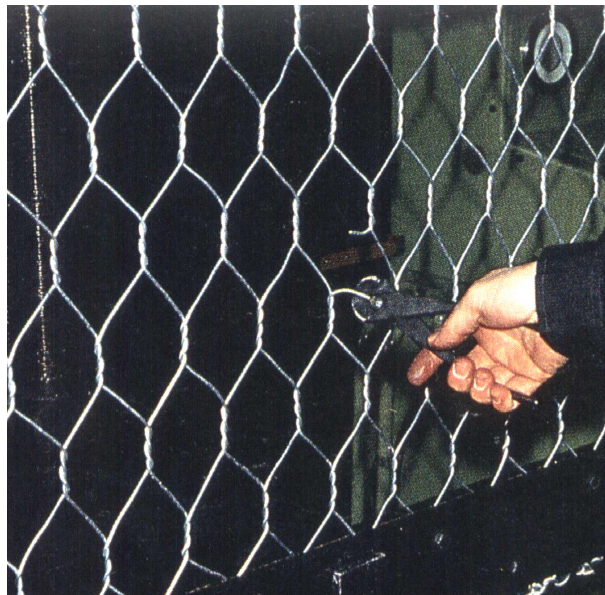


Figura 185 - Execução do Dano Artificial na Malha Metálica

A Figura 186 apresenta uma comparação entre os resultados dos ensaios com as amostras danificadas artificialmente e com a amostra intacta. Os resultados foram, de certa forma, surpreendentes, pois as amostras danificadas

apresentaram resistência superior à da amostra intacta. Estes ensaios foram repetidos 5 vezes, de forma a garantir a confiabilidade dos resultados sobre o ganho inesperado de resistência com o dano.

Pela Figura 186, observa-se que os resultados dos ensaios de tração simples são praticamente coincidentes até as proximidades da ruptura. A amostra não danificada rompeu para um valor inferior de força de tração. Nas amostras danificadas, ocorreu o alargamento do dano e os elementos tenderam a se juntar, dificultando a ruptura da geogrelha na garra. O entrelaçamento dos arames da malha à dupla torção impede a propagação de desfiamentos em caso de ruptura de um ou mais fios da malha. A Figura 187 ilustra as malhas após a ruptura.

Agostini et al (1988) também executaram ensaios de tração simples em amostras de Malha Metálica danificada. O dano consistiu na ruptura mecânica de um elemento central da malha. Os resultados mostraram que o dano central não produz perda de resistência. No caso de ensaios executados com malha metálica com entrelaçamento dos arames feito por torção simples, uma perda de resistência de 30% foi observada. Estes resultados demonstram que a dupla torção impede o desmalhamento e a conseqüente redução da resistência da malha metálica.

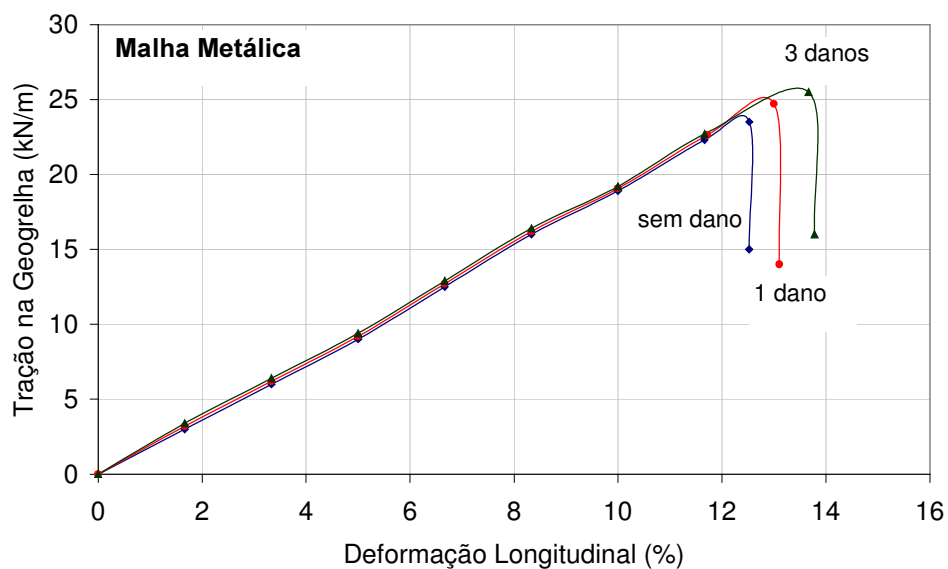


Figura 186 - Ensaios de Tração Simples em Amostras Danificadas Artificialmente: Malha Metálica



(a) Amostra sem dano

(b) Amostra com 3 danos artificiais

Figura 187 - Malhas Metálicas Após Ruptura em Ensaios de Tração Simples

#### 10.4.

#### Ensaios de Arrancamento: Amostras Danificadas Artificialmente

Em geral, os fatores de redução têm sido definidos a partir de ensaios de tração simples, ou seja, sob condições não confinadas. No entanto, nas solicitações de campo, as geogrelhas encontram-se imersas na massa de solo. Desta forma, existem outras variáveis afetando a extensão do dano, como a tensão de confinamento, o tipo e a densidade relativa do solo e a contribuição dos elementos transversais.

Os ensaios confinados reproduzem melhor as condições reais de operação de geogrelhas em maciços de solo reforçado. A variação das propriedades mecânicas medidas através deste procedimento proporciona portanto, uma avaliação mais adequada dos fatores de redução por dano mecânico.

Uma série de ensaios de arrancamento foi executada em amostras danificadas artificialmente da Malha Metálica e da geogrelha MacGrid, embutidas em solo arenoso e em solo silto-argiloso. Geogrelhas com diferentes configurações e posições de danos foram ensaiadas (Tabela 43). A Figura 188

apresenta esquematicamente a localização dos elementos danificados artificialmente nos 2 tipos de geogrelhas.

Os ensaios com areia foram executados para 2 diferentes densidades relativas: 30 e 80%. A Tabela 43 apresenta os resultados dos ensaios e os correspondentes fatores de redução ( $f_d=f_3$ ). Este fator  $f_3$  foi obtido a partir da razão entre a resistência ao arrancamento da amostra intacta e a resistência ao arrancamento da amostra danificada.

Tabela 43 - Ensaio de Arrancamento: Amostras Danificadas Artificialmente

| GEOGRELHA      | Ensaio Nº | SOLO           | $D_R$ ou GC (%) | Nº de danos | Danos         | $P_{ult}$ (kN/m) | $f_3$ |
|----------------|-----------|----------------|-----------------|-------------|---------------|------------------|-------|
| Malha Metálica | A1        | Areia          | 30              | 0           | _____         | 31,1             | _____ |
|                | A2        |                |                 | 1           | _____         | 29,2             | 1,06  |
|                | A3        |                |                 | 3           | A, B, C       | 26,0             | 1,20  |
|                | A4        |                |                 | 3           | D, B, E       | 37,7             | 0,82  |
|                | A5        | Areia          | 80              | 0           | _____         | 44,2             | _____ |
|                | A6        |                |                 | 1           | _____         | 33,9             | 1,30  |
|                | A7        |                |                 | 3           | A, B, C       | 32,7             | 1,35  |
| MacGrid        | A8        | Areia          | 80              | 0           | _____         | 65,1             | _____ |
|                | A9        |                |                 | 3           | B, C, D       | 49,0             | 1,32  |
|                | A10       |                |                 | 5           | A, B, C, D, E | 38,2             | 1,70  |
|                | A11       |                |                 | 3           | G, H, I       | 55,8             | 1,16  |
|                | A12       |                |                 | 5           | F, G, H, I, J | 41,9             | 1,55  |
|                | A13       | Silte argiloso | 100             | 0           | _____         | 51,5             | _____ |
|                | A14       |                |                 | 3           | B, C, D       | 44,1             | 1,17  |
|                | A15       |                |                 | 5           | A, B, C, D, E | 42,7             | 1,20  |

Na Figura 189 estão apresentados os resultados dos ensaios realizados com a Malha Metálica em solo arenoso, com densidade relativa de 30%. Os três ensaios foram executados sob um nível de confinamento de 25kPa. Na amostra com 1 dano, o elemento rompido estava localizado exatamente no centro da amostra. Na amostra com 3 danos, os elementos danificados encontravam-se distribuídos ao longo da linha central, no sentido do arrancamento, como indicado na Figura 188. O Capítulo 6 apresenta detalhes sobre a distribuição dos danos.

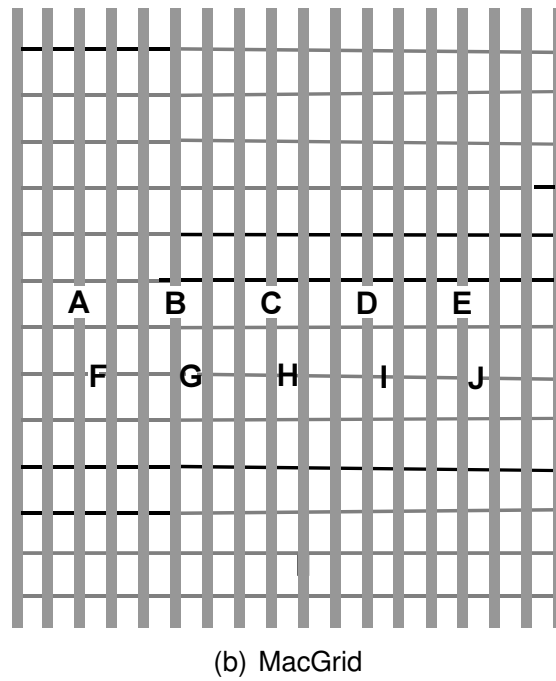
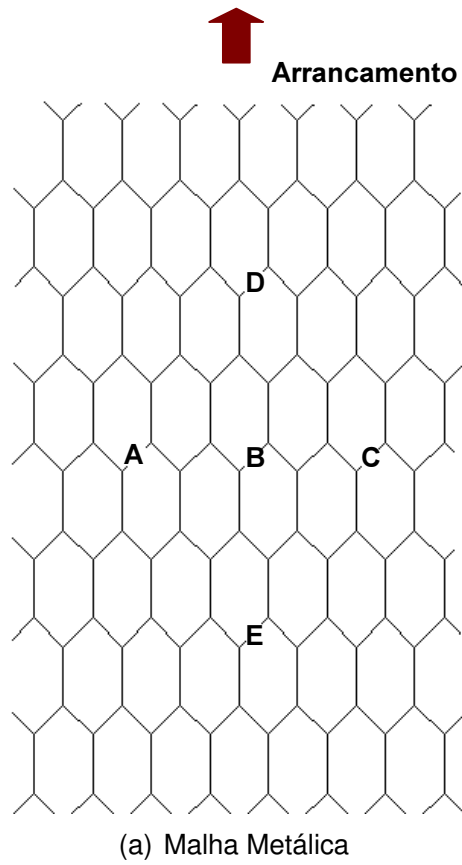


Figura 188- Localização dos Elementos Danificados Artificialmente em Ensaio de Arrancamento

Observa-se que a resistência ao arrancamento diminui com o número de elementos danificados. No ensaio A3 (com 3 danos), observou-se a ruptura brusca por tração da malha, quando a carga de arrancamento atingiu 26kN/m. Enquanto a malha danificada encontrava-se na região confinada, ela era arrancada da massa de solo. No entanto, quando o dano surgiu na região não confinada, a malha rompeu bruscamente por tração. Comportamento semelhante foi reportado por Lopes (2000b), a partir de ensaios de arrancamento com geogrelhas previamente danificadas imersas em solo arenoso. Geogrelhas com danos intensos romperam por tração da malha.

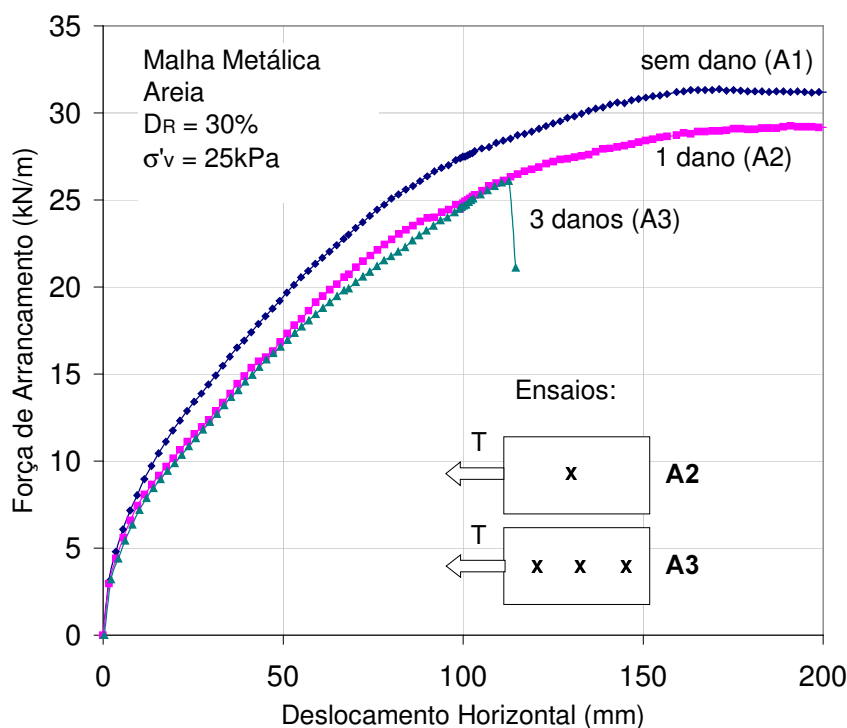
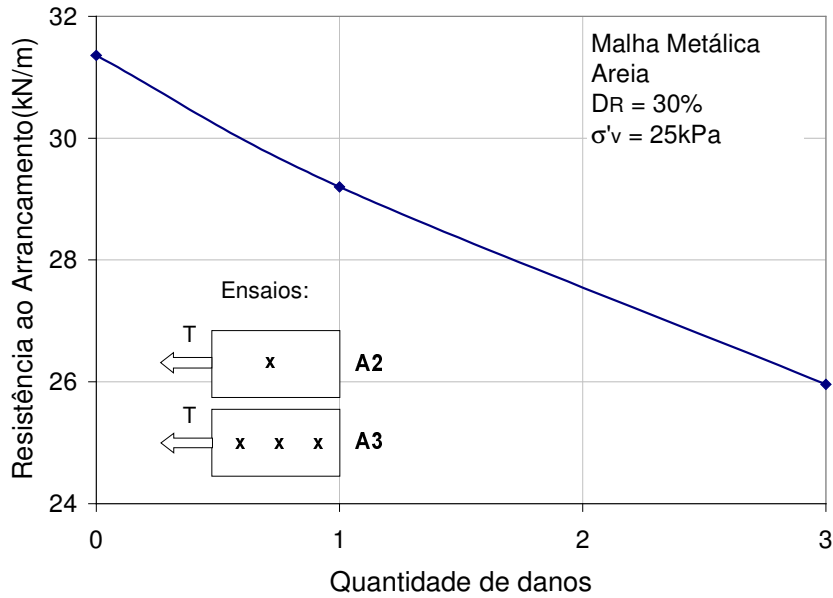


Figura 189 - Ensaio de Arrancamento em Areia ( $D_R=30\%$ ): Malha Metálica com Danos no Sentido Longitudinal

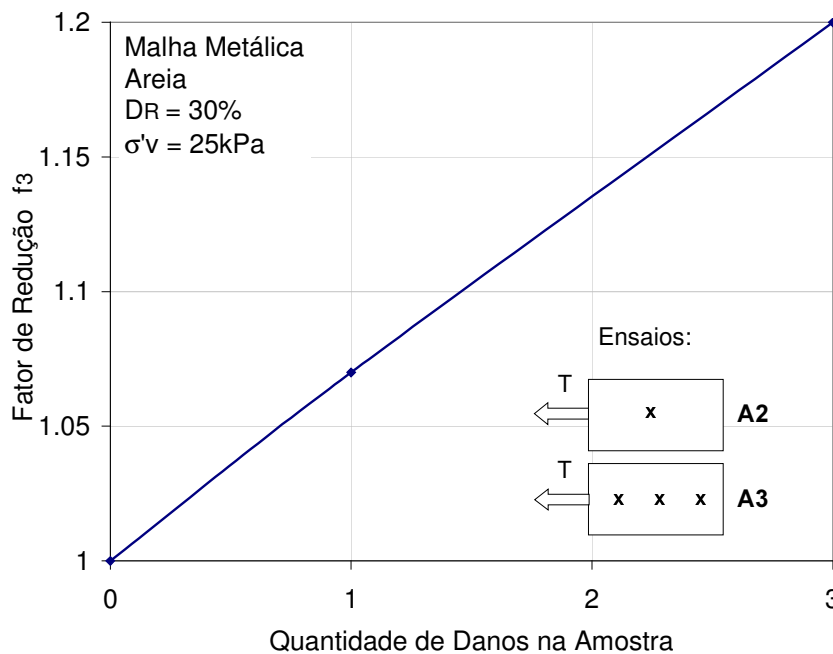
A Figura 190 apresenta as variações da resistência ao arrancamento e do fator de redução com a quantidade de danos. Nota-se que a resistência diminui com o número de elementos danificados. Como consequência, o fator de redução  $f_3$  aumenta.

A seguir, foi executado um ensaio com a Malha Metálica em areia, sob as mesmas condições de confinamento e densidade relativa, variando-se a configuração do dano. Neste ensaio, o dano consistiu na ruptura de 3 elementos,

na região central, no sentido transversal ao arrancamento. A Figura 191 apresenta os resultados obtidos, em comparação com o ensaio executado com a amostra intacta e com a amostra que possui 1 dano no centro.



(a) Resistência ao Arrancamento



(b) Fator de Redução  $f_3$

Figura 190 - Influência do Dano Artificial no Sentido Longitudinal: Malha Metálica



Nota-se que, no ensaio com 3 elementos danificados na direção transversal, a resistência ao arrancamento é superior à resistência da amostra intacta. Este resultado, aparentemente incoerente, pode ser justificado pela ancoragem do elemento danificado na massa de solo. Ou seja, como a massa de solo encontra-se no estado fofo, o arame rompido pode ter penetrado no solo, gerando uma resistência adicional durante o arrancamento.

A Figura 192 ilustra o detalhe do dano na Malha Metálica ao término dos ensaios de arrancamento. É razoável supor que os arames soltos (rompidos) podem contribuir na ancoragem da malha com o solo envolvente. Neste caso, faz-se necessário um esforço adicional para provocar o arrancamento.

Cabe ressaltar, que apesar de ter apresentado uma resistência ao arrancamento maior, seria inadmissível sugerir que a ocorrência do dano seja favorável. A geogrelha danificada fica mais susceptível a danos ambientais e ataques químicos, comprometendo a sua vida útil.

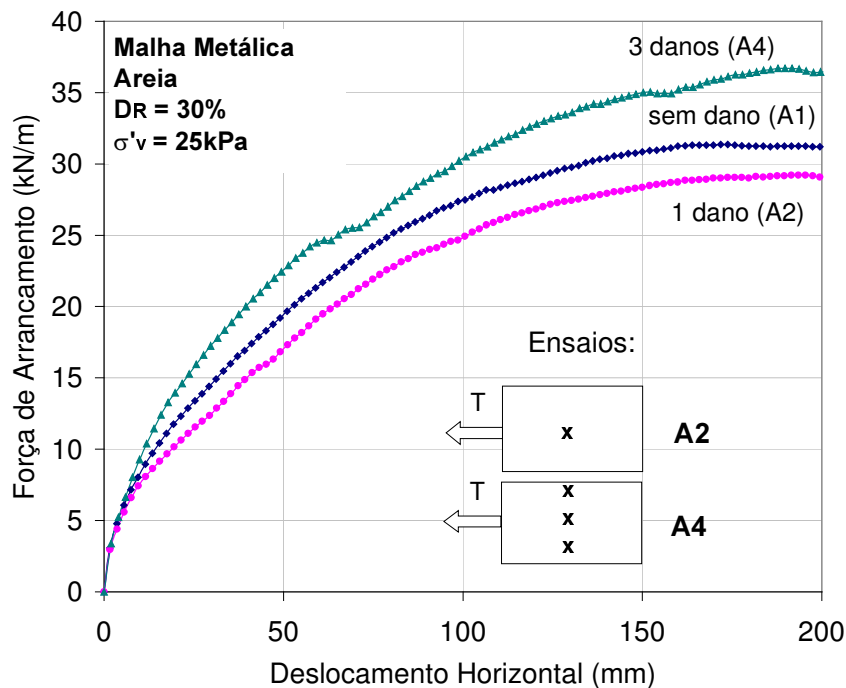


Figura 191 - Ensaio de Arrancamento em Areia ( $D_R=30\%$ ): Malha Metálica com Danos no Sentido Transversal ao Arrancamento

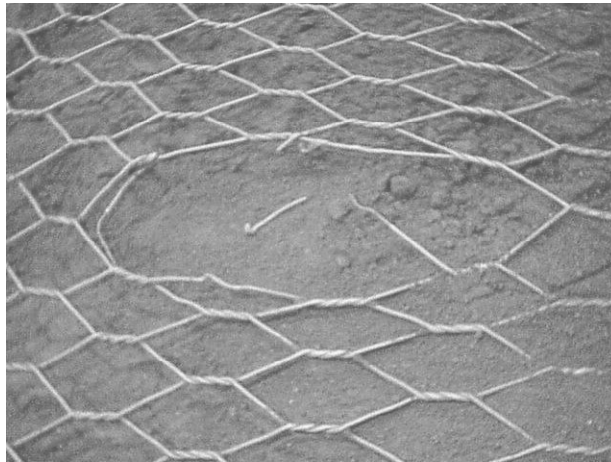


Figura 192 - Detalhe do Dano ao Término dos Ensaios

Ensaios de arrancamento foram também executados com a Malha Metálica danificada em areia densa ( $D_R=80\%$ ) e estão apresentados na Figura 193. Nestes ensaios, as amostras apresentavam danos posicionados no sentido longitudinal do arrancamento e sofreram ruptura por tração da malha. No entanto, observa-se que esta ruptura ocorreu para diferentes valores de força de arrancamento. Nota-se que a resistência ao arrancamento diminuiu com o aumento do número de lesões da malha.

Uma comparação entre os resultados dos ensaios com a Malha Metálica sob diferentes densidades relativas demonstra que, para a mesma configuração do dano (1 dano no centro da amostra), o fator de redução  $f_3$  é maior para o solo denso. Em estado fofo, a Malha é arrancada mais facilmente da massa de solo. Sendo assim, a influência do dano na resistência ao arrancamento é menos significativa. Os resultados sugerem que, quanto maior a densidade relativa do solo, maior a influência do dano em solicitações de arrancamento da geogrelha.

Lopes (2000b) realizou uma série de ensaios de arrancamento em amostras de geogrelha previamente danificadas, sob diferentes níveis de confinamento. O dano foi induzido através da ruptura de elementos da malha e 9 configurações distintas de dano foram consideradas. Quando a amostra apresentava danos leves, ocorreu a ruptura por arrancamento da geogrelha da massa de solo. No caso de amostras fortemente danificadas, a geogrelha rompeu por tração em algum ponto da malha. Os resultados indicavam também, que o fator de dano ( $f_3$ ) aumenta com o aumento da tensão confinante.

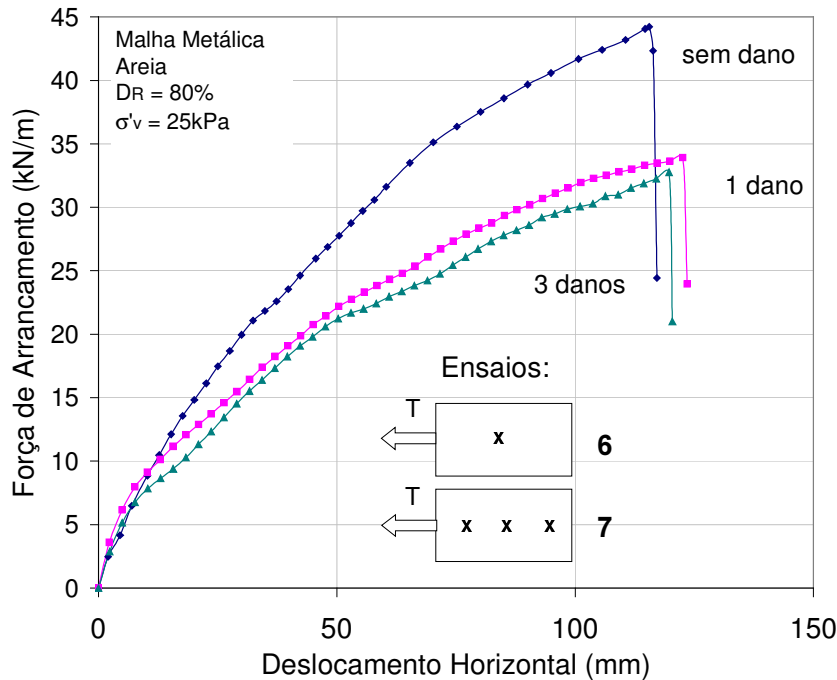


Figura 193 - Ensaio de Arrancamento em Areia (DR=80%): Malha Metálica com Danos no Sentido Longitudinal

No capítulo 7, verificou-se que a densidade relativa do solo e a tensão confinante exercem o mesmo tipo de influência na resistência ao arrancamento de geogrelhas não danificadas. Os ensaios de arrancamento em amostras danificadas sugerem que um aumento da densidade relativa conduz a um aumento do fator de redução  $f_3$ . Ou seja, quanto maior a densidade relativa e/ou o confinamento, maior a influência do dano na resposta ao arrancamento.

No caso da geogrelha MacGrid, foram executados ensaios com 3 e 5 elementos danificados. O aumento do número de danos está relacionado à configuração da malha. Esta geogrelha apresenta pequenas aberturas (20mm de lado) e, a partir de um ensaio preliminar (Capítulo 6), observou-se que a ruptura de apenas 1 elemento não afeta de forma significativa os resultados. Optou-se então, por danificar mais elementos, buscando-se uma variação mais acentuada. Os danos foram executados nas tiras longitudinal central e transversal central.

A Figura 194 apresenta os resultados dos ensaios em areia densa ( $D_R=80\%$ ), com os danos ao longo da tira longitudinal. Pode-se observar que a resistência ao arrancamento diminuiu significativamente com o aumento do número de elementos danificados. Deve-se levar em consideração que, nestes ensaios, a geogrelha é arrancada, deixando o dano exposto. Na região não

confinada, observou-se um aumento progressivo da dimensão do dano na direção longitudinal e, em consequência, uma redução da rigidez da geogrelha.

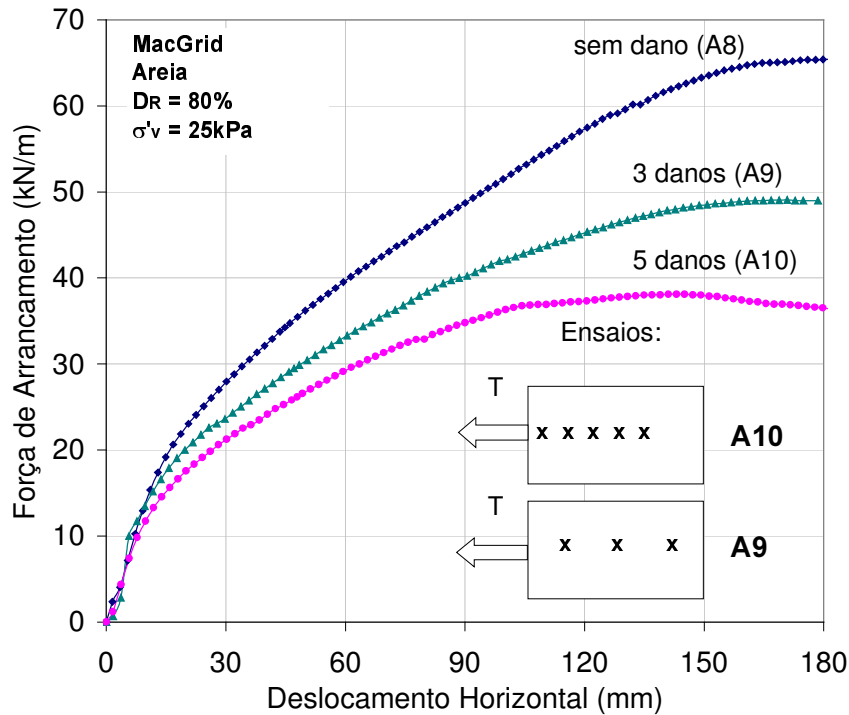
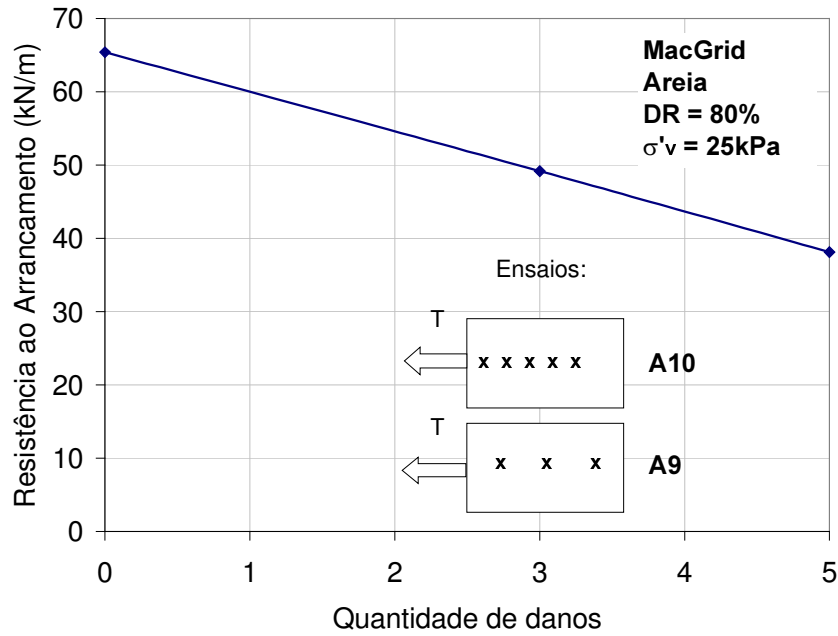


Figura 194 - Ensaio de Arrancamento em Areia ( $D_R=80\%$ ): MacGrid com Danos na Tira Longitudinal, no Sentido do Arrancamento

Na Figura 195, estão plotadas as variações da força de arrancamento máxima e do fator de redução com a quantidade de elementos danificados. Nota-se que a resistência ao arrancamento decresceu linearmente com o aumento da quantidade de danos. Em consequência, o fator de redução aumentou significativamente, atingindo um valor de 1,7 quando a amostra apresentava 5 elementos rompidos na tira longitudinal central.



(a) Resistência ao Arrancamento

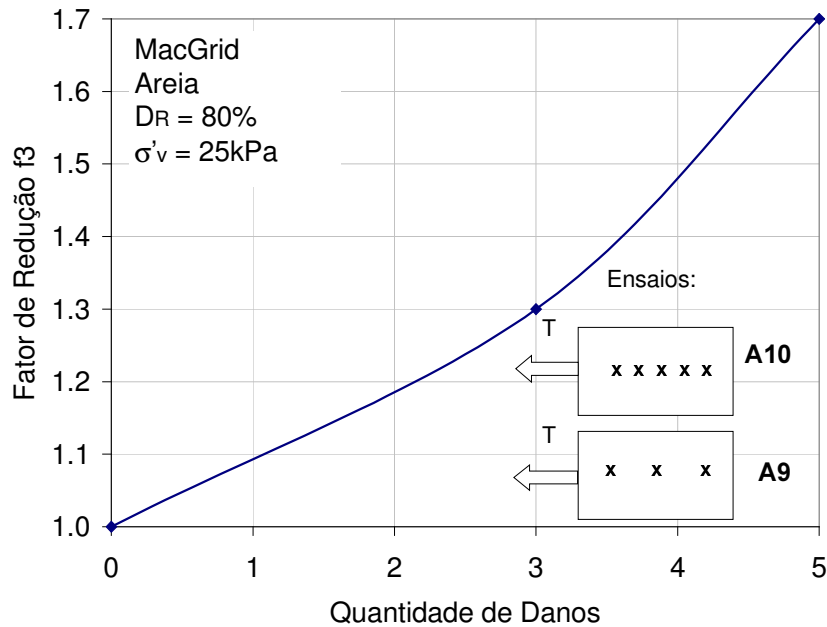
(b) Fator de Redução  $f_3$ 

Figura 195 - Influência do Dano Artificial no Sentido Longitudinal : MacGrid

Nos ensaios executados com a MacGrid danificada embutida em solo silto-argiloso (Figura 196), o mesmo tipo de comportamento foi observado. A resistência ao arrancamento diminuiu com o aumento do número de lesões. No entanto, essa redução foi menos acentuada do que nos ensaios em areia. Com 5

danos, o fator de redução obtido foi de 1,20. Provavelmente, essa redução menos acentuada está relacionada à maior facilidade de deslizamento entre a geogrelha e o solo silte-argiloso. Os resultados sugerem que, quanto menor for a aderência entre a geogrelha e o solo envolvente, menor será a influência do dano na resposta ao arrancamento.

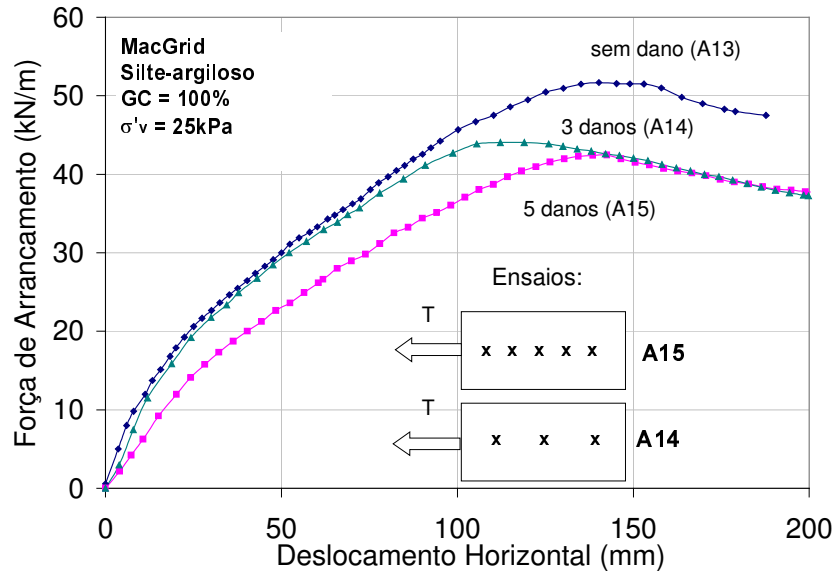


Figura 196 - Ensaio de Arrancamento em Silte Argiloso: Macgrid com Danos na Tira Longitudinal, no Sentido do Arrancamento

Os ensaios executados com geogrelhas que apresentavam dano na tira transversal central estão apresentados na Figura 197. Pode-se verificar que houve uma perda significativa de resistência com o aumento do número de danos na tira transversal, contrariamente ao verificado nos ensaios de tração simples. Essa perda de resistência está relacionada à redução da parcela de contribuição do empuxo passivo dos elementos transversais. Como mencionado no Capítulo 7, esta parcela é proporcional ao número de elementos transversais:

$$P_p = \left(\frac{L}{S}\right) \sigma'_p \cdot \alpha_p \cdot B \cdot e \quad (99)$$

onde:  $P_p$  = parcela da resistência da interface solo-geogrelha correspondente à mobilização do empuxo passivo dos elementos transversais;

B e L = largura e comprimento da geogrelha;

S = distância entre elementos transversais;

$\alpha_p$  = fração da largura da geogrelha disponível para mobilização da resistência passiva;

$e$  = espessura dos elementos transversais da geogrelha;

$\sigma'_p$  = tensão passiva atuante nos elementos transversais.

A razão  $(L/S)$  equivale ao número de elementos transversais da geogrelha.

Como comentado anteriormente, nos ensaios de tração simples, os elementos transversais são responsáveis basicamente pelo posicionamento e pela configuração da geogrelha. No entanto, nas solicitações de arrancamento, estes elementos são responsáveis também pela ancoragem da geogrelha na massa de solo. No Capítulo 7, verificou-se que a geogrelha MacGrid apresentava uma elevada parcela de resistência devido à contribuição dos elementos transversais, fato que justificava esse comportamento durante os ensaios de arrancamento com geogrelhas danificadas artificialmente.

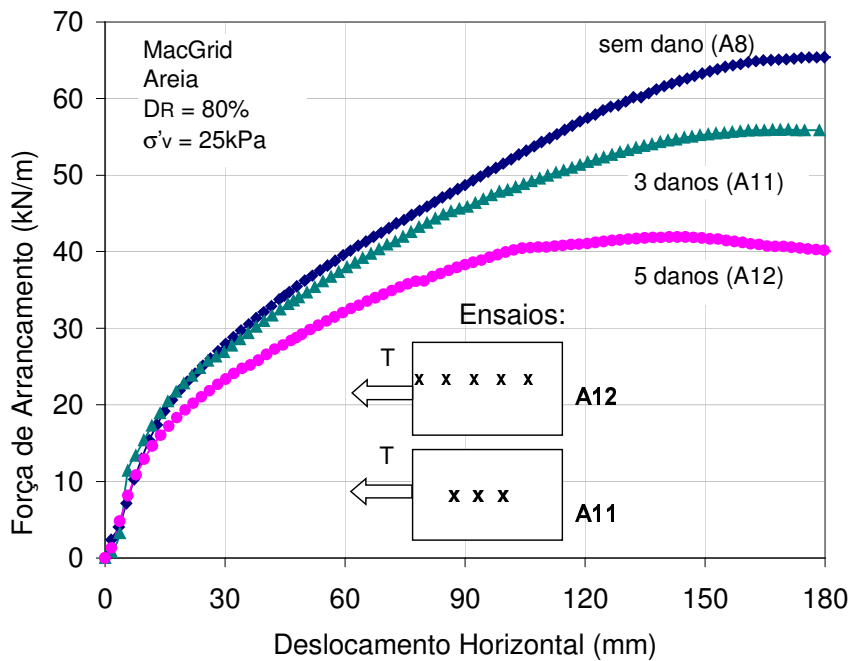


Figura 197 - Ensaio de Arrancamento em Areia: Macgrid com Danos na Tira Transversal, no Sentido do Arrancamento.

### 10.5. Susceptibilidade ao Dano em Solicitações de Arrancamento

A partir dos resultados dos ensaios de arrancamento em amostras danificadas artificialmente, pode-se avaliar a susceptibilidade das geogrelhas ao dano. Optou-se por definir um índice de susceptibilidade  $S$ , que pode ser obtido pela declividade da curva fator de redução ( $f_3$ ) vs número de elementos danificados. Este índice fornece o valor médio da redução da resistência ao arrancamento por elemento danificado.

O índice  $S$  é obtido a partir da expressão:

$$S = \left( \frac{\Delta f_3}{\Delta n} \right) \times 100\% \quad (100)$$

onde:  $\Delta f_3$  = variação do fator de redução;

$\Delta n$  = variação do número de elementos danificados.

Quanto maior for o valor de  $S$ , mais susceptível é a geogrelha à perda de resistência com o dano induzido. O índice de susceptibilidade indica a influência do dano na resposta ao arrancamento.

A Figura 198 apresenta a variação da resistência ao arrancamento normalizada em função do número de elementos danificados artificialmente, para a Malha Metálica embutida em solo arenoso, com diferentes valores de densidade relativa.

Observa-se que a perda de resistência foi aproximadamente linear com o número de elementos danificados. Um índice de susceptibilidade igual a 5,4% foi obtido para a areia fofa e igual a 8,7%, para a areia densa. A perda de resistência foi, portanto, mais acentuada para maiores valores de densidades relativas.



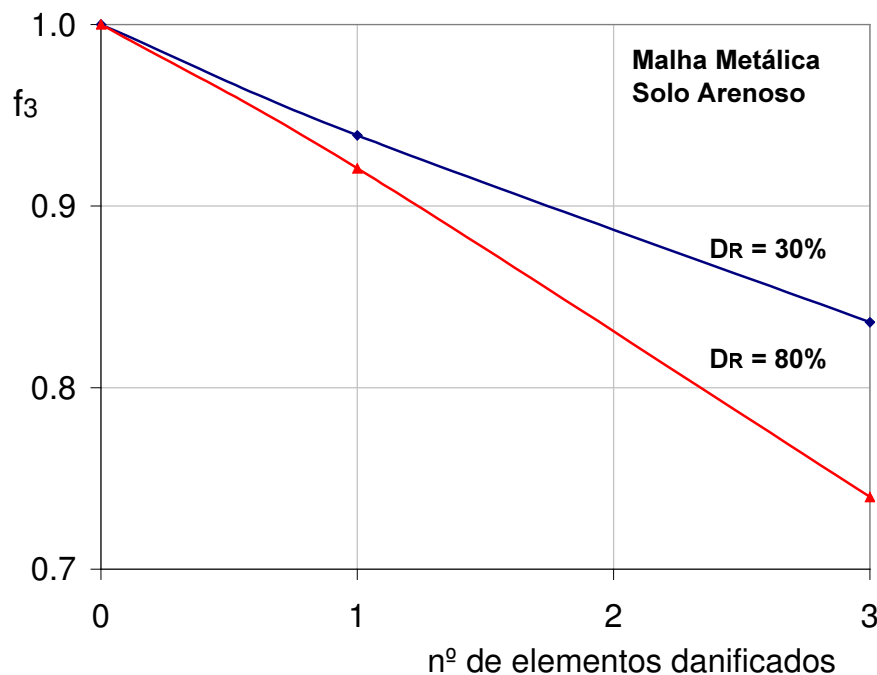


Figura 198 - Susceptibilidade ao Dano: Malha Metálica Embutida em Solo Arenoso

A Figura 199 apresenta a influência do dano no arrancamento da geogrelha MacGrid em diferentes tipos de solo. Observa-se que, em solo arenoso, a perda de resistência foi também aproximadamente linear com o dano. Nota-se que a influência do número de elementos danificados é bastante acentuada no arrancamento da geogrelha MacGrid em areia. O índice de susceptibilidade é igual a 8,3%. Em silte argiloso, o comportamento linear não foi observado. A geogrelha MacGrid apresenta uma perda de resistência de 15% quando o dano consiste na ruptura de 3 elementos longitudinais e 17% quando são rompidos 5 elementos.

A Figura 200 apresenta uma comparação entre o comportamento de ambos os tipos de geogrelha em areia, em função do número de elementos danificados artificialmente. É interessante notar que a susceptibilidade de ambas as geogrelhas ao dano foi semelhante. A Malha Metálica apresentou um índice de susceptibilidade de 8,7%, enquanto a MacGrid apresentou S igual a 8,3%.

Ressalta-se que as geogrelhas ensaiadas apresentavam diferentes características físicas e mecânicas. A influência do dano deve ser avaliada não somente em função das propriedades obtidas a partir de ensaios não confinados. A análise deve considerar, também, o mecanismo de interação da geogrelha com o solo envolvente.

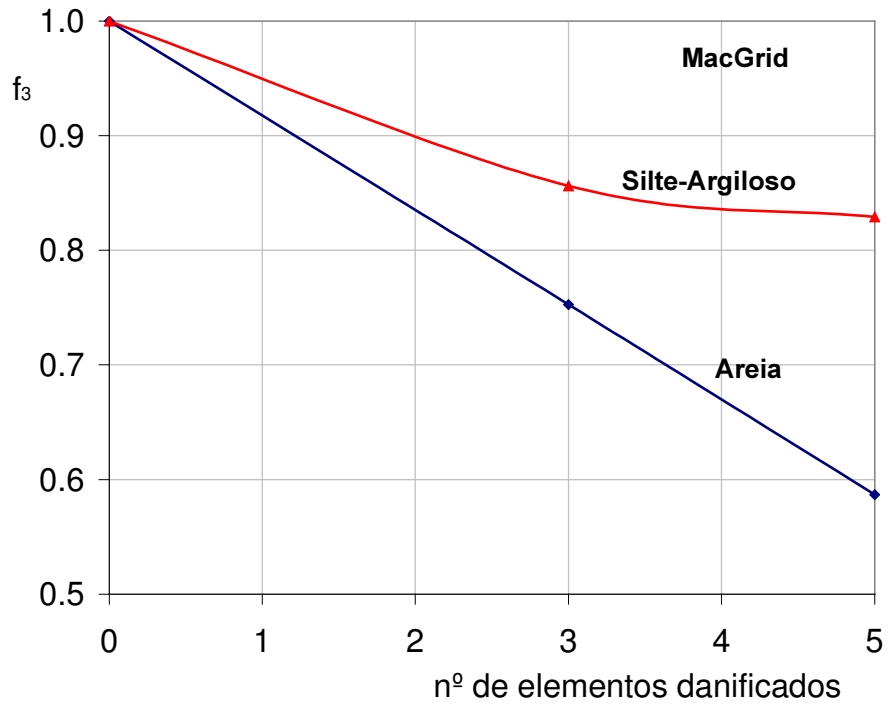


Figura 199 - Susceptibilidade ao Dano: MacGrid Embutida em Areia e em Silte Argiloso

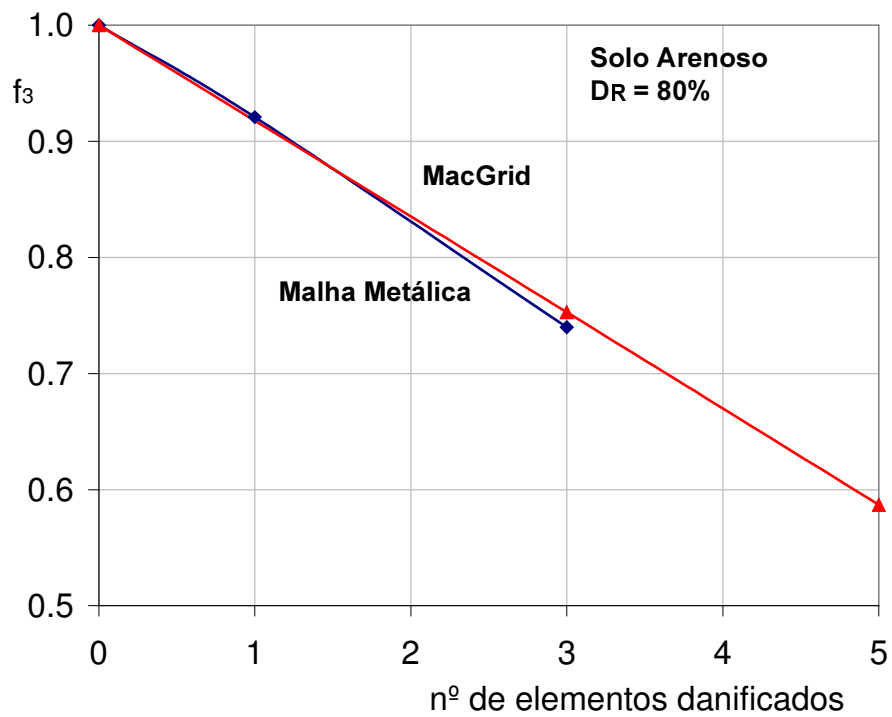


Figura 200 - Susceptibilidade ao Dano das Geogrelhas MH e MG Embutidas em Areia

## 10.6. Ensaio de Cisalhamento Direto: Amostras Danificadas Artificialmente

Ensaio de cisalhamento direto em amostras danificadas artificialmente foram executados com o objetivo de investigar a influência do dano quando a superfície de ruptura intercepta o material de reforço. Neste caso, a geogrelha é tracionada conferindo ao solo uma resistência à tração. Para tanto, foram executados ensaios de cisalhamento direto com geogrelhas danificadas, posicionadas verticalmente na caixa de cisalhamento.

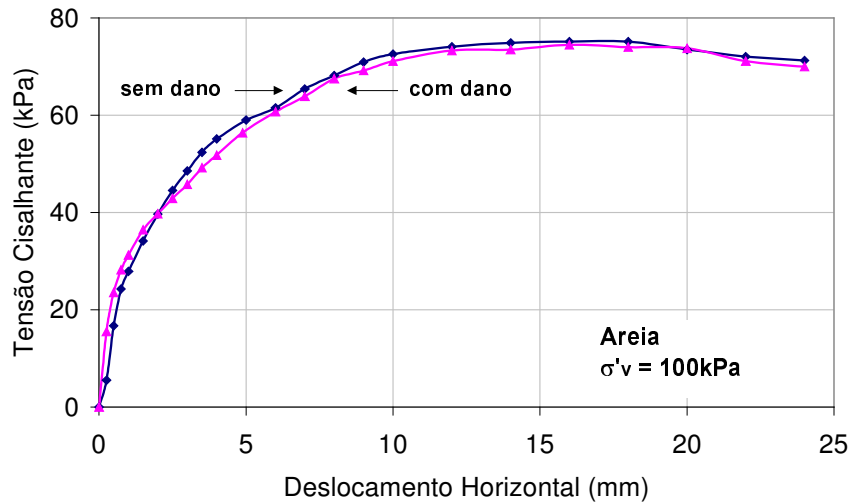
Estes ensaios foram executados no equipamento de 30cm x 30cm, sob um nível de confinamento de 100kPa, em solo arenoso e em solo silto-argiloso. A geogrelha utilizada foi a MacGrid, por ser a única que atende às especificações da norma. Segundo a ASTM D5321, a dimensão mínima da caixa deve ser 5 vezes maior que a abertura máxima da geogrelha ensaiada.

O dano foi executado no centro da amostra, na tira longitudinal. A geogrelha foi posicionada verticalmente na caixa de cisalhamento. O solo arenoso foi preparado com um teor de umidade de 10% e uma densidade relativa de 80%. O silte argiloso foi compactado na umidade ótima, atingindo-se um grau de compactação de 100%.

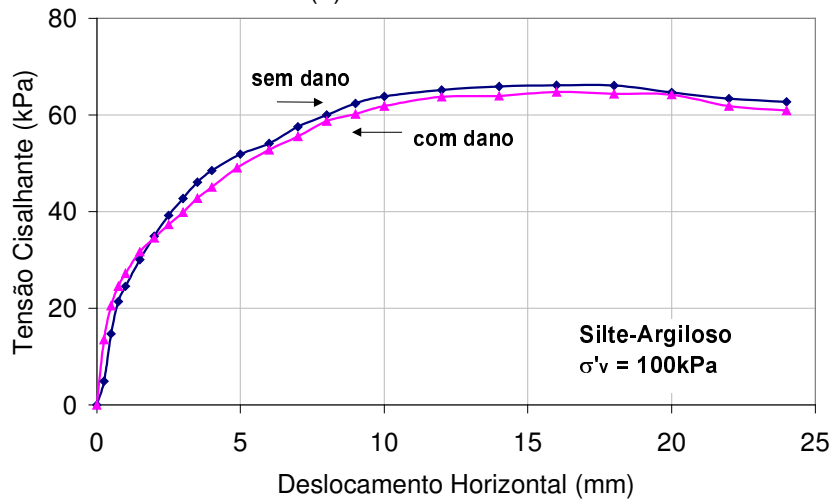
A Figura 201 apresenta uma comparação entre os resultados dos ensaios com a amostra intacta e com a amostra danificada, em solo arenoso e em solo silto-argiloso, sob um confinamento de 100kPa. Pode-se observar que não houve perda de resistência com o dano induzido. Neste caso, o fator de redução  $f_d=f_4$  obtido foi igual a 1,0.

Esta constatação pode ser explicada com base na Figura 183. Verifica-se que até um nível de deformação de 3%, as curvas da amostra intacta e da amostra com 1 dano no elemento longitudinal são coincidentes. Nos ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado, a geogrelha trabalha à tração. Dependendo do nível de deformação longitudinal da geogrelha, induzido pela deformação cisalhante, a parcela de resistência à tração mobilizada durante o ensaio pode não ser afetada pelo dano. O esforço de tração atuante na geogrelha para uma deformação longitudinal de 3% é de 24kN/m.

Os resultados sugerem que em situações onde a superfície de ruptura é perpendicular à geogrelha, a ocorrência de eventuais danos não deve comprometer a integridade do maciço reforçado. Na prática, este tipo de situação ocorre nas camadas de geogrelhas localizadas no topo dos maciços reforçados, onde a superfície de ruptura é aproximadamente vertical.



(a) Solo Arenoso



(b) Solo Silto-Argiloso

Figura 201 - Ensaio de Cisalhamento Direto em Amostras Danificadas Artificialmente

## 10.7. Considerações Finais

Os ensaios apresentados no presente Capítulo objetivaram o estudo da influência do dano no comportamento de geogrelhas. Os três tipos de geogrelha utilizados no programa experimental foram submetidos a ensaios de tração simples, ensaios de arrancamento e ensaios de cisalhamento direto. Dois tipos distintos de dano foram induzidos: o dano natural, decorrente de processos de compactação, e o dano artificial, obtido a partir da ruptura física de elementos da malha.

A partir dos ensaios de tração simples, procurou-se avaliar a alteração das propriedades mecânicas com o dano. Os ensaios de arrancamento e cisalhamento direto objetivaram a avaliação da influência do dano no mecanismo de interação solo-geogrelha.

Como principais conclusões, ressalta-se que o dano natural é mais acentuado quando se utilizam solos de granulometria mais grosseira e métodos de compactação mais agressivos.

A geogrelha MacGrid demonstrou ser a mais susceptível a danos de compactação. As lesões da geogrelha ParaGrid e da Malha Metálica restringiram-se apenas à ruptura da proteção de PVC. Dessa forma, não foi verificada perda de resistência a curto prazo. No entanto, a ruptura do revestimento pode causar uma perda de resistência a longo prazo, uma vez que os filamentos do núcleo ficam expostos às intempéries.

Um índice de susceptibilidade ( $S$ ) foi definido para permitir a avaliação da influência do dano artificial na resposta ao arrancamento de geogrelhas. Este índice é obtido a partir da declividade da curva resistência ao arrancamento normalizada vs número de elementos danificados.

As geogrelhas MacGrid e Metálica, apesar de possuírem características físicas e mecânicas distintas, apresentam índices de susceptibilidade aproximadamente iguais. Este fato demonstra a necessidade de avaliação do dano sob condições confinadas.

Em solicitações de arrancamento, observa-se que a influência do dano na resposta ao arrancamento aumenta com a densidade relativa do solo.

Em solos mais finos, a influência do dano artificial não é tão significativa. As geogrelhas imersas em areia são mais susceptíveis à perda de resistência com o dano do que quando imersas em silte argiloso.

Em solicitações de cisalhamento direto, os resultados sugerem que, em situações onde a superfície de ruptura é perpendicular à geogrelha, a ocorrência de eventuais danos não deve comprometer a integridade do maciço reforçado. Este tipo de situação ocorre usualmente nas camadas superiores dos maciços reforçados.

## 11 Conclusões e Recomendações

O presente trabalho constou da análise da interação entre geogrelhas e solos através de ensaios de laboratório, utilizando equipamentos de grandes dimensões. O trabalho faz parte de um programa de pesquisas da PUC-Rio na área de reforço de solos, com o apoio da empresa Maccaferri do Brasil, visando uma investigação detalhada sobre o comportamento de geogrelhas embutidas em diferentes tipos de solo.

As geogrelhas utilizadas exibem diferentes características físicas e mecânicas. Desta forma, pretendia-se avaliar as vantagens e eventuais desvantagens de cada tipo de geogrelha. Os solos selecionados foram uma areia quartzosa bem graduada e um silte argiloso.

Os equipamentos utilizados no programa experimental permitiram a reprodução, em laboratório, dos mecanismos mobilizados na interface entre geogrelhas e solos, no caso de maciços reforçados.

Este capítulo apresenta as principais conclusões obtidas na presente pesquisa.

### 11.1. Sobre os Ensaios de Resistência dos Solos e das Geogrelhas

A influência do efeito escala nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto com os dois solos não foi relevante. As envoltórias de resistência, obtidas de ensaios de cisalhamento direto com  $(300 \times 300)\text{mm}^2$  e com  $(1000 \times 1000)\text{mm}^2$ , foram semelhantes. No entanto, a utilização de diferentes métodos de compactação exerceu uma influência significativa nos resultados, mostrando a importância de se utilizar um procedimento único de compactação em todos os ensaios do programa experimental.

Os ensaios de tração simples nas geogrelhas forneceram, em alguns casos, valores de resistência e deformabilidade sensivelmente distintos aos valores fornecidos em catálogos. O tipo de equipamento, e mais precisamente o tipo de garra, tem influência significativa nos resultados dos ensaios de tração.

## 11.2. Sobre os Ensaio de Arrancamento

O aumento da tensão confinante reduz o deslocamento da geogrelha, conduzindo à mobilização de esforços tangenciais elevados nos pontos próximos à aplicação da força de arrancamento. A tensão confinante governa o mecanismo de ruptura. Para níveis baixos de confinamento, ocorre somente a ruptura por arrancamento da geogrelha da massa de solo. Para níveis altos de confinamento, o excesso de sobrecarga inibe os deslocamentos internos da geogrelha, aumentando a resistência ao arrancamento e provocando a ruptura da geogrelha na garra. Existe uma correlação aproximadamente linear entre a tensão confinante vertical e a resistência ao arrancamento, enquanto ocorre somente a ruptura por arrancamento. Da mesma forma, existe uma correlação aproximadamente linear entre os deslocamentos medidos no instante da ruptura e a tensão confinante vertical.

A densidade relativa exerce uma influência semelhante à tensão confinante na resistência da interface solo-geogrelha. O deslocamento da geogrelha diminui com o aumento da densidade, aumentando o módulo de deformabilidade e a força de arrancamento.

Os ensaios executados com areia apresentaram uma resistência ao arrancamento superior aos ensaios com silte argiloso, independente do tipo de geogrelha ensaiada e do nível de confinamento aplicado à geogrelha.

A dimensão das aberturas das geogrelhas influencia a resistência da interface e conseqüentemente a resposta ao arrancamento. Observa-se um aumento na resistência ao arrancamento quando aumenta o diâmetro médio dos grãos de solo ( $D_{50}$ ) e quando a razão  $S / D_{50}$  decresce para valores próximos à unidade (sendo  $S$  a menor dimensão da abertura da malha).

A magnitude da resistência ao arrancamento pode ser desmembrada em três parcelas, que correspondem à mobilização do atrito, da adesão e da resistência passiva dos elementos transversais. Dependendo do tipo de geogrelha, observa-se a predominância de uma das parcelas.

Os deslocamentos frontais (medidos na garra) podem ser relacionados à rigidez da geogrelha. As inclusões com rigidez baixa sofrem deformações elevadas antes de mobilizar a resistência ao arrancamento.

Nas análises da mobilização da resistência ao arrancamento ao longo da geogrelha, utilizou-se uma metodologia similar à de Ochiai et al (1996), com base nos deslocamentos internos da geogrelha. As tensões e deformações são

máximas no ponto de aplicação da força de arrancamento e decrescem ao longo da geogrelha. No caso de geogrelhas muito rígidas, os deslocamentos tornam-se mais uniformes, e a geogrelha desloca-se como um corpo rígido

O modelo proposto por Teixeira e Bueno (2002) reproduziu de forma adequada os ensaios de arrancamento do presente trabalho, possibilitando a correção da rigidez inicial ao cisalhamento.

### **11.3. Sobre os Ensaios de Cisalhamento Direto**

Os ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado mostraram que existe uma inclinação ótima da geogrelha, próxima a  $\theta=60^\circ$ , correspondente a um valor máximo de resistência. Os resultados sugerem que, em maciços reforçados, a geogrelha deve ser posicionada na direção horizontal, pois o ângulo  $\theta$  entre a superfície potencial de ruptura e a geogrelha seria de aproximadamente  $60^\circ$ . Estes resultados concordam com Jewell e Wroth (1987) e Palmeira e Milligan (1989).

A introdução do reforço ocasiona um aumento no valor do intercepto coesivo (coesão aparente). Em termos de ângulo de atrito, a variação não é tão significativa. Em projetos de maciços reforçados, considera-se que o conjunto solo-geogrelha apresenta uma coesão adicional igual à coesão aparente indicada nos resultados. Nos ensaios com a geogrelha vertical ( $\theta=90^\circ$ ), a envoltória foi praticamente coincidente com a envoltória da areia não reforçada.

Análises experimental e numérica da configuração deformada da geogrelha na caixa de cisalhamento permitiram definir que a zona central, onde ocorre o cisalhamento, corresponde a aproximadamente 40% da altura da caixa. Nas regiões externas, correspondentes aos 60% restantes, praticamente não ocorre distorção do solo e da geogrelha.

### **11.4. Sobre os Ensaios Triaxiais**

A resistência e a rigidez do material reforçado aumentam com o confinamento e com o número de camadas de reforço.

A introdução do reforço exerce uma influência similar a um aumento da tensão confinante, ou seja, faz com que seja necessária uma tensão axial mais elevada para provocar a ruptura por cisalhamento do corpo de prova.



Nos ensaios em corpos de prova arenosos, as geogrelhas apresentaram danos e distorções, sugerindo solicitações de tração durante o ensaio. Neste caso, o aumento da tensão confinante é provocado pelo esforço de tração atuante na geogrelha. No campo, este mecanismo corresponde ao arrancamento da geogrelha da massa de solo, e ocorre quando a superfície de ruptura intercepta o reforço segundo uma determinada inclinação.

Os resultados em silte argiloso sugeriram que a geogrelha sofreu um deslizamento em relação ao solo. Neste caso, o aumento de tensão confinante é provocado pela resistência ao cisalhamento na interface solo-geogrelha. No campo, este mecanismo corresponde ao deslizamento de parte da massa de solo em relação à geogrelha, ou seja, corresponde ao cisalhamento direto mobilizado na interface solo-geogrelha.

Os ensaios triaxiais mostraram que as camadas de geogrelha localizadas nas proximidades do topo e base dos corpos de prova não exercem influência significativa na resistência do material reforçado, pois estão localizadas em uma região que não é solicitada durante o cisalhamento.

### **11.5. Sobre os Ensaios para Avaliação do Dano Mecânico**

O dano natural, provocado por simulações de procedimentos de compactação, mostrou-se mais acentuado quando se utilizam solos de granulometria grosseira e métodos de compactação agressivos.

O dano artificial foi induzido para avaliar a influência da ruptura de elementos da malha na resposta ao arrancamento de geogrelhas. Foi definido o índice de susceptibilidade  $S$ , obtido a partir da declividade da curva resistência ao arrancamento normalizada vs número de elementos danificados. Quanto maior o valor de  $S$ , mais susceptível é a geogrelha à perda de resistência com o dano. O valor de  $S$  mostrou-se aproximadamente constante, para um dado tipo de solo. No entanto,  $S$  mostrou-se menor para solos mais finos e para menores densidades relativas.

Em solicitações de cisalhamento direto, os resultados sugerem que, em situações com superfície de ruptura perpendicular à geogrelha, a ocorrência de danos não compromete a integridade do maciço reforçado. Este tipo de situação ocorre usualmente nas camadas superiores dos maciços reforçados.

A influência do dano deve ser avaliada não somente em função das propriedades obtidas a partir de ensaios não confinados. A análise deve

considerar, também, o mecanismo de interação da geogrelha com o solo envolvente.

### **11.6.**

#### **Sobre o Comportamento dos Diferentes Tipos de Geogrelha**

As geogrelhas utilizadas no programa experimental apresentam características físicas e mecânicas distintas. Além das diferenças geométricas e de resistência à tração, as geogrelhas ensaiadas possuem diferentes porcentagens de área aberta. O grande número de variáveis dificulta conclusões definitivas sobre a influência da rigidez ou das características geométricas nos resultados dos ensaios. Entretanto, foi apresentada uma discussão qualitativa a respeito do comportamento dos três tipos de geogrelha em solicitações de arrancamento.

As geogrelhas ensaiadas apresentaram-se mais resistentes ao arrancamento quando imersas em solo arenoso. Nos ensaios executados com solo silto-argiloso, a Malha Metálica apresentou uma resistência ao arrancamento superior à da ParaGrid, verificando-se que esta era facilmente arrancada da massa de solo. Na ruptura por arrancamento, a geogrelha deslizava com facilidade, demonstrando pouca interação com o solo silto-argiloso.

A geogrelha MacGrid mobilizou a maior interação na interface para tensões confinantes inferiores a 25kPa, com ambos os tipos de solo. A partir deste valor, ocorreu ruptura por tração da malha, com uma redução do coeficiente de interação  $f$ .

A geogrelha ParaGrid apresentou baixo valor de  $f$ , com ambos os solos. No entanto, os ensaios não indicaram ruptura da malha, mesmo para tensões confinantes mais elevadas (50kPa). Este fato pode ser justificado pela maior resistência à tração desta geogrelha na direção longitudinal.

Pode-se concluir que a geogrelha MacGrid é a que desenvolve a maior interação na interface solo-geogrelha, seguida da Malha Metálica Hexagonal. No entanto, a geogrelha ParaGrid é a que apresenta a maior resistência à tração.

A geogrelha ParaGrid, apesar de possuir rigidez à tração superior, apresenta uma rigidez na interface inferior à MacGrid e à Malha Metálica. Esta observação sugere que a rigidez na interface possui uma relação direta com a interação solo-reforço e não, com a rigidez à tração da geogrelha. No dimensionamento de maciços reforçados, a escolha do tipo de geogrelha deve

levar em consideração a interação do reforço com o tipo de solo e não apenas a rigidez e a resistência à tração da geogrelha. Os ensaios de arrancamento sugerem que a geogrelha ParaGrid, apesar da resistência e rigidez à tração elevadas, apresenta a menor interação com ambos os solos ensaiados.

Provavelmente, esta geogrelha é mais indicada quando se utilizam solos de granulometria mais grosseira, uma vez que as grandes aberturas da malha permitem um maior entrosamento com solos mais granulares.

A geogrelha MacGrid apresentou uma alta parcela de resistência devido à contribuição dos elementos transversais. Esta parcela predomina sobre as parcelas de adesão e atrito solo-grelha. Em relação à ParaGrid, verificou-se um equilíbrio entre as parcelas de resistência..

Em relação ao dano mecânico, a geogrelha MacGrid demonstrou ser a mais susceptível a danos de compactação. As lesões da geogrelha ParaGrid e da Malha Metálica restringiram-se apenas à ruptura da proteção de PVC, não se verificando perda de resistência a curto prazo. No entanto, a ruptura da proteção expõe os filamentos do núcleo, podendo causar uma perda de resistência a longo prazo.

As geogrelhas MacGrid e Metálica, apesar de possuírem características físicas e mecânicas distintas, apresentaram índices de susceptibilidade  $S$  aproximadamente iguais. Este fato indica a necessidade de avaliação do dano sob condições confinadas.

### **11.7. Sobre os Diferentes Ensaios**

Os coeficientes de interação  $f$  e  $\lambda$  obtidos em ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto apresentaram valores divergentes. A adequação de cada um dos ensaios para a definição das características da interface baseia-se no movimento relativo mais provável de ocorrer na interface solo-geogrelha.

Nos ensaios de cisalhamento direto, a geogrelha não se desloca em relação ao solo envolvente. A principal dificuldade encontrada nos ensaios com geogrelhas horizontais consiste na garantia de que o cisalhamento realmente ocorra na interface solo-geogrelha.

Os mecanismos de interação mobilizados durante o arrancamento de geogrelhas são significativamente diferentes dos mobilizados durante o cisalhamento direto. Neste, não é possível considerar a contribuição da resistência passiva mobilizada nos elementos transversais.

Nos ensaios de arrancamento, a geogrelha se deforma, ocorrendo uma variação da área disponível para atrito superficial. Além disso, há uma distribuição não uniforme do esforço de tração ao longo do comprimento da geogrelha. Desta forma, a distribuição de esforços cisalhantes não é uniforme e a resistência máxima não é atingida ao longo de todo o comprimento da geogrelha.

Os valores do parâmetro  $f$  obtidos para a Malha Metálica nos ensaios de cisalhamento direto foram próximos aos obtidos nos ensaios de arrancamento. Para as demais geogrelhas, os valores de  $f$  obtidos a partir dos diferentes ensaios apresentaram diferenças significativas.

A geogrelha ParaGrid apresentou valores de  $f$  superiores nos ensaios de cisalhamento direto. Ressalta-se que esta geogrelha apresentou baixa interação com ambos os tipos de solo durante os ensaios de arrancamento. Além disso, a ruptura da solda dos elementos transversais reduziu a contribuição do empuxo passivo.

Para a geogrelha MacGrid, os valores de  $f$  foram maiores nos ensaios de arrancamento do que no cisalhamento, com ambos os tipos de solo. Isto foi devido à grande contribuição da resistência passiva dos elementos transversais desta geogrelha no arrancamento.

No caso dos ensaios de arrancamento, os mecanismos de atrito superficial e mobilização da resistência passiva dos elementos transversais não ocorrem simultaneamente. Para pequenos deslocamentos relativos solo-geogrelha, ocorre mobilização do atrito superficial ao longo das superfícies inferior e superior da grelha. Posteriormente, para maiores deslocamentos relativos na interface, ocorre a mobilização da resistência passiva dos elementos transversais.

É importante ressaltar que o mecanismo de interação que ocorre na interface solo-geogrelha, quando a superfície de ruptura intercepta o reforço, é reproduzido adequadamente em ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado. Os ensaios de arrancamento apresentam o inconveniente de conduzir a malha a uma ruptura precoce, sob condições não confinadas.

### **11.8. Sobre o Desempenho dos Equipamentos**

Os equipamentos permitiram a reprodução dos diferentes mecanismos de interação solo-geogrelha, mostrando-se satisfatórios. A execução de ensaios em equipamentos de grandes dimensões torna-se necessária quando a malha

apresenta grandes aberturas, como é o caso da geogrelha ParaGrid e da Malha Metálica.

### **11.9. Sugestões para Futuras Pesquisas**

A partir dos resultados e das análises do presente trabalho, são apresentadas algumas sugestões e recomendações que podem ser úteis para eventuais estudos experimentais com geogrelhas.

Deve-se buscar a padronização dos procedimentos e equipamentos utilizados para ensaios de arrancamento e tração simples, tendo em vista que o tipo de garra exerce uma influência significativa nos resultados de ensaios onde geogrelha é tracionada.

Recomenda-se uma maior atenção aos ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado. O equipamento deve ser desenvolvido com dimensões suficientes para permitir o arrancamento da geogrelha da caixa de ensaios durante o processo de cisalhamento. Com isso, poder-se-ia reproduzir mais adequadamente a situação que ocorre em maciços reforçados no campo.

Sugere-se a execução de ensaios de arrancamento com tiras longitudinais isoladas, de forma a permitir uma quantificação da influência do empuxo passivo mobilizado nos elementos transversais das geogrelhas. Aconselha-se a realização de estudos complementares sobre danos em geogrelhas. O dano natural deve ser investigado através de ensaios sob condições confinadas, utilizando-se métodos de compactação agressivos. O dano artificial, com a ruptura de elementos da grelha (em particular, a malha metálica) pode ser avaliado através de análises numéricas que considerem a malha como uma treliça.

Recomenda-se a execução de ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto com solos sob graus de saturação previamente estabelecidos, para tentar esclarecer o efeito da sucção nos parâmetros de interação solo-geogrelha.

Finalmente, devem ser avaliados os métodos de interpretação dos ensaios que permitem a compreensão dos mecanismos de interação solo-geogrelha, buscando-se uma repetitividade de resultados.

## 12 Referências Bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT. **NBR 12569**: geotêxteis: determinação da espessura. Rio de Janeiro, 1992.

\_\_. **NBR 12824**: geotêxteis: determinação da resistência à tração não confinada em ensaio de faixa larga. Rio de Janeiro, 1993.

\_\_. **NBR 13359**: geotêxteis: determinação da resistência ao puncionamento estático. Rio de Janeiro, 1995.

\_\_. **NBR 13134**: geotêxteis: determinação da resistência à tração não confinada de emendas em ensaio de faixa larga. Rio de Janeiro, 1993.

ABRAMENTO, M. Durabilidade e comportamento de longo prazo de geossintéticos – Parte I: propriedades mecânicas e hidráulicas. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE APLICAÇÕES DE GEOSSINTÉTICOS, 2. 1995, São Paulo. **Anais...** São Paulo: Editora, 1995. p. 217-226.

\_\_, M. Durabilidade e comportamento de longo prazo de geossintéticos – Parte II: durabilidade dos materiais. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE APLICAÇÕES DE GEOSSINTÉTICOS, 2. 1995, São Paulo. **Anais...** São Paulo: Editora, 1995. p. 227-235.

\_\_, M.; WHITTLE, A. Analysis of pullout test for planar reinforcements in soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, p. 476-485, 1995.

\_\_, M. **Geossintéticos em estruturas de contenção e taludes íngremes**. Curso sobre aplicações de geossintéticos em geotecnia e meio ambiente, 1. São Paulo, 1998, D1-D32.

AFNOR. **NFP 84501**: géomembranes: essair sur joints. partie: determination des caractéristiques en traction cisaillement. França, 1993.

AGOSTINI, R.; MAZZALAI, P.; PAPETTI, A. **Hexagonal wire mesh for rock-fall and slope stabilization**. Officine Maccaferri S.P.A., 1988. 111p.

ALFARO, M. C.; MIURA, N.; BERGADO, D. T. Soil-geogrid reinforcement interaction by pullout and direct shear tests. **Geotechnical Testing Journal**., vol. 18 (2), p. 157-167, 1995.

ALLEN, T. M. Determination of long-term tensile strength of geosynthetics: a state of the art review. In: GEOSYNTHETICS'91 CONFERENCE. 1991, Atlanta. **Proceedings...** Atlanta: IFAI, 1991. P. 351-380.

AMORIM Jr., W. M. Mecanismos de interação solo-geogrelha. In: Geossintéticos' 92, 1992, Brasília. **Anais...** Brasília: 1992. P. 121-139.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D-3080**: Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions. 1998.

\_\_. **ASTM D-4595**: Test method for tensile properties of geotextiles by the wide-width strip method. Annual book of ASTM standards, Sect. 4, v.4. Philadelphia, 1992.

\_\_. **ASTM D-5321**: Standard test method for determining the coefficient of soil and geosynthetic or geosynthetic and geosynthetic friction by the direct shear method., 1992.

\_\_. **ASTM D-4355**: Standard test method for deterioration of geotextiles from exposure to ultraviolet light and water (xenon arc type apparatus). 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12568**: Geotêxteis: determinação da gramatura. Rio de Janeiro de 1992.

ATHANASPOULOS, G. A. Effect of particle size on the mechanical behavior of sand-geotextile composites. **Geotextile and geomembranes**. Local, vol. 12, p. 255-273. 1993

AZAMBUJA, E. **Investigação do dano mecânico em geotêxteis não tecidos**. 1994. 142f. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994.

\_\_. A Influência do dano mecânico na tensão admissível dos geossintéticos em estruturas de solo reforçado. In: SIMPÓSIO SUL-AMERICANO DE GEOSSINTÉTICOS, 1. 1999,. **Anais...**, 1999. P. 157-165.

\_\_.; STRAUSS, M.; BERNARDES, J. Alguns casos históricos de contenções em solo reforçado com geossintéticos no Rio Grande do Sul. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 3. 2001. **Anais...** 2001. BAUER, G. E.; MOWAFY, Y. M. The interaction mechanism of granular soils with geogrids. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON NUMERICAL METHODS IN GEOMECHANICS, 6. 1988, Innsbruck. **Proceedings...** Innsbruck: Swoboda, Balkema, Rotterdam, 1988. Vol. 2, p. 1263-1272.

\_\_. ZHAO, Y. A realistic stress transfer model for geogrids in pullout. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTEXTILES. Geomembranes and related products, 5. 1994a. Singapore. **Proceedings...** Singapore: 1994a. P. 457-460.

\_\_. \_\_. Effect of soil dilatancy on shear strength of reinforced composites. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTEXTILES. Geomembranes and related products, 5. 1994b. Singapore. **Proceedings...** Singapore: 1994b. P. 369-372.

BEECH, J. F., 1987, Importance of stress-strain relationships in reinforced soil system designs. In: GEOSYNTHETICS 87 CONFERENCE. 1987. New Orleans. **Proceedings...** New Orleans: 1987. Vol.1, p. 133-144.

BERGADO, D. T.; CHAI, J.; ABIERA, H. O.; BALASUBRAMANIAM, A. S. Interaction between cohesive-frictional soil and various grid reinforcements. **Geotextiles and Geomembranes**., vol. 12, p. 327-349. 1993

\_\_. \_\_. MIURA, N. Prediction of pullout resistance and pullout force-displacement relationship for inextensible grid reinforcements. **Jounal Soils and Foundations**. Local, Japanese Geotechnical Society, vol. 36, n. 4, p. 11-22, 1996.

\_\_. \_\_. ALFARO, M. C.; BALASUBRAMANIAM, A. S. **Improvement techniques of soft ground in subsing and lowland enviroment.**, Rotterdam, A. A. Balkema, 1994. 267p.

\_\_. \_\_. Effect of particle size on the mechanical behaviour of sand-geotextile composites. **Geotextiles and Geomembranes**, 1993, v.12, pp. 327-349.

\_\_. \_\_. Pullout force displacement relationship of extensible grid reinforcements. **Geotextiles and Geomembranes**. V. 13, n. 5, p. 295-316. 1994

BILLING, J. W.; GREENWOOD, J. H.; SMALL, G. D. Chemical and mechanical durability of geotextiles. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTEXTILES. Geomembranes and Related Products. The Hague, 4. 1990.. **Proceedings...** A. A. Balkema, 1990. Vol. 2, p. 621-626.

BONAPARTE, R.; HOLTZ, R. D. E GIROUD, J. P. Soil Reinforcement Design Using Geotextiles and Geogrids. In: SYMPOSIUM ON GEOTEXTILE TESTING AND THE DESIGN ENGINEER, 1985. Philadelphia. **Proceedings...** Philadelphia: J.E. Flet Jr. Ed, 1985. Vol. 1, pp. 69-116.

\_\_\_; AH-LINE, C., CHARRON, R. e TISINGER, L. Survivability and Durability of a Nonwoven Geotextile. **Geosynthetics for Soil Improvement** - Geotechnical Special Publication (ASCE), n.18, pp. 68-91, 1988.

BRAND, S.R. e DUFFY, D.M. Strength and Pullout Testing of Geogrids. In: GEOSYNTHETICS CONFERENCE, 1987, New Orleans. **Proceedings...** New Orleans, vol. 1, 1987, pp. 226-236.

BROMS, B.B. Design of Fabric Reinforced Retaining Structures. In: SYMPOSIUM OF EARTH REINFORCEMENT, 1978. **Proceedings...** ASCE, 1978, 282 p.

\_\_\_ . Triaxial Tests with Fabric-Reinforced Soil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL TEXTILE, 1977, Paris. **Proceedings...** Paris, vol. 1, 1977a, pp. 129-133.

\_\_\_ . Polyester Fabric as reinforcement in Soil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL TEXTILE, 1977, Paris. **Proceedings...** Paris, vol.1, 1977b, pp. 129-135.

BUSH, D.I. Evaluation of the Effects of Construction Activities on the Physical Properties of Polymeric Soil Reinforcing Elements. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SYMPOSIUM ON THEORY AND PRACTICE OF EARTH REINFORCEMENT, 1988, Fukuoka. **Proceedings...** Rotterdam, A.A. Balkema, 1988, pp. 63-68.

\_\_\_ . The Designer Strength of Geosynthetics in Temperature Up to 40°C. **Geotextiles, Geomembranes and Related Products**, Ed: Den Hoedt - A..A. Balkema, Rotterdam/Brookfield, v.2, pp. 673-676, 1990.

CARDOSO, A.S. Métodos de avaliação das características das interfaces em Sistemas de reforço Unidimensionais. In: SEÇÃO AUTÔNOMA DE GEOTECNIA DA U.N.L, 1988. Boletim Técnico, nº 4, pp. 257-268.

CARVALHO, P. A. S.; WOLLE, C.M.; PEDROSA, J. A. B. A. Aterro reforçado com geotêxteis – uma opção alternativa para a engenharia geotécnica. In: COBRAMSEG, 8, 1986, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre, 1986, v.4, pp. 169-178.

CASTRO, D. C. **Ensaio de Arrancamento de Geogrelhas no Campo e no Laboratório**. Rio de Janeiro. 135p. Dissertação de Mestrado, PUC-Rio – Departamento de Engenharia Civil.

COMITÉ FRANÇAIS DE GEOTEXTILES ET DE GEOMEMBRANES. **CFGG-NF-G38-014**: Essais de tension d'Unconfined. Paris, 1986.

CHANG, D.T., SUN, T.S. e HUNG, F. Pullout Mechanism of Geogrids under Confinement by Sand and Clayey Soils. New York: TRANSPORTATION RESEARCH RECORD, 1995, nº 1474, pp. 64-72. Relatório Técnico.

CHEN, R.H. e LEE, Y.S. Soil Interaction Characteristics of Geogrids. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOSYNTHETICS, 6, 1998, Atlanta. **Proceedings...** Atlanta, 1998, pp. 721-724.



CHRISTIE, I.F. Economic and Technical Aspects of Embankments Reinforced With Fabric. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOSYNTHETICS, 2, 1982, Las Vegas. Proceedings... Las Vegas, 1982, v.3, pp. 659-664.

CHRISTOPHER, B.R. **Tensar SS2 Geogrid Evaluation**. Evaluation Report to tensar Corporation, 1976.

\_\_\_ e BERG, R.R. - Pullout Evaluation of Geosynthetics in Cohesive Soils. **Geotextiles, Geomembranes and Related Products**, Ed.: Den Hoedt - A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield, v.2, pp. 673-676, 1990.

\_\_\_; HOLTZ, R.D. **Geotextile Engineering Manual**. Washington: Federal Highway Administration, 1984.

\_\_\_; GILL, S.A., GIROUD, J.P., JURAN, I., MITCHELL, J.K., SCHLOSSER, F. e DUNNICLIFF, J. **Reinforced Soil Structures**. Washington: U.S. Department of Transportation (publication nº FHWA-RD-89-043), 1990.

CHRISTOPHER, B. R.; GILL, S. A.; GIROUD, J. P.; JURAN, I. , MITCHELL, J. K.; SCHLOSSER, F.; DUNNICLIFF, J. **Reinforced soil structures**. U.S. Department of Transportation, publication nº FHWA-RD-89-043, 1990.

CLOUGH, G.; DUNCAN, J. M. Finite element analysis of retaining behavior. **Journal of the Soil Mechanics nad Foundation Engineering Division**, ASCE, 1971, vol. 97, n.3, pp. 133-159.

COLLIOS, A., DELMAS, P. e GOURC, J. Experiments of Soil Reinforcement with Geotextil. In: SYMPOSIUM USE OF GEOTEXTIL FOR SOIL IMPROVEMENT, 1980, New York. **Proceedings...** New York: ASCE, 1980, pp. 53-73.

COSTALONGA, M.A.R. e KUWAJIMA, F.M. Transferência de carga em geogrelhas – Aplicação em ensaio de arrancamento em solo coesivo. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE APLICAÇÕES DE GEOSSINTÉTICOS – PALESTRAS ESPECIAIS, 2, 1995, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1995, pp. 149-158.

DEN HOEDT, G. Creep and Relaxation of Geotextile Fabrics. **Geotextiles and Geomembranes**, n. 4, pp. 83-92, 1986.

DER - Departamento de Estradas de Rodagem. Aterros Reforçados com Geotêxteis. São Paulo: DER, 1986, 58p. Boletim Técnico (BT-1).

DÍAZ, M.E.E. **Estudio del Comportamiento Tenso-Deformacional de Geosintéticos en Ensayos de Arrancamiento com Relación al Diseño de Terrenos Reforzados**. Madri, 2000. 350p. Tese de Doutorado - Universidade Politécnica de Madri.

DYER, M. e MILLIGAN, G.W.E. A Photoelastic Investigation of the Intercation of a Cohesionless Soil With Reinforcement Placed at Different Orientations. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON *IN SITU* SOIL AND ROCK REINFORCEMENT, 1984, Paris. **Proceedings...** Paris: ISSMFE, 1984, v. 2, pp. 257-262.

EHRlich, M. e SILVA, L.F.M. Sistemas de Contenção de Solos Reforçados. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 1, 1992, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1992, pp. 35-46.

\_\_\_ . X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, X CBMSEF, Volume Pós-Congresso, Brasília, 1994, pp. 273-280.

\_\_\_ e MITCHELL, J.K. Working Stress Design Method for Reinforced Soil Walls, *Journal of Geotechnical Engineering*, 1994, vol. 120, n.4, pp. 625-645.

\_\_\_. Geossintéticos em Estruturas de Contenção e Taludes Íngremes – II. Curso sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente, São Paulo, 1998, pp. 1-18.

ELIAS, V. **Durability/Corrosion on Soil reinforced Structures (FHWA/RD)**. Washington: Federal Highway Administration, 1990. pp. 89-186.

EUROPEAN NORMALIZATION COMITE. **ENC 1897**: Geotextiles and Geotextiles Related Products: Determination of Compressive Creep Properties. Genebra, 1996.

FANNIN, R. J., e RAJU, D. M. On the Pullout Resistance of Geosynthetics. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 30, pp. 409-417. 1993.

FARRAG, K., ACAR, Y.B. e JURAN, I. Pullout Resistance of Geogrids Reinforcements. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 12, pp. 133-159, 1993.

FORSYTH, R.A. e BIEBER, D.A. La Honda Slope Repair with Geogrid Reinforcement. In: CONFERENCE ON POLYMER GRID REINFORCEMENT, 1984, Londres. **Proceedings...** Londres: Thomas Telford, 1984, pp. 54-57.

GIRARD, H., FISHER, S.; ALONSO, E. Problems of Friction Posed by Use of Geomembranes on Dam Slopes-Examples and Measurements. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 9, pp. 339-342, 1990.

GIROUD, J.P., SWAN, R.H., RICHER, P.J. e SPOONER, P.R. Geosynthetic Landfill Cap: Laboratory and Field Tests, design and Construction. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOSYNTHETICS (EUROGEO 1), 4 1990, Maastricht. **Proceedings...** Maastricht (Netherlands), 1990, v. 2, pp. 1039-1046.

GOMES, R.C. **Interação Solo-Reforço e Mecanismos de Ruptura em Solos Reforçados com Geotêxteis**. São Paulo, 1992. Tese de Doutorado – Universidade de São Paulo (USP).

\_\_\_, PALMEIRA, E.M. e VIDAL, D. **Soil/ Reinforcement Interaction by In-Soil Tensile** Tests and Direct Shear Tests, V International Conference on geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapura, 1994, vol. 1, pp. 395-400.

GOURC, J. P.; LALARAKOTOSON, S.; MÜLLER-ROCHHOLTZ, H.; BRONSTEIN, Z. Friction measurement by direct shearing or tilting process – **Development of a european standard, geosynthetics: applications, design and construction**. Edition of De Groot, Den Hoedt e Termaat, Balkema, Rotterdam, 1996, pp. 1039-1046.

GRAY, D.H., ATHANASOPOULOS, G.A., e OHASHI, H. Internal/external Fabric Reinforcement of Sand. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTEXTILES, 2, 1982, Minnesota. **Proceedings...** Minnesota, 1982, v.3, pp.611-616.

\_\_\_; OHASHI, H. Mechanics of Fiber Reinforcement in Sand. **Journal Geotechnical Engineering**, ASCE, v.6, n.109, pp. 335-353, 1983.

INGOLD, T.S. - Geotextiles: Specification and Testing. *Ground Engineering*. **Journal Geotechnical Engineering**, ASCE, v.6, n.109, pp. 45-51, 1983.

\_\_\_. Laboratory of Pull-out Testing of Geogrid Reinforcements in Sand. **Geotechnical Testing Journal**, ASTM, v.6, pp. 101-111, 1983.

\_\_. A Laboratory Simulation of Reinforced Clay Walls. **Geotechnique**, v.31, pp. 399-412. 1981.

\_\_. **Geotextiles and Geomembranes Manual**. Elsevier Science Publishers, 1981, 597p.

\_\_. **Reinforced Clay**. Guilford, 1980. 220p. Tese de Doutorado - Surrey University, United Kingdom.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 10319**: Geotextiles and Geotextiles Related Products: Wide-Width Tensile Test. Genebra, 1993.

\_\_. **ISO 12236**: Geotextiles and Geotextiles Related Products: Static Puncture Test (CBR Test). Genebra, 1996.

\_\_. **ISO 13431**: Geotextiles and Geotextiles Related Products: Determination of tensile Creep and Creep Rupture Behavior. Genebra, 1998.

\_\_. **ISO 13433**: Dynamic Perforation Test (Cone Drop Test). Genebra, 1999.

\_\_. **ISO 13434**: Geotextiles and Geotextiles Related Products: Guidelines on Durability. Genebra, 1998.

\_\_. **ISO 10321**: Geotextiles and Geotextiles Related Products: Tensile Tests for Joints/Seams by Wide-Width Method. Genebra, 1993.

\_\_. **ISO 9863**: Geotextiles and Geotextiles Related Products: Determination of Thickness at Specified Pressures. Genebra, 1988.

\_\_. **ISO 9864**: Geotextiles: Mass per Unit Area. Genebra, 1988.

\_\_. **ISO 12957**: Geotextiles and Geotextiles Related Products: Determination of Friction Characteristics (1 e 2). Genebra, 1999.

\_\_. **ISO/TR 10722-1**: Geotextiles and Geotextile-Related-Products. Procedure for Simulating Damage During Installation - Part I: Installation in Granular Materials. Genebra, 1998.

IZGIN, M. e WASTI, Y. Geomembrane-Sand Interface Frictional Properties as Determined by Inclined Board and Shear Box Tests. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 6, pp.207-219, 1998.

JEWELL, R.A. e JONES, C.J.F.P. Reinforcement of Clay Soils and Waste Materials Using Grids. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10. 1981, Stockholm. **Proceedings...** Stockholm: ISSMFE, 1981, v. 3, pp. 701-706.

\_\_; WROTH, C.P. Direct Shear Test On Reinforced Sand. **Geotechnique**, v. 37, pp. 53-68. 1987.

\_\_. Reinforcement Bond Capacity. **Geotechnique**, v.40, n.3, pp. 513-518.1990.

\_\_. Soil Reinforcement with Geotextiles. Síria: 1996, 332p. Special Publications 123.

\_\_. Application of Revised Design Charts for Steeps Reinforced Slopes. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 10, pp. 203-233. 1991.

\_\_. **Some Effects of Reinforcement on Mechanical Behavior of Soils**. Cambridge, 1980. Tese de Doutorado – Imperial College, Cambridge University.

\_\_; MILLIGAN, G.W.E., SARSBY, R.W.; DUBOIS, D. Interaction Between Soil and Geogrids. In: SYMPOSIUM ON POLYMER GRID REINFORCEMENT IN

CIVIL ENGINEERING. 1984a, London. **Proceedings...** London: Science and Engineering Research Council and Netlon Limited, 1984a, pp. 18-30.

\_\_\_; PAINE, N. e WOODS, R.I. Design methods for steep reinforced embankments. In: SYMPOSIUM ON POLYMER GRID REINFORCEMENT IN CIVIL ENGINEERING, 1984b, London. **Proceedings...** London, 1984b, pp. 37-47.

\_\_\_; GREENWOOD, J.H. Long Term Strength and Safety in Steep Soil Slopes Reinforced by Polymer Materials. **Geotextiles and Geomembranes**, n.7, pp. 81-118, 1988.

JOHN, N.W.M. **Geotextiles**. 1.ed. New York: Chapman and Hall, 1987.

JONES, M. Engineer's Dilemma: Using the Right Product for the Job in Hand is no Easy Task. **International Construction**, n.1, pp. 81-85, 1985.

JONES, C.J.F.P. Earth Reinforcement and soil Structures. **Butterworths Advanced Series in geotechnical Engineering**, 192p, 1988.

\_\_\_ Reinforcing the Past. **Ground Engineering - Reinforced Soil Supplement**, v. 1, pp. 6-11, 1996.

JURAN, I. e SCHLOSSER, F. Theoretical Analysis of Failure in reinforced Earth Structures. In: SYMPOSIUM EARTH REINFORCEMENT, 1978, Pittsburg. **Proceedings...** Pittsburg: ASCE, 1978, pp. 528-555.

\_\_\_; CHEN, C.L. Soil-geotextile pullout interaction properties: testing and interpretation, 1988, pp. 37-47. Transportation Research Record.

\_\_\_; KNOCHENMUS, G., ACAR, Y.B. E ARMAN, A. Pull Response of Geotextiles and geogrids. In: SYMPOSIUM. ON GEOSYNTHETICS FOR SOIL IMPROVEMENT, 18, 1988, Nashville. **Proceedings...** Nashville: Geotechnical Special Publication, 1988, pp. 92-111.

KOERNER, R.M. **Designing with Geosynthetics**. New Jersey: Prentice-Hall, 1998, 761p.

\_\_\_; KOERNER, G.R. A Quantification and Assessment of Installation Damage to Geotextiles. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTEXTILES, GEOMEMBRANES AND RELATED PRODUCTS, 1990, Rotterdam. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, v.2, 1990, pp. 597-602.

\_\_\_; SOONG, T.Y. The Evolution of Geosynthetics. **Journal of ASCE**, July, pp. 62-64, 1997.

KONAMI, K., TATEYAMA, M. SAKAMOTO, N. e MARUYAMA, O. Elastic Considerations of Field Pullout tests of Polymer Strip Reinforcement. **Earth Reinforcement**, v.1, pp. 57-62, Balkema, Rotterdam, 1996.

KOUTSOURAIS, M., SANDRI, D., e SWAN, R. Soil Interaction Characteristics of Geotextiles and Geogrids. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOSYNTHETICS, 6, 1998, Atlanta. **Proceedings...** Atlanta, 1998, pp. 739-744.

LADEIRA, M.A.S.A. **Estudo dos Fenômenos de Interação Solo-geossintéticos Através de Ensaios de Arranque**. Porto, 1995. 195p. Dissertação de Mestrado - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

\_\_\_; LOPES, M.L. Estudo dos Fenômenos de Interação Solo-geossintéticos Através de Ensaios de Arranque. **Geotecnia**, n.74, pp. 39-49, 1995.

LECLERQ, B., SCHAEFFNER, M., DELMAS, P.H., BLIVET, J.C., MATICHARD, Y. Durability of Geotextiles: Pragmatic Approach Used in France. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTEXTILES, GEOMEMBRANES AND

RELATED PRODUCTS, 4, 1990, The Hague. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, v. 2, 1990, pp. 679-684.

LESHCHINSKY, D. e BOEDEKER, R.H. Geosynthetic Reinforced Soil Structures. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, v. 115, pp. 1459-1478, 1989.

\_\_\_; PERRY, E.B. On the Design of Geosynthetic-Reinforced Walls. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 8, 1989, pp. 311-323.

LIMA JÚNIOR, N.R. **Estudo da Aderência entre Solos e Geossintéticos em Ensaios de Rampa de Grandes Dimensões**. Brasília, 2000. Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília.

LING, H.I. Measuring Hydraulic and Mechanical Properties of Geotextiles under Soil-Confinement Conditions. Institute of Industrial Science: University of Tokyo, 1990, 320p. Geotechnical Engineering Laboratory Report

LOPES, C.P.F.C. **Estudo da Interação Solo-Geossintético Através de Ensaios de Corte em Plano Inclinado**. Porto, 2000a. 186p. Dissertação de Mestrado - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

LOPES, M.L. Study of Soil-Damaged Geogrids Interaction Behavior. **Solos e Rochas**, v. 23, n. 3, pp. 165-176. 2000b.

\_\_\_ **Muros Reforçados com Geossintéticos**. Porto, 1992. 335p. Tese de Doutorado - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

\_\_\_; LADEIRA, M. Influence of the Confinement, Soil Density and displacement Ratio on Soil – Geogrid Interaction. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 14, n. 10, pp. 543-554, 1996.

\_\_\_; MOUTINHO, C. Resistência das Interfaces Solo-Geogrelha: Papel da Densidade e da Granulometria do Solo. In: CONGRESSOS NACIONAIS DE GEOTECNIA, 6, 1997, Lisboa. **Proceedings...** Lisboa, v. 1, 1997, pp. 279-288.

MACCAFERRI. **Sistema Terramesh – Uma Solução para o Reforço dos Terrenos (Manual Técnico)**. São Paulo: Maccaferri do Brasil Ltda., 28p. 1997.

McGOWN, A., ANDRAWES, K. Z. e AL-HASANI. Effect of Inclusion Properties on the Behavior of Sand. **Geotechnique**, v.28, n.3, pp. 327-346. 1978.

\_\_\_; \_\_\_; KABIR, M.H. Load-Extension Testing of Geotextiles Confined in Soil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTEXTILES, 2, 1982, Las Vegas. **Proceedings...** Las Vegas, v. 3, 1982, pp. 793-798.

MELLO, L.G.R. **Estudo da Interação Solo-Geossintético em Taludes de Obras de Disposição de Resíduos**. Brasília, 2001. 130p. Dissertação de mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília.

MITCHELL, J. K., e ZORNBERG, J.G. Reinforced soil structures with poorly draining backfills, Part I: Reinforcement Interactions and Functions. **Geosynthetics International**, v. 1, n.2, pp. 103-147. 1994.

\_\_\_; VILLET, W.C.B. Reinforcement of Earth Slopes and Embankments. NHCRP Report, 290, 1987, 323p. Transportation Research Board.

MIYAMORI, T.; IWAI, S.; MAKIUCHI, K. Frictional Characteristics of Nin-woven Fabrics. In: International Conference on Geotextiles, 3, 1986, Vienna. **Proceedings...** Vienna, v. 3, 1986, pp. 701-705.

MIYATA, K. Walls Reinforced with Fiber Reinforced Plastic Geogrid in Japan. **Geosynthetics International**, v. 3, pp. 1-11. 1996.

NAKAMURA, T., IKEURA, I. e MITACHI, T. **Some Factors Affecting the Results of Soil-Geogrid Direct Shear Test.** Earth Reinforcement, Edited by Ochiai, Yasufuku e Omine, Balkema, 1996, pp. 123-128.

OCHIAI, H.; HAYASCHIC, S.; OGISAKO, E.; SAKAU, A. Analisis of polimer grid: reinforced soil retaining wall. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON NUMERICAL METHODS IN GEOMECHANICS, 6. 1988, Innsbruck. **Proceedings...** Innsbruck: Swoboda, Balkema, Rotterdam, 1988. Vol. 2, pp. 1449-1454.

\_\_\_; OTANI, J.; HIYASCHIC; HIRAI, T. **The pullout resistance of geogrids in reinforced soils: geotextiles and geomembranes.** V. 14, n1, pp.19-42. 1996.

OOSTVEEN, J. P.; MAAS, K. C.; HENDRIKSE, C. S. H. The coefficient of interaction for geogrids in a non-cohesive soil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTEXTILES, GEOMEMBRANES AND RELATED PRODUCTS, 5. 1994, Singapore. **Proceedings...** Singapore:, 1994. pp. 427-432.

PALMEIRA, E. M. **Curso de estabilização e reforço de solos: introdução à utilização de geossintéticos.** Programa de Pós-Graduação em Geotecnia do departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília. Publicação nº GAP002B/93, 2ª Edição. Brasília, 1993. 156p.

\_\_\_ . Aspectos relacionados à interação solo-geossintéticos. In: SIMPÓSIO SUL-AMERICANO DE GEOSSINTÉTICOS, 1. 1999a, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: 1999a, pp. 83-90.

\_\_\_ . Execução e interpretação de ensaios de laboratório em geossintéticos. In: SIMPÓSIO SUL-AMERICANO DE GEOSSINTÉTICOS, 1. 1999a, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: 1999, pp. 87-108.

\_\_\_ . The study of soil-reinforcement interation by means of large scale laboratory test. 1987. 238 f. Tese de Doutorado. Magdalen College, Oxford, 1987.

\_\_\_ . MILLIGAN, G. W. E. Large scale laboratory tests on reinforced sand, **Journal Soils and Foundations.** Japanese Geotechnical Society, vol. 36, n. 29, p. 18-30, 1989.

PANDOLPHO, J. R.; GUIMARÃES, D. G. Durabilidade de geotêxteis de poliéster expostos ao intemperismo. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE APLICAÇÕES DE GEOSSINTÉTICOS, 2. 1995, São Paulo. **Anais...** São Paulo:, 1995, pp. 209-216.

PAULSON, J. N. Summary and evaluation of construction related damage to geotextiles in reinforcing applications. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTEXTILES, GEOMEMBRANES AND RELATED PRODUCTS, 4. 1990, **Proceedings...** Rotterdam, A. A. Balkema, vol. 2, pp. 615-619.

PREVORSEK, D. C., KWON, Y. D., SHAARMA, R. K. Structure and properties of nylon 6 and PET fibres: the effects of cystallite dimensions. **Journal of Materials Science**, 1977, vol. 2, nº 11, pp. 2310-2328.

PRADHAN, T. B. S.; SHIWAKOTI, D. R.; IMAI, G. Effect of normal pressure and width of geosynthetic horizontal drain in pullout behavior using saturated clay. In:\_\_\_ **Earth reinforcement.** A. A. Balkema, Rotterdam / Brookfield, 1996, vol. 1, pp. 133-138.

RAINEY, T.; BARKSDALE, R. Construction induced reduction in tensile strength of polymer geogrids. In: GEOSYNTHETICS'93 CONFERENCE. 1993, Vancouver. **Proceedings...** Vancouver: IFAI, 1993, pp. 729-742.

RANKINE, W. J. M. On the stability of loose earth. **Transactions...** Royal Society, London, 1857, vol. 147.

RICCIO FILHO, M.V. **Estudo Experimental da Interação Solo-Reforço Incluindo a Simulação da Compactação.** Dissertação de Mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1991, 232p.

ROWE, R. K.; BARDEN, L.; LEE, I. K. Energy components during the triaxial cell and direct shear test. **Geotechnique**, vol. 14, nº 1, , Londres, 1964.

\_\_\_, R. K.; HO, S. K. Determination of geotextile stress-strain characteristics using a wide strip test. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTEXTILES, 3. 1986, Vienna. **Proceedings...** Vienna: 1986, pp. 885-890.

\_\_\_, FISHER, D. G. Determination of soil-geotextile interface strength properties. In: CANADIAN SYMPOSIUM ON GEOTEXTILES. 1985. **Proceedings...** , 1985, pp. 25-34.

SAEZ, J. A. Caracterización geomecánica de geotextiles. In: **Curso sobre técnicas generales de refuerzo del terreno y sus aplicaciones.** CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN DE OBRAS PÚBLICAS (CEDEX). Madri, 1997. vol.1, pp. 1-29.

SALMAN, A.; ELIAS, V.; JURAN, I.; LU, S; PEARCE, E. Durability of geosynthetics based on accelerated laboratory testing. In: GEOSYNTHETICS' 97 CONFERENCE. 1997, Long Beach. **Proceedings...** Long Beach: 1997, pp. 217-234.

SANDRI, D.; MARTIN, J. S.; VANN, C. W.; FERRER, M.; ZEPPEFELDT, I. Installation damage testing of four polyester geogrids in three soil types. In: GEOSYNTHETICS'93 CONFERENCE. 1993, St. Paul. **Proceedings...** St. Paul: IFAI, 1993, pp. 743-755.

SAYÃO, A. S. F. J.; TEIXEIRA, M. L. Utilização de geossintéticos para reforço de aterros sobre solos moles. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE APLICAÇÕES DE GEOSSINTÉTICOS, 2. 1995, São Paulo. **Anais...** São Paulo: 1995, pp. 169-180.

SAYÃO, A. S. F. J.; SIEIRA, A. C. C. F.; CASTRO, D. C. Metodologia para determinação de parâmetros de interação solo-geogrelha. **Solos e rochas:** revista latino-americana de geotecnia. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMS). V. 25, n. 3, pp. 231-240, 2002.

SCHLOSSER, F.; JURAN, I. **Behavior of reinforced earth retaining walls from model studies.** SMFE, Applied Science Publishers, 1983. pp. 197-229.

SCHMERTMANN, G. R.; CHOUERY-CURTIS, V. E.; JOHNSON, R. D.; BONAPARTE, R. Design charts for geogrid-reinforced soil slopes. GEOSYNTHETICS' 87. 1987, New Orleans. **Proceedings...** New Orleans: 1987, pp. 108-120.

SCHNEIDER, H. R.; HOLTZ, R. D. **Design of slopes reinforced with geotextiles and geogrids.** Geotextiles and Geomembranes. 1986. Vol. 13, p. 29-51.

SCHNEIDER, H. Long term performance of polypropilene geosynthetics. durability and aging of geosynthetics. New York: Elsevier, 1988, pp. 95-109.

SCHWAB, E. F.; PREGL, O.; BROMS, B. B. Deformation behavior of reinforced sand at model tests measured by the X-ray technique. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE USE OF FABRICS IN GEOTECHNIS. 1977, Paris. **Proceedings...** Paris:, 1977. Vol. 1, pp. 105-112.

SEGRETTIN, P.; BASTICK, M. Comparative study and measurement of the pullout capacity of extensible and inextensible reinforcements. In: **Earth Reinforcement**. Ochiai, Yasufuku, Omine (Editores). A. A. Balkema, Rotterdam/Brookfield, 1996, v. 1, pp. 139-144.

SILVA, L.F.M. **Métodos de Análise de Sistemas de Conteção de Solos Reforçados com Geotêxteis**. Dissertação de Mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1991, 234p.

SIEIRA, A. C. C. F.; SAYÃO, A. S. F. J. Ensaio de arranque com geogrelhas em equipamentos de grande porte. SEMINÁRIO NACIONAL SOBRE GEOSSINTÉTICOS NA ENGENHARIA AMBIENTAL. GEOSSIGA 2001. **Anais...** São José dos Campos: 2001. Pp. 85-92.

SIEIRA, A. C. C. F., SAYÃO, A. S. F. J., SOPEÑA, L. M. Estudo experimental dos mecanismos de interação solo-geogrelha. CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA, 8. 2002a, Lisboa. **Anales...** Lisboa: 2002a.

SIEIRA, A. C. C. F., SAYÃO, A. S. F. J.; SOPEÑA, L. M. Estudio de los mecanismos de interacción suelo-geomalla a partir de los resultados de ensayos de laboratorio en equipos de grandes dimensiones. In: SIMPOSIO NACIONAL DE GEOSINTÉTICOS, 2. 2002b, Madrid. **Anales...** Madrid: 2002b. Pp. 173-184

SILVA, D.; VIDAL, D. M. Estruturas de solo reforçado e os métodos de dimensionamento por equilíbrio limite. In: SIMPÓSIO SUL-AMERICANO DE GEOSSINTÉTICOS, 1. 1999, Brasília. **Anais...** Brasília: 1999. Pp 139-147.

SOPEÑA, L. M. La interacción terreno-geosintético. In: SIMPOSIO NACIONAL DE GEOSINTÉTICOS, 2. 2002, Madri. **Anales...** Madrid: 2002. Pp. 79-110.

SPRAGUE. Geosynthetic Reinforcement: Are geotextiles and geogrids interchangeable? In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOSYNTHETICS, 6. 1998, Atlanta. **Proceedings...** Atlanta: 1998. Pp. 539-544.

TEIXEIRA, M. L. **Considerações sobre o uso de materiais geossintéticos para reforço de aterros sobre solos moles**. 1993. 188f. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1993

TEIXEIRA, S. H. C. **Construção e calibração de um equipamento de ensaios de arrancamento de geossintéticos**. 1999. 157f. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, 1999.

\_\_\_; BUENO, B. S. Comportamento de geogrelhas implantadas em um solo arenoso fino e solicitadas ao arrancamento. **Solos e rochas**: revista latino-americana de geotecnia. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMS). V. 25, n. 2, pp. 119-134, 2002.

TROOST, G. H.; PLOEG, N. A. Influence of weaving structure and coating on the degree of mechanical damage of reinforcing mats and woven geogrids caused by different fills during installation. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTEXTILES, GEOMEMBRANES AND RELATED PRODUCTS, 4. 1990, **Proceedings...** Rotterdam, A.A. Balkema, 1990. vol. 2, pp. 609-614.

VIDAL, H. La terre armée. ITBTP, Paris, 1966, n. 223-229, pp. 888-938.

VIDAL, D. M. **Propriedades dos Geossintéticos**. Geossintéticos na Engenharia Civil, Curso Básico, Instituto Tecnológico da Aeronáutica (ITA), Departamento de Engenharia Civil. São José dos Campos, 2001, 14p.

\_\_\_ **Propriedades físicas, mecânicas e hidráulicas dos geossintéticos**. Curso sobre aplicações de geossintéticos em geotecnia e meio ambiente, São Paulo, 1998, B1-B42.



\_\_\_\_. VIEIRA, B. M.; MELLO, J. L. Metodologia para análise da durabilidade de geossintéticos frente a agentes químicos. In: SIMPÓSIO BARRAGENS DE REJEITOS E DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS, 2. 1991, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: 1991. Pp. 295-304.

\_\_\_\_. FABRIN, T. W.; MONTEZ, F. T. O conceito de fatores de redução aplicados às propriedades dos geossintéticos. In: SIMPÓSIO SUL-AMERICANO DE GEOSSINTÉTICOS, 1. 1999, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: 1999. Pp. 189-197.

VIEZEE, D. J.; VOSKAMP, W.; DEN HOEDT, G.; TROOST, G. H. Design soil reinforcement with woven geotextiles - the effect of mechanical damage and chemical ageing on the long term performance of polyester fibers and fabrics. International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, 4. 1990. **Proceedings...** 1990, pp 651-656.

WATTS, G. R. A.; BRADY, K. C. Site damage trials on geotextiles. In: International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products. 4. 1990. **Proceedings...** 1990, pp 697-702.

WHEELER, P. Earth bound: reinforced soil and BS8006. In: **Ground engineering, reinforcement soil supplement**, London, 1996, U. K., pp.3-5

WILLIAMS, N. D.; HOULIHAN, M. F. Evaluation of interface friction properties between geosynthetics and soils. GEOSYNTHETICS CONFERENCE, 1987, New Orleans. **Proceedings...** New Orleans: 1987, v. 2, pp. 616-627

WILSON-FAHMY, R. F.; KOERNER, R. M.; SANSONE, L. J. Experimental behavior of polymeric geogrids in pullout. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, Vol. 120, n. 4, pp. 661-677. 1994

WRIGLEY, N.E. Durability and long-term performance of tensar polymer grids for soil reinforcement. *Materials Science and Technology*, 1987, vol. 3, pp. 161-170.

WU, C. S.; HONG, Y. S. Creep behavior of geotextile under confining stress. INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTEXTILES, GEOMEMBRANES AND RELATED PRODUCTS. 4. 1994, Singapura. **Proceedings...** Singapur: 1994, pp. 1135-1138.

YAMANOUCHI, T.; MIURA, N.; MATSUBAYASHI, N.; FUKUDA, N. Soil improvement with quicklime and filter fabric. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, 1982, vol. 108, GT 17, pp. 953-965.

YEO, K. C. The behavior of polymeric grids used for soil reinforcement. PhD Thesis. 1985. University of Strathclyde, Glasgow, 1985.

YOGARAJAH, I.; YEO, K.C. Finite element of pullout tests with load and strain measurements. **Geotextiles and Geomembranes**, 1994, v. 13, n.1, pp. 43-54.

YUAN, Z.; SWAN, R. H. Jr.; BACHUS, R. C.; ELIAS, V. Soil confinement effect on stress-strain properties of geosynthetics. INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOSYNTHETICS, 6. 1998, Atlanta. **Proceedings...** Atlanta: 1998. Pp. 523-528.

ZETTLER, T.; KASTURI, G.; BHATIA, S. K.; ABDEL-REHMAN, A. H.; BAKEER, R. Field behavior of instrumented geogrid soil reinforced wall. INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOSYNTHETICS, 6. 1998, Atlanta. **Proceedings...** Atlanta: 1998. Pp. 733-738



## Apêndice I– Programa Experimental

| Variáveis Consideradas no Programa Experimental |                                  |                |                      |                   |                  |                      |  |                |
|---|----------------------------------|----------------|----------------------|-------------------|------------------|----------------------|--|----------------|
| Tipo de Ensaio                                  | Dimensões do Corpo de Prova (mm) | Tipo de Solo   | D <sub>R</sub> ou GC | Tipo de Geogrelha | Angulo $\varphi$ | S <sub>c</sub> (kPa) | Amostras   | Nº. de Ensaios |
| Arrancamento                                    | 1000 x 1000                      | Areia          | 30                   | MH                | 0                | 5                    | Geogrelha intacta<br>Geogrelha com dano                            | 41             |
|   |                                  | Silte argiloso | 60                   | MG                |                  | 12,5                 |  |                |
|   |                                  |                | 80                   | PG                |                  | 25                   |  |                |
| Cisalhamento Direto                             | 1000 x 1000                      | Areia          | 80                   | MH                | 0                | 50                   | Geogrelha intacta<br>Geogrelha com dano                            | 48             |
|   |                                  | Silte argiloso | 100                  | MG                | 30°              | 100                  |  |                |
|   | PG                               |                |                      | 60°               | 200              |                      |  |                |
|   |                                  |                |                      | 90°               |                  |                      |  |                |
| Triaxial  | H = 458                          | Areia          | 80                   | MG                | 0                | 50                   | Solo não reforçado<br>Solo reforçado c/ 1 a 4 camadas de geogrelha | 21             |
|   | D = 229                          | Silte argiloso | 100                  |                   |                  | 150                  |  |                |
| Tração Simples                                  | 200 x 100                        | —              | —                    | MH                | —                | —                    | Geogrelha intacta<br>Geogrelha danificada                          | 45             |
|   | 900 x 900                        |                |                      | MG                |                  |                      |  |                |
|   |                                  |                |                      | PG                |                  |                      |  |                |

## **Apêndice II**

### **Simulação Numérica dos Ensaios de Cisalhamento Direto com Reforço Inclinado**

O objetivo da simulação numérica consiste na visualização das deformações sofridas pela geogrelha e na obtenção dos esforços de tração atuantes na geogrelha ao término dos ensaios.

Inicialmente, procedeu-se à reprodução dos ensaios de cisalhamento direto executados com a areia não reforçada. Uma vez conhecidos os parâmetros do corpo de prova sem reforço, procede-se à introdução da geogrelha com diferentes inclinações em relação ao plano de ruptura (30, 60 e 90°).

#### **1.1**

##### **O Programa Computacional Plaxis**

O programa Plaxis foi desenvolvido para análises de problemas geotécnicos com base no método dos elementos finitos (Brinkgreve e Vermeer, 1998). Seu objetivo principal é desenvolver uma modelagem numérica do comportamento tensão-deformação dos solos.

No Plaxis, os materiais são representados por elementos ou zonas de tal forma que a malha gerada pode se adequar perfeitamente aos interesses da modelagem. Cada elemento obedece a relações pré-definidas de tensão-deformação, lineares ou não-lineares, em resposta às forças e condições limites impostas ao modelo.

Adicionalmente, o programa apresenta uma série de aspectos positivos, tais como:

- Possibilidade de simular planos de fraqueza, através da introdução de elementos de interface na malha;
- Consideração da presença do nível d'água assim como o efeito da consolidação sobre o modelo elaborado;
- Introdução de elementos estruturais capazes de simular elementos de suporte (revestimentos em túneis, tirantes, geossintéticos, etc.);
- Elaboração de uma entrada de dados estruturada, em que cada etapa de um processo de execução pode ser modelada independentemente (por exemplo: aplicação da gravidade, aplicação de carregamentos externos, etapas de escavação, instalação de suportes, etc.).

## 1.2

### Ensaio de Cisalhamento Direto em Areia Não Reforçada

Para representar o comportamento tensão-deformação da areia, adotou-se o modelo de Mohr-Coulomb. Este modelo é definido por  $c$  e  $\phi$  relacionados ao solo. São eles: Módulo de Deformabilidade ( $E$ ), coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), coesão ( $c$ ) e ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ) e o ângulo de dilatância ( $\psi$ ). É um modelo bastante utilizado como uma aproximação em primeira ordem do problema estudado.

Os parâmetros de entrada da areia foram obtidos a partir das curvas tensão cisalhante vs deslocamento horizontal dos ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova não reforçados e estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Parâmetros do Modelo de Mohr Coulomb: Areia Não Reforçada

| $s'_v$ (kPa) | $c'$ (kPa) | $f'$ (°) | $E$ (MPa) | $n$ |
|--------------|------------|----------|-----------|-----|
| 50           | 16         | 33       | 0,35      | 0,3 |
| 100          | 16         | 33       | 0,80      | 0,3 |
| 200          | 16         | 33       | 1,70      | 0,3 |

Para a simulação dos ensaios de cisalhamento direto utilizou-se uma malha de elementos finitos constituída por 526 elementos triangulares e 1109 elementos nodais (Figura 1). As condições de contorno foram estabelecidas com base no processo de ensaio.

Durante os ensaios de cisalhamento direto, a caixa superior do equipamento permanece imóvel e o cisalhamento ocorre a partir do deslocamento da caixa inferior. O movimento da caixa superior é impedido através de apoios do

Quanto à caixa superior, existe apenas restrição em relação aos deslocamentos verticais. A caixa inferior é livre para se deslocar horizontalmente.

o deslocamento vertical é simulada através do carregamento A. O deslocamento da caixa ocorre a partir do carregamento B, que equivale ao esforço cisalhante.

Uma comparação entre as curvas tensão cisalhante vs deslocamento horizontal previstas e experimentais está apresentada na Figura 2. Observa-se uma concordância adequada entre as curvas experimentais e os resultados fornecidos pela análise numérica.

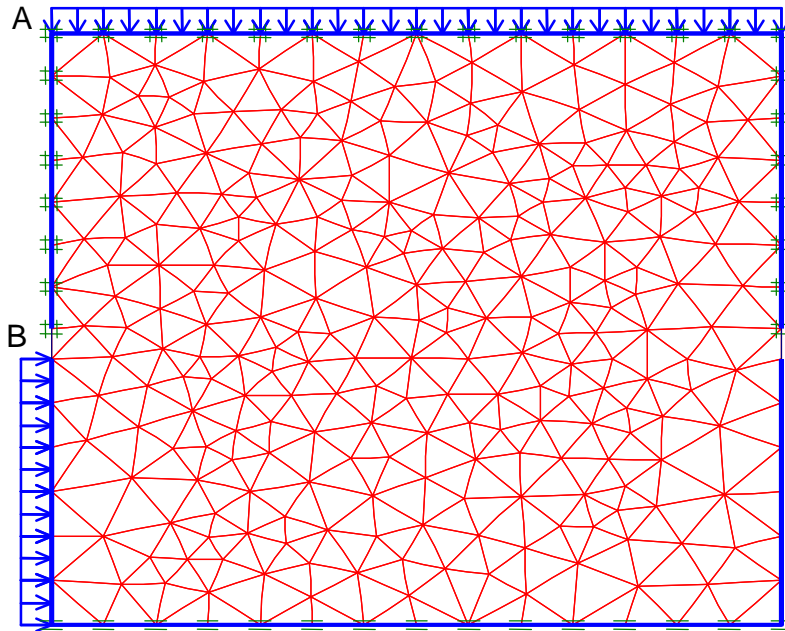


Figura 1 - Malha de Elementos Finitos Utilizada para Simulação dos Ensaios de Cisalhamento Direto em Areia sem Reforço

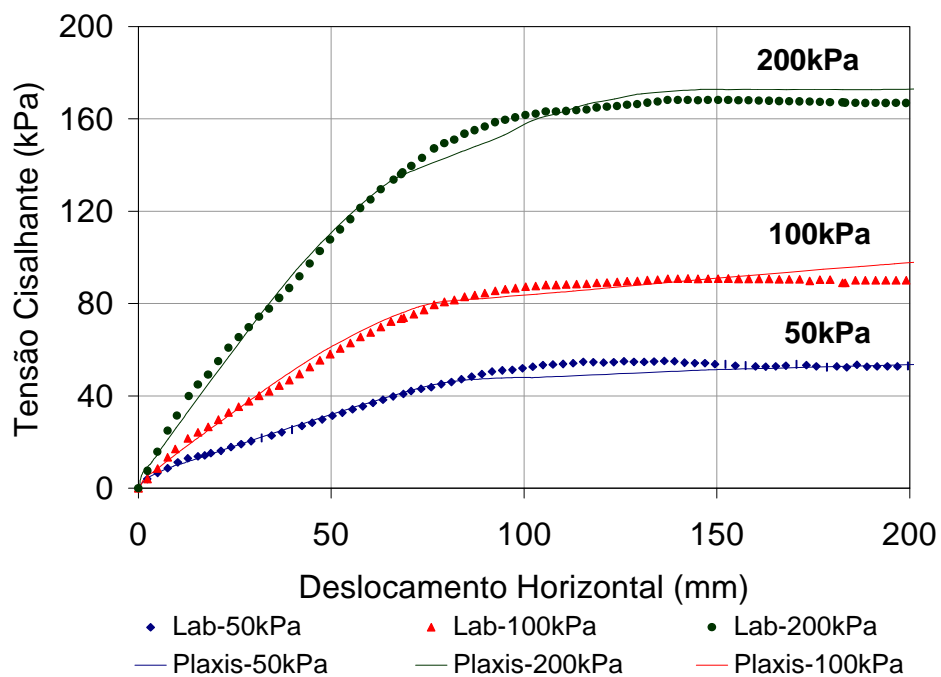


Figura 2 - Reprodução dos Ensaios de Cisalhamento Direto em Corpos de Prova de Areia

### 1.3 Ensaio de Cisalhamento Direto em Areia Reforçada

Uma vez conhecidos os parâmetros do modelo que reproduzem as curvas  $\tau \times d_h$  dos ensaios de cisalhamento direto, procedeu-se à introdução da geogrelha.

Nesta etapa, após a reprodução das curvas dos ensaios em corpos de -se determinar a tensão de tração atuante na geogrelha ao término dos ensaios.

A geogrelha utilizada nos ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado foi a MacGrid. Esta geogrelha apresenta uma resistência à tração de 97kN/m, fornecida pelo catálogo dos fabricantes. Este foi o valor de resistência utilizado no programa Plaxis.

O primeiro ensaio reproduzido foi o ensaio com a geogrelha vertical. A malha de elementos finitos com a configuração inicial da geogrelha está apresentada na Figura 3.

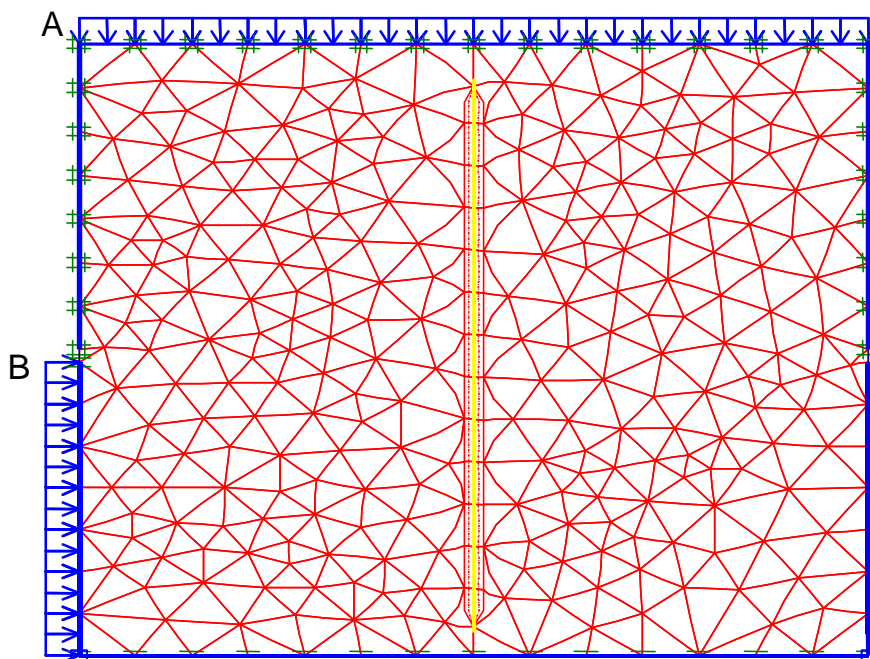


Figura 3 - Malha de Elementos Finitos Utilizada para Simulação dos Ensaio de Cisalhamento Direto em Areia: Geogrelha a 90°

A reprodução das curvas  $\tau$  vs  $d_h$  está apresentada na Figura 4. Observa-se que, na análise numérica, as curvas não apresentam decaimento ou um patamar de estabilização. Este comportamento foi observado em todos os ensaios de cisalhamento direto, como pode ser verificado também, nas Figuras 172 e 173, e está relacionado ao mecanismo de ensaio. Como a caixa inferior se desloca em

plano de ruptura. A distorção da geogrelha foi semelhante à observada nos ensaios de laboratório. A zona de cisalhamento, ou seja, a região onde ocorre a distorção da geogrelha corresponde a aproximadamente 40% da altura da caixa de cisalhamento, como verificado na análise dos resultados experimentais.

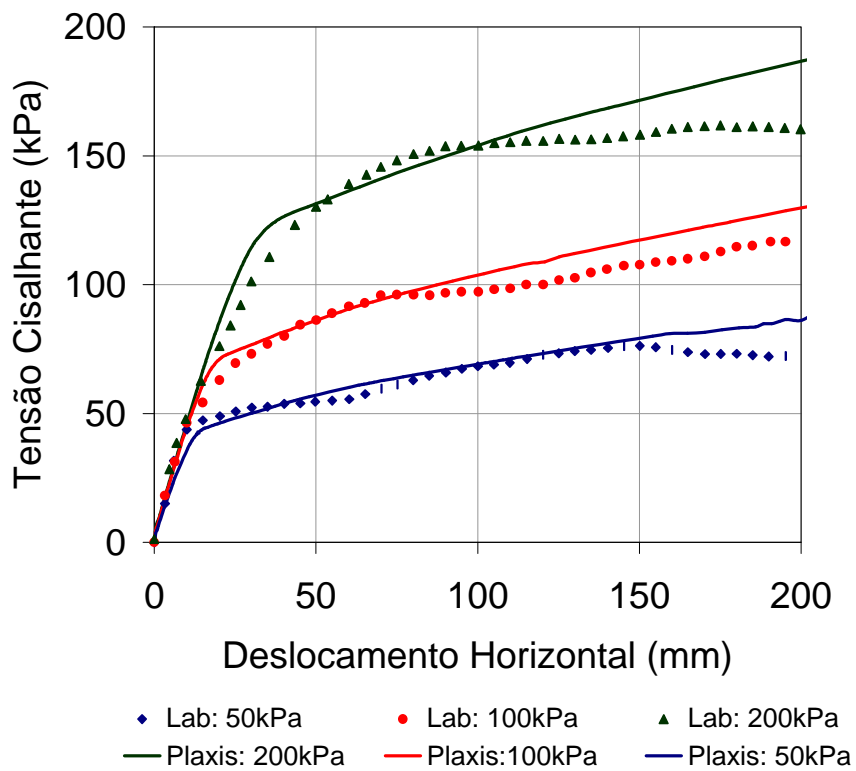


Figura 4 - Reprodução dos Ensaios de Cisalhamento Direto:  $\theta = 90^\circ$



-se que a Figura 6 apresenta apenas o quadrante superior direito da caixa de cisalhamento.

Os esforços atuantes na geogrelha ao término dos ensaios estão apresentados na Figura 7. A tração máxima ocorre na região central da geogrelha, ou seja, na região onde ocorre o cisalhamento. Observa-se um comportamento semelhante para os 3 níveis de tensão confinante vertical. Uma comparação entre os valores de tração obtidos numericamente e os estimados a partir da equação 103 será apresentada a seguir.

As malhas utilizadas para a reprodução dos ensaios de cisalhamento direto com a geogrelha inclinada de 60 e 30° com o plano de ruptura estão apresentadas nas Figuras 170 e 171, respectivamente. As condições de contorno idênticas às dos ensaios simulados anteriormente.

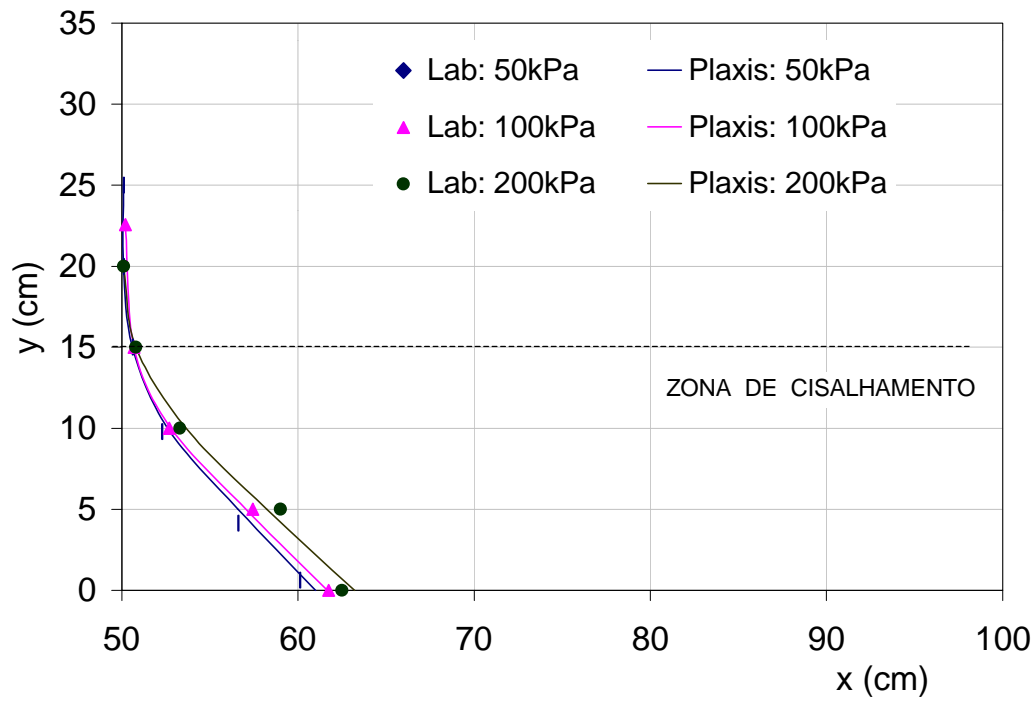


Figura 6 - Deslocamentos Horizontais Previstos e Medidos:  $\theta = 90^\circ$

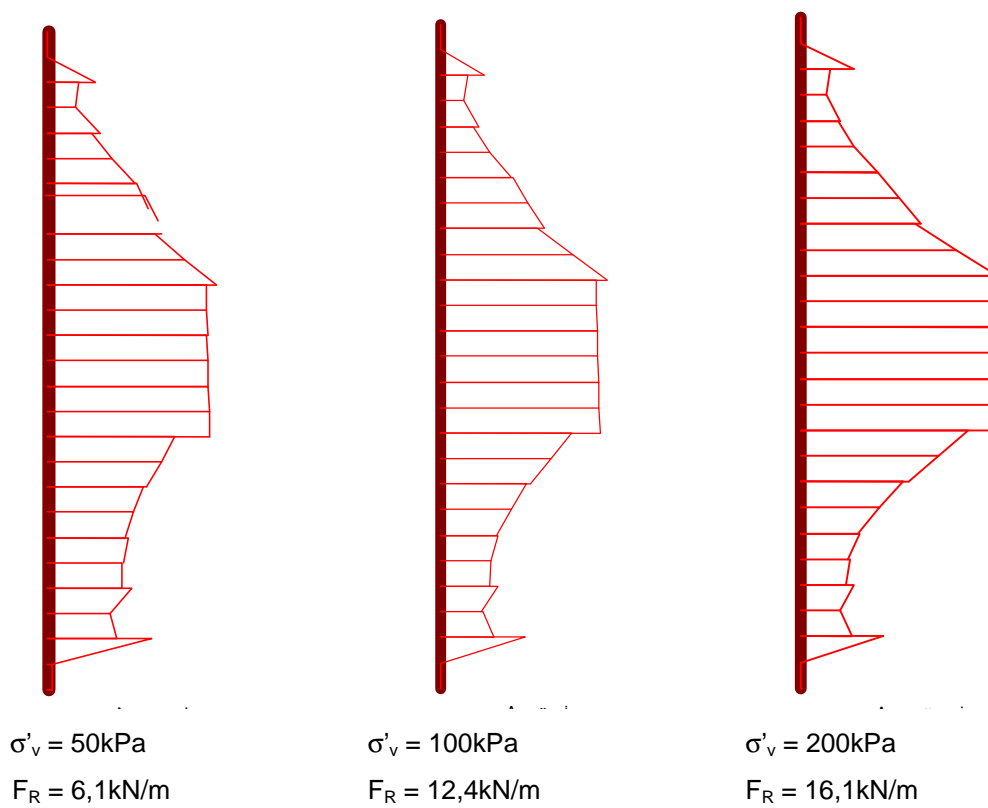


Figura 7 - Esforços de Tração na Geogrelha:  $\theta = 90^\circ$

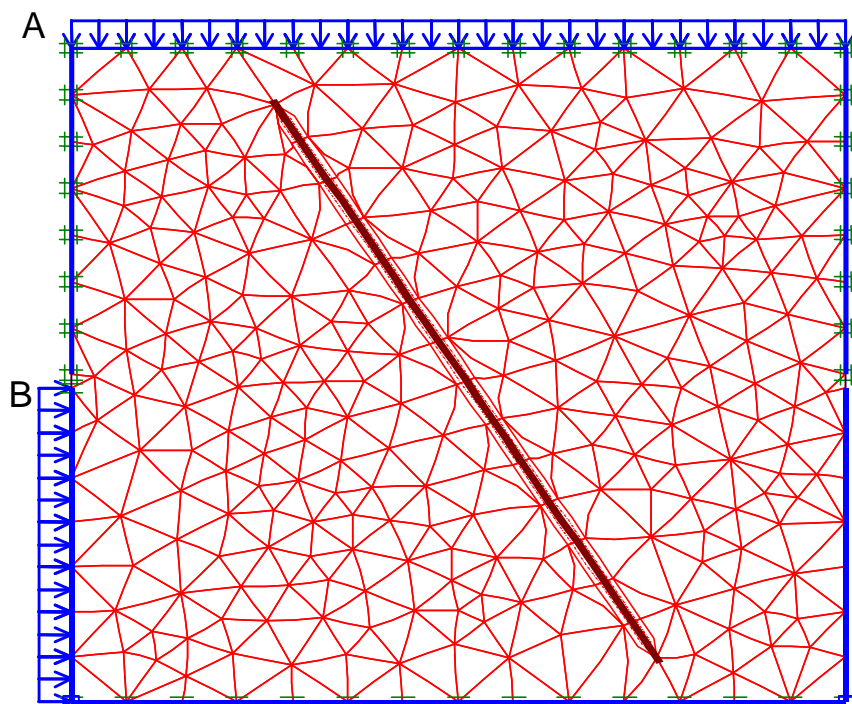


Figura 8 - MEF Utilizada para Simulação dos Ensaio de Cisalhamento Direto em Areia:  
 $\theta = 60^\circ$

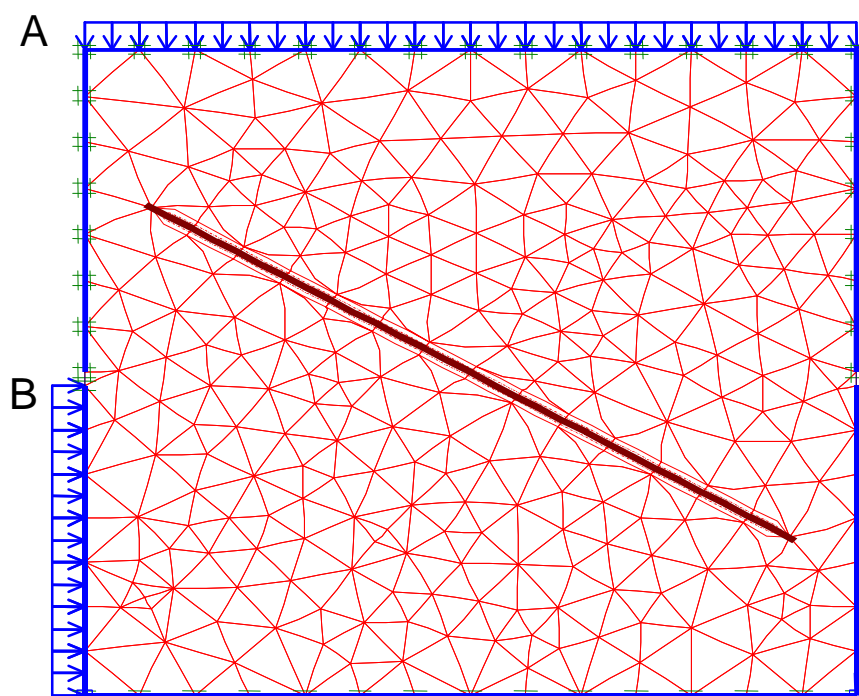


Figura 9 - MEF Utilizada para Simulação dos Ensaio de Cisalhamento Direto em Areia:  $\theta = 30^\circ$

As reproduções das curvas experimentais estão apresentadas nas Figuras 172 e 173, para  $\theta$  igual a 60 e 30°, respectivamente. Mais uma vez, observa-se que a tensão cisalhante apresenta um crescimento contínuo nas análises

numéricas. Este comportamento foi explicado anteriormente e está relacionado às condições de contorno do ensaio. Observa-se um bom ajuste entre os resultados numéricos e experimentais, até o momento em que a tensão cisalhante atinge o valor máximo nos ensaios de laboratório.

A configuração deformada da geogrelha ao término dos ensaios com  $\theta=60^\circ$  e  $\sigma'_v=100\text{kPa}$  está apresentada na Figura 12. O deslocamento total da caixa foi de 24,3cm. Observa-se uma simetria de deslocamentos da geogrelha em relação ao plano de ruptura. Nas extremidades da geogrelha, não ocorre distorção, indicando que estas regiões não são afetadas pelo cisalhamento. A zona de cisalhamento corresponde, mais uma vez, a aproximadamente 40% da altura da caixa. Na Figura 13, estão apresentados os pontos de plastificação, ou seja, os pontos da massa de solo que atingiram a condição de ruptura. Pode-se notar claramente a zona onde ocorreu o cisalhamento.

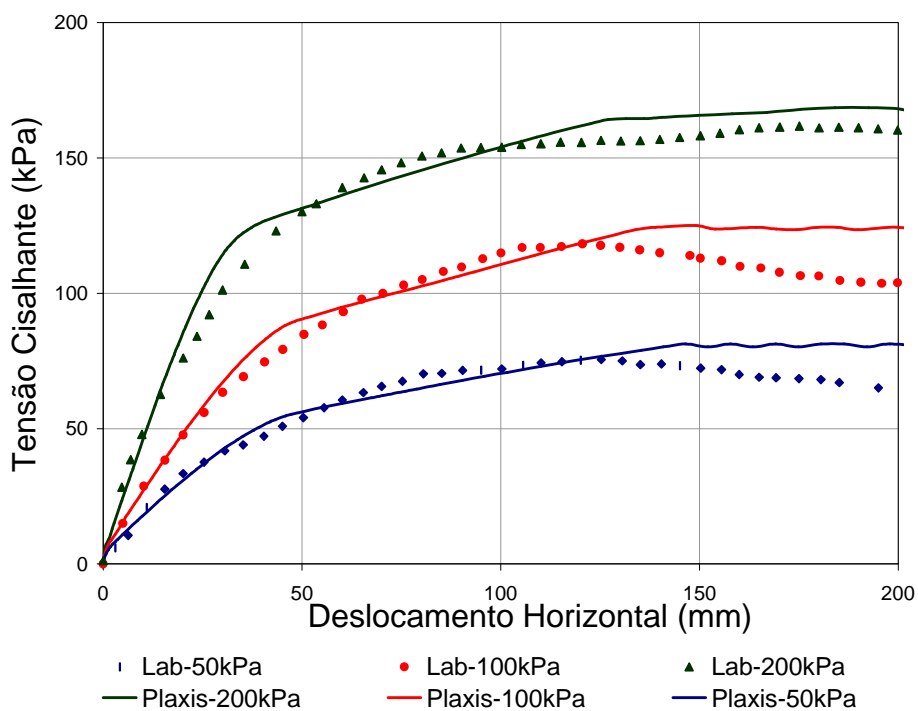
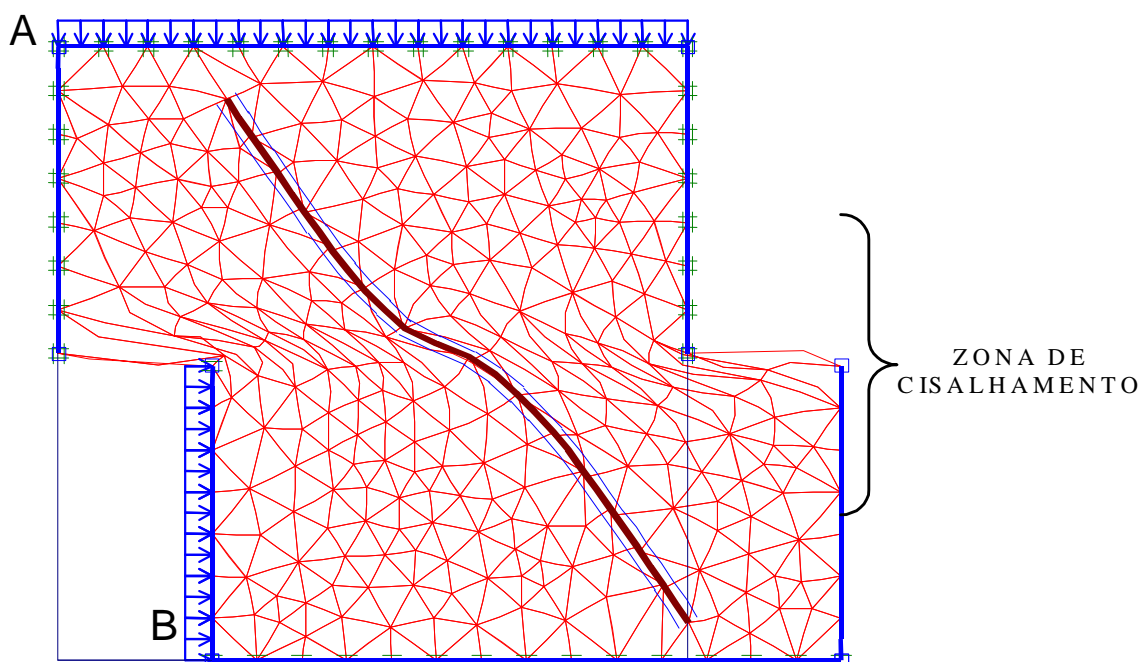


Figura 10 - Reprodução dos Ensaios de Cisalhamento Direto:  $\theta = 60^\circ$

Figura 11 - Reprodução dos Ensaios de Cisalhamento Direto:  $\theta = 30^\circ$

A distribuição de tensões no corpo de prova está apresentada na Figura 14. Ressalta-se que os resultados referem-se às tensões atuantes ao término do ensaio e foram obtidas através da simulação. Na convenção de sinais utilizada pelo programa Plaxis, as tensões de compressão são negativas. Observa-se que há uma concentração de tensões na região central da geogrelha. Nota-se também, que as tensões são simétricas em relação ao plano da geogrelha.



Observações: Geogrelha a  $60^\circ$  em relação ao plano de ruptura  
 Deslocamento máximo da caixa = 24,3cm  
 $\sigma'_v = 100\text{kPa}$

Figura 12 - Configuração Deformada da Geogrelha:  $\theta = 60^\circ$

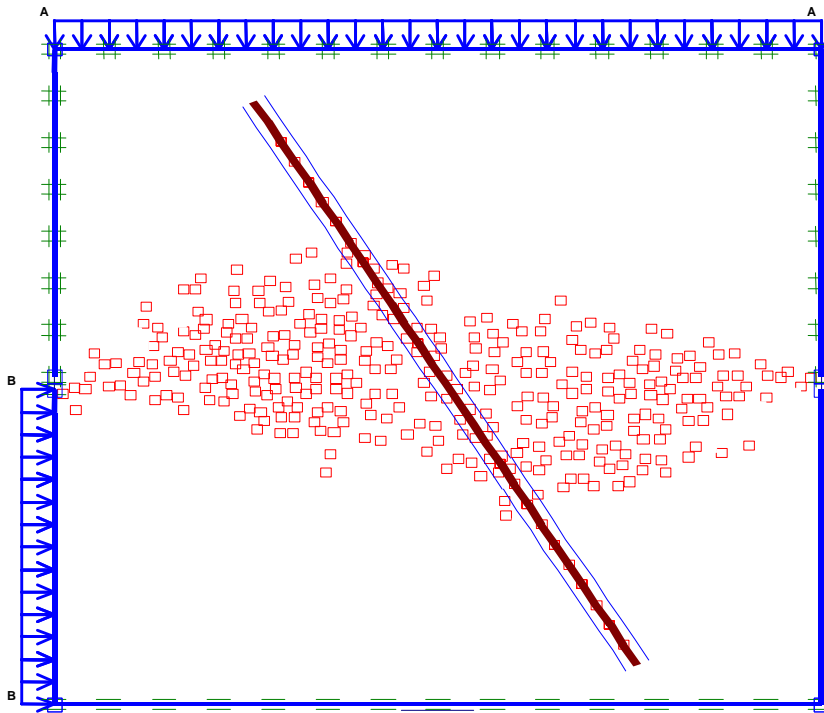


Figura 13 - Pontos de Plastificação:  $\theta = 60^\circ$

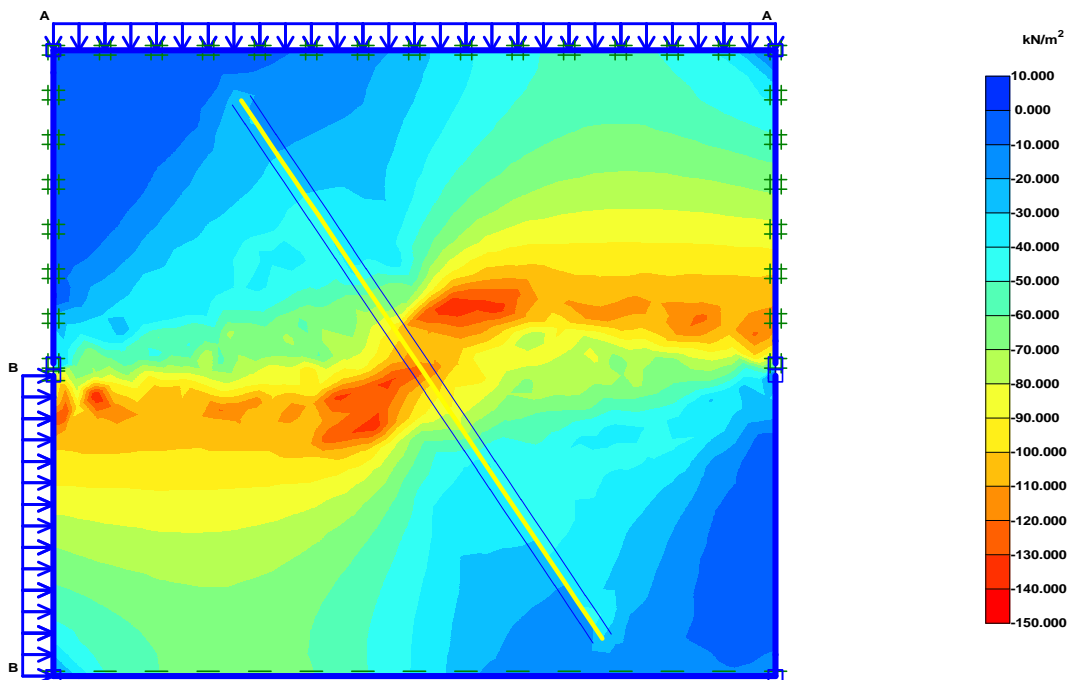


Figura 14 - Distribuição das Tensões:  $\theta=60^\circ$

Os esforços de tração atuantes na geogrelha estão apresentados na Figura 15, para os três níveis de tensão vertical. O valor máximo de tração ocorre na região central da geogrelha, ou seja, na região mais solicitada durante o cisalhamento.

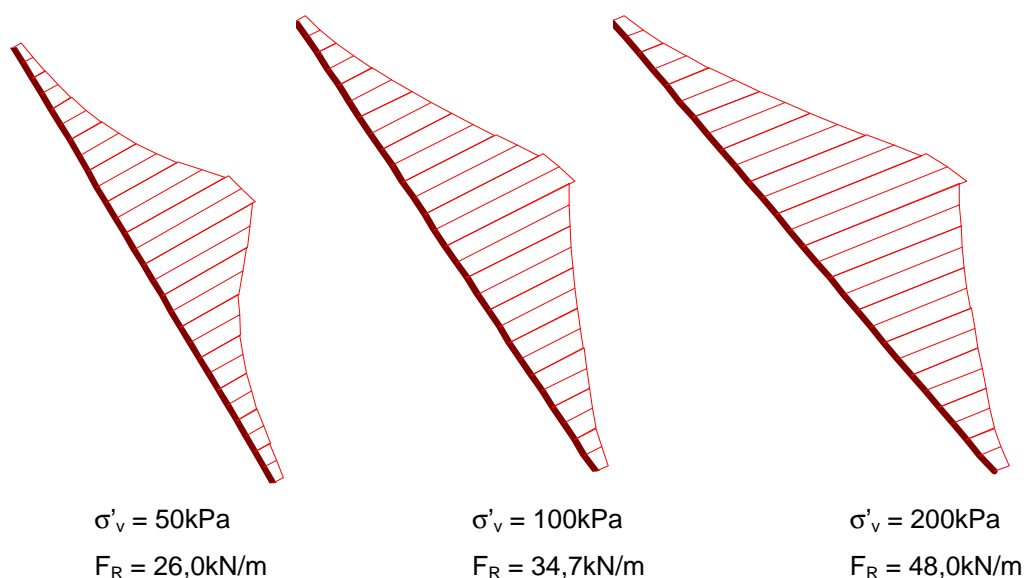


Figura 15 - Esforços de Tração na Geogrelha:  $\theta = 60^\circ$

Finalmente, serão apresentados os resultados da simulação realizada com a geogrelha posicionada com uma inclinação de  $30^\circ$  em relação ao plano de ruptura.

A configuração deformada da geogrelha está apresentada na Figura 16. O deslocamento total da caixa foi de 18,7cm. Mais uma vez, observa-se uma simetria de deslocamentos da geogrelha em relação ao plano de ruptura. Neste caso, não é possível distinguir a região onde ocorre a distorção da geogrelha. No entanto, a região onde ocorre o cisalhamento pode ser visualizada através da Figura 17, que apresenta os pontos de plastificação. Como observado nos ensaios de laboratório, a zona de cisalhamento atinge apenas uma parcela da altura da caixa de ensaio. Sendo assim, a redução da altura da caixa não acarreta distorção nos resultados, tendo em vista que a zona de cisalhamento não atinge o topo da caixa e não é afetada pelo contorno.

Os esforços de tração atuantes na geogrelha estão ilustrados na Figura 18. Nota-se uma distribuição de esforços distinta da observada nos ensaios com  $\theta$  igual a  $60^\circ$  e  $90^\circ$ . Nesta inclinação, observa-se uma distribuição mais uniforme dos esforços de tração ao longo do comprimento da geogrelha. A tração também é máxima na região central da geogrelha. Esta região é a mais solicitada durante o ensaio de cisalhamento direto.

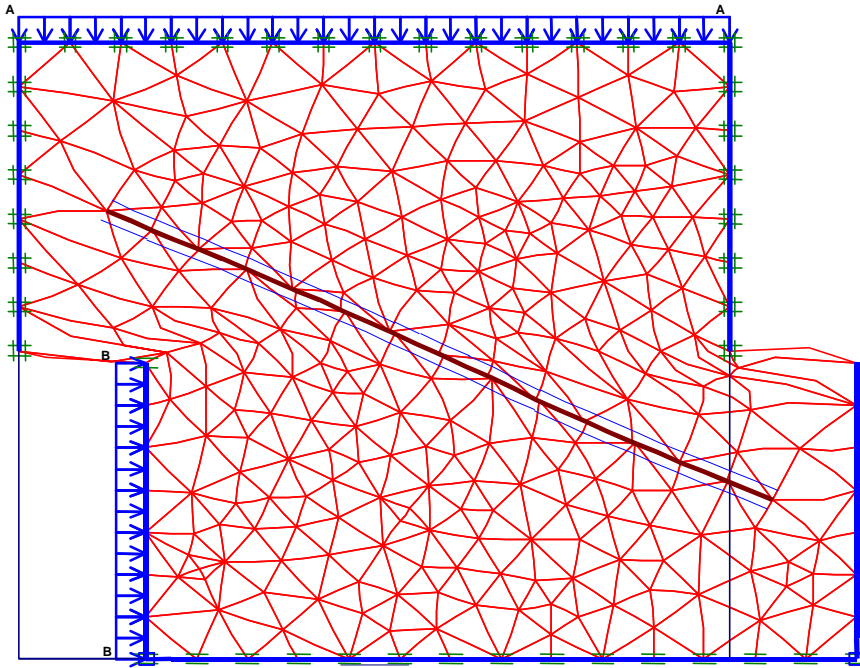


Figura 16 - Configuração Deformada da Geogrelha:  $\theta = 60^\circ$

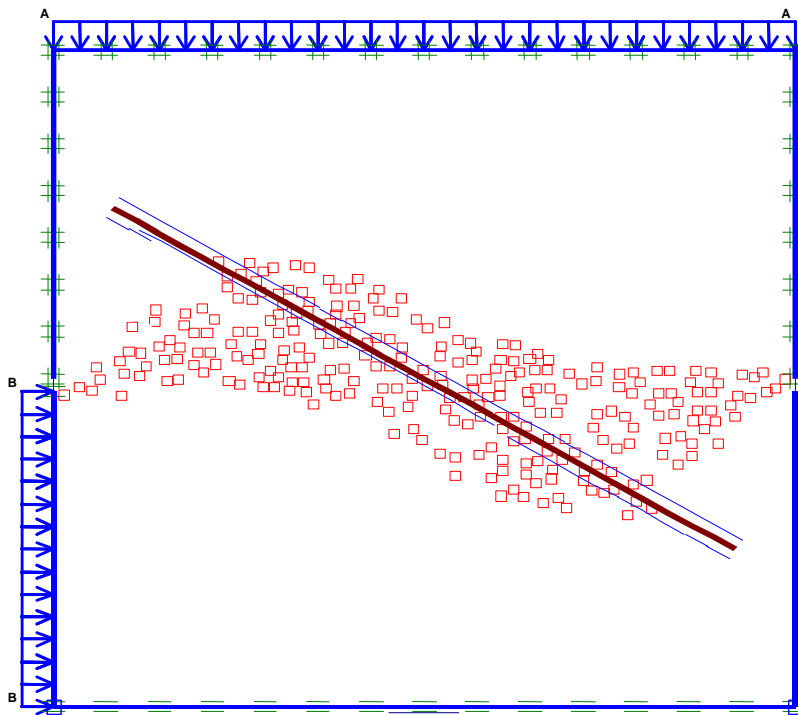


Figura 17 - Pontos de Plastificação:  $\theta = 60^\circ$



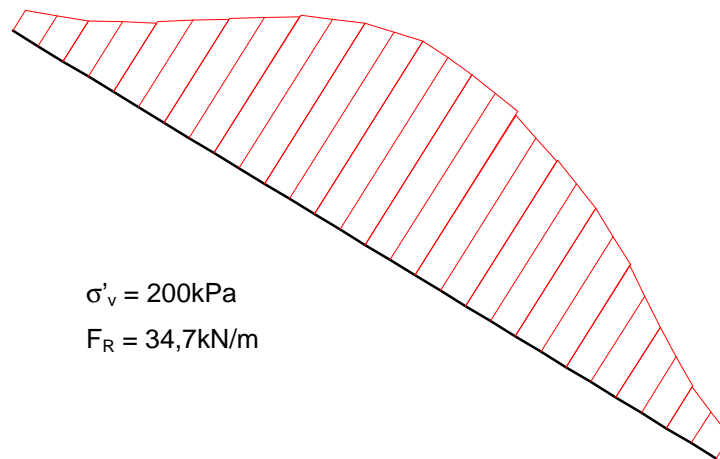


Figura 18 - Esforços de Tração na Geogrelha:  $\theta = 30^\circ$

As análises numéricas reproduziram adequadamente os ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado. Além da reprodução das curvas  $\tau$  vs  $d_h$ , observou-se que a deformação sofrida pela geogrelha apresentou uma concordância adequada com os resultados experimentais.