

SÉRGIO BARRETO DE MIRANDA

**ESTUDO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE
INTERFACE EM REFORÇOS UNIDIRECIONAIS**

Dissertação de Mestrado apresentada à
Escola de Engenharia de São Carlos, da
Universidade de São Paulo, como parte
integrante dos requisitos para a obtenção
do Título de Mestre em Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Benedito de Souza Bueno

São Carlos
2009

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

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

M672e Miranda, Sérgio Barreto de
 Estudo da resistência ao cisalhamento de interface em
 reforços unidirecionais / Sérgio Barreto de Miranda ;
 orientador Benedito de Souza Bueno. -- São Carlos, 2009.

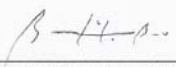
 Dissertação (Mestrado-Programa de Pós-Graduação e Área
 de Concentração em Geotecnia) -- Escola de Engenharia de
 São Carlos da Universidade de São Paulo, 2009.

 1. Solo reforçado. 2. Resistência ao cisalhamento de
 interface. 3. Ensaio de arrancamento. I. Título.


FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro SERGIO BARRETO DE MIRANDA.

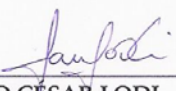
Dissertação defendida e julgada em 26/11/2009 perante a Comissão Julgadora:



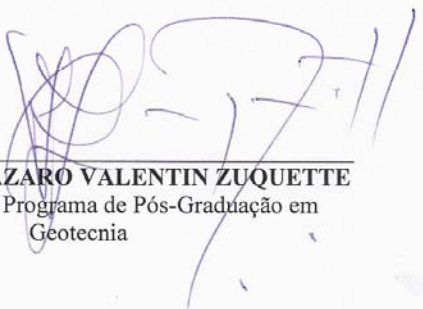
Prof. Titular **BENEDITO DE SOUZA BUENO (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) APROVADO



Prof. Titular **ORENCIO MONJE VILAR**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP) APROVADO



Prof. Dr. **PAULO CÉSAR LODI**
(Universidade Estadual Paulista "Julio de Mesquita Filho"/UNESP/Campus de Ilha Solteira) APROVADO



Prof. Associado **LAZARO VALENTIN ZUQUETTE**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Geotecnia



Prof. Titular **GERALDO ROBERTO MARTINS DA COSTA**
Presidente da Comissão da Pós-Graduação da EESC

À DEUS, pela Vida e pelas bênçãos recebidas

À minha futura esposa Edilene

À minha mãe Jussara e Irmã Bartira

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Benedito de Souza Bueno, pela sua orientação, dedicação e amizade. Agradeço pela paciência e persistência, sem as quais este trabalho não teria sido realizado.

Ao Professor Orencio Monje Vilar, pela oportunidade e acolhimento no início do mestrado, sempre com incentivo, conselhos nos momentos mais difíceis.

Ao CNPq, Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, pela bolsa de estudo fornecida durante todo o período do mestrado e a FAPESP, Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, pelo auxílio à pesquisa concedida ao orientador deste trabalho.

Aos Diretores (Alberto, George e Azzi) da empresa Solotrat Engenharia Geotécnia Ltda., pela competência, facilidade de relacionamento e pronta disponibilização da obra e a Contern Construções e Comércio Ltda, pela disponibilidade das fitas metálicas para realização dos ensaios.

Aos amigos da turma de mestrado Aline, Kelly, Daniela Cenci, Daniela Ide, Juliana, Wilson, Leonardo, Elaine e Especial Vagner Lima, por toda a convivência durante o mestrado.

Ao amigo Danilo Pacheco e Silva pelo companheirismo, apoio e discussões ao longo do desenvolvimento do trabalho.

Aos Professores do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos, que tanto contribuíram para a minha evolução nesta área.

Aos Técnicos e estagiários do Laboratório de Geossintéticos, Clever Valentim, Daniel Pereira, Marcus Vinicius, Jorge Vieira e Walter Costa pelo apoio e prontidão nas tarefas difíceis, que tanto me ajudaram na parte experimental da pesquisa.

A todos os Funcionários e amigos do Departamento de Geotecnia da EESC/USP em especial a Maristela, Álvaro e Neiva pelo apoio constante.

Aos professores e Técnicos do Laboratório de Geotecnia da UFBA que contribuíram para minha formação acadêmica, em especial ao Professor LUIS EDMUNDO PRADO DE CAMPOS por ter me iniciado na pesquisa acadêmica. Devo-lhe todos os frutos obtidos nesta vida acadêmica. Tenho como exemplo de vida e agradeço a Deus por ter te colocado na minha trajetória de vida.

*“Bem Aventurados os que Sabem e que Partilham o
Conhecimento”.*

Autor Desconhecido

RESUMO

MIRANDA, S. B. **Estudo da Resistência ao Cisalhamento de Interface em Reforços Unidirecionais**. 2009. Dissertação de Mestrado - Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Avaliou-se experimentalmente o comportamento da resistência ao cisalhamento de interface em reforços unidirecionais utilizados em estruturas de contenção. Para tal, foram realizados ensaios de arrancamento em fitas metálicas, utilizadas para soluções em terra armada e chumbadores, para soluções em solo grampeado. Os ensaios, em campo e laboratório, permitiram constatar a pouca influência do diâmetro dos chumbadores no valor da resistência ao cisalhamento de interface (q_s). Ainda em relação aos chumbadores, os resultados mostraram que o volume de calda de cimento para preenchimento da cavidade escavada está diretamente associado ao ganho de q_s . Os ensaios em fitas metálicas, em obras executados com solos finos, mostraram que o seu uso requer um estudo mais detalhado do seu comportamento, visto que os parâmetros sugeridos pela NBR 9286/86 não condiz com os resultados experimentais desta pesquisa.

Palavras Chave: Solo Reforçado, Resistência ao Cisalhamento de Interface, Ensaio de Arrancamento.

ABSTRACT

MIRANDA, S. B. **Study of Interface Shear Strength in Unidirectional Reinforcements.** 2009. Dissertação de Mestrado - Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

This study evaluated experimentally the behavior of interface shear strength in unidirectional reinforcements used in reinforced soil structures. Pullout tests were carried out on reinforcements used in reinforced earth and soil nailing techniques. Nail diameter has little influence on interface shear strength (q_s), according to field and laboratory tests. Additionally, increasing grout volume in nail cavity was directly linked to gain of q_s . Tests on reinforced earth reinforcements using fine-grained soils showed that the results do not match with the suggestion of NBR 9286/86.

Keywords: Reinforced soil, Interface Shear Strength, Pullout Test.

LISTA DE FIGURAS

Capítulo 2

Figura 2.1. Detalhe das fitas metálicas nervuradas.....	8
Figura 2.2. Possíveis faixas de classificação de grupos de solo para NBR 9286/86.....	11
Figura 2.3. Distribuição granulométrica dos solos estudados por Kakuda (2005).....	14
Figura 2.4. Etapas executivas da técnica de solos grampeados com equipamentos mecânicos (ZIRLIS et al., 1999)	18
Figura 2.5. Execução de Escavação Central com Duas Bermas de Equilíbrio (LIMA, 2007)	20
Figura 2.6. Detalhe de centralizador instalado em grampo.....	24
Figura 2.7. Procedimento de Injeção em Etapas – Grampos de 5 m.....	26
Figura 2.8. Tipos de ligação grampo-face (INGOLD, 2000 <i>apud</i> LIMA, 2007).....	29
Figura 2.9. Extremidades do grampo dobrada.....	30
Figura 2.10. Dreno de Paramento – Barbacã.....	33
Figura 2.11. Dreno de Paramento tipo Linear – Geodreno.....	33
Figura 2.12. Esquema de dreno sub-horizontal profundo (ZIRLIS et al., 2003).....	34
Figura 2.13. Detalhe de Canaleta para Drenagem.....	34
Figura 2.14. Esquema de montagem do ensaio de arrancamento (adaptado de LAZARTE et al., 2003)	39
Figura 2.15. Critério de ruptura de arrancamento de chumbadores: (a) força máxima e (b) estabilização do deslocamento (CLOUTERRE, 1991).....	41
Figura 2.16. Determinação da força máxima de arrancamento (CLOUTERRE, 1991)....	41

Capítulo 3

Figura 3.1. Esquemático da pesquisa desenvolvida.....	47
Figura 3.2. Visão geral da caixa de ensaios durante o período de construção do maciço.....	49
Figura 3.3. Detalhe da parede com a chapa móvel (a) e após a sua retirada para execução da perfuração (b).....	50
Figura 3.4. Esquema das células de tensão total (dimensões em mm).....	51
Figura 3.5. Disposição das células de interface na base da caixa de testes.....	52
Figura 3.6. Disposição das células de inclusão na seção central.....	52
Figura 3.7. Detalhe do sistema de calibração das células de tensão total.....	53
Figura 3.8. Gráfico típico da calibração das células de tensão total, com leituras de carregamento e descarregamento.....	54

Figura 3.9. Distribuição dos trechos ao longo da barra.....	55
Figura 3.10. Distribuição dos trechos ao longo da fita.....	55
Figura 3.11. Detalhe da instalação do <i>strain gages</i> na seção usinada.....	56
Figura 3.12. Distribuição dos <i>strain gages</i> ao longo das barras.....	57
Figura 3.13. Distribuição dos <i>strain gages</i> ao longo das fitas metálicas	58
Figura 3.14. Equipamento utilizado para a calibração das barras de aço. Detalhe das fixações (a) e (b) e vista geral durante a calibração das barras (c).....	59
Figura 3.15. Gráficos típicos da calibração dos <i>strain gages</i> , com leituras de carga e descarga.....	59
Figura 3.16. Montagem das geomembranas e engraxamento das paredes laterais.....	60
Figura 3.17. Determinação do teor de umidade por aquecimento em forno microondas (a) e correção do teor de umidade em betoneira (b).....	61
Figura 3.18. Procedimento de compactação: (a) manual e (b) com martelo.....	62
Figura 3.19. Posicionamento das células de tensão total tipo M (inclusão).....	63
Figura 3.20. (a) Posicionamento do Chumbador com detalhe da instrumentação, (b) Barras de aço preparadas sendo inseridas no maciço.....	65
Figura 3.21. Etapa de preparação da calda de cimento. (a) – dosagem da calda (b) – processo de mistura.....	66
Figura 3.22. (a) Esquema do sistema de injeção de calda de cimento, (b) Detalhes dos <i>o-rings</i> do êmbolo, (c) Sistema em funcionamento.....	67
Figura 3.23. Representação do posicionamento da fita metálica, com detalhe da instrumentação, (b) Fita metálica preparada sendo posicionadas no maciço.....	69
Figura 3.24. Equipamentos utilizados nos ensaios de arrancamento de chumbadores (a) e fitas metálicas (b).....	71
Figura 3.25. Vista em planta da obra, com destaque para a área de estudo.....	72
Figura 3.26. Controle da inclinação do chumbador com gabarito.....	73
Figura 3.27. Misturador para preparação da calda de cimento.....	74
Figura 3.28. Execução da Bainha (a) e Procedimento de injeção (b).....	75
Figura 3.29. Sistema de arrancamento dos chumbadores (a) e Sistema de aquisição automática dos dados (b).....	76

Capítulo 4

Figura 4.1. Curva Granulométrica (a) e curva de compactação (b) (FRANÇA, 2007) ...	79
Figura 4.2. Variação do Teor de umidade e GC para as camadas.....	80
Figura 4.3. Curva carga v_s deslocamento para chumbadores C.P. e C.G.: (a) Deslocamento total, (b) Deslocamento até 20 mm.....	81
Figura 4.4. Curvas comparativas q_s v_s deslocamento para chumbadores C.P. e C.G.: (a) Deslocamento total, (b) Deslocamento até 20 mm.....	82
Figura 4.5. Curvas cargas v_s deslocamento ao longo do comprimento do chumbador.....	84
Figura 4.6. (a) Chumbador durante a exumação, (b) detalhe do chumbador e (c) determinação do diâmetro.....	85
Figura 4.7. Variação do diâmetro médio ao longo do trecho injetado.....	85
Figura 4.8. Curvas carga v_s deslocamento para chumbadores: “E1” (a) Deslocamento Total, (b) Deslocamento até 20 mm e “E2” (c) Deslocamento Total, (d) Deslocamento até 20 mm	89
Figura 4.9. Curvas carga v_s deslocamento. (a) metodologia bainha e (b) metodologia bainha mais uma fase de injeção.....	90

Figura 4.10. Valores de q_s para os chumbadores analisados.....	91
Figura 4.11. Curvas cargas v_s deslocamento ao longo do comprimento do chumbador: (a) chumbador “E1” e (b) chumbador “E2”	93
Figura 4.12. Representação das curvas cargas v_s deslocamento em diferentes níveis de carregamento ao longo do comprimento do chumbador. (a) chumbador “E1” e (b) chumbador “E2”	94
Figura 4.13. GC e Variação do Teor de umidade para as camadas.....	96
Figura 4.14. Curva carga v_s deslocamento para fitas metálicas: 1 - (a) Deslocamento total, (b) Deslocamento até 20 mm; 2 - (c) Deslocamento total, (d) Deslocamento até 20 mm e 3 - (e) Deslocamento total, (f) Deslocamento até 20 mm	97
Figura 4.15. Comparação de resultados dos ensaios com valores sugeridos por norma....	100

LISTA DE TABELAS

Capítulo 2

Tabela 2.1. Critério mecânico para seleção do material de aterro para fitas metálicas nervuradas.....	9
Tabela 2.2. Altura de escavação para diferentes tipos de solo Gässler (1990) e Clouterre (1991).....	20
Tabela 2.3. Tipos de Barras (GEORIO, 1999).....	23

Capítulo 4

Tabela 4.1. Resumo da caracterização geotécnica do solo utilizado na pesquisa.....	78
Tabela 4.2. Variação do teor de umidade e GC para as camadas.....	80
Tabela 4.3. Resumo dos resultados obtidos a partir dos ensaios de arrancamento.....	82
Tabela 4.3. Percentuais de carga no ponto de inflexão e razão de rigidez.....	85
Tabela 4.4. Percentuais de carga no ponto de inflexão e razão de rigidez.....	83
Tabela 4.5. Características geotécnicas e classificação do solo (LIMA,2009).....	87
Tabela 4.6. Resumo do controle de volume e pressão.....	88
Tabela 4.7. Resumo dos resultados do ensaio de arrancamento.....	89
Tabela 4.8. Percentuais de carga no ponto de inflexão e razão de rigidez.....	92
Tabela 4.9. Características dos Ensaios Realizados com Fita Metálica.....	95
Tabela 4.10. Resumo dos valores obtidos nos ensaios realizados com fita metálica.....	98
Tabela 4.11. Resumo dos parâmetros calculados a partir dos ensaios realizados.....	99
Tabela 4.12. Valores teóricos obtidos a partir da norma.....	100

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ASTM: American Society for Testing and Materials

C.P.: Chumbador executado na etapa de laboratório nesta pesquisa

C.G.: Chumbador de comparação realizado por Pacheco e Silva (2009).

D_n : diâmetro correspondente à percentagem passante de n % na curva granulométrica.

f^* : coeficiente de atrito aparente solo-fita metálica

FHWA: Federal Highway Administration

GC: Grau de Compactação

H: altura da contenção / profundidade da escavação

h_{equiv} : altura de solo correspondente a tensão vertical atuante em função do peso específico

L_s : comprimento de ancoragem

LL: Limite de Liquidez

LP: Limite de Plasticidade

NATM: New Austrian Tunneling Method

NBR: Norma Brasileira

N_{SPT} : índice de resistência à penetração

PVC: Policloreto de Vinila

q_s : resistência ao cisalhamento de interface solo-reforço

SG: *Strain Gage*

S_r : grau de saturação

SUCS: Sistema Unificado de Classificação dos Solos

T_L : carga máxima de tração atuante no reforço

ϕ_{furo} : diâmetro do furo

ϕ : ângulo de atrito interno do solo, determinado por ensaio de cisalhamento rápido, sobre amostra moldada na umidade ótima e compactada até atingir 90 % do Grau de Compactação (Energia Proctor Normal).

ϕ' : ângulo de atrito interno do solo, determinado pelo ensaio de cisalhamento rápido pré-adensado sobre amostra saturada após moldagem na umidade ótima e compactada até atingir 90 % do Grau de Compactação (Energia Proctor Normal).

ϕ'' : ângulo de atrito interno do solo, determinado para efeito de correlação apenas, por ensaio de cisalhamento rápido sobre amostra deformada, moldada na umidade correspondente ao limite de liquidez e depois comprimida a 200 kPa.

σ_v : tensão vertical efetiva média atuante sobre o reforço

τ : tensão cisalhante

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1	INTRODUÇÃO.....	5
2.2	TERRA ARMADA.....	5
2.2.1	Histórico.....	5
2.2.2	Processo Construtivo.....	6
2.2.3	Dimensionamento.....	7
2.2.4	Aplicações, Vantagens e Limitações.....	11
2.3	GRAMPEAMENTO DO SOLO.....	14
2.3.1	Histórico.....	15
2.3.2	Processo Construtivo.....	18
2.3.2.1	Escavação.....	18
2.3.2.2	Execução dos Grampos.....	21
2.3.2.2.1	Grampos Cravados.....	21
2.3.2.2.2	Grampos Injetados.....	22
2.3.2.2.2.1	Detalhes de Injeção de Fluido Cimentante....	24
2.3.2.2.3	Detalhes da Instalação de Grampos.....	26
2.3.2.2.3.1	Ângulo de Instalação.....	27
2.3.2.2.3.2	Tipos de ligação grampo-face.....	28
2.3.2.2.4	Cuidados na Execução de Grampos.....	30
2.3.2.3	Revestimento da Face.....	31
2.3.2.4	Drenagem.....	32
2.3.3	Aplicações, Vantagens e Limitações.....	35
2.3.4	Controle de Qualidade.....	36
2.3.5	Deslocamentos.....	37
2.3.6	Ensaio de Arrancamento.....	38
2.3.7	Instrumentação.....	42
2.3.7.1	Instrumentação de Reforços.....	43
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	47

3.1	INTRODUÇÃO.....	47
3.2	ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	48
3.2.1	Caixa de Testes.....	48
3.2.2	Instrumentação da Caixa de Testes.....	51
3.2.2.1	Calibração das Células de Tensão Total.....	52
3.2.3	Elementos de Reforço.....	54
3.2.3.1	Chumbadores.....	54
3.2.3.2	Fitas Metálicas.....	55
3.2.4	Instrumentação dos Elementos de Reforço.....	55
3.2.4.1	Instrumentação dos Chumbadores.....	57
3.2.4.2	Instrumentação das Fitas Metálicas.....	57
3.2.4.3	Calibração dos Reforços Instrumentados.....	58
3.2.5	Construção do Maciço.....	60
3.2.5.1	Preparação da Caixa.....	60
3.2.5.2	Preparação do Solo.....	60
3.2.5.3	Lançamento e Compactação do Solo.....	61
3.2.6	Execução dos Elementos de Reforço.....	63
3.2.6.1	Execução dos Chumbadores.....	63
3.2.6.1.1	Preparação dos Chumbadores.....	64
3.2.6.1.2	Etapa de Perfuração.....	65
3.2.6.1.3	Preparação da Calda de Cimento.....	66
3.2.6.1.4	Execução da Injeção da Calda de Cimento.....	67
3.2.6.2	Execução das Fitas Metálicas.....	68
3.2.7	Ensaio de Arrancamento.....	69
3.2.8	Exumação dos Reforços.....	71
3.3	ENSAIOS DE CAMPO.....	71
3.3.1	Local da Obra.....	72
3.3.2	Construção dos Chumbadores.....	73
3.3.3	Ensaio de Arrancamento.....	76
4	RESULTADOS E ANÁLISES.....	77
4.1	CHUMBADORES.....	77
4.1.1	Ensaio de Laboratório.....	78
4.1.1.1	Solo.....	78
4.1.1.2	Construção do Maciço.....	79
4.1.1.3	Controle de Execução do Chumbador.....	80

4.1.1.4	Ensaio de Arrancamento.....	83
4.1.1.5	Distribuição de Carga no Chumbador.....	84
4.1.1.6	Exumação do Chumbador.....	84
4.1.2	Ensaio de Campo.....	86
4.1.2.1	Controle de Execução do Chumbador.....	87
4.1.2.2	Ensaio de Arrancamento.....	88
4.1.2.3	Distribuição de Carga no Chumbador.....	92
4.2	FITAS METÁLICAS.....	95
4.2.1	Construção do Maciço.....	95
4.2.2	Ensaio de Arrancamento.....	96
4.2.3	Comparações com a NBR 9286/86.....	98
5	CONCLUSÃO.....	101
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	103

1. INTRODUÇÃO

O emprego da técnica de reforço de solos apresenta-se como uma alternativa técnico-econômica viável e em expansão em todo o mundo. A introdução de reforços traz ao maciço a ser estabilizado um comportamento mecanicamente mais favorável, no qual inclusões resistentes à tração são inseridas convenientemente para promover uma redistribuição de esforços nas zonas mais susceptíveis a movimentação, transformando-as em resistentes e estáveis.

O processo de solo reforçado mais conhecido no Brasil para soluções em aterro ainda é a Terra Armada, que consiste na execução do maciço de solo com introdução de fitas metálicas, nervuradas ou lisas. Para soluções em corte, a técnica de solo grampeado, que utiliza inclusões de chumbadores no maciço, vem sendo aprimorada, principalmente com a execução e acompanhamento das obras.

Tanto para soluções em aterro como em corte, terra armada e solo grampeado, uma das propriedades mais importantes é a resistência ao cisalhamento desenvolvida na interface entre o reforço e o solo circundante. A quantificação deste parâmetro é importante para a realização de projetos mais seguros e econômicos.

Quando se trata da técnica de solo grampeado, há falta de uma normatização ou método padrão para previsão da resistência ao cisalhamento de interface. Diversos pesquisadores têm apresentado métodos analíticos e diferentes correlações empíricas e semi-empíricas baseadas em ensaios de campo e laboratório. Embora estes modelos e correlações empreguem parâmetros aparentemente fáceis de serem determinados, há dificuldade de se

conhecer, previamente os parâmetros de interação e as magnitudes das tensões normais atuantes.

A técnica de terra armada esteve sobre proteção de patente no Brasil, entre 1979 e 1998. Este fato contribuiu para a interrupção de novos avanços científicos. Entretanto após a queda das patentes, particularmente na década de 90, novas empresas projetistas e construtoras surgiram, popularizando o método. Em 1986, elaborou-se a NBR 9286, porém com argumentos baseados apenas na experiência com aterros compactados e a experiência internacional como a necessidade da utilização de solos arenosos para a execução dos aterros.

Diante da falta de padronização para a técnica de solo grampeado e do aprofundamento nos critérios para solos finos na técnica de terra armada, a realização de ensaios de arrancamento é de fundamental importância para um melhor entendimento da interação solo-reforço. A partir destes ensaios, é possível determinar a curva carga vs deslocamento, bem como os parâmetros utilizados para cada uma das técnicas.

No solo grampeado, a resistência ao cisalhamento de interface (q_s) é estabelecida na equação 1.1 e definida a partir do diâmetro do furo (ϕ_{furo}), do comprimento de ancoragem (contato entre o reforço e o solo) (L_s) e da carga máxima de tração atuante do reforço (T_L).

$$q_s = \frac{T_L}{\pi * \phi_{furo} * L_s} \quad (1.1)$$

Para a terra armada a NBR 9286/86 estabelece como critério mecânico o atrito interno, nomeado por f^* (coeficiente de atrito aparente solo-fita metálica). O f^* , definido pela equação 1.2, é dependente da tensão tangencial máxima mobilizada no contato solo-fita ($\tau_{máx}$) e da tensão vertical efetiva média do nível considerado (σ_v).

$$f^* = \frac{\tau_{max}}{\sigma_v} \quad (1.2)$$

Para ambas as soluções, estas resistências são influenciadas por diversos fatores, entre os quais: (i) variabilidade do solo; (ii) método construtivo do elemento; (iii) variações físicas e geométricas dos elementos de reforço e (iv) níveis de tensão atuantes.

Na tentativa de entender o comportamento da resistência ao cisalhamento de interface para as duas soluções de reforço de solos apresentadas, esta pesquisa contempla a realização de ensaios de arrancamento em laboratório e campo, com a instalação de extensômetros elétricos (*strain gages*) que permitem compreender a evolução das forças e deformações ao longo do reforço.

Na etapa experimental de laboratório buscou-se avaliar a influência da tensão vertical atuante nos reforços, bem como de variações dimensionais. Para os chumbadores, o efeito do diâmetro, sendo os resultados comparados aos obtidos por Pacheco e Silva (2009). Nas fitas metálicas, buscou-se comparar dimensões comumente empregadas em obras de Terra Armada, larguras de 40 e 60 mm.

Na etapa de campo, complementarmente aos ensaios propostos por Pacheco e Silva (2009), foram realizados ensaios em um único tipo de reforço, chumbador, a fim de avaliar a influência do comprimento na resistência ao cisalhamento da interface solo-reforço, para dois métodos construtivos diferentes.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta uma revisão bibliográfica sobre os principais conceitos relacionados às técnicas de solo grampeado e terra armada. Buscou-se abordar aspectos importantes desde o processo construtivo, suas vantagens e limitações e considerações sobre parâmetros de dimensionamento.

2.2 TERRA ARMADA

2.2.1 Histórico

O processo de solo reforçado conhecido popularmente como Terra Armada ou Solo Armado foi desenvolvido e patenteado, em 1963, pelo arquiteto-engenheiro francês Henry Vidal. Esta técnica de reforço de solo consiste na execução do maciço de solo com introdução de fitas metálicas. As fitas podem ou não ser nervuradas e são conectadas a painéis de concreto, que constituem a face do maciço.

Pesquisas foram realizadas no desenvolvimento da técnica de reforço de solo, entre elas, a escolha de aço galvanizado como elemento de reforço, a substituição do painel metálico em forma de “U” pela face de concreto pré-moldado cruciforme e o

desenvolvimento da armadura nervurada, para aumentar o coeficiente de atrito solo-reforço e, conseqüentemente, melhorar a transferência dos esforços do maciço para o reforço.

Desde a sua invenção, o processo Terra Armada tem sido empregado com sucesso em diversas obras de engenharia, tais como construção de encontros de pontes e viadutos, ferroviários e rodoviários, muros para nivelamento de terrenos urbanos, contenções de encostas em rodovias e ferrovias, retificações de traçado de canais urbanos, estruturas de cais ou rodovias a beira mar e estoque de minérios.

2.2.2 Processo Construtivo

A solução em Terra Armada é composta de três elementos principais: os elementos de face, os elementos de reforço (fitas metálicas) e o solo de aterro geralmente constituindo-se em solo arenoso. Além dos elementos principais, são necessários também acessórios para conexão entre placas e entre as placas e as fitas metálicas de cada um destes componentes.

As escamas da face, também chamada de pele, possuem função estrutural secundária no funcionamento, sendo empregados com objetivo estético e para evitar instabilizações locais ou o processo erosivo na face do muro. Como se constitui numa estrutura relativamente flexível, construída em geral sobre terrenos que possam sofrer recalques, a face deve apresentar flexibilidade relativamente elevada. Em geral, a face é construída por elementos pré-fabricados, de fácil construção e custo reduzido.

A NBR 9286/86 estabelece que possam ser utilizados solos naturais ou materiais de origem industrial, porém não devem conter terra vegetal, nem tampouco detritos domésticos e que possuam dimensão máxima dos grãos de 250 mm. O grau de compactação mínimo exigido é de 95%.

2.2.3. Dimensionamento

O dimensionamento do maciço de Terra Armada é geralmente dividido em duas etapas: a verificação da estabilidade externa e a verificação da estabilidade interna.

Na verificação da estabilidade externa, devem ser avaliados os três mecanismos clássicos de instabilização de estruturas de contenção: escorregamento na base da estrutura, tombamento da estrutura e capacidade de carga do solo de fundação, bem como o mecanismo de ruptura global.

A estabilidade interna é verificada pelo chamado método do equilíbrio local, em que cada camada de reforço é analisada de forma independente. No cálculo da estabilidade interna, duas condições devem ser verificadas: ruptura e arrancamento do reforço. Estas duas condições fornecerão como resultados, respectivamente, a concentração de reforços (espaçamento horizontal) e o comprimento das camadas de reforço. O espaçamento vertical geralmente é fixado em 0,75 m devido às características geométricas das placas.

As fitas metálicas, comumente fabricadas em aço zincado com nervuras (Figura 2.1), são os elementos de reforço que transmitem as cargas da zona ativa para a zona passiva, pelo atrito com o solo do aterro. Elas devem apresentar elevado coeficiente de atrito com o material de aterro (existência de nervuras), pequena deformabilidade sob carga de serviço (baixa fluência), elevada resistência a tração, com ruptura do tipo não frágil e grande alongamento na ruptura, flexibilidade suficiente de forma a não limitar a deformabilidade vertical do maciço, além de permitir facilidades construtivas e boa durabilidade.



Figura 2.1. Detalhe das fitas metálicas nervuradas.

Em se tratando do efeito da corrosão sobre as fitas metálicas, as espessuras de sacrifício devem ser consideradas no dimensionamento dos muros em Terra Armada. As espessuras levam em consideração as condições ambientais em que as fitas trabalharão, sendo classificadas segundo a NBR-9286/86, em obras não inundáveis, obras inundáveis por água doce, obras inundáveis por água salgada e obras especiais, submetidas a condições de agressividade especiais (líquidos agressivos).

Dois critérios devem ser considerados na escolha do material de aterro: o critério mecânico, relacionado com o atrito solo-fita metálica, e o critério químico, relacionado com a durabilidade.

Em relação ao critério mecânico, a NBR 9286/86 estabelece duas principais características a serem observadas, o peso específico e o atrito interno (f^* - coeficiente de atrito aparente solo-fita metálica).

O coeficiente de atrito aparente solo-fita metálica (f^*), apresentado na equação 1.2, é dependente da tensão tangencial máxima mobilizada no contato solo-fita ($\tau_{\text{máx}}$) e da tensão vertical efetiva média do nível considerado (σ_v). É ainda suposto que o coeficiente f^* não varia ao longo do comprimento do elemento.

Seguindo essa definição são apresentados os critérios estabelecidos pela NBR 9286/86 para armaduras nervuradas (Tabela 2.1).

Tabela 2.1. Critério mecânico para seleção do material de aterro para fitas metálicas nervuradas.

Solo Grupo	Granulometria	Atrito Interno	Atrito Solo-fita
A	$0,08 \text{ mm} \leq D_{15}$ ou $0,08 \text{ mm} > D_{15}$ e $0,015 \text{ mm} \leq D_{10}$	Critério mecânico atendido	
B	$0,015 \text{ mm} > D_{10}$ $0,015 \text{ mm} \leq D_{20}$	Se $\phi'' \geq 25^\circ$ Critério mecânico atendido	
C	$0,015 \text{ mm} > D_{20}$ $0,015 \text{ mm} \leq D_{40}$	Se $\phi \geq 30^\circ$ $f_1^* = f_0^* \times \frac{\text{tg } \phi}{\text{tg } \phi_0}$ Critério mecânico atendido	
D	$0,015 \text{ mm} > D_{20}$ $0,015 \text{ mm} \leq D_{40}$	Se $\phi' \geq 25^\circ$ Critério mecânico atendido	
E	$0,015 \text{ mm} > D_{40}$	Estudos Especiais	

Nota:

1. ϕ = ângulo de atrito interno do solo, determinado por ensaio de cisalhamento rápido, sobre amostra moldada na umidade ótima e compactada até atingir 90 % do Grau de Compactação (Energia Proctor Normal).
2. ϕ' = ângulo de atrito interno do solo, determinado pelo ensaio de cisalhamento rápido pré-adensado sobre amostra saturada após moldagem na umidade ótima e compactada até atingir 90 % do Grau de Compactação (Energia Proctor Normal).
3. ϕ'' = ângulo de atrito interno do solo, determinado para efeito de correlação apenas, por ensaio de cisalhamento rápido sobre amostra deformada, moldada na umidade correspondente ao limite de liquidez e depois comprimida a 200 kPa.
4. D_n = diâmetro correspondente à porcentagem passante de n % na curva granulométrica.

Discutindo os critérios estabelecidos na Tabela 2.1, nos solos classe A, B e C sugere-se a ocorrência da dilatância impedida, ou seja, após a profundidade de 6 m, não se verifica o fenômeno da dilatância.

Entendendo melhor o critério mecânico de seleção para fitas metálicas nervuradas são apresentadas na Figura 2.2, possíveis faixas que se enquadram cada um dos grupos de solo. Deste ponto de vista, é importante ressaltar que, segundo o critério de norma, o que comanda a classificação é a fração fina do solo.

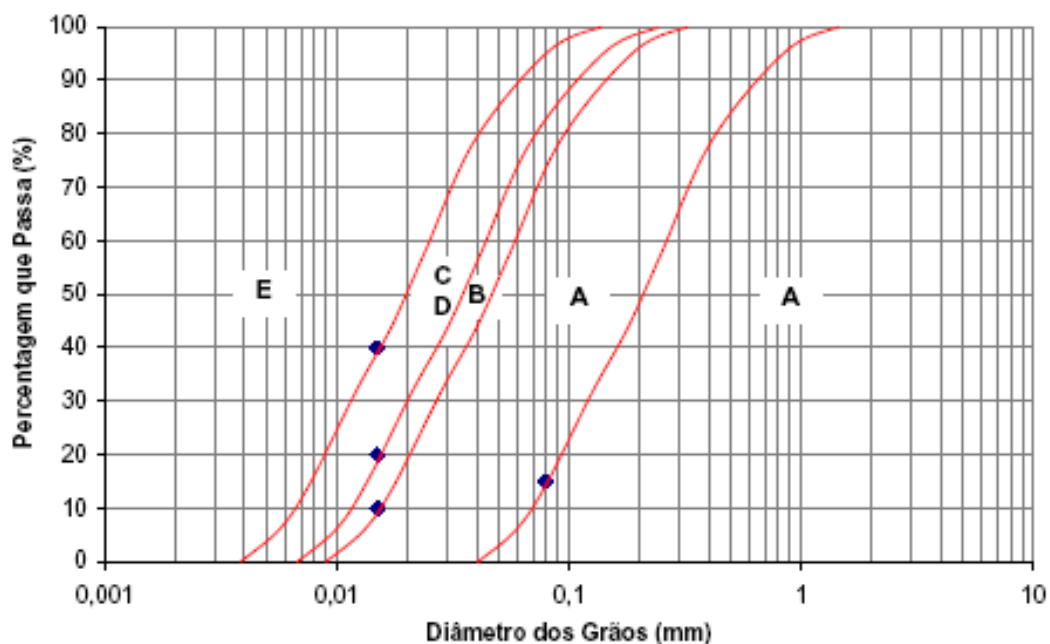


Figura 2.2. Possíveis faixas de classificação de grupos de solo para NBR 9286/86.

Seguindo com o critério químico, a norma estabelece características para o solo a ser empregado no aterro reforçado. Queiroz (1996) buscou analisar critérios químicos e comparou solos de origem residual com a presença de finos. Estes solos foram submetidos a monitoramento do potencial de eletrodo e polarização eletroquímica em meio aquoso. Como resultados mostraram-se que, os solos finos dito alternativos, apresentaram comportamento equivalente do ponto de vista de resistência a corrosão aos solos convencionais arenosos.

2.2.4. Aplicações, Vantagens e Limitações

Entre as vantagens do emprego de estruturas em Terra Armada destacam-se: a fácil adaptação a vários tipos de taludes e condições de solo; a estrutura resultante torna-se bastante flexível, permitindo construção sobre solos relativamente moles ou deformáveis; em termos de estética da estrutura e acabamento arquitetônico da face, o projetista pode escolher o tipo de acabamento (relevo, textura, cor) e a forma da estrutura para melhor adequá-la ao ambiente; ser mais barata em relação a outras técnicas de reforço, como por exemplo, solo

envelopado, que utiliza materiais geossintéticos. Isto se deve ao fato de que, o Brasil tem aumentado a experiência e produção de aço, principal componente na confecção das fitas metálicas, barateando os custos, ocupando em 2007, 8º lugar em produção mundial (LOGIKE, 2007).

As especificações de projeto de estruturas de solo reforçado em obras de países da América do Norte, Europa e Japão, em geral, fazem referência somente a solos granulares, que são caracterizados pela alta capacidade de drenagem e resistência ao cisalhamento. Dessa maneira, os solos finos, siltes e argilas, são excluídos pela baixa capacidade de drenagem e, conseqüente, pela dificuldade de dissipação do excesso de pressão neutra gerado no interior dos maciços compactados, ocasionando, principalmente, redução da resistência ao cisalhamento do solo.

A experiência internacional com obras em solo reforçado, notadamente a técnica de Terra Armada, sugere a necessidade da utilização de solos arenosos para a execução dos aterros (MENDONÇA et al., 2000). Abramento et al. (1998) reiteram esta tendência para casos brasileiros, sugerindo que o solo de aterro geralmente constitui-se em solo arenoso, com menos de 15% em peso do material passando na peneira # 200.

Em função da diversidade climática existente, o Brasil exibe uma grande variedade de solos (PATIAS, 2005). De acordo com Vargas (1985) *apud* Bueno (2005), um típico perfil do solo em áreas tropicais, compõe-se de um horizonte superficial, a camada residual maduro, geralmente de natureza laterítica (argila, areia argilosa) ou, por vezes constituídas por siltes micáceos, e areia ou uma camada de solo coluvionar acima do solo residual maduro; ocasionalmente um manto intermediário de argilas duras, mostrando uma estrutura relíquia ou, por vezes, expansivo, e constituído por uma camada de saprolítico constituído de cascalho, areia, solos arenosos e argilosos mostrando estrutura relíquia da rocha-matriz.

No Brasil e outros países de clima tropical, materiais granulares não estão facilmente disponíveis na vizinhança dos locais de construção (BUENO et al., 2006). Os solos com granulometria fina, além de serem encontrados em abundância em vastas áreas do território Brasileiro, muitas vezes, apresentam excelentes parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito).

Embora os solos tropicais lateríticos, geralmente materiais finos e mal graduados, quando classificados de acordo com a análise granulométrica tradicional, são excelentes materiais de construção comportando-se como se fossem solos grossos e bem graduados (BUENO, 2005).

Azambuja et al. (2003) afirmam que os solos mais empregados para estruturas de solo reforçado são os predominantemente granulares. Quando se trata de países com solos tropicais o emprego de solos lateríticos é particularmente vantajoso, recomendando assim, para a realidade brasileira, solos que possuam índice de plasticidade menor do que 15%.

Ehrlich et. al. (1994) e Reccius (1999) em estudos com solos reforçados têm demonstrado que a utilização de solos residuais com grande percentagem de finos (tipicamente 50% passando na peneira # 200) é indicada para obras de solo reforçado, desde que devidamente compactados. Mendonça et al. (2000) afirmam que em princípio não existe uma curva granulométrica típica ou mínima para a utilização ou não de determinado solo para aterro em obras de solo reforçado, uma vez que, além da granulometria, as características físicas e mineralógicas influem muito no comportamento destes solos quando compactados.

Kakuda (2005) realizou ensaios de arrancamento em geogrelha e para tanto utilizou seis solos típicos da região do estado de São Paulo. A distribuição granulométrica destes solos é representada na Figura 2.3, onde se confirma a abundância de solos com granulometria fina e justifica a necessidade de se estudar a utilização desses solos, ditos não-convencional para os casos de obras, na técnica de terra armada.

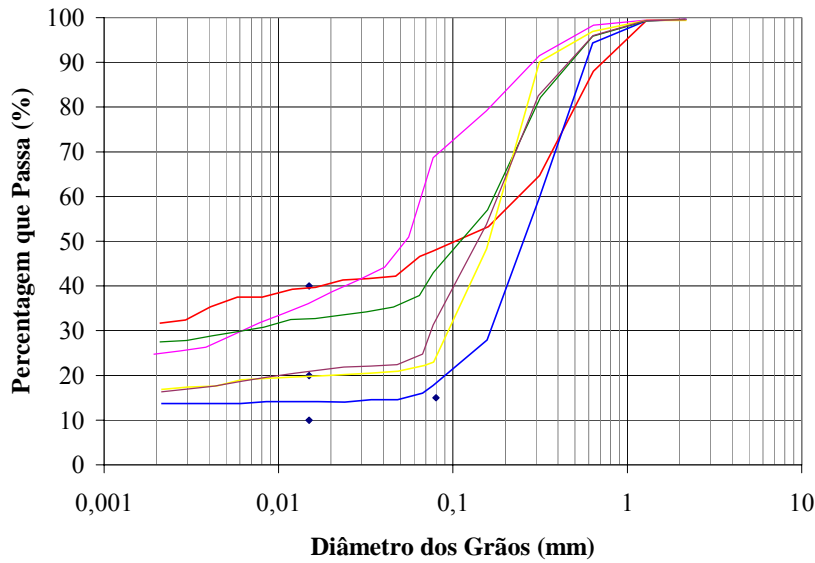


Figura 2.3. Distribuição granulométrica dos solos estudados por Kakuda (2005).

Grande percentagem do território brasileiro é coberta por solos finos (% passando peneira # 200 > 50%), geralmente de origem tropical, que poderiam ser classificados como solos de baixa capacidade de drenagem. Estes solos não atendem às recomendações técnicas para solos de aterro de estruturas reforçadas, conforme exigido pela AASHTO e BS 8006 (BUENO, 2005). Na prática da técnica de terra armada, solos finos são considerados não-convencionais para os casos de obras, constituindo um desafio para os engenheiros geotécnicos brasileiros.

2.3 GRAMPEAMENTO DO SOLO

O grampeamento do solo consta de um reforço obtido através da inclusão de elementos resistentes à flexão composta, denominados “grampos”, que podem ser barras de aço, barras sintéticas de seção cilíndrica ou retangular, micro-estacas, ou em casos especiais, estacas. Os grampos são instalados horizontalmente ou sub-horizontalmente, de forma a

introduzir esforços resistentes de tração, cisalhamento e momentos fletores (ORTIGÃO et al., 1993).

O alívio progressivo das tensões no solo, em função das sucessivas fases de escavação, e/ou uma configuração de ruptura do maciço, geram deslocamentos laterais no solo. Estes deslocamentos induzem o surgimento de forças internas aplicadas no sistema solo-reforço, de forma a minorar os deslocamentos da massa grampeada. (LIMA, 2002).

Quando a técnica é utilizada como estrutura de contenção ou em estabilização de escavações, os grampos são geralmente posicionados horizontalmente e os esforços principais considerados são de tração nos grampos. Ao contrário, quando esta técnica é utilizada para a estabilização de taludes naturais, os elementos de reforço são geralmente verticais ou perpendiculares à superfície potencial de ruptura e os esforços de cisalhamento e momentos fletores não devem ser desprezados (SCHLOSSER, 1982).

2.3.1 Histórico

O solo grampeado tem origem no conceito de construção de túneis conhecido com NATM (New Austrian Tunneling Method), patentado em 1945 pelo professor austríaco Landislau Von Rabcewicz.

Devido a grande utilização em obras de estabilização das cortinas ancoradas desde a década de 50, os engenheiros brasileiros deram pouca atenção a uma técnica alternativa, introduzida na França em 1972, em que os elementos de reforço são muito semelhantes às ancoragens, porém sem pré-tensão ou trecho livre, ditos grampos, pregos ou chumbadores (SILVA, 1999). Nomeado de *sol cloué*, próximo à cidade de Versailles, foi executado em talude ferroviário de cerca de 70° de inclinação. O maciço, constituído por arenito, foi estabilizado com chumbadores de 4 a 6m de comprimento, injetados em furos de cerca de 100

mm de diâmetro e espaçados de 70 cm. O sucesso da obra intensificou o uso do método no país e até o ano de 1986 cerca de 12.000 m² de taludes e escavações foram estabilizados com esta técnica (BRUCE E JEWELL, 1986).

Em 1975, na Alemanha Ocidental, a empresa Karl Bauer AG associou-se à Universidade *Karlsruhe* e ao Ministério de Pesquisa e Tecnologia Alemã, num programa de 4 anos de duração com a finalidade de estudar 8 modelos experimentais em escala real (STOCKER et al., 1979).

Em 1976, o sistema foi empregado pela primeira vez nos Estados Unidos com o nome de *soil nailing*, nas escavações para a construção do hospital *Good Samaritan* em Portland, Oregon (ABRAMENTO et al., 1998). O desenvolvimento da técnica foi acelerado por um extenso programa de pesquisa executado pela Universidade da Califórnia. Neste programa, foram executados ensaios em modelos, utilização de centrífuga, análises por elementos finitos e modelos instrumentados em escala real. Shen et al. (1981) citam que uma série de obras de contenção em solo grampeado foram executadas no Canadá com escavações da ordem de 18 m antes de 1976.

Em 1979, ocorre o primeiro simpósio sobre solos grampeados, o qual permitiu uma valiosa troca de experiências entre os engenheiros dos diversos países, pois, até então, a técnica havia se consolidado de forma isolada, principalmente na França, na Alemanha Ocidental e nos Estados Unidos (FRANÇA, 2007).

Em 1981, foi realizada a primeira tentativa de industrialização da técnica de solo grampeado com o desenvolvimento de uma face pré-fabricada (LOUIS, 1981 *apud* CLOUTERRE, 1991).

Em 1982, foi executada uma escavação para as fundações do escritório central de uma indústria, em Pittsburgh, Estados Unidos (NICHOLSON, 1986 *apud* CLOUTERRE, 1991). O fato relevante desta obra é a associação do solo grampeado com um pré-jateamento

da face, utilizando-se concreto, e o reforço com microestacas de algumas fundações críticas na zona grampeada.

Em 1986, teve início um grande programa nacional de estudos envolvendo universidades, laboratórios, empresas de construção civil, órgãos governamentais, associações de profissionais e agências de fomento, denominado *Programme Clouterre*. O programa contou com uma série de projetos de investigação do comportamento de obras de solo grampeado, com monitoramento de inúmeras obras reais, carregamento até a ruptura de algumas obras experimentais, ensaios de arrancamento e revisão dos modelos de cálculo disponíveis, adequando-os aos resultados das observações de campo. O objetivo deste programa era promover o uso do solo grampeado através de recomendações, incrementando o conhecimento do comportamento e para o desenvolvimento de projetos com este tipo de estrutura.

No Brasil, Ortigão et al. (1995) citam que a primeira obra em solo grampeado foi executada em 1970, pela empresa SABESP, de forma intuitiva, para a estabilização do emboque do túnel de adução do sistema Cantareiras, Porém há registro de obra em 1966, quando uma empresa suíça radicada no Brasil (Ródio Perfurações e Consolidações) aplicou concreto projetado e tela metálica com grampos para estabilizar taludes na área de reservatório da Barragem de Xavantes (ORTIGÃO et al., 1993).

A partir de 1972, chumbadores perfurados e injetados com calda de cimento ou somente cravados foram utilizados nos túneis e taludes da Rodovia dos Imigrantes. Pitta et al. (2003) citam que foram executados 72.763 m² de obras de solo grampeado no país de 1983 a 2003, dos quais cerca de 60% entre 1996 e 2003, demonstrando a rápida expansão na utilização desta técnica no Brasil.

2.3.2 Processo Construtivo

O solo grampeado é executado em etapas sucessivas e descendentes, conforme ilustrado na Figura 2.4. As etapas incluem escavação, execução dos grampos (perfuração do solo e instalação dos grampos) e estabilização do paramento.

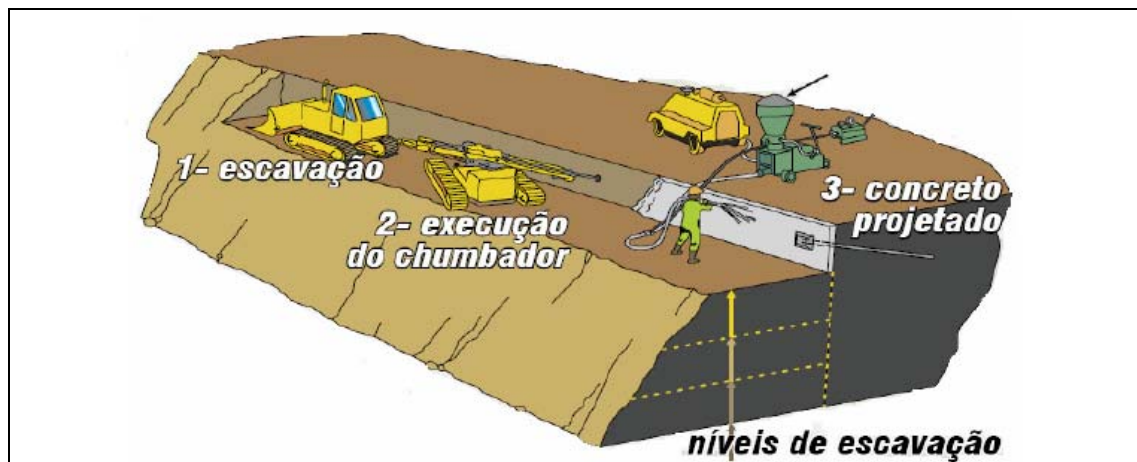


Figura 2.4. Etapas executivas da técnica de solos grampeados com equipamentos mecânicos (ZIRLIS et al., 1999).

2.3.2.1 Escavação

A escavação que pode ser mecânica ou manual é realizada em estágios, orientadas do topo para o pé do talude. A altura de cada uma das bancadas depende do tipo de solo e da inclinação da face de escavação. Em geral, esta altura varia em torno de 1 a 2 m (ORTIGÃO et al., 1993). Alguns autores relatam profundidades diferentes de escavação como Vucetic, Tufenkjian e Doroudian (1993) que sugerem entre 1,2 a 1,8 m e Raju, Wong e Low (1997) e Gässler e Gudehus (1981), de 1 a 1,5 m.

O material a ser escavado deve permanecer estável até a aplicação dos grampos e o revestimento da face. Ortigão et al. (1993) indicam que, o solo a ser escavado deverá apresentar uma resistência aparente não drenada ao cisalhamento mínima de 10 kPa, porém Ortigão et al. (1995) sugerem resistência mínima não drenada de 15 kPa para que se obtenha

estabilidade. O autor ressalta que este valor de resistência é fácil de ser obtido na maioria dos solos argilosos e arenosos, inclusive em areias puras úmidas, devido ao efeito da capilaridade. Entretanto, em areias secas e sem nenhuma cimentação e solos moles, este processo dificilmente terá sucesso.

O umedecimento de solos não coesivos secos, o pré-jateamento da face recém escavada com concreto projetado e ainda a escavação em trechos horizontais intercalados são recomendações úteis para se executar obras sem sobressaltos em solos de comportamento geotécnico difícil (FRANÇA, 2007).

Nas condições em que o tempo de auto-sustentação (*stand up time*) do material é muito curto pode-se realizar um reforço prévio do solo a fim de que se possa utilizar a técnica de solo grampeado. Pitta et al. (2003) relatam em seu trabalho a execução de grampos verticais previamente ao início dos cortes, ao longo do eixo do muro, posicionados em distâncias conforme o espaçamento dos chumbadores de arrimo e com comprimentos da altura a escavar. Segundo os autores, “a prática desta atitude mostrou uma grande redução de trincas e das deformações nas edificações lindeiras, aumentando ainda a produtividade”.

Quando se está executando uma obra de solo grampeado pode ocorrer que haja necessidade de dois tipos de escavação: aquelas necessárias para possibilitar o acesso dos equipamentos ao local de execução da obra e as realizadas para a construção da parede do solo grampeado. Algumas vezes é necessária a construção de bermas, para manter a estabilidade durante o processo construtivo ou de escavação por setores alternados (“cachimbos”) (MONTEZUMA, 1998). Esta situação é ilustrada na Figura 2.5.



Figura 2.5. Execução de Escavação Central com Duas Bermas de Equilíbrio (LIMA, 2007).

Gässler (1990) e Clouterre (1991) apresentam na Tabela 2.2, valores típicos de alturas de escavação para diferentes tipos de solos.

Tabela 2.2. Altura de escavação para diferentes tipos de solo
Gässler (1990) e Clouterre (1991)

Solo	Altura de escavação em cortes vertical (m)
Silte	1,2 a 2,0
Argila	1,5 (normalmente adensada) 2,5 (pré-adensada)
Areia	1,2 (medianamente densa com cimentação) 1,5 (densa com cimentação) 2,0 (cimentada)
Pedregulho	0,5 (com coesão aparente) 1,5 (cimentado)

A técnica de solo grampeado também é empregada em maciços com nível d'água, ou expostos à água. Nestas circunstâncias, procedimentos especiais são adotados para prevenir o contato entre o grampo e a água (SPRINGER, 2006).

Cuidados devem ser tomados com os equipamentos utilizados na escavação, os quais devem perturbar o mínimo possível o material a ser escavado. Caso existam áreas desagregadas de solo na face escavada, as mesmas devem ser retiradas (SPRINGER, 2006).

2.3.2.2 Execução dos Grampos

Após a escavação da primeira bancada segue-se para o segundo passo que trata da execução da linha de grampos. Esta etapa é diferenciada conforme o tipo de grampo, sendo os mais comuns, cravados ou injetados.

2.3.2.2.1 Grampos Cravados

Nos grampos cravados, estes são introduzidos à percussão com a utilização de marteletes pneumáticos ou hidráulicos, ou de forma manual, sem nenhuma escavação preliminar. Porém com limitações quanto à cravação em solos com ocorrência de pedregulhos e a limitação do comprimento máximo. Ortigão et al. (1993) apresentam ordem de 6,0 m de comprimento para que se possa cravar com eficiência. França (2007) esclarece essa desvantagem, de ser aplicado apenas a grampos curtos, em geral até 3 m de comprimento, não excedendo 8 m creditando principalmente a restrição do espaço necessário para os equipamentos de instalação.

A instalação é rápida, econômica e particularmente eficiente em solos não coesivos fofos. O método oferece resistência imediata uma vez que não é necessário esperar o tempo de cura da calda de cimento. Entretanto, a resistência ao cisalhamento do contato solo-grampo é reduzida, com valores típicos da ordem de 30 a 40 kPa em solos arenosos e valores ainda menores em argilas. Outro aspecto é a maior susceptibilidade à corrosão, neste caso,

deve-se adotar uma espessura de aço adicional. Devido a estes fatores, o emprego destes grampos no Brasil está voltado a obras provisórias.

São muito utilizadas na França e na Alemanha com hastes ou barras de pequeno diâmetro (15 a 46 mm), ou seções metálicas, feitas de aço mole. Tem um pequeno espaçamento entre si (2 a 4 barras por m²), criando uma massa de solo reforçado mais homogênea (MONTEZUMA, 1998).

2.3.2.2.2 Grampos Injetados

Para os grampos injetados é necessária realização de furos, que podem ser executados com trados helicoidais contínuos, denominada perfuração simples, ou sondas rotativas, denominadas duplas, que podem ser combinadas à técnica de percussão, facilitado ainda pela combinação de fluidos como água ou ar comprimido. Springer (2006) discute a utilização de lama bentonítica associada à perfuração, devido a potencial redução do atrito entre solo reforço. Dependendo da profundidade do furo, diâmetro e da área de trabalho, pode-se optar por perfuratrizes do tipo sonda, *crawlair*, *wagon drill*. Quando se deseja alta produtividade dos trabalhos no canteiro, são utilizadas esteiras de perfuração do tipo *crawlair*, cujo peso varia entre 20 e 40 kN (MAGALHÃES, 2005).

O processo inicia-se com a perfuração do solo, produzindo furos com diâmetro entre 50 e 600 mm, sendo comumente empregados furos de 70 a 120 mm.

Seguindo com a execução dos grampos, após a perfuração são realizadas a instalação e fixação das inclusões. As inclusões normalmente são formadas por barras de aço, com ou sem proteção contra corrosão (resinas epóxicas ou pintura eletrolítica), ou ainda de fibras e outros materiais similares. É comum a utilização de barras de aço de 13 a 32 mm de

diâmetro. A Tabela 2.3 apresenta as barras comercialmente disponíveis, utilizadas para este fim (GEORIO, 1999).

Tabela 2.3. Tipos de Barras (GEORIO, 1999).

Aço	Seção	Diâmetro (mm)
Dywidag Gewi ST 50/55	Plena	32,0
Dywidag ST 85/105	Plena	32,0
CA 50 A	Plena	Faixa 12,5 a 32,0
CA 50 A	Reduzida com rosca	Faixa 12,5 a 32,0
Rocsolo ST 75/85	Rosqueada	Faixa 14,0 a 41,1
Incotep	Rosqueada	Faixa 19,0 a 50,0
Resinex	Rosqueada	Faixa 14,0 a 41,1

Barras corrugadas são utilizadas para aumentar a aderência com o fluido cimentante. Este procedimento resulta numa resistência de interface (grampo-solo) da ordem de 100 kPa para a maioria dos tipos de solo (FRANÇA, 2007).

A experiência brasileira com tirantes tem demonstrado pequeno número de acidentes associados à corrosão, porém os grampos metálicos necessitam de proteção contra a corrosão, principalmente quando instalados em ambientes agressivos. Ortigão et al. (1995) recomendam a utilização da NBR 5629 (Execução de Tirantes Ancorados no Terreno) que incorporou diversas práticas internacionais, principalmente o uso de dupla proteção com um revestimento plástico preenchido com nata de cimento.

Diversos estudos têm sido desenvolvidos objetivando a substituição de barras de aço por mistura de argamassa e fibras de polipropileno. Magalhães (2005) realizou ensaios de arrancamento com essa mistura em obra de solo grampeado em Niterói, RJ. Leite (2007) desenvolveu trabalho similar, através de ensaios de arrancamento realizados em uma área experimental, localizada no município de Duque de Caxias, RJ.

Após a preparação da barra contra corrosão, são instalados centralizadores (Figura 2.6) com o objetivo de garantir a continuidade e a regularidade do recobrimento com o material de preenchimento do furo, aplicada após a fixação das inclusões.



Figura 2.6. Detalhe de centralizador instalado em grampo.

Após as barras terem sido introduzidas nos furos e posicionadas, preenche-se com fluido cimentante, usualmente calda de cimento para solos ou resinas para materiais rochosos. O fluido pode ser aplicado sob pressão ou por gravidade. Alguns estudos têm sido realizados nesta linha e serão apresentados no item específico.

2.3.2.2.2.1 Detalhes de Injeção de Fluido Cimentante

A injeção do fluido cimentante é realizada por meio de tubulação acessória, cuja extremidade é posicionada no fundo da perfuração, injetando-se do fundo para a superfície (processo ascendente), preenchendo-se totalmente a cavidade.

Quando se opta pela injeção por gravidade, primeiramente é realizado o preenchimento do furo com o fluido, seguindo da inclusão do elemento.

Zirlis et al. (2003) consideram que, quando se opta por aplicações sob pressão, adjacente à barra, deve-se prever a instalação de um ou mais tubos de re-injeção perdidos, de polietileno ou similar, com diâmetro de 8 a 15 mm, providos de válvulas a cada 0,5 m, a até 1,5 m da boca do furo. A quantidade de tubos depende das fases de injeção previstas, e deve-se considerar um tubo para cada fase. Sugere-se que todo grampo receba, pelo menos, uma fase de re-injeção além da bainha. A re-injeção (segunda injeção), além de promover a melhor ancoragem do grampo, trata o maciço, adensando-o e preenchendo fissuras.

Diversas alternativas têm sido utilizadas ao procedimento descrito por Zirlis et al. (2003). Este procedimento tem sido modificado em função da prática do projetista e construtor. Anteriormente Zirlis e Pitta (2000) recomendavam que a bainha (primeira injeção ou injeção de preenchimento do furo) seja injetada por tubo auxiliar removível, de forma ascendente, com calda de fator água/cimento próximo de 0,5 (em peso), proveniente de misturador de alta turbulência até o seu extravasamento na boca do furo. Sugerem ainda que a re-injeção seja realizada após um tempo de cura da bainha mínimo de 12 horas, por meio do tubo de re-injeção que contem as válvulas manchetes e que permanece no interior do furo. Projetistas podem adotar a utilização de tubos de PVC de 20 e 25 mm de diâmetro para aplicação da injeção, removível, havendo tantos tubos quanto sejam as fases de injeção definidas em projeto. Outro procedimento é a injeção em etapas, havendo um preenchimento sem realizar a re-injeção, sempre partindo do fundo para a superfície (Figura 2.7).

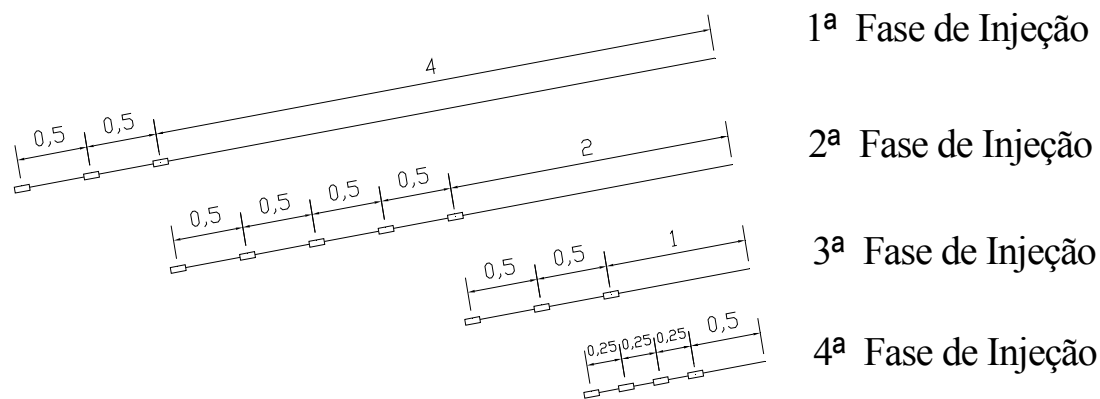


Figura 2.7. Procedimento de Injeção em Etapas – Grampos de 5 m.

Souza et al. (2005) apresentam os resultados da escavação de 12 grampos examinando-se detalhes relativos a diferentes estágios de injeção. Nos grampos com apenas injeção de preenchimento do furo (bainha), verificou-se que a exsudação da calda de cimento provoca vazios em grande parte do furo, não reconstituindo totalmente o desconfinamento provocado pela perfuração. Se a injeção do grampo não promove um perfeito preenchimento do furo, o grampo tem sua função prejudicada. Nos grampos que receberam uma re-injeção, após a execução da bainha, houve o preenchimento dos vazios causados pela exsudação da calda de bainha. Este fato foi comprovado pela coloração diferente da calda de re-injeção. Esta re-injeção reconstituiu o confinamento do furo e possibilita o tratamento do solo no entorno do grampo, promovendo uma redução dos deslocamentos da contenção.

2.3.2.2.3 Detalhes da Instalação de Grampos

Os grampos devem ser instalados imediatamente após a escavação para que se minimizem os possíveis deslocamentos. Pode-se aplicar uma fina camada de concreto projetado após a execução da escavação também com o objetivo de minimizar estes deslocamentos.

2.3.2.2.3.1 Ângulo de Instalação

A inclinação dos grampos também influencia a resistência do maciço reforçado. Em escavações ou taludes, os grampos devem ser instalados horizontalmente ou com pequena inclinação com a horizontal, a fim de apresentar um melhor comportamento quando tracionados (LIMA, 2002).

Springer (2006) argumenta que os grampos são mais eficientes no controle de deslocamentos laterais da estrutura quando instalados na horizontal, porém na prática a tecnologia de instalação dos grampos permite que se adotem ângulos entre 5 a 15°. Outros autores justificam leve inclinação dos grampos a fim de facilitar a execução da calda de cimento quando do uso de grampos injetados. Zirlis et al. (1999) sugerem ângulos variando entre 5° a 30° com inclinações sempre abaixo da horizontal.

Segundo Lima (1996) a inclinação de grampos com rigidez à flexão influencia nos esforços internos dos grampos. Para grampos mais rígidos, o aumento da inclinação ocasiona baixa tração e altos momentos fletores nos grampos. Comportamento oposto ocorre para grampos com baixa rigidez.

Silva (1999) através de ferramenta numérica estudou a influência da inclinação dos grampos no comportamento da parede. O autor utilizou uma malha de elementos finitos fazendo variar valores de inclinação do grampo entre 0° e 15° em intervalos de 5°. A partir da análise, observou-se que para um mesmo comprimento de reforço a sua influência vai diminuindo à medida que se aumenta a inclinação.

Feijó (2007) através de monitoramento de uma escavação grampeada em solo residual, com profundidade de 6 m, obteve que, as deformações (cargas de tração) mobilizadas apresentam-se máximas na seção com grampos inclinados de 15°, indicando, em princípio, uma maior eficiência dos grampos nessa inclinação. As tensões induzidas pelos

momentos fletores nos grampos não se mostraram desprezíveis comparativamente aos valores mobilizados pelas forças axiais. Conforme a inclinação do grampo a contribuição dos momentos nas tensões internas variou entre 22% e 32%, apresentando resultados crescentes com a inclinação.

2.3.2.3.2 Tipos de ligação grampo-face

A Figura 2.8 ilustra as diferentes configurações disponíveis para extremidade dos grampos e ligações com as faces.

O contato entre os grampos e a face é comumente feito por porca e parafuso, para barras com diâmetro igual ou maior que 20 mm (Figura 2.8 a). Este tipo de configuração permite a aplicação de uma pequena protensão aos grampos, de cerca de 10% da sua carga de trabalho para que haja uma melhor acomodação entre o solo e a argamassa e sejam assim minorados possíveis deslocamentos. Este procedimento, porém, não é obrigatório, nem tampouco utilizado na maior parte das obras de solo grampeado (SPRINGER, 2006).

Na Figura 2.8 b, o contato é feito com a dobra da barra, indicado para grampos que possuam diâmetro menor que 20 mm, porém é comumente encontrada em obras para diferentes diâmetros pela praticidade de execução, conforme ilustrado na Figura 2.9.

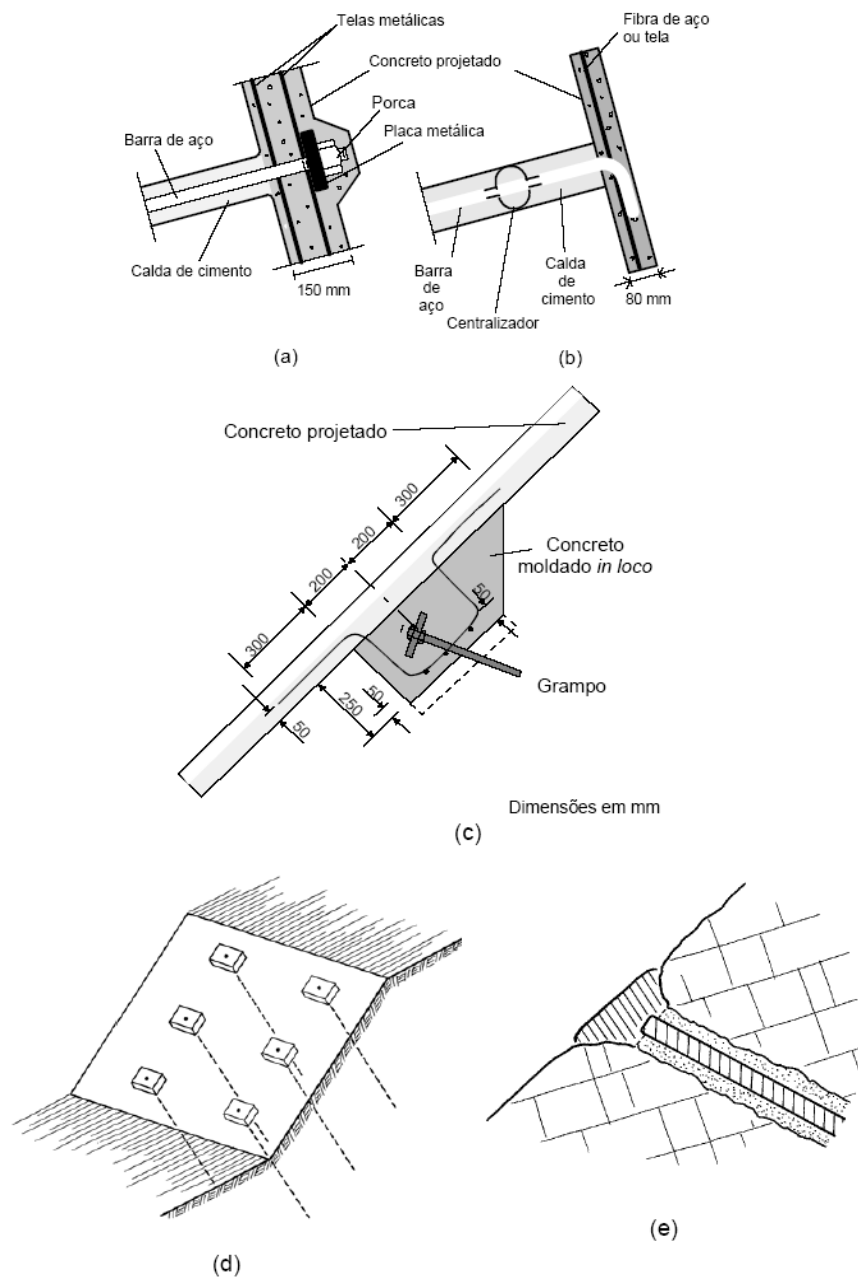


Figura 2.8. Tipos de ligação grampo-face (INGOLD, 2000 *apud* LIMA, 2007).



Figura 2.9. Extremidades do grampo dobrada.

Na Figura 2.8 “c”, “d” e “e”, observa-se a extremidade do grampo embutida no terrero (c), com bloco de proteção (d), comumente encontrado em soluções de cortina atirantada, e extremidade embutida sem placa metálica (e).

2.3.2.2.4 Cuidados na Execução de Grampos

Ortigão (1997) apresenta alguns cuidados a serem tomados durante a execução do grampo, que contribuem para melhoria do seu desempenho, destacando os seguintes itens:

- **Limpeza do furo:** A limpeza do furo em solos secos é realizada a seco e com ar comprimido, durante a perfuração. Em solos úmidos, o equipamento de perfuração deve utilizar água ou outro fluido na lavagem.
- **Aditivos:** O expansor de calda de cimento é um aditivo que evita a retração e, conseqüentemente, a diminuição do atrito solo-grampo. Outro aditivo recomendado é o acelerador de cura, que reduz os prazos de execução do reforço.
- **Tubo lateral de injeção:** A utilização de uma tubulação plástica de injeção deve ser obrigatória especialmente em grampos longos ($L > 3\text{m}$), para garantir o preenchimento adequado do furo.

- Espaçadores e centralizadores: Os espaçadores podem ser fabricados na própria obra com tubos de PVC e instalados a cada 3 m ao longo da barra de aço, garantindo a sua centralização no furo.

2.3.2.3 Revestimento da Face

Concluída a execução dos grampos, deve-se proteger a face do talude contra rupturas localizadas e erosões superficiais, causadas por chuva ou outras intempéries. Para isso, podem-se utilizar diversas alternativas, como elementos pré-fabricados de concreto, concreto projetado sobre tela metálica, ou com adição de fibras e até mesmo grama armada.

Em solos, a proteção é geralmente executada por meio de jateamento de concreto sobre uma malha metálica, com espessura entre 5 e 15 cm e com armadura suficiente para resistir a tração gerada pela dilatação térmica do próprio concreto. Trabalhos têm sido desenvolvidos quanto à substituição de telas metálicas por fibras, sejam metálicas ou sintéticas, onde as fibras obtêm destaque principal na função de combater a fissuração oriunda das retrações do concreto, resistir a tensões de tração localizadas, bem como reduzir o deslocamento inicial do processo de projeção do concreto. Uma das aplicações de revestimentos em túneis tem como finalidade aumentar a resistência ao fogo (OLIVEIRA E RODRIGUES, 2006).

Diversas obras tem utilização de elementos pré-fabricados de concreto para proteção da face, dado o valor estético, como o aspecto visual de segurança. Outra alternativa é a utilização de blocos pré-fabricados do tipo Terrae. Estes dão um bom acabamento para a obra, facilitam a execução e garantem a drenagem (SARAMAGO et al., 2005; FERREIRA JR. et al., 2006). Gotlieb e Alonso (1997) apresentam solução utilizando grama armada em

talude do trecho da BR 116, SP, como alternativa econômica e de visual agradável. Algumas obras na China tem utilizado tela de Bambu como revestimento de Face (SAYÃO, 2007).

A face pode também ser revestida com concreto lançado quando não existem problemas de instabilidade em curto prazo. Esse método é usual quando uma grande quantidade de reforço é utilizada ou quando a face tem que se apresentar com concreto liso.

2.3.2.4 Drenagem

Para execução de solos grampeados é necessário que o terreno esteja acima do nível d'água ou que se utilizem técnicas de rebaixamento. Contudo, é necessário evitar que a percolação de água de outras fontes, como a chuva ou vazamentos em tubulações, ocorra na direção do paramento. Como medida comum de proteção utiliza-se de dispositivos para drenagem.

Devem ser utilizados drenos de paramento com a função de promover a drenagem das águas vindas do talude, que chegam ao paramento, comumente é feita com barbacãs ou com dreno linear contínuo. Os barbacãs (Figura 2.10) são executados com a escavação de uma cavidade (aproximadamente 0,2 x 0,2 x 0,2 m) preenchida com material arenoso. Nessa cavidade é instalada uma saída com tubo drenante, partindo do seu interior para fora do revestimento, com inclinação descendente. É um procedimento de drenagem pontual que deve ser projetado para abranger toda a superfície do paramento, respeitando espaçamentos especificados em projeto.



Figura 2.10. Dreno de Paramento - Barbacã.

A drenagem do paramento também pode ser feita com drenos lineares contínuos (Figura 2.11). Estes são construídos com a instalação de uma calha envolta com material filtrante, geotêxtil ou geodreno. Este dreno se estende na vertical do paramento, desde sua crista até o pé do talude, onde aflora na canaleta de pé.



Figura 2.11. Dreno de Paramento tipo Linear – Geodreno.

O dreno horizontal profundo é outro artifício utilizado como dispositivo de drenagem. Estes consistem de tubos plásticos ranhurados (diâmetro em torno de 50 mm), inseridos em furos no solo de aproximadamente 75 mm de diâmetro. Os tubos são recobertos por geotêxtil ou tela de nylon com a função de filtração. Os comprimentos dos drenos variam entre 6 e 18 m (Figura 2.12).

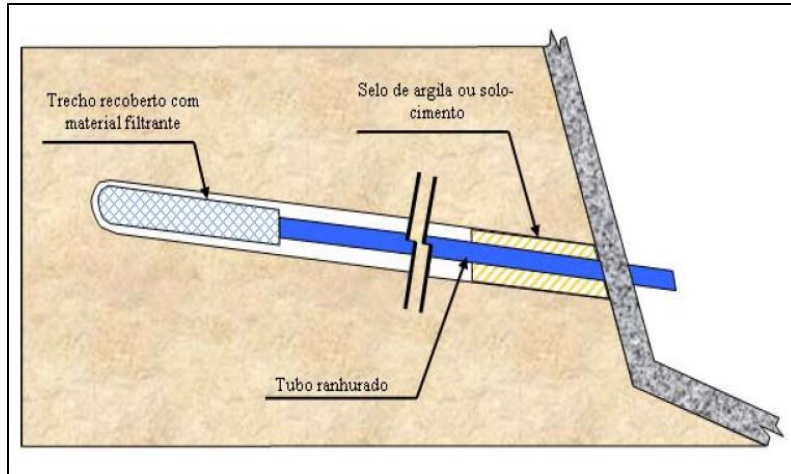


Figura 2.12. Esquema de dreno sub-horizontal profundo (ZIRLIS et al., 2003).

É necessário atentar para a drenagem superficial. Canaletas de crista e de pé cumprem este papel (Figura 2.13). Em geral são moldadas no local e cobertas com concreto projetado.

Com estas medidas, a água é conduzida corretamente por toda a obra e é importante que elas sejam instaladas antes da execução do revestimento da face. Ressalta-se a necessidade de uma correta manutenção do sistema de drenagem. Trincas, sujeiras e obstruções em tubos devem ser evitadas.



Figura 2.13. Detalhe de Canaleta para Drenagem.

2.3.3 Aplicações, Vantagens e Limitações

Proto Silva (2005) relata principais aplicações para a técnica de solo grampeado, sendo:

a) Maciços a serem cortados, cuja geometria resultante não é estável – Em estacionamentos subterrâneos, vias subterrâneas, cortes para implantação de sistemas viários, escavações de túneis, entre outras;

b) Taludes existentes com condições insatisfatórias de estabilidade – Reforços em taludes que são potencialmente instáveis com inclinação da ordem de 45 a 90°;

c) Taludes rompidos – Remediação de taludes danificados por movimentação à montante, ou por ocorrência de sobrecargas.

Conforme Zirlis (1988) a aplicação desta técnica está vinculada ao seu conhecimento e oferecimento de vantagens com relação aos métodos tradicionais existentes. Através de análises de obras já executadas e de experiência, pode-se listar alguns fatores que conduzem ao seu uso, sendo eles:

- economia com relação aos sistemas de contenção atirantadas;
- maior rapidez executiva, com o trabalho de forma contínua;
- equipamentos e execução de pequeno porte com acesso a áreas reduzidas, densamente ocupadas e instáveis;
- facilidade de adaptação a geometrias variáveis, se acomodando perfeitamente ao perfil existente;
- os movimentos necessários para mobilização do trabalho dos chumbadores são muitos pequenos;
- permitem o avanço dos serviços de contenção de forma contínua não necessitando de paralisações para, aguardar cura, ensaios e protensão das ancoragens atirantadas.

A principal desvantagem da técnica de grampeamento apresentada por Ortigão et al. (1993) é quanto aos deslocamentos provocados pela flexibilidade da estrutura. A execução de uma contenção deste tipo, próxima a uma estrutura muito sensível a movimentos do terreno, requer cuidados especiais, como a adoção de ancoragem convencional para diminuir a sua flexibilidade.

Zirlis (1988) argumenta que, assim como em outros tipos de contenções, a técnica de solo grampeado também possui algumas limitações, sendo elas:

- as escavações serão limitadas pelo espaçamento entre duas linhas de chumbadores necessitando para tal que o talude permaneça estável por algumas horas até a execução dos serviços;

- não é aplicável em escavações em argila mole, uma vez que será necessária uma alta densidade de chumbadores com comprimentos elevados para este caso, porém neste caso, é relatada em literatura, caso de emprego da solução de solo grampeado em solo argiloso orgânico misturado a materiais de aterro sanitário.

Outra desvantagem que merece destaque é a necessidade de adaptar o equipamento de perfuração quando as características do solo variam, à medida que as escavações prosseguem. Essa situação pode tornar a obra mais complicada e menos econômica.

2.3.4 Controle de Qualidade

Um destaque deve ser dado quanto ao controle da qualidade das obras. Dias (1992) apresenta sugestão para procedimentos básicos para execução do solo grampeado. Falconi e Alonso (1997) sugerem adaptações dos métodos do ensaio de arrancamento, de recebimento e os ensaios de fluência, normalmente empregados em obras de cortina

atirantada, para fins de garantir um grau mínimo de confiabilidade às estruturas de contenção em solo grampeado.

2.3.5 Deslocamentos

Durante as escavações sucessivas, o solo que forma o muro de solo grampeado é sujeito à descompressão lateral. Ao final da construção, em geral os valores máximos de deslocamentos vertical e horizontal ocorrem no topo. Os deslocamentos esperados para estruturas contidas com a técnica de solo grampeado são da ordem de 0,1%H até 0,5%H, onde “H” é a profundidade total de escavação (GUILLOX e SCHLOSSER (1982); CARTIER e GIGAN (1983); GASSLER e GUDEHUS (1981); SHEN et al. (1981); PLUMELLE (1986); MITCHELL e VILLET (1987); JURAN e ELIAS (1987 e 1990)).

Segundo Springer (2006), os deslocamentos no topo do paramento são dependentes de alguns fatores, tais como:

- sequência construtiva;
- altura das faces de escavação;
- espaçamento entre grampos;
- comprimento dos grampos;
- fator de segurança global do muro;
- razão entre o comprimento do grampo/altura do muro;
- inclinação dos grampos;
- capacidade de suporte do solo de fundação.

Quando os deslocamentos laterais no topo do muro são excessivos, utiliza-se o recurso de estruturas mistas, que consistem em uma estrutura de solo grampeado enrijecido com ancoragem no topo.

2.3.6 Ensaio de Arrancamento

O principal parâmetro em projetos de estruturas em solo grampeado é a resistência ao arrancamento desenvolvida na interface solo-grampo (q_s). Para um dado solo e um dado grampo, q_s é função das propriedades do grampo, do solo e da interface solo-grampo (SCHLOSSER e UNTERREINER, 1990 *apud* HENRIQUES JUNIOR, 2007).

No solo grampeado, a resistência ao cisalhamento de interface (q_s) apresentada na equação 1.1 é definida a partir do diâmetro do furo (\emptyset_{furo}), do comprimento de ancoragem (contato entre o reforço e o solo) (L_s) e da carga máxima de tração atuante do reforço (T_L).

A execução de ensaios de arrancamento de chumbadores não é regulamentada por norma técnica. Entretanto, existem alguns procedimentos e recomendações de ensaios. Barley et al. (1997) apresentaram uma revisão dos atuais códigos e guias práticos relacionados à realização de ensaios de arrancamento. As principais orientações em relação a esta prática são abordadas na Norma Britânica (BS-8006), no Manual da Federal Highway Administration - USA, e no programa Nacional de Pesquisa Clouterre.

O princípio do ensaio de arrancamento (*pull out test*) consiste em se aplicar uma força estática, em incrementos sucessivos, à cabeça do grampo, por meio de um macaco hidráulico monitorado por célula de carga ou por manômetro, até provocar um movimento de cisalhamento entre o solo e o grampo. Para cada carga aplicada, registra-se o deslocamento da cabeça do grampo. Tem-se, assim, uma curva carga *vs* deslocamento, da qual se obtém a máxima carga axial de tração no grampo (CLOUTERRE, 1991).

O esquema típico de montagem do ensaio de arrancamento é apresentado na Figura 2.14 (LAZARTE et al., 2003).

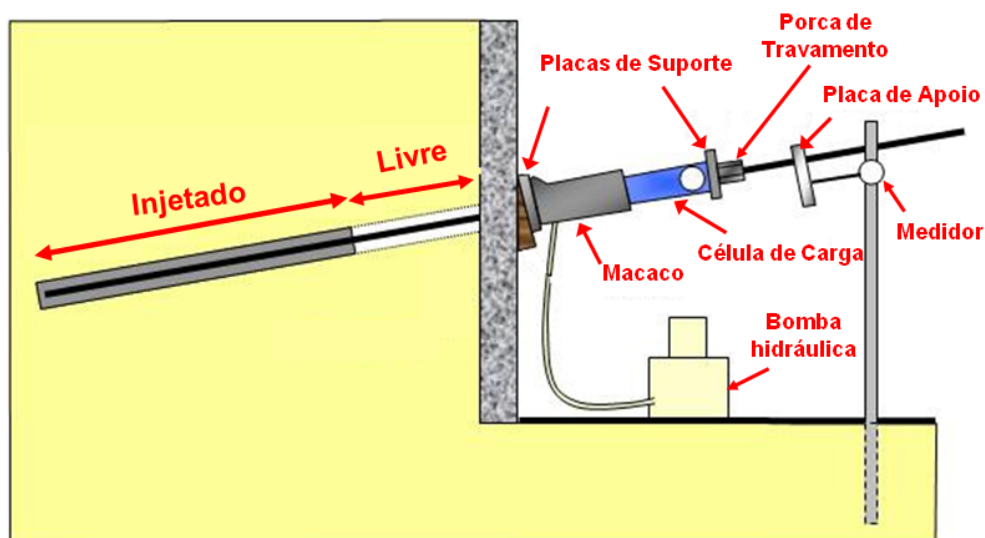


Figura 2.14. Esquema de montagem do ensaio de arrancamento (adaptado de LAZARTE et al., 2003).

A partir da Figura 2.14 observam-se, na ordem de seqüência, os seguintes acessórios: Placa de reação (aço ou concreto); Macaco hidráulico; Célula de carga; Porcas para fixação e travamento; Placa de apoio (referência); Medido de Deslocamento (Extensômetros fixados a suporte externo).

A montagem do ensaio deve possuir, preferencialmente, dois extensômetros para leitura dos deslocamentos dos chumbadores. Estes extensômetros devem estar fixados a um suporte externo que não seja afetado pelos movimentos do macaco e da parede. Estes equipamentos devem apresentar uma resolução mínima de 0,01 mm. A utilização dos dois equipamentos possibilita o cálculo da média das leituras, no caso de carregamentos levemente excêntricos, ou seja, no caso de haver alguma imperfeição no alinhamento entre os eixos do macaco e do reforço. A medição redundante dos deslocamentos pode ser vital no caso de um dos extensômetros apresentar funcionamento deficiente durante o ensaio.

Clouterre (1991) recomenda que o equipamento de ensaio tenha um sistema de ajuste para aplicar uma força no mesmo eixo da barra, um macaco vazado, bomba e uma célula de carga. O procedimento de instalação dos chumbadores destinados ao ensaio de arrancamento (inclinação, perfuração, introdução no furo e injeção) deve ser exatamente o mesmo dos chumbadores permanentes da obra. O autor menciona ainda que a método empregado no ensaio pode ser com deslocamento controlado (velocidade constante) ou força controlada.

Os ensaios de arrancamento são realizados em chumbadores com um trecho livre seguido de um trecho injetado. Deve-se garantir que não haja preenchimento de calda de cimento no trecho livre. Ao se aplicar o carregamento de tração no chumbador, a face e o maciço de solo são submetidos à esforços de compressão. Caso haja preenchimento com nata, o trecho inicial estará sujeito à compressão, o que é indesejado. Clouterre (1991) e Lazarte (2003) recomendam ensaios em grampos com 4 m de comprimento, sendo os 3 últimos metros injetados com calda de cimento e o trecho inicial de 1m deixado livre, isolado da calda. Dias et al. (2006) comentam que há uma tendência para se utilizar estas condições de ensaio.

Clouterre (1991) estabelece que o ensaio deve ser considerado finalizado quando a força de tração atingir um valor máximo ($F_{máx}$) ou se estabilizar para deslocamentos crescentes. A Figura 2.15 representa estes critérios de ruptura.

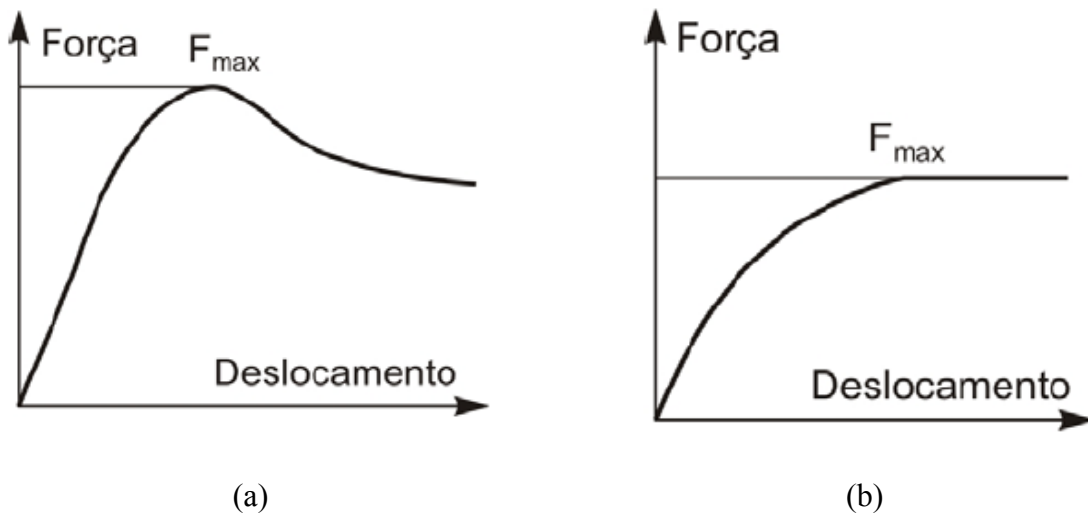


Figura 2.15. Critério de ruptura de arrancamento de chumbadores: (a) força máxima e (b) estabilização do deslocamento (CLOUTERRE, 1991).

A partir dos ensaios de arrancamento também é possível determinar a carga residual e o coeficiente (k_{β}), que corresponde à inclinação inicial da curva carga vs deslocamento, conforme apresentado na Figura 2.16.

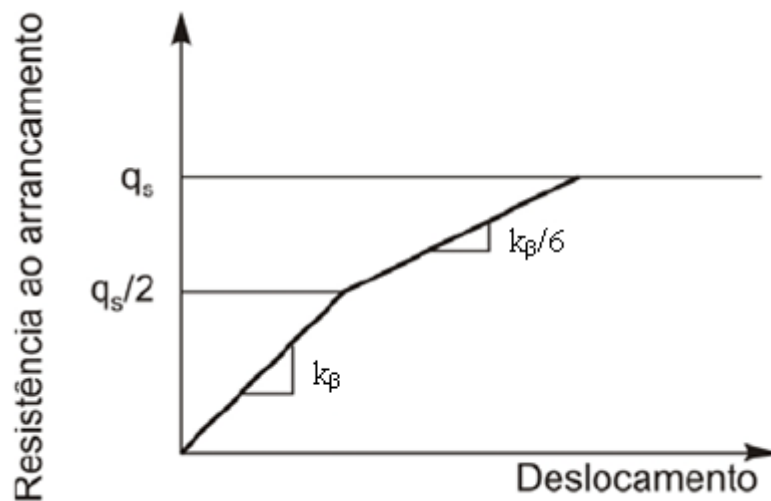


Figura 2.16. Determinação da força máxima de arrancamento (CLOUTERRE, 1991).

2.3.7 Instrumentação

Para se compreender e avaliar obras e testar hipóteses de cálculo é necessário um arranjo instrumental a fim de que se possa obter parâmetros e informações da estrutura. Estas informações devem se estender não somente no desenvolvimento e término da obra, mas também antes do início da mesma.

As diversas obras civis, sejam túneis e escavações, bem como construção de barragens e aterros, modificam o meio físico, causando efeitos que eventualmente precisam ser acompanhados, principalmente quando se trata de obras executadas no meio urbano. A instrumentação é uma ferramenta que permite monitorar estes efeitos, bem como fornecer parâmetros para o aprimoramento dos modelos de cálculo e das técnicas de construção (DUNNICLIFF, 1993 *apud* FORMIGHERI, 2003).

O tipo de instrumentação a ser empregado em uma determinada obra está associado à previsão inicial das principais grandezas a monitorar (OLIVEIRA e RODRIGUES, 2006). Estes autores relatam a utilização de instrumentos aplicados a projetos de túneis, destacando-se utilização de marcos superficiais, tassômetros e pinos de recalque, na avaliação de deslocamentos verticais, piezômetros para medidas de pressão neutra, pinos de convergência para ocorrências de movimentações no interior do túnel, inclinômetros para medidas de deslocamentos horizontais dentro do maciço e sismógrafos para monitoramento de vibrações quando da ocorrência de desmontes com explosivos.

Milititsky et al. (2005) apresentam recomendações e critérios quanto ao controle de recalques associados a problemas de fundação. São relatados equipamentos de medidas de recalque e possíveis erros associados ao levantamento. Projetos de contenção têm utilizado medidas topográficas da face do talude para avaliação de desempenho da obra, apresentando eficiência em relação a custos e facilidade quanto à obtenção de resultados.

Quando se fala em instrumentação, refere-se tanto ao maciço, quanto aos elementos incluídos de reforço. Será dado destaque a instrumentação dos elementos de reforço.

2.3.7.1 Instrumentação de reforços

É de extremo interesse o conhecimento da distribuição das tensões desenvolvidas ao longo do grampo, a fim de que se possa prever o comportamento da estrutura no processo de estabilização do terreno. Uma vez determinada esta distribuição, é possível identificar o comprimento real do grampo que estará sendo solicitado à tração na medida em que o solo circundante tende a se deslocar (LEITE, 2007).

O uso da instrumentação consiste na monitoramento das deformações sofridas com destaque para o uso de *strain gages*, pela sua versatilidade de aplicação, precisão das medidas e facilidade de manipulação. Além disso, são capazes de monitorar as deformações até as cargas últimas em ensaios destrutivos. São constituídos por um resistor elétrico composto de uma finíssima camada de material condutor, depositado sobre um composto isolante chamado de base. O princípio de funcionamento está baseado no fato de que os metais sofrem uma alteração de sua resistência elétrica ao se deformarem. Assim, as deformações são convertidas em uma quantidade elétrica que é amplificada para leitura em um local remoto.

Leite (2007) apresenta várias vantagens na utilização dos *strain gages*, tais como:

- Alta precisão;
- Excelentes respostas aos fenômenos dinâmicos;
- Fácil utilização desde que conhecida a boa técnica;
- Excelente linearidade;

- Medições possíveis dentro de uma ampla faixa de temperatura;
- Possibilidade de medição de diversas grandezas físicas tais como força, pressão, torque, aceleração e deslocamento;
- Possibilidade de medição em locais remotos.

A resistência medida pelos *strain gages* pode variar com a variação da temperatura. Para eliminar esta interferência existem diferentes métodos de medição. Porém, muitos dos *strain gages* disponíveis atualmente já apresentam uma auto-compensação, isto é, são fabricados com tecnologia apropriada para sofrerem menos efeitos da temperatura.

Na maioria dos casos encontrados na literatura, foram utilizados extensômetros elétricos, específicos para aço com resistência de 120Ω , unidirecionais simples, que apresentam dimensões reduzidas de forma a minimizar a área da barra de aço necessária para a colagem do *strain gage*.

Os extensômetros elétricos são medidores de deformação que apresentam elevada precisão e resolução. Desta forma, o processo de instrumentação das barras exige uma série de cuidados para garantir que as condições de instalação e de injeção dos grampos, bem como as condições naturais de campo, não interfiram nas medidas destes instrumentos.

Proto Silva (2005) alerta que durante a instrumentação, um conjunto de detalhes pode modificar as condições ideais de trabalho dos *strain gages*, ressaltando-se:

- Ocorrência de bolhas de ar no contato extensômetro/barra;
- Interferência na corrente de alimentação devido ao contato entre os cabos de transmissão e a barra;
- Isolamento elétrico inadequado;
- Alinhamento incorreto dos *strain gages* durante o processo de colagem;
- Umidade gerada pelo contato do operador com o *strain gage*;

- Rugosidade da superfície de contato.

Com o objetivo de se minimizar estes efeitos, são realizados ensaios de calibração em todas as barras instrumentadas, permitindo assim obter a curva carga versus deformação para cada extensômetro elétrico.

Ortigão et al. (1992) relatam a utilização de grampos instrumentados no acompanhamento de execução em solo grampeado no Morro do Formiga - Rio de Janeiro. Neste estudo foram realizados ensaios em 3 grampos de diâmetro de 32 mm, sendo 3 m injetados e 1 m livre, utilizados extensômetros elétricos (*strain gages*) colados em ponte completa em barras, para observações das tensões e momentos no reforço.

Feijó e Ehrlich (2001), com o objetivo de verificar o comportamento de grampos injetados com calda de cimento em solos tropicais, realizaram 20 ensaios de arrancamento em dois locais com perfis de solo residual a fim de obter as cargas de ruptura bem como as deformações ao longo do comprimento injetado durante o arrancamento, por meio de *strain gages* colados nas barras de aço.

Proto Silva (2005) trata da avaliação da resistência ao arrancamento de grampos em solo residual de gnaiss em uma obra de solo grampeado no Rio de Janeiro, utilizando para isso, grampos instrumentados com extensômetros de resistência elétrica. O autor utilizou grampos tipo INCO-13-D, com diâmetro nominal de 22 mm, de 4 m, sendo 1 m livre, num total de 8 grampos, metade deles instrumentados para avaliar a distribuição das cargas durante o carregamento. Cada barra foi instrumentada com 5 *strain gages* ao longo do trecho injetado distando de 50 cm entre si, a partir do trecho livre de 1 m.

Springer (2006) também utilizou *strain gages* para a instrumentação de 14 barras garantindo uma maior previsão e confiabilidade dos resultados com custo reduzido e relativa facilidade de instalação, objetivando compreender o comportamento tensão-deformação em

função do método executivo da solução, em Niterói-RJ. Foram utilizadas 8 barras de aço GG50 da Gerdau, com diâmetro de 25,4 mm e 6 barras INCO-13-D, com diâmetro nominal de 22 mm.

Leite (2007) estudou a viabilidade do emprego de grampos reforçados com fibras de polipropileno, em substituição às barras de aço. O desempenho dos grampos com fibras foi analisado através de ensaios de arrancamento realizados em uma área experimental, localizada no município de Duque de Caxias, RJ. Verificou-se também a distribuição do carregamento ao longo dos grampos durante a realização dos ensaios, graças ao monitoramento das deformações por meio de *strain gages*.

Feijó (2007) apresenta os resultados e análises do monitoramento de uma escavação grampeada executada em solo residual gnáissico não saturado. A escavação, realizada em etapas, alcançou a profundidade de 6 metros e uma extensão de 36 metros. Foram monitoradas as deformações de uma parte dos grampos através de *strain gages* em grampos de 3 m e 6 m de comprimento de trecho ancorado durante o arrancamento.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo descreve o trabalho experimental desenvolvido. Foram realizados ensaios de laboratório para se avaliar a influência da resistência ao cisalhamento da interface solo-reforço em elementos unidimensionais comumente utilizados em solos reforçados. Foram também desenvolvidos ensaios de campo em um único tipo de reforço, chumbador, a fim de avaliar a influência do comprimento na resistência ao cisalhamento da interface solo-reforço. A Figura 3.1 apresenta um esquemático da pesquisa desenvolvida.

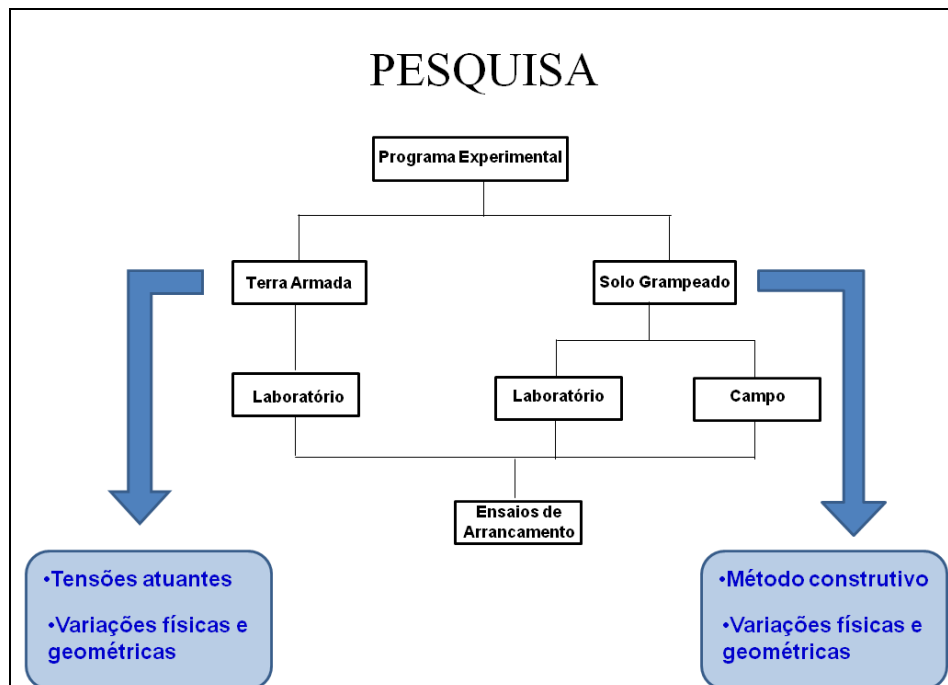


Figura 3.1. Esquemático da pesquisa desenvolvida.

3.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Na etapa experimental de laboratório, buscou-se avaliar a influência da tensão vertical atuante nos reforços, bem como variações dimensionais na resistência ao cisalhamento da interface solo-reforço em elementos unidimensionais de dois tipos, chumbador e fita metálica. Para os chumbadores avaliou-se o efeito do diâmetro, sendo os resultados comparados aos obtidos por Pacheco e Silva (2009). Nas fitas metálicas, buscou-se comparar dimensões comumente empregadas em obras de Terra Armada, largas de 40 e 60 mm.

No interior da caixa de ensaio, montada em laboratório, foram instaladas células de tensão total para avaliar a redistribuição das tensões no maciço durante a construção, bem como na etapa de arrancamento dos reforços. Adicionalmente, ao longo do comprimento do reforço, foram instalados extensômetros elétricos (*strain gages*) que permitem compreender a evolução das forças e deformações ao longo do reforço.

3.2.1 Caixa de Testes

As dimensões da caixa de testes, projetada e construída por Costa (2005), possuem largura e a altura interna de 560 mm e comprimento de 1400 mm. A Figura 3.2 mostra uma vista geral da caixa de testes, durante o período de construção do maciço.



Figura 3.2. Visão geral da caixa de ensaios durante o período de construção do maciço.

As paredes laterais da caixa de testes são compostas por vigas de aço do tipo U, com altura de 101,6 mm, largura da aba de 41,83 mm e espessura da alma de 6,55 mm. Essas vigas são soldadas a uma chapa metálica de 6,35 mm de espessura, constituindo a superfície de contato da caixa com o solo. Nesta parede existem duas vigas horizontais, localizadas nas bordas superior e inferior da chapa, com 1400 mm de comprimento, e 6 vigas verticais com 354,4 mm de comprimento.

As paredes frontais também são compostas por vigas U de 101,6 x 41,83 x 6,55 mm e chapa de 6,35 mm de espessura. São quatro perfis verticais de 458 mm de comprimento e um perfil horizontal com comprimento igual a 560 mm. No vão central da parede encontra-se uma chapa móvel com 150 mm de comprimento e 166 mm de largura, que possui um orifício com diâmetro de 80 mm, que possibilita a passagem dos fios utilizados na instrumentação do elemento de reforço, além de permitir a realização do ensaio de arrancamento. O detalhe é visto na Figura 3.3, onde se observa a parede com a chapa móvel (a) e após a retirada (b) para execução de perfuração para construção do chumbador, um dos elementos ensaiados neste estudo.



(a)



(b)

Figura 3.3. Detalhe da parede com a chapa móvel (a) e após a sua retirada para execução da perfuração (b).

A base da caixa de testes é constituída por vigas U com dimensões de 152,4 x 51,66 x 7,98 mm. Quatro vigas transversais de 553 mm de comprimento são soldadas às vigas principais de 1496 mm de comprimento. A fim de conferir maior rigidez ao centro da caixa, foram utilizadas nesta região duas vigas duplas transversais com dimensões de 101,6 x 41,83 x 6,55 mm. Duas vigas de 152,4 x 51,66 x 7,98 mm, dispostas paralelamente às vigas principais, interligam as vigas duplas entre si. O fundo da caixa é formado por uma chapa com espessura de 6,35 mm soldada ao topo da base.

A base da caixa foi construída sobre cantoneiras de abas iguais com 550 mm de altura, 63,5 mm de largura e 6,35 mm de espessura, de forma a facilitar o acesso ao fundo da caixa para a instalação de instrumentação. A tampa de reação da caixa possui 1496 mm de comprimento e 656 mm de largura. Ela é composta por seis perfis do tipo U de 101,6 x 41,83 x 6,55 mm e uma chapa com 6,35 mm de espessura.

A aplicação da tensão vertical nos ensaios é realizada através de uma bolsa inflável de PVC reforçada com fibras de poliéster, fabricada pela Sansuy S.A. A bolsa de

reação permite aplicações de até 150 kPa e possui dimensões de 1500 mm de comprimento por 700 mm de largura.

3.2.2 Instrumentação da Caixa de Testes

As tensões totais no maciço foram obtidas através de células de tensão de interface e de inclusão na massa de solo, perfazendo um total de 12 unidades por ensaio. Foram utilizadas células de fabricação da Kyowa Electronic Instruments Co., Ltd., modelos BE-2KC (inclusão) e BE-2KD (interface). Um esquema dos modelos utilizados é apresentado na Figura 3.4.

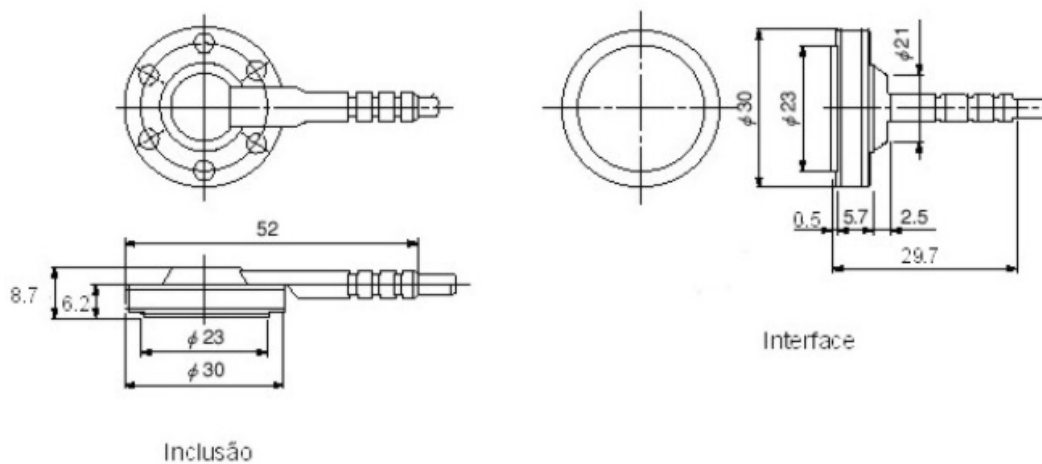


Figura 3.4. Esquema das células de tensão total (dimensões em mm).

As células de interface (identificadas pela letra I) foram posicionadas no piso e em uma das paredes laterais da caixa, para avaliar a redistribuição de tensões durante a etapa de construção do maciço, bem como do arrancamento do elemento. A Figura 3.5 mostra a disposição destas células na caixa.

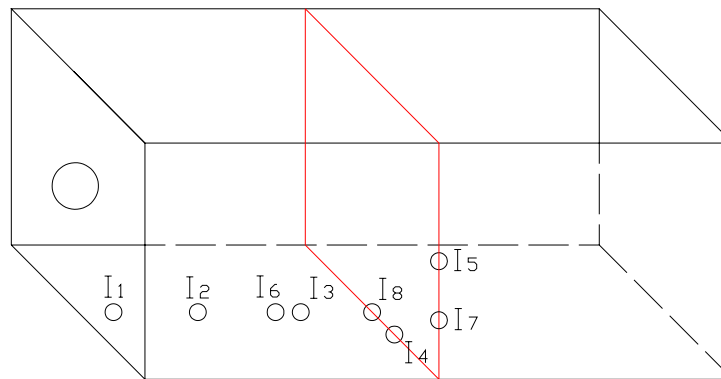


Figura 3.5. Disposição das células de interface na base da caixa de testes.

As células de inclusão no solo (identificadas pela letra M) foram distribuídas ao longo de uma única seção e objetivam avaliar o efeito de desconfinamento provocado pela escavação para construção do chumbador, bem como as redistribuições durante o ensaio de arrancamento. A Figura 3.6 mostra o posicionamento das células para essa seção, localizada a 700 mm de distância da parede frontal, nomeada de seção central da caixa de testes.

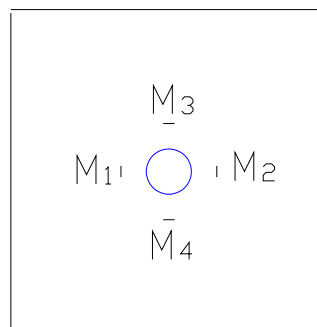


Figura 3.6. Disposição das células de inclusão na seção central.

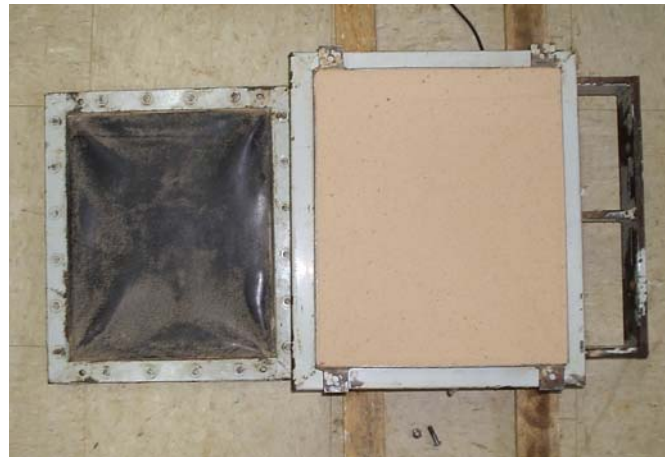
3.2.2.1 Calibração das Células de Tensão Total

Antes do início da seqüência de ensaios, todas as células de tensão total foram devidamente calibradas.

A Figura 3.7 ilustra o processo de calibração, mostrando o posicionamento da célula na caixa de calibração (a), que posteriormente foi preenchida com areia. Foram aplicados incrementos de carga de 10 kPa até atingir-se cerca de 160 kPa, através da bolsa de ar instalada na tampa de caixa (b).



(a)



(b)

Figura 3.7. Detalhe do sistema de calibração das células de tensão total.

A curva de calibração de cada célula foi obtida através de um sistema de aquisição de dados, relacionado a resposta das células com a pressão aplicada, através de um transdutor de pressão calibrado.

A Figura 3.8 ilustra um resultado típico da curva de calibração para as células de tensão total.

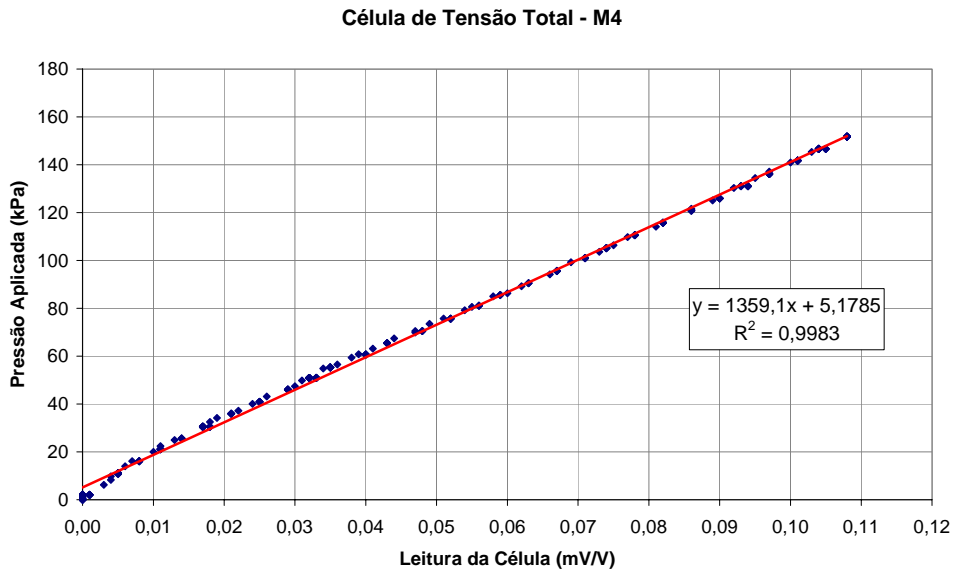


Figura 3.8. Gráfico típico da calibração das células de tensão total, com leituras de carregamento e descarregamento.

3.2.3 Elementos de Reforço

Os elementos de reforço são: chumbador, utilizado na técnica conhecida como solo grampeado e fita metálica utilizada na solução de Terra Armada.

3.2.3.1 Chumbadores

Para a construção dos chumbadores foram utilizadas barras de aço CA-50 de 25 mm com 2,10 m de comprimento. Os elementos foram construídos com 0,30 m de trecho livre e 1,00 m de comprimento de trecho injetado. Um trecho de 0,80 m foi utilizado para permitir a realização do ensaio de arrancamento do elemento. A Figura 3.9 ilustra a distribuição dos trechos ao longo da barra.

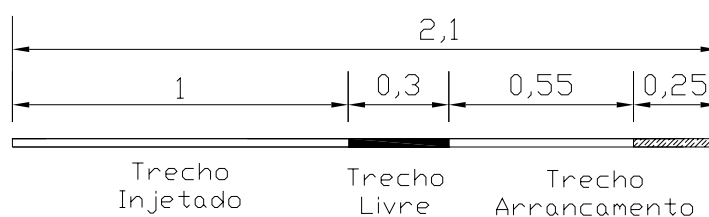


Figura 3.9. Distribuição dos trechos ao longo da barra.

3.2.3.2 Fitas Metálicas

As fitas metálicas foram utilizadas com dimensões comumente empregadas em obras de Terra Armada, larguras de 40 mm e 60 mm. Como se observa na Figura 3.10 utilizou-se o comprimento de 1,30 m de trecho ancorado e 0,10 m para utilização durante o ensaio de arrancamento.

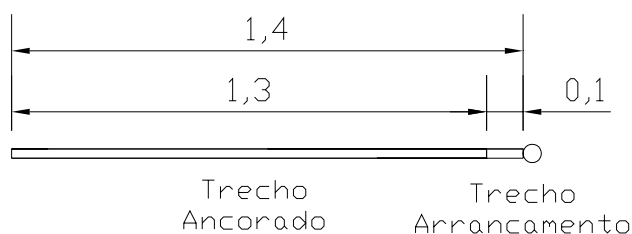


Figura 3.10. Distribuição dos trechos ao longo da fita.

3.2.4 Instrumentação dos Elementos de Reforço

Para avaliar, durante a execução dos ensaios de arrancamento, a distribuição dos esforços ao longo do seu comprimento, os reforços foram instrumentados com *strain gages*.

Os *strain gages* utilizados na instrumentação foram fabricados pela Excel Sensores Ltda e são do tipo PA- 06 – 125 BA-120-L. Estes apresentam dimensões reduzidas de forma a minimizar a área da barra de aço necessária para a colagem do *strain gage*.

Nas áreas de colagem dos *strain gages*, a barra de aço é usinada a fim de eliminar as nervuras e proporcionar uma região plana e uniforme. O lixamento é executado com movimentos erráticos, evitando-se uma direção preferencial de polimento e garantindo uma melhor aderência do *strain gage*, utilizando lixas de diversas gramaturas.

Após o lixamento a superfície é limpa com algum solvente, normalmente acetona e álcool isopropílico. Os *strain gages* e seus terminais são fixados com cola do tipo cianoacrilato, conhecido comercialmente como *Super Bonder*. Após a ligação dos *strain gages* aos terminais e destes ao cabo central de leituras, o conjunto foi isolado eletricamente e protegido com resina epóxi contra danos mecânicos e de umidade. A Figura 3.11 ilustra o conjunto *strain gages*-terminal-fios antes e após a aplicação da resina epóxi de proteção.

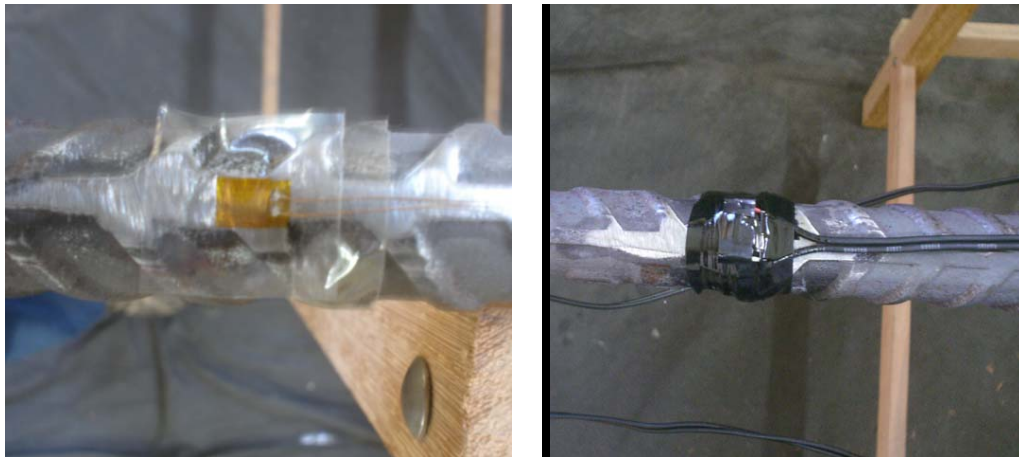


Figura 3.11. Detalhe da instalação do *strain gage* na seção usinada

3.2.4.1 Instrumentação dos Chumbadores

Ao longo do trecho injetado dos chumbadores foram distribuídos quatro *strain gages*. Estes sensores foram alinhados na lateral das barras de aço para reduzir a influência de possíveis momentos fletores. A Figura 3.12 apresentada a localização dos *strain gages* ao longo das barras de aço.

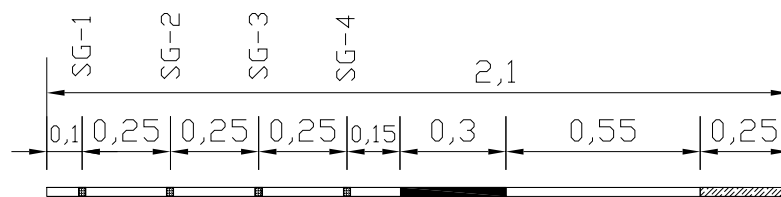


Figura 3.12. Distribuição dos *strain gages* ao longo das barras.

3.2.4.2 Instrumentação das Fitas Metálicas

Os *strain gages* utilizados para instrumentação das fitas metálicas, seguem o mesmo princípio das barras utilizadas para construção dos chumbadores. As fitas com largura de 40 e 60 mm foram instrumentadas, com cinco *strain gages* cada.

As fitas possuem ranhuras que tem por objetivo aumentar a resistência ao cisalhamento de interface. As ranhuras foram mapeadas e os *strain gages* foram dispostos segundo a Figura 3.13.

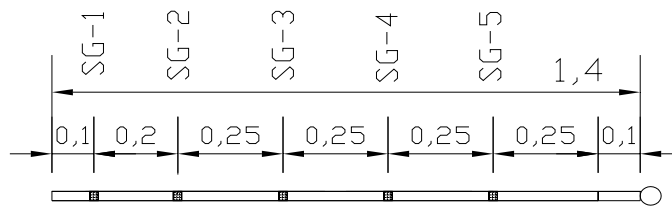


Figura 3.13. Distribuição dos *strain gages* ao longo das fitas metálicas.

3.2.4.3 Calibração dos Reforços Instrumentados

A correta interpretação das leituras dos extensômetros elétricos, durante a realização dos ensaios, exigiu uma calibração apropriada dos mesmos. Para tanto, os reforços instrumentados foram carregados sob tração em estágios crescentes e as leituras verificadas para cada nível de carregamento. Foi desenvolvido um equipamento específico para fazer esta calibração. O equipamento é composto por dois pilares metálicos que foram fixados na laje de reação de concreto existente no Laboratório de Geossintéticos da EESC/USP. Em um dos pilares, fixou-se um gancho para permitir a fixação do reforço através de uma argola em sua extremidade. Na outra extremidade, adaptou-se um mecanismo para a aplicação da carga. Foi feita uma conexão com uma célula de carga de 50 kN. A aplicação do carregamento foi realizada por um conjunto manivela/barra apresentando um eixo que permitia a aplicação e a manutenção do carregamento sem promover o giro do reforço. A Figura 3.14 apresenta os detalhes do equipamento desenvolvido ilustrando a aplicação de cargas na barra de aço utilizada para confecção dos chumbadores.

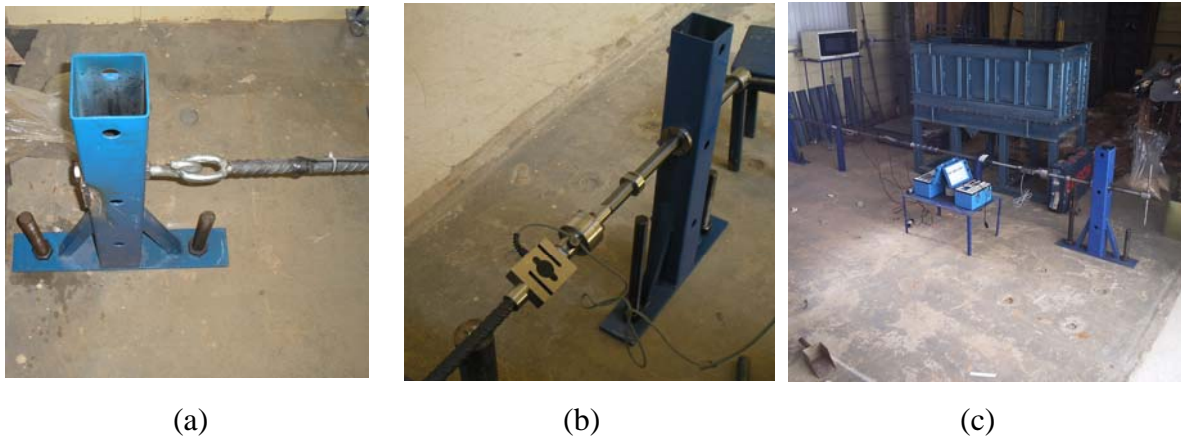


Figura 3.14. Equipamento utilizado para a calibração das barras de aço. Detalhe das fixações (a) e (b) e vista geral durante a calibração das barras (c).

A Figura 3.15 ilustra um resultado típico da curva de calibração para os *strain gages*.

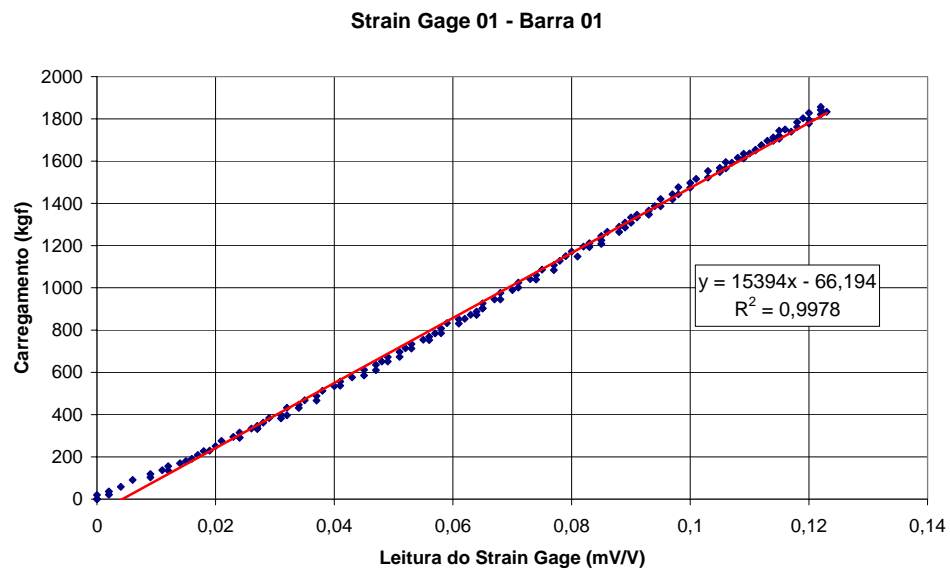


Figura 3.15. Gráficos típicos da calibração dos *strain gages*, com leituras de carga e descarga.

3.2.5 Construção do Maciço

A construção do maciço foi dividida em etapas que compreendem a preparação da caixa, preparação do solo e lançamento do solo, seguida da compactação. A seguir serão relatadas com detalhes todas essas etapas.

3.2.5.1 Preparação da Caixa

As paredes laterais da caixa de ensaio foram forradas com uma montagem de geomembranas de PVC com graxa entre elas (Figura 3.16). Esta medida visou reduzir o atrito entre as paredes laterais da caixa de ensaio e o solo.

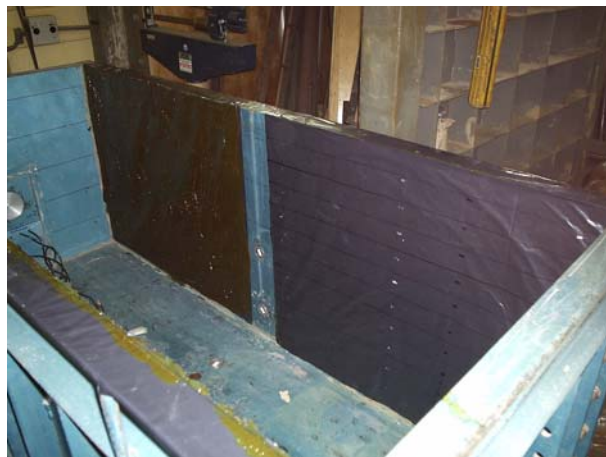


Figura 3.16. Montagem das geomembranas e engraxamento das paredes laterais

3.2.5.2 Preparação do Solo

Calculado o volume de solo para preenchimento da caixa de testes, o material foi inicialmente destorroado por peneiramento e, em seguida, separado em porções de cerca de 200 kg e acondicionado em bolsões (*big bags*).

Após esta primeira etapa separou-se o solo em sacos menores com cerca de 30 kg a fim de determinar o teor de umidade e realizar a correção para o teor ótimo definido pela curva de compactação. A determinação do teor de umidade por aquecimento no forno microondas foi executada para o solo de cada saco (Figura 3.17-a), tomando-se três pontos distintos durante o enchimento. Este procedimento de determinação da umidade é discutido por França (2007) na qual o autor realizou estudo do tempo necessário para garantia da confiabilidade do procedimento.

Determinada a umidade média de cada saco, procedeu-se a correção do teor de umidade (Figura 3.17-b), realizada em betoneira, garantindo a homogeneidade do solo em relação a esse parâmetro. Posteriormente o material foi novamente ensacado.



(a)



(b)

Figura 3.17. Determinação do teor de umidade por aquecimento em forno microondas (a) e correção do teor de umidade em betoneira (b).

3.2.5.3 Lançamento e Compactação do Solo

Pacheco e Silva (2009) realizou ensaios de arrancamento em grampos executados em solo compactado de mesma origem dos desenvolvidos neste trabalho, obtendo grau de compactação (GC) médio das camadas de 92%. Este valor foi tomado como referência

objetivando realizar análises comparativas com os resultados encontrados pelo autor para as construções com chumbador. Para as construções com fita metálica utilizou-se dois valores distintos de GC, 80 e 95%. Assim a caixa foi dividida em camadas de 5 cm de altura para permitir um controle que atingisse o grau de compactação esperado.

Procedeu-se a compactação em duas etapas diferentes. Primeiramente o material ensacado, com teor de umidade corrigido, foi pesado em balança de precisão (resolução de 0,01 kg) e lançado na caixa de testes. Após o lançamento o material foi compactado manualmente seguindo orientação das bordas para o centro, ilustrado pela Figura 3.18-a. A fim de atingir a altura de camada desejada, um martelete foi utilizado, conforme Figura 3.18-b. Ainda durante o lançamento e compactação de cada camada, três determinações do teor de umidade foram realizadas a fim de conferir o GC e a umidade de compactação do solo.

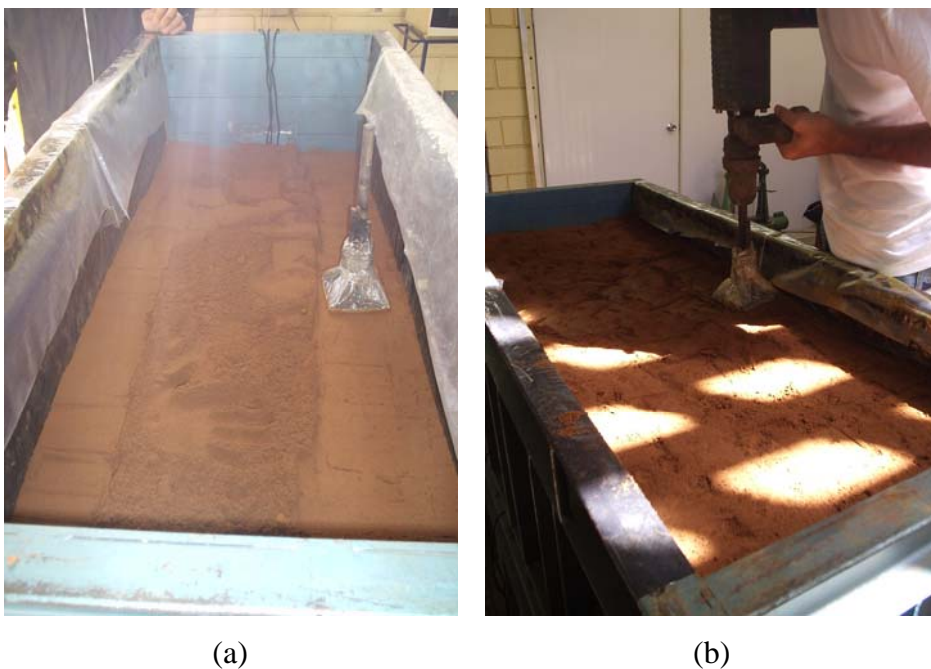


Figura 3.18. Procedimento de compactação: (a) manual e (b) com martelete.

Durante a etapa de execução do maciço na caixa de testes, utilizou-se de instrumentação de células de tensão total tipo M (inclusão). A Figura 3.19 ilustra o seu posicionamento e o encaminhamento dos fios de ligação da célula.



Figura 3.19. Posicionamento das células de tensão total tipo M (inclusão).

3.2.6 Execução dos Elementos de Reforço

A seguir é descrito o procedimento adotado para execução dos chumbadores e das fitas metálicas.

3.2.6.1 Execução dos Chumbadores

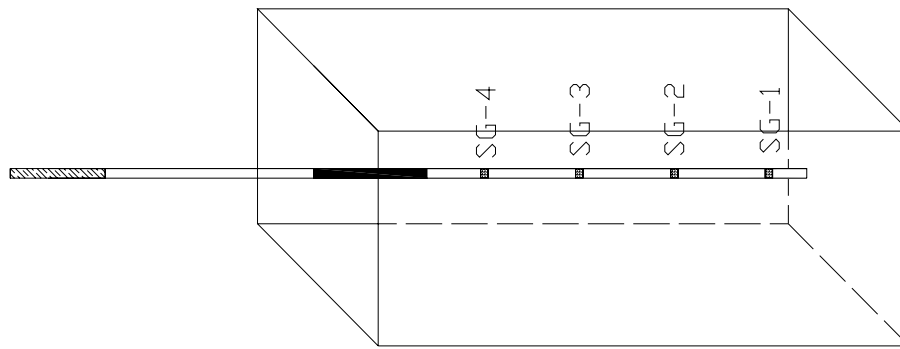
Adotou-se na realização deste trabalho a utilização de chumbadores executados com um único método executivo, que consiste no preenchimento da cavidade escavada, denominada de bainha, e posterior injeção em fase única.

Os chumbadores foram instalados após a construção de todo o maciço na caixa e realizados em três etapas distintas que são apresentadas a seguir.

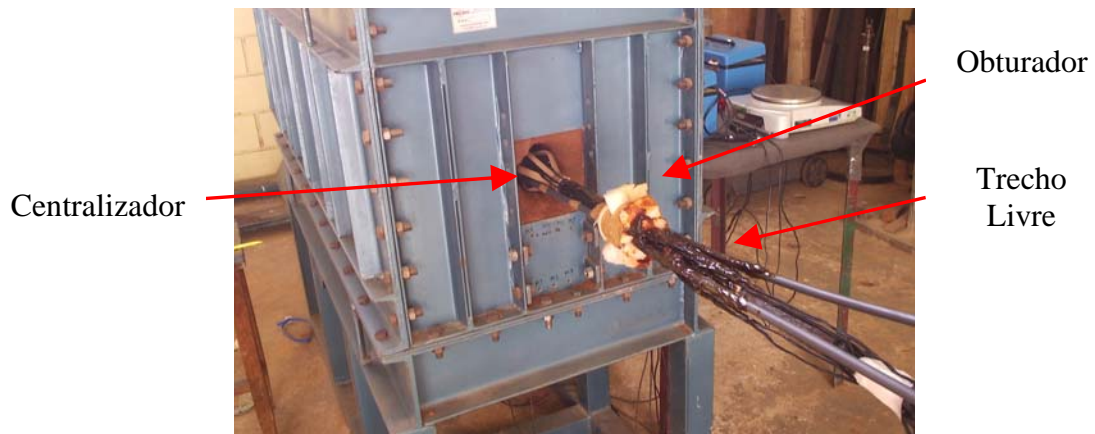
3.2.6.1.1 Preparação dos Chumbadores

Esta etapa de preparação compreende a fixação, junto à barra de aço, de três centralizadores igualmente espaçados no trecho injetado e de dois tubos de injeção perdidos, que permitiram a execução da bainha e da fase de injeção. Os tubos de injeção compreendem tubos de polietileno de 10 mm de diâmetro, aberturas de furos de injeção, espaçados de 20 cm, ao longo dos tubos, proteção destes furos com fita adesiva, para garantir o cobrimento da barra de aço ao longo do comprimento do trecho injetado.

Visando garantir a integridade do trecho livre de 0,3 m de comprimento instalou-se uma mangueira plástica com a mesma dimensão, espalhou-se graxa ao longo deste trecho e instalou-se também um obturador que consiste em uma espuma enrolada na barra de aço. A Figura 3.20-a representa o posicionamento do chumbador com sua respectiva instrumentação. A Figura 3.20-b apresenta as barra de aço devidamente preparadas, sendo inseridas no maciço de solo.



(a)



(b)

Figura 3.20. (a) Posicionamento do Chumbador com detalhe da instrumentação, (b) Barras de aço preparadas sendo inseridas no maciço.

3.2.6.1.2 Etapa de Perfuração

A etapa seguinte refere-se à perfuração do maciço compactado. A perfuração foi realizada em duas etapas, sendo em ambas utilizado um trado manual.

Executou-se, inicialmente, um pré-furo com trado helicoidal com diâmetro de 38 mm. Em seguida para alargamento, utilizou-se trado tipo concha com diâmetro acabado de 3 polegadas. Para obter a inclinação desejada, foram utilizados dois suportes metálicos guias que permitem o apoio do trado.

3.2.6.1.3 Preparação da Calda de Cimento

Tanto na execução da Bainha, quanto na etapa de injeção, a calda de cimento foi preparada com cimento CII-Z-32 e fator água-cimento igual a 0,6 em peso.

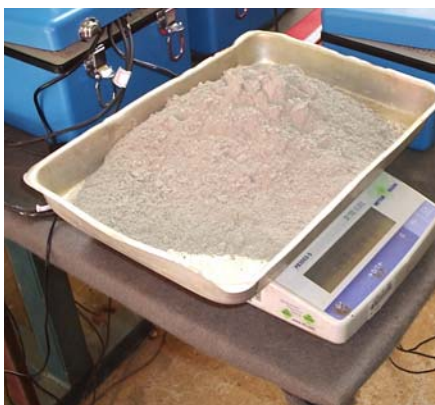
Estimou-se o consumo da calda para preenchimento do furo e utilizou-se a seguinte rotina para preparação da calda de cimento:

I. Em um recipiente, adicionou-se cimento e 90% da água correspondente ao total da água de amassamento, sendo misturados por 1 minuto;

II. O misturador foi parado por 30 segundos e as laterais raspadas com o auxílio de uma espátula para remover o material retido nas paredes. A pasta foi misturada por mais 1 minuto;

III. O restante da água foi adicionado, sendo misturado por mais 3 minutos.

Para efeito de avaliação, corpos de prova foram moldados, sendo que, o valor de Resistência à Compressão Uniaxial atingiu o mínimo estabelecido pelo manual internacional da FHWA (LAZARTE et al., 2003), que estabelece uma resistência mínima de 21 MPa.



(a)



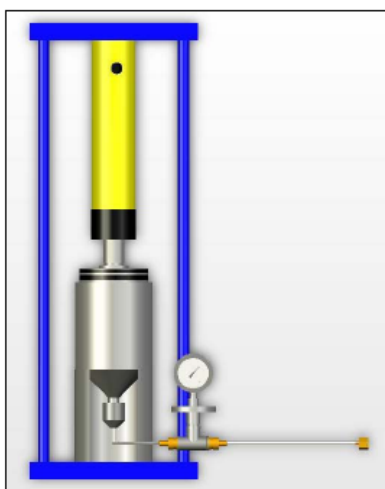
(b)

Figura 3.21. Etapa de preparação da calda de cimento. (a) – dosagem da calda
(b) – processo de mistura

3.2.6.1.4 Execução da Injeção da Calda de Cimento

Para realização do processo de injeção, utilizou-se um equipamento desenvolvido por Pacheco e Silva (2008) onde é possível realizar o controle da pressão e do volume de cada injeção. O equipamento de injeção (Figura 3.22-a) é composto por um reservatório de aço inox com seção circular de 120 mm de diâmetro, 150 mm de altura e 8 mm de espessura de parede. A região inferior do reservatório foi projetada na forma de um funil para facilitar o escoamento da calda de cimento. O reservatório de volume conhecido (1,8 litros) permitiu quantificar, de forma aproximada, o volume de calda de cimento utilizado em cada etapa de injeção. Para garantir a estanqueidade do sistema, foram fixados dois *o-rings* no êmbolo superior do reservatório (Figura 3.22-b).

A pressão foi aplicada por um cilindro hidráulico que utilizava uma placa metálica de 15 mm de espessura fixa a uma base metálica de mesma espessura como reação. Para a determinação da pressão de injeção foi inserido, ao longo da tubulação de saída, um manômetro com um dispositivo de segurança (selo diafragma) para evitar sua contaminação com calda de cimento.



(a)



(b)



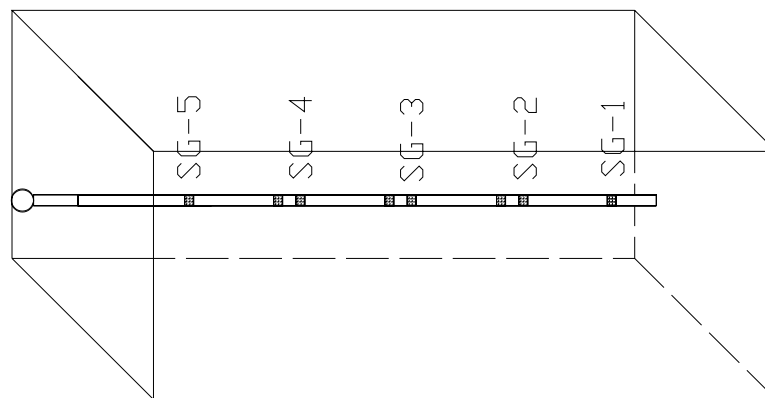
(c)

Figura 3.22. (a) Esquema do sistema de injeção de calda de cimento, (b) Detalhes dos *o-rings* do êmbolo, (c) Sistema em funcionamento.

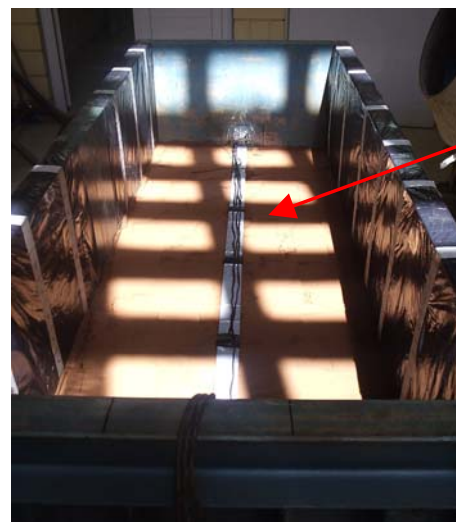
Inicialmente, foi executada a bainha e após um intervalo de tempo de 12 horas realizou-se a etapa de injeção. Este intervalo de tempo foi determinado com o objetivo de facilitar o processo executivo e seguir os padrões de recomendações encontrados em projetos executivos de solo grampeado. A calda de cimento foi preparada para cada uma das fases (bainha e injeção) e foram feitos controles de volume e pressão de injeção.

3.2.6.2 Execução das Fitas Metálicas

As fitas metálicas foram instaladas durante o processo de compactação do maciço na caixa de testes. A Figura 3.23 ilustra o posicionamento da fita em relação à caixa, com a representação dos *strain gages* utilizados na instrumentação (a) e o posicionamento durante a etapa de compactação (b).



(a)

Fita
metálica

(b)

Figura 3.23. Representação do posicionamento da fita metálica, com detalhe da instrumentação, (b) Fita metálica preparada sendo posicionadas no maciço.

3.2.7 Ensaio de Arrancamento

Todos os reforços foram submetidos ao ensaio de arrancamento. Buscou-se, além de determinar a resistência ao cisalhamento de interface solo-reforço, verificar a evolução dos carregamentos ao longo do seu comprimento a partir da instrumentação. Os ensaios foram realizados de maneira similar e com velocidade constante da ordem de 0,5 kN/min.

Para a realização dos ensaios de arrancamento, tanto dos chumbadores quanto das fitas metálicas, foram utilizados os seguintes equipamentos e acessórios:

- (1) Placa de reação de aço;
- (2) Suportes metálicos com furo central para apoio do cilindro hidráulico;
- (3) Macaco Hidráulico;
- (4) Adaptador entre o macaco hidráulico e a célula de carga;
- (5) Célula de carga;
- (6) Porcas e contra porca;
- (7) Pino de travamento;
- (8) Placa de referência;
- (9) Haste metálica para fixação dos transdutores a partir de bases magnéticas;
- (10) Dois transdutores de deslocamento (100 mm);
- (11) Bomba hidráulica;

Para os ensaios de arrancamento em chumbadores, os esforços de tração foram aplicados por um conjunto bomba elétrica-cilindro hidráulico, que posteriormente foi substituído por uma bomba manual, e as cargas foram medidas por uma célula de carga de 350 kN de capacidade. Já os ensaios em fita metálica utilizaram a célula de carga com capacidade de 50 kN. Os deslocamentos foram medidos por dois transdutores de deslocamento (LVDT), fixos a um suporte externo, utilizando-se como referência uma placa metálica fixa aos elementos.

Todos os ensaios foram conduzidos com um estágio único e contínuo de carregamento até atingir o final do curso do LVDT (100 mm). A Figura 3.24 apresenta uma vista geral dos equipamentos e da estrutura de reação utilizados nos ensaios de arrancamento para chumbadores (a) e fitas metálicas (b).



(a)

(b)

Figura 3.24. Equipamentos utilizados nos ensaios de arrancamento de chumbadores (a) e fitas metálicas (b)

3.2.8 Exumação dos Reforços

Após os ensaios de arrancamento, realizou-se o processo de escavação e exumação dos reforços. O processo de escavação foi realizado de forma lenta para permitir uma análise mais específica, particularmente do chumbador, em relação à sua integridade. Após a escavação de cada chumbador, este foi transportado para ser examinado e fotografado. Este processo foi realizado de forma cuidadosa para evitar a flexão e a fissuração ao longo do chumbador. Maiores detalhes em relação às constatações obtidas a partir deste procedimento são apresentados no Capítulo 4, Resultados.

3.3 ENSAIOS DE CAMPO

Nesta etapa, foram realizados ensaios em campo, num único tipo de reforço, chumbador, a fim de avaliar a influência do comprimento na resistência ao cisalhamento da

interface solo-reforço, para dois métodos construtivos diferentes, tendo os resultados comparados aos obtidos por Pacheco e Silva (2008). Foram instalados *Strain gages* que permitem medir os esforços ao longo do reforço.

Neste item é apresentada a descrição dos equipamentos, materiais e procedimentos que foram utilizados para a elaboração dos ensaios de campo.

3.3.1 Local da Obra

Trata-se de uma obra em que a técnica de solo pregado foi utilizada para conter uma escavação realizada para a implantação de uma edificação comercial. O empreendimento está localizado entre a Rua Padre Vicente Melillo e a Avenida Bussocaba, em Osasco-SP. Foram construídas quatro contenções (Vistas 1 a 4) abrangendo uma área de face de 704 m² a ser contida. A Figura 3.25 apresenta uma vista em planta das contenções em solo grampeado.

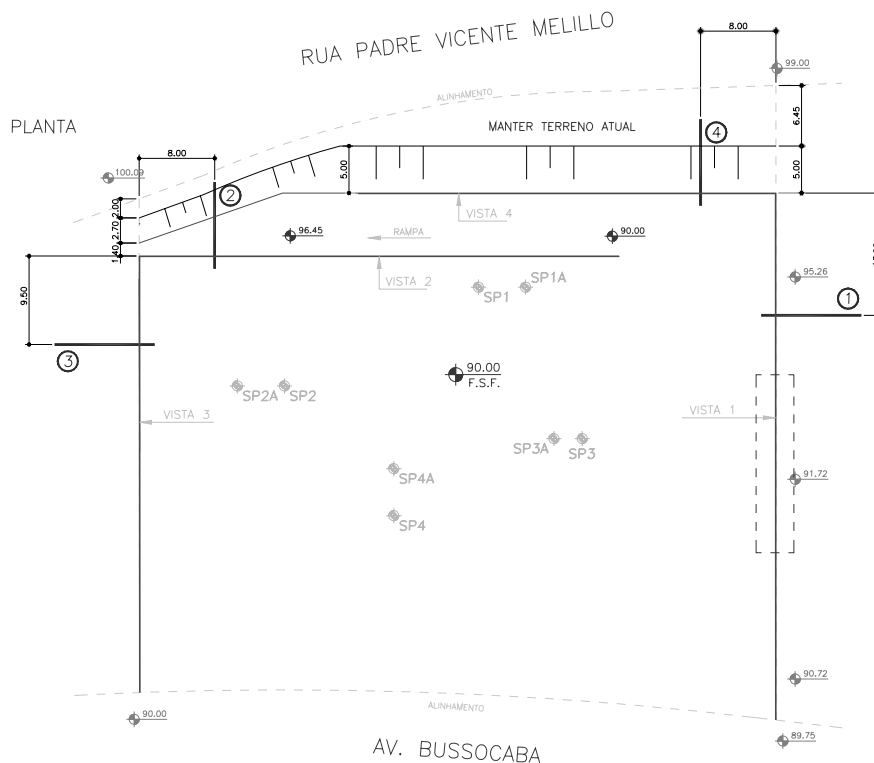


Figura 3.25. Vista em planta da obra, com destaque para a área de estudo.

3.3.2 Construção dos Chumbadores

Os dois chumbadores foram executados a fim de permitir avaliar a influência do comprimento, para dois métodos executivos diferentes, na resistência ao cisalhamento de interface. As barras de aço utilizadas na preparação dos chumbadores seguiram as mesmas características dos ensaios realizados em laboratório, possuindo mesma distribuição de *strain-gages* utilizados na instrumentação dos chumbadores.

Para execução da etapa de perfuração foi utilizada uma perfuratriz manual, com procedimento de lavagem do furo. Os furos foram executados com perfuração de 3 polegadas e inclinação de 10°. Para execução dos chumbadores foi utilizado um gabarito para padronizar a inclinação dos chumbadores. A Figura 3.26 apresenta a etapa de perfuração com o gabarito para controle da inclinação da perfuração do chumbador.



Figura 3.26. Controle da inclinação do chumbador com gabarito.

Foram executados dois chumbadores (E1 e E2) com 1,30 m de comprimento, sendo 1,00 m de comprimento injetado e 0,30 m de comprimento livre. Os chumbadores foram preparados com método similar a utilizada nos ensaios de laboratório, sendo fixada

junto à barra de aço, três centralizadores igualmente espaçados no trecho injetado, e no chumbador “E2” um tubo de injeção perdido, para execução da fase de injeção.

O tubo de injeção possui mesmas dimensões e características dos chumbadores utilizados nos ensaios de laboratório, bem como o método de execução do trecho livre.

A calda de cimento foi preparada em um misturador de alta turbulência (Figura 3.27). Foi utilizado o cimento Portland tipo CP III-40 RS da marca Tupi, com fator água/cimento igual a 0,6. Para a etapa de injeção utilizou-se traço de maior fluidez, com fator água/cimento igual a 0,7. Seis corpos de prova foram moldados e apresentaram o valor de Resistência à Compressão Uniaxial superior a 21 MPa, valor mínimo estabelecido pelo manual internacional da FHWA (LAZARTE et al., 2003).



Figura 3.27. Misturador para preparação da calda de cimento.

O chumbador “E1” foi executado segundo a metodologia Bainha, porém diferentemente do realizado em laboratório, que se utilizava de tubo perdido, foi adotado procedimento que consiste no preenchimento da cavidade escavada (furo) com calda de cimento, a partir de um tubo removível, de forma ascendente (do fundo para a extremidade do furo) (Figura 3.28-a). O chumbador “E2” foi construído com uma etapa de injeção, ou seja,

após a execução da metodologia Bainha, se utilizava de um tubo perdido de injeção. A Figura 3.28-b, ilustra o procedimento de injeção pelo tubo.



Figura 3.28. Execução da Bainha (a) e Procedimento de injeção (b).

A injeção do chumbador “E2” foi realizada após um intervalo mínimo de 12 horas, a fim possuir o tempo mínimo de cura utilizado nos ensaios de laboratório e obedecer ao procedimento da obra, de se realizar uma injeção por dia. Durante a etapa de injeção, foram controlados tanto a pressão, como o volume da injeção. Para o controle do volume utilizou-se um gabarito de madeira com marcas, em que se permitiu determinar, de forma aproximada, os volumes injetados. A pressão foi determinada por um manômetro existente na saída da bomba de injeção.

Os chumbadores foram executados entre os chumbadores de projeto previstos para a obra. No entanto, para evitar a influência das injeções dos chumbadores de projeto, estes foram somente executados com a bainha. Com o término dos ensaios de arrancamento, estes chumbadores foram injetados.

3.3.3 Ensaio de Arrancamento

Os ensaios de arrancamento de campo nos chumbadores foram executados da mesma forma que os de laboratório. Conforme apresentado na Figura 3.29-a observa-se que para a fixação dos transdutores de deslocamento, utilizou-se um suporte externo e independente do movimento do macaco e da face de concreto projetado, utilizada como reação, composto por uma haste metálica apoiada em um tripé.

O sistema de aquisição registrava automaticamente os dados da célula de carga, dos transdutores de deslocamento e dos *strain-gages* (Figura 3.29-b). O ensaio foi realizado até atingir a condição de ruptura ou o critério de deslocamento definido por Clouterre (1991).



Figura 3.29. Sistema de arrancamento dos chumbadores (a) e Sistema de aquisição automática dos dados (b).

4. RESULTADOS E ANÁLISES

Este capítulo apresenta os resultados obtidos a partir da realização dos ensaios de laboratório e de campo para os reforços estudados. Para facilitar o entendimento, os resultados e as análises são apresentados separadamente para cada elemento de reforço.

4.1 CHUMBADORES

Os resultados obtidos a partir dos ensaios de arrancamento realizados em chumbadores são apresentados em curvas carga v_s deslocamento, valores de resistência ao cisalhamento de interface solo-reforço (q_s) e curvas de distribuição do carregamento ao longo do comprimento dos reforços, obtidas pelo monitoramento dos *strain gages* posicionados nas barras de aço.

A fim de avaliar a influência do diâmetro do chumbador das estruturas construídas em laboratório é apresentada uma análise comparativa com os resultados obtidos por Pacheco e Silva (2009), que realizou ensaios com chumbadores de menor diâmetro (38 mm), porém com mesmo comprimento.

Os ensaios de arrancamento realizados em campo permitiram avaliar a influência do comprimento do chumbador na resistência ao cisalhamento da interface solo-reforço. Os resultados obtidos para os dois métodos construtivos diferentes foram comparados aos obtidos por Pacheco e Silva (2009).

4.1.1 Ensaios de Laboratório

4.1.1.1 Solo

O solo utilizado nesta pesquisa para os ensaios de laboratório foi coletado no município de São Carlos (SP). França (2007) realizou ensaios de caracterização através de análise granulométrica, limites de Atterberg, massa específica dos sólidos e compactação na Energia Normal. Os resultados da caracterização geotécnica são sintetizados na Tabela 4.1. A Figura 4.1 apresenta a curva granulométrica e a curva de compactação. Trata-se de uma areia argilosa de média plasticidade.

Tabela 4.1. Resumo da caracterização geotécnica do solo utilizado na pesquisa.

Propriedade	Valor
Peso específico dos sólidos	26,42 kN/m ³
Limite de liquidez (LL)	39%
Limite de plasticidade (LP)	21%
Peso específico seco máximo (Energia Normal)	17,85 kN/m ³
Teor de umidade ótimo (Energia Normal)	16%
Teor de areia	62%
Teor de silte	4%
Teor de argila	34%

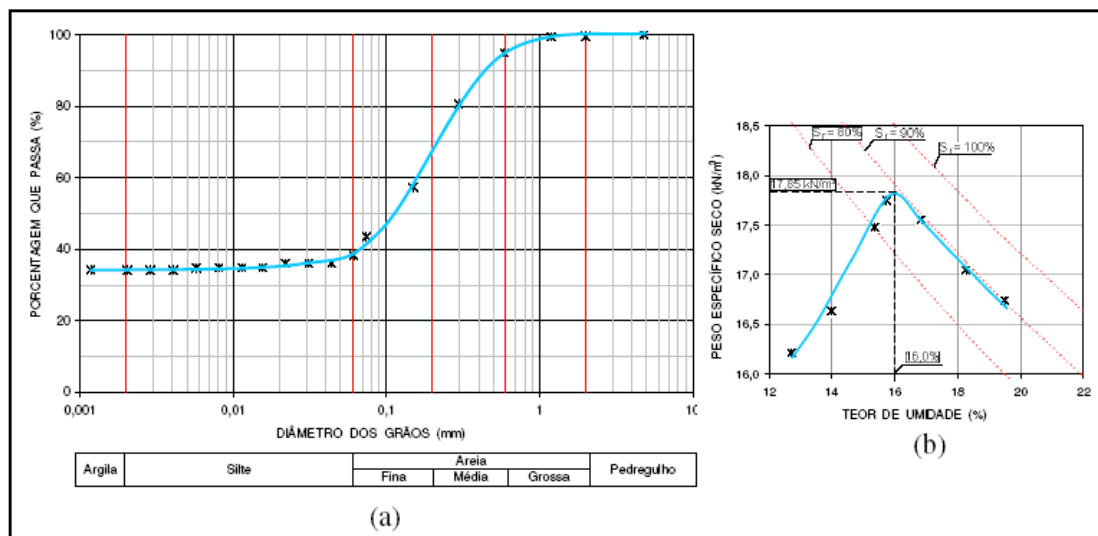


Figura 4.1. Curva Granulométrica (a) e curva de compactação (b) (FRANÇA, 2007).

Kakuda (2005) apresenta a partir de resultados de ensaios de cisalhamento direto parâmetros de resistência de 30,0 kPa de coesão e 34,6° de ângulo de atrito para uma grau de compactação de 96%. Freitas Neto (2008) estudou a resistência ao cisalhamento no mesmo solo utilizado nesta pesquisa, sobre diversas condições de saturação. A partir de ensaios triaxiais em condições saturadas, obteve parâmetros de resistência de 25,0 kPa de coesão e 33° de ângulo de atrito para uma grau de compactação médio de 95,4% ao passo que ensaios triaxiais ensaiados com teor de umidade igual à ótima, apresentou parâmetros de resistência de 28,5 kPa de coesão e 36° de ângulo de atrito para uma grau de compactação médio de 95,1%.

4.1.1.2 Construção do Maciço

Seguindo a metodologia de construção do maciço, a Figura 4.2 ilustra a variação do teor de umidade (eixo vertical direito), bem como o grau de compactação (GC) (eixo vertical esquerdo), obtido para cada camada.

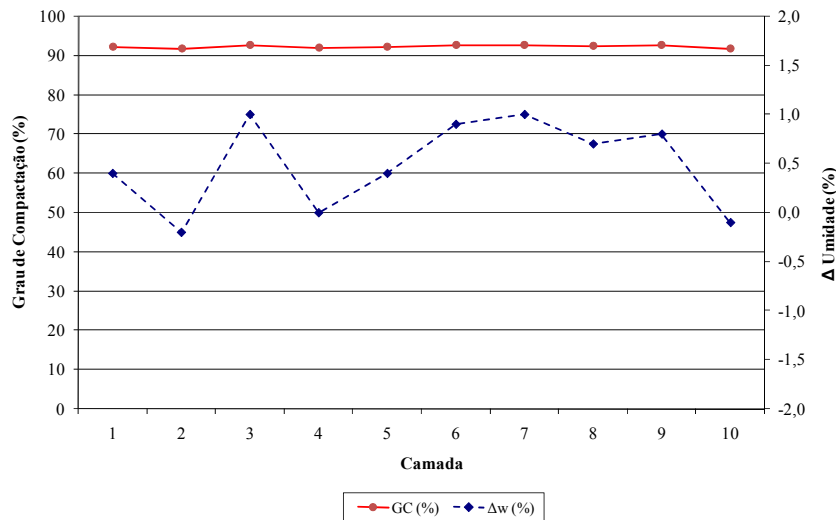


Figura 4.2. Variação do teor de umidade e GC para as camadas.

A partir da Figura 4.2, observa-se que a faixa de variação do teor de umidade, foi inferior a 1% para todas as camadas. Na caixa, o GC apresentou valor médio de 92,4% e teor de umidade médio de 15,5%. Estes resultados apresentaram-se satisfatórios dentro dos valores desejados, que eram de 92 e 16 % para o GC e teor de umidade, respectivamente.

4.1.1.3 Controle de Execução do Chumbador

A calda de cimento foi preparada para cada uma das fases de injeção. A Tabela 4.2 apresenta um resumo do controle de volume e pressão realizado durante a etapa de injeção de calda de cimento.

Tabela 4.2. Resumo de controle de volume e pressão.

Bainha		Injeção	
Pressão (MPa)	Volume (litros)	Pressão (MPa)	Volume (litros)
0,25	4,87	0,45	1,30

Pacheco e Silva (2009), nos ensaios realizados com o mesmo método construtivo, obteve pressões de injeção entre 0,25 a 0,35 MPa. Observa-se que estas pressões, encontram-

se próximos a faixa de valores (0,4 a 2,0 MPa) apresentados na literatura (SPRINGER, 2006; ZIRLIS et al., 2003).

4.1.1.4 Ensaio de Arrancamento

A Figura 4.3 apresenta a curva carga v_s deslocamento obtida a partir de ensaio de arrancamento realizado neste trabalho, sendo denominado com a sigla C.P. Este resultado foi comparado com a curva carga v_s deslocamento obtida por Pacheco e Silva (2009). Este autor realizou ensaio de arrancamento com a mesma metodologia executiva, com tensão vertical atuante próxima, numa caixa de maior dimensão. Este ensaio foi denominado C.G..

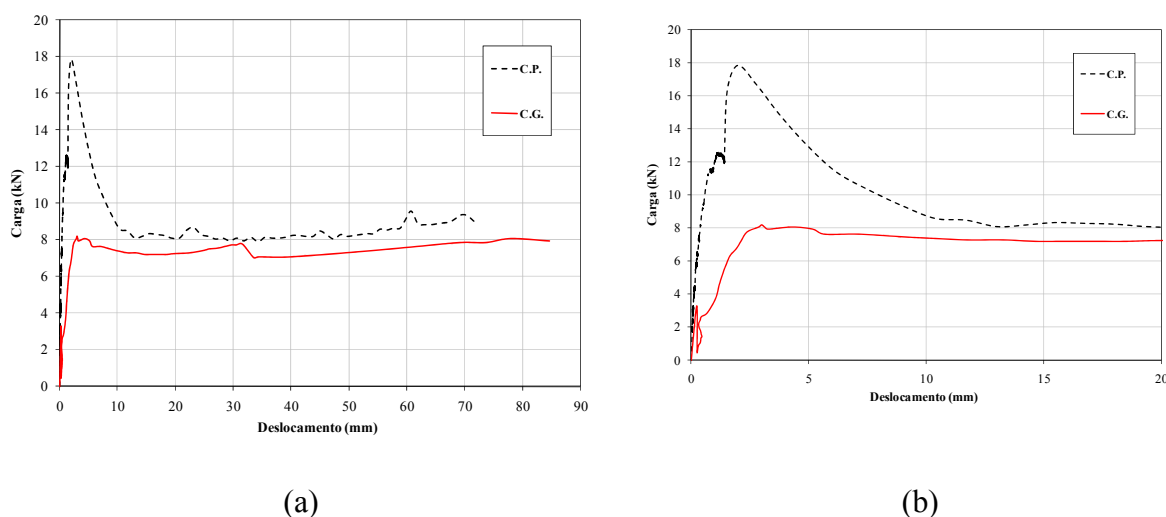


Figura 4.3. Curva carga v_s deslocamento para chumbadores C.P. e C.G.: (a) Deslocamento total, (b) Deslocamento até 20 mm.

A partir da Figura 4.3 nota-se que o chumbador C.P. apresenta comportamento similar ao chumbador C.G., ou seja, após atingir o carregamento de pico, a carga tende inicialmente para um valor residual menor. Ao analisar os deslocamentos verifica-se, de forma geral, que para a mobilização total da resistência ao cisalhamento de interface os deslocamentos foram pequenos, da ordem de 1,5 a 3 mm. O deslocamento para a carga de

pico no chumbador C.G. foi de 2,99 mm enquanto que para o C.P. obteve-se um deslocamento de 1,99 mm.

Em função das diferentes geometrias dos chumbadores executados é necessário realizar as análises em termos de resistência ao cisalhamento de interface (q_s). Neste sentido, para avaliar a influência do diâmetro do chumbador executado (86 mm), os resultados são apresentados na Figura 4.4 em conjunto aos chumbadores C.G., cujo diâmetro é de 38 mm.

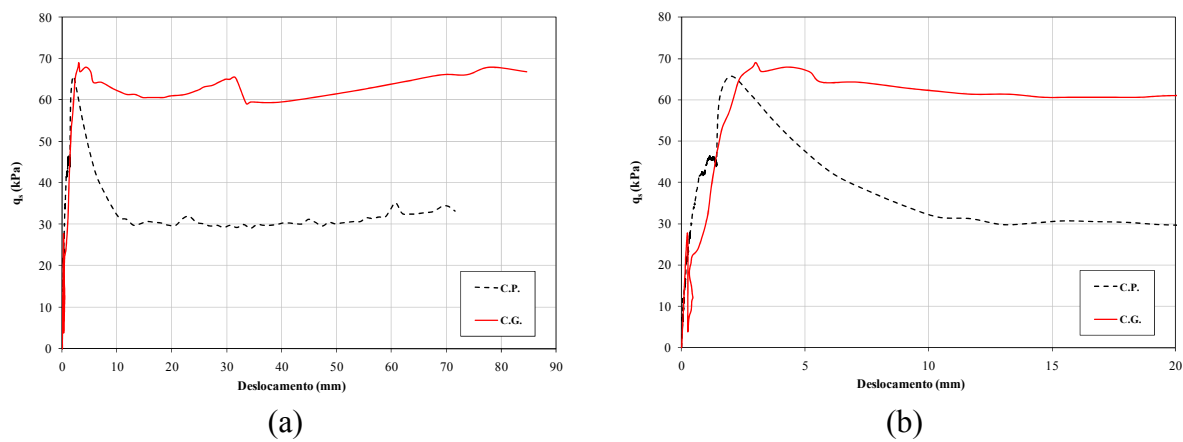


Figura 4.4. Curvas comparativas q_s v_s deslocamento para chumbadores C.P. e C.G.:

(a) Deslocamento total, (b) Deslocamento até 20 mm.

A resistência ao cisalhamento de interface (q_s) foi obtida a partir dos valores de pico das curvas carga v_s deslocamento dos reforços. A Tabela 4.3 apresenta um resumo dos resultados obtidos a partir dos ensaios de arrancamento.

Tabela 4.3. Resumo dos resultados obtidos a partir dos ensaios de arrancamento.

Descrição	$T_{máx}$ (kN)	Deslocamento (mm)	q_s (kPa)
C.G (Pacheco e Silva, 2009)	8,20	2,99	69,08
C.P	17,86	1,99	65,78

Nota: $T_{m\acute{a}x}$: carga máxima obtida durante o ensaio; q_s : resistência ao cisalhamento de interface; C.P.: ensaio realizado; C.G.: ensaio de comparação realizado por Pacheco e Silva (2009).

O valor médio da tensão vertical efetiva atuante no chumbador C.G. é de 63,6 kPa, enquanto que o valor teórico da tensão atuante no chumbador C.P. é cerca de 65 kPa. Ao comparar o valor de q_s do chumbador C.G com o C.P, representados respectivamente por 69,1 kPa e 65,8 kPa, observa-se uma boa concordância entre os resultados.

A partir dos ensaios realizados, calculou-se o valor de rigidez (k_β) para cada um dos chumbadores. Diante do proposto por Frank e Zhao (1982), são apresentadas na Tabela 4.4 os percentuais da carga máxima no ponto de inflexão e a razão de rigidez obtida a partir dos ensaios entre as etapas 2 e 3.

Tabela 4.4. Percentuais de carga no ponto de inflexão e razão de rigidez.

Descrição	Etapa 2/3	Razão de Rigidez
	% $F_{m\acute{a}x}$	$K_{\beta-2}/K_{\beta-3}$
C.G (Pacheco e Silva, 2009)	34,88	1,4
C.P	51,65	2,3

Em relação ao percentual de carga mobilizada no ponto de inflexão, obteve-se valor de 34,9 para o chumbador de comparação. Para o chumbador construído, o valor obtido foi de 51,7 que se aproxima do obtido por Frank e Zhao (1982) que é de 50%.

Ao analisar a razão de rigidez, obteve-se valor de 1,4 para o ensaio comparativo (C.G.), e 2,3 para o chumbador construído (C.P.). Estes valores encontram-se distantes do sugerido por Frank e Zhao (1982), igual a 5, porém Springer (2006) ao realizar ensaios de arrancamento em chumbadores com uma fase de injeção obteve razão de rigidez igual a 2, valor este próximo dos valores obtidos.

4.1.1.5 Distribuição de Carga no Chumbador

A Figura 4.5 apresenta as curvas carga v_s deslocamento ao longo do comprimento do chumbador durante o ensaio de arrancamento, a partir dos *strain gages* instalados. Como o arrancamento ocorre no contato solo-reforço, a mobilização das cargas é gradual, ou seja, da extremidade da face em direção à parte interna do chumbador. Ao analisar as curvas, verifica-se que o comprimento total dos reforços foi praticamente solicitado.

Durante a realização do ensaio de arrancamento, ocorreram problemas de leitura do *strain gage* 4 (SG-4) e, portanto, estas leituras foram desprezadas. Tomando-se como referência a carga de arrancamento de pico, determinada pela célula de carga, notou-se que a carga dos *strain gages* 3, 2 e 1, equivalem, respectivamente a 25,5, 11,4 e 6,4% da carga de ruptura.

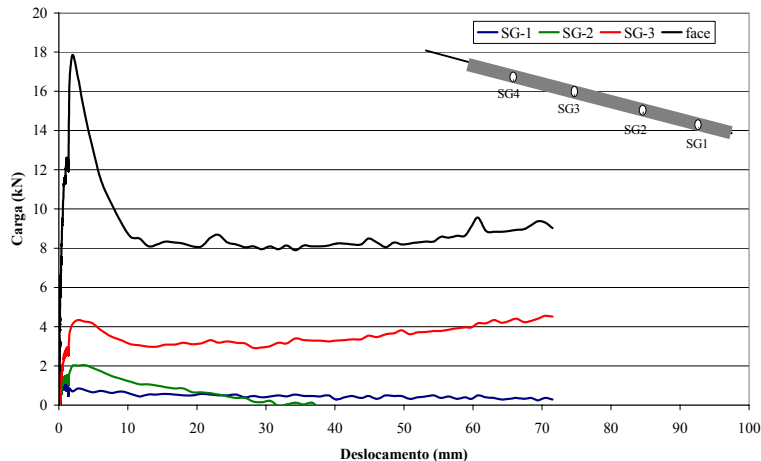


Figura 4.5. Curvas cargas v_s deslocamento ao longo do comprimento do chumbador.

4.1.1.6 Exumação do Chumbador

Após o término do ensaio de arrancamento o chumbador foi exumado. Apresenta-se na Figura 4.6 uma vista geral do processo de exumação do chumbador (a), detalhe do

chumbador após a exumação (b) e o procedimento utilizado para a determinação dos diâmetros ao longo de seu comprimento (c).

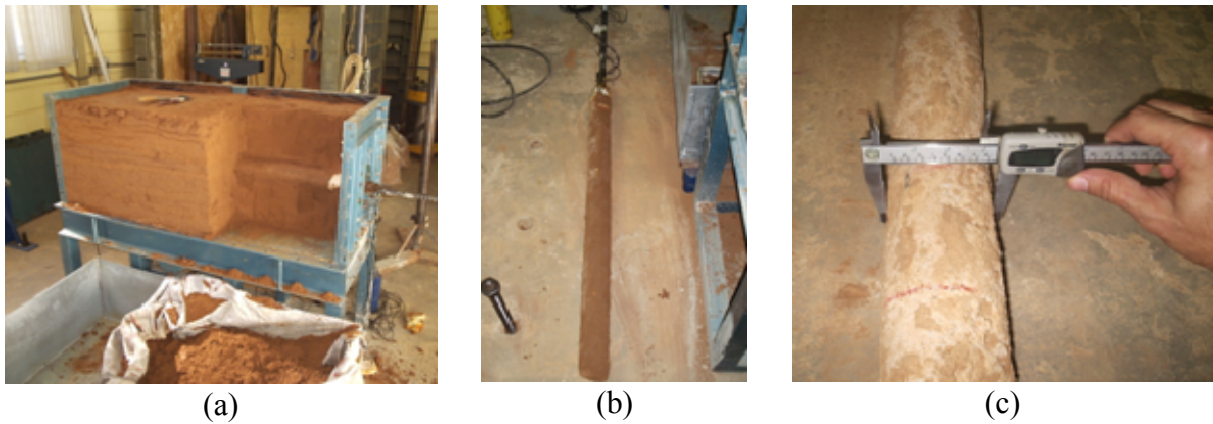


Figura 4.6. (a) Chumbador durante a exumação, (b) detalhe do chumbador e (c) determinação do diâmetro.

Após a exumação, o chumbador apresentou-se íntegro ao longo do seu comprimento. Para permitir uma análise quantitativa, mediram-se os diâmetros do chumbador a cada 0,10 m em relação ao início do trecho injetado de 1,0 m. Para cada posição, foram tomadas três leituras e calculado o valor médio. A Figura 4.7 apresenta a distribuição dos diâmetros médios para cada uma das posições e o valor do diâmetro médio do chumbador (0,086 m) utilizado no cálculo de q_s .

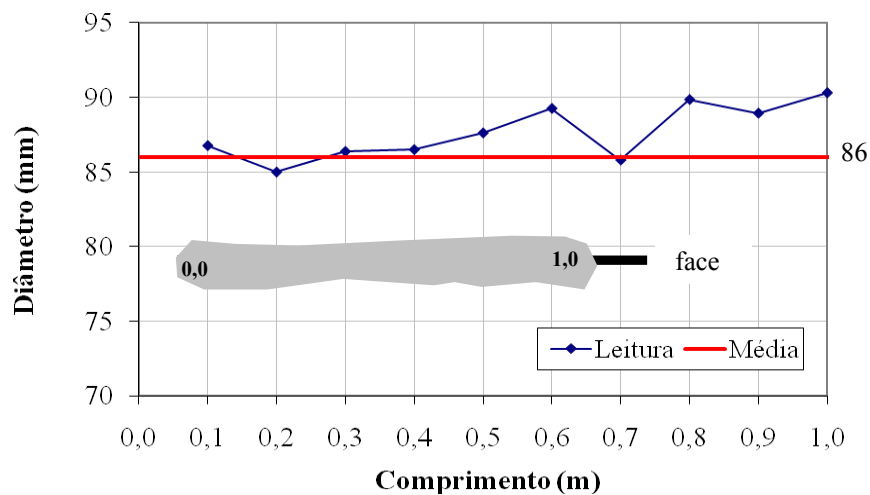


Figura 4.7. Variação do diâmetro médio ao longo do trecho injetado.

A partir desta análise constatou-se que a maior variação na seção transversal do chumbador ocorreu no final do trecho injetado. Tal fato se deve a horizontalidade da construção do chumbador. Notou-se, que, conforme esperado, não houve enraizamento da calda de cimento no solo compactado e que o reforço foi arrancado no contato calda de cimento/solo. Não houve vestígios de fissuração transversal e longitudinal ao longo do comprimento do reforço e o trecho livre apresentou-se bem preservado. Isto mostra que o sistema utilizado como obturador trabalhou de forma adequada, visto que, eventuais problemas com o obturador poderiam alterar o comprimento injetado do chumbador.

Cabe ressaltar que para a realização destes ensaios de arrancamento em chumbadores executados na caixa metálica de testes, não é necessária a execução de um trecho livre já que a estrutura de reação não transmite esforços diretamente para o maciço de solo. Entretanto, adotou-se esta medida para padronizar o comprimento do trecho injetado.

4.1.2 Ensaios de Campo

Neste item são apresentados os parâmetros de controle de execução do chumbador, bem como os resultados do ensaio de arrancamento.

3.3.2 Investigações Geotécnicas

Foram realizadas quatro conjuntos de sondagens de simples reconhecimento (SP-01 a SP-04) que permitiram identificar três camadas com características geotécnicas distintas. Entre 0 e 0,50 m, identificou-se um aterro de argila arenosa, pouco siltosa, vermelha. A partir desta profundidade observou-se um perfil de alteração de solo residual de gnaíse. Na profundidade variável de 0,5 a 3,0 m, identificou-se uma argila porosa, arenosa, pouco siltosa.

Abaixo desta camada, um solo saprolítico composto por areia fina, pouco siltosa, com fragmentos de rocha cinza clara e amarela.

Os chumbadores foram construídos na camada de solo saprolítico, na profundidade de 4,80 m. Lima (2009), realizou ensaios de laboratório nesta mesma camada de solo local. A Tabela 4.5 apresenta os resultados, de forma resumida.

Tabela 4.5. Características geotécnicas e classificação do solo (LIMA, 2009).

Propriedade	Valor
Peso específico dos sólidos	25,82 kN/m ³
Limite de liquidez (LL)	54%
Limite de Plasticidade (LP)	31%
Teor de Areia	45,0%
Teor de Silte	12,5%
Teor de Argila	42,5%

Lima (2009) também realizou ensaios de cisalhamento direto, na umidade de campo, onde obteve ângulo de atrito (ϕ) de 38,9° e coesão de 26,8 kPa.

4.1.2.1 Controle de Execução do Chumbador

A Tabela 4.6 apresenta um resumo das características dos chumbadores (identificação, tipo, descrição) e o controle de volume e pressão realizados durante as etapas de execução da bainha e da injeção, assim como uma comparação com os chumbadores 13, 14, 15 e 16 executados no mesmo local por Pacheco e Silva (2009).

Tabela 4.6. Resumo do controle de volume e pressão.

Id.	Tipo	Chumbador		Bainha		Injeção		
		Descrição	Instrumentação	Data	Volume (litros)	Data	Pressão (MPa)	Volume (litros)
13	Longo	Bainha	Sim	6/8/2008	35,0	--	--	--
14	Curto	Bainha	Sim	6/8/2008	20,0	--	--	--
E1	Experimental	Bainha	Sim	6/8/2008	10,0	--	--	--
15	Longo	Bainha + 1 Fase	Sim	6/8/2008	35,0	7/8/2009	2,0	40,0
16	Curto	Bainha + 1 Fase	Não	5/8/2008	20,0	6/8/2008	1,0	10,0
E2	Experimental	Bainha + 1 Fase	Sim	5/8/2008	5,0	6/8/2008	1,0	--

A partir da Tabela 4.6, verifica-se que a pressão de injeção medida no chumbador “E2” foi de 1,0 MPa, que está próxima aos demais ensaios realizados no local com o mesmo método, sempre atendendo ao critério de 2,0 MPa como pressão limite para ruptura do solo. Observa-se que o volume de calda do “E1” atingiu duas vezes o valor esperado de consumo, porém o “E2” ficou próximo do esperado. Adotou-se como critério de parada, o valor de 10 litros para os chumbadores com 1 m de trecho injetado, considerando que a partir deste volume, a calda de cimento poderia ter encontrado algum vazio excessivo no maciço de solo e poderia comprometer as edificações vizinhas. Este controle de execução poderá ser mais bem avaliado e comparado após as análises dos resultados de arrancamento. Quanto à etapa de injeção, o volume consumido pelo chumbador “E2” foi mínimo e não permitiu ser quantificado pelo método utilizado.

Sabendo que os chumbadores longos possuem 6 m de trecho injetado e os curtos 3 m, avalia-se que a taxa de calda consumida por metro para a execução da bainha foi de 5,8 e 6,7 para chumbadores longos e curtos respectivamente, comprovando que para o chumbador “E1”, o consumo de calda de cimento está acima da média.

4.1.2.2 Ensaios de Arrancamento

A Figura 4.8 apresenta as curvas carga v_s deslocamento obtidas a partir dos ensaios de arrancamento realizados, para os chumbadores “E1” e “E2”.

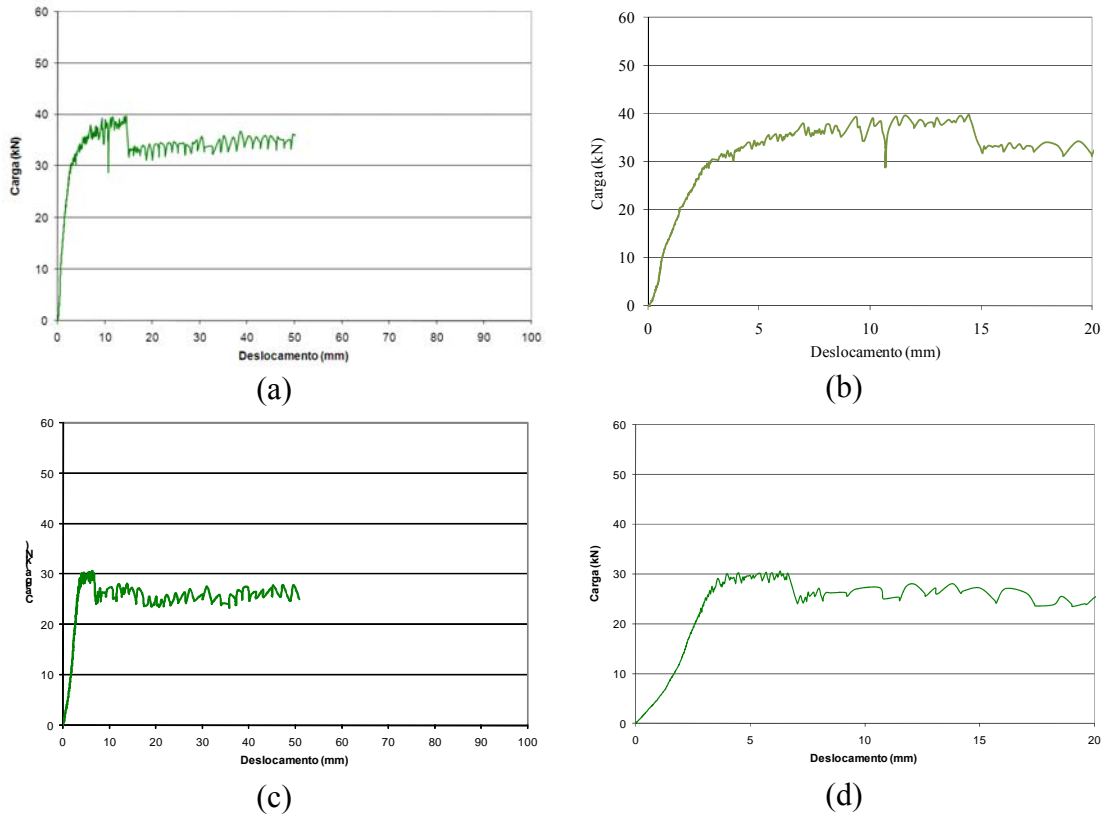


Figura 4.8. Curvas carga v_s deslocamento para chumbadores: “E1” (a) Deslocamento Total, (b) Deslocamento até 20 mm e “E2” (c) Deslocamento Total, (d) Deslocamento até 20 mm.

A partir da Figura 4.8, observa-se que os chumbadores “E1” e “E2” apresentam comportamento similar aos chumbadores executados em laboratório, ou seja, atingiram um carregamento de pico e estabilizaram com uma carga residual de menor magnitude. A Tabela 4.7 resume os valores obtidos a partir da curva.

Tabela 4.7. Resumo dos resultados do ensaio de arrancamento.

Id.	Descrição	$T_{\text{máx}}$ (kN)	Deslocamento (mm)	q_s (kPa)
E1	Bainha	39,7	14,4	168,7
E2	Bainha + 1 Fase	30,6	6,3	130,0

Analisando os resultados da Tabela 4.7, observa-se que o valor de q_s , obtido para o chumbador “E1” é superior ao “E2”, que não condiz com as expectativas relatadas na literatura (SPRINGER, 2006; PACHECO E SILVA, 2009). Entretanto este fato pode ser justificado quando analisado em conjunto com o consumo de calda de cimento, durante o processo de execução.

Conforme comentado, para a execução do chumbador “E1” houve maior consumo de calda de cimento (aproximadamente 10 litros) do que para o chumbador “E2”. Para este chumbador, mesmo com uma fase adicional de injeção, o consumo foi aproximadamente de 5 litros. Aproveitando a experiência da execução com alguns chumbadores provisórios que foram executados, percebeu-se a ocorrência de ramificação da calda de cimento no solo. O consumo elevado de calda para o chumbador “E1” pode ter motivado o surgimento de ramificações e conseqüentemente um ganho de resistência no cisalhamento de interface.

Aprofundando-se nas análises, são apresentadas as curvas carga vs deslocamento em relação aos chumbadores de comparação. A Figura 4.9 apresenta as curvas para as duas metodologias executivas.

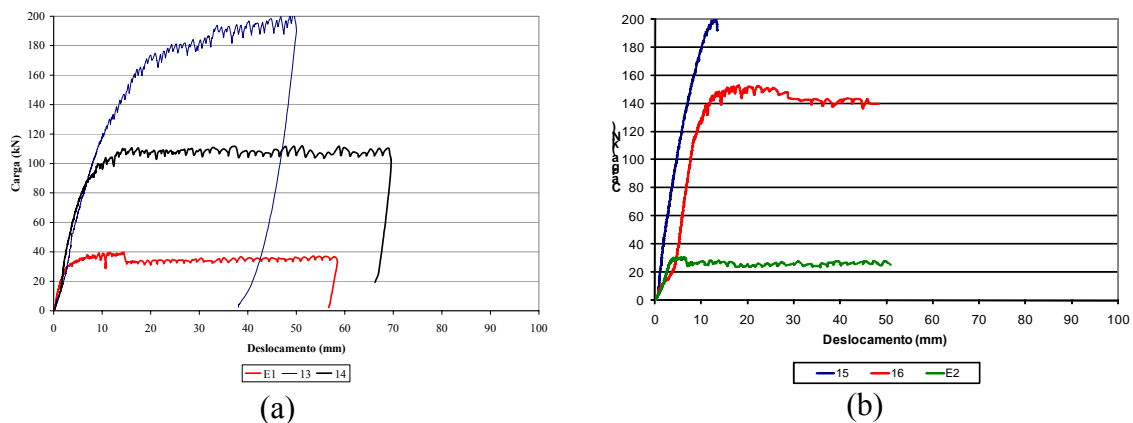


Figura 4.9. Curvas carga vs deslocamento. (a) metodologia bainha e (b) metodologia bainha mais uma fase de injeção.

Os chumbadores “E1”, 13 e 14 (Figura 4.9-a), executados com a metodologia bainha, apresentaram uma concordância no trecho inicial do ensaio. Estes resultados serão

mais bem analisados quando apresentados os valores de rigidez para cada etapa dos chumbadores.

O chumbador 15 (Figura 4.9-b), executado com uma fase de injeção e comprimento injetado de 6 m, não atingiu ruptura, bem como, o critério de deslocamento definido por Clouterre (1991). Este fato se deve as limitações impostas pelo conjunto macaco-bomba.

Ao apresentarmos os resultados da Figura 4.9-a, chumbadores “E1”, 13 e 14, bem como da Figura 4.8-b, chumbadores “E2”, 15 e 16, permite-se comparar o comprimento dos chumbadores. Estes resultados são apresentados resumidamente na Figura 4.10.

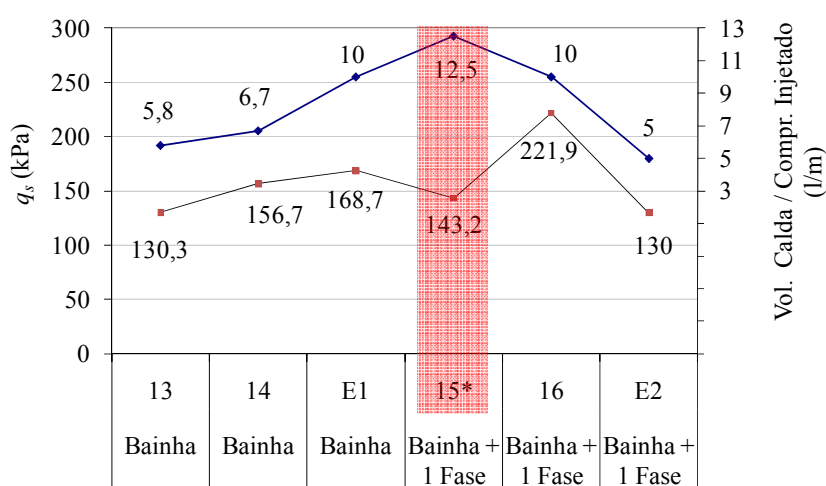


Figura 4.10. Valores de q_s para os chumbadores analisados.

Valendo-se da análise de consumo de calda de cimento realizada para os chumbadores “E1” e “E2”, permitiu-se comparar o chumbador “E2”, com os chumbadores de comparação 13 e 14. Observa-se que os valores de q_s estão próximos, com valor médio de 139,0 kPa e variações de 6,5 %, 12,7 % e 6,3 %, para os chumbadores com 1, 3 e 6 m de trecho injetado, respectivamente.

Os diferentes resultados obtidos na comparação entre as metodologias pode ser decorrente de eventuais imperfeições existentes (variação do diâmetro) ao longo do

chumbador, reduzindo o contato solo-chumbador, porém, excetuando-se o chumbador 15, que não atingiu critério de ruptura, observa-se uma relação direta entre o ganho de q_s e o consumo de calda de cimento.

A partir das curvas carga vs deslocamento, calculou-se o valor de rigidez (k_β) para cada um dos chumbadores. O chumbador 15, não foi calculado, pois não atingiu a ruptura nem o critério de deslocamento. A Tabela 4.8 resume os dois principais pontos de discussão, o percentual da carga máxima no ponto de inflexão e a razão de rigidez entre as etapas 2 e 3.

Tabela 4.8. Percentuais de carga no ponto de inflexão e razão de rigidez.

Descrição	Etapa 2/3	Razão de Rigidez
	% $F_{m\acute{a}x}$	$K_{\beta-3}/K_{\beta-2}$
13	56,26	2,15
14	63,11	2,43
E1	73,12	4,65
15	--	--
16	75,31	3,99
E2	47,70	1,03

Em relação ao percentual de carga mobilizada no ponto de inflexão, obteve-se valor médio de 63,1. Excetuando-se o chumbador 13 e “E2”, estes valores experimentais estão relativamente superiores aos obtidos por Frank e Zhao (1982) que é de 50%.

Ao analisar a razão de rigidez, obtiveram-se valores na faixa entre os obtidos por Springer (2006) e Frank e Zhao (1982), excetuando-se o chumbador “E2” que obteve valor próximo a 1, mostrando que não há distinções entre as etapas 2 e 3.

4.1.2.3 Distribuição de Carga no Chumbador

A Figura 4.11 apresenta as curvas carga v_s deslocamento ao longo do comprimento do chumbador durante o ensaio de arrancamento, obtidas pelo monitoramento

dos *strain gages* posicionados nos chumbadores.

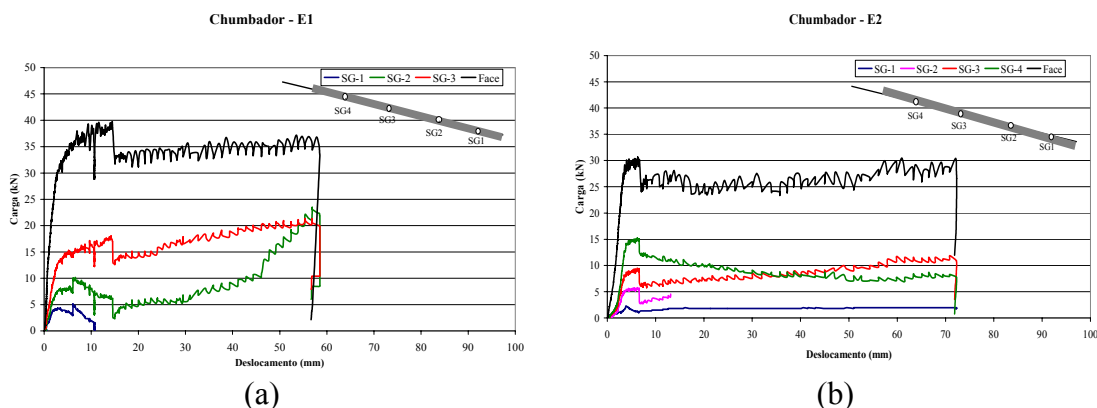


Figura 4.11. Curvas cargas v_s deslocamento ao longo do comprimento do chumbador: (a) chumbador “E1” e (b) chumbador “E2”.

Como o arrancamento ocorre no contato solo-reforço, a mobilização das cargas é gradual, ou seja, da extremidade da face em direção à parte interna do chumbador. Ao analisar as curvas (Figura 4.11), verifica-se que o comprimento total dos reforços foi praticamente solicitado tanto para os chumbador “E1”, como “E2”.

Durante a realização do ensaio de arrancamento, ocorreram problemas de leitura do *strain gage* 4 (SG-4) do chumbador “E1” e, portanto, estas leituras foram desprezadas.

Tomando-se como referência a carga de arrancamento de pico, determinada pela célula de carga, notou-se que para o chumbador “E1” os *strain gages* 3 e 2, equivalem, respectivamente a 17,3% e 6,3% da carga de ruptura, ao passo que para o chumbador “E2”, os *strain gages* 4, 3, 2 e 1, equivalem, respectivamente a 14,9%, 9,2%, 5,6% e 1,2% da carga de ruptura.

A Figura 4.12 apresenta as curvas cargas v_s deslocamento em diferentes níveis de carregamento ao longo do comprimento do chumbador. Foram apresentados quatro níveis de carregamento em relação à carga de ruptura (25, 50, 75 e 100%).

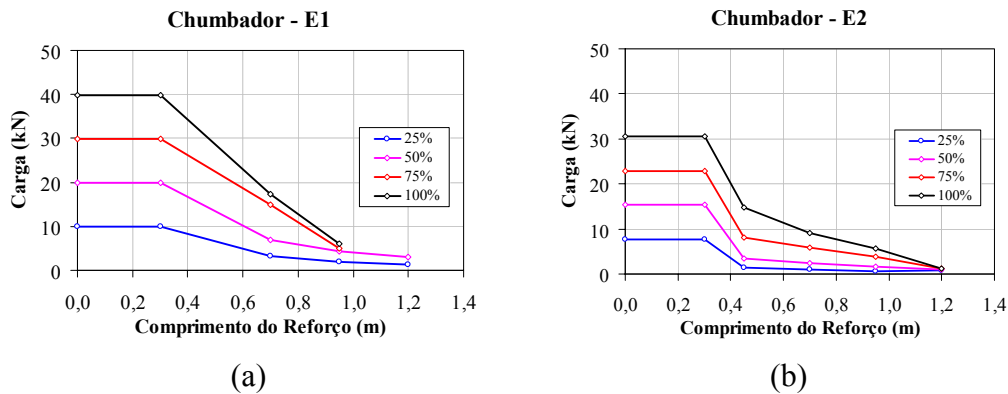


Figura 4.12. Representação das curvas cargas v_s deslocamento em diferentes níveis de carregamento ao longo do comprimento do chumbador. (a) chumbador “E1” e (b) chumbador “E2”.

Observa-se que os reforços apresentam comportamentos semelhantes no tocante à mobilização das cargas durante a realização do ensaio de arrancamento. Nota-se a tendência de uma distribuição triangular das cargas ao longo da barra, particularmente para o chumbador “E1”. Para os quatro níveis de carregamento, as cargas mostraram-se máximas na face, nas proximidades do ponto de aplicação de carga, e têm sua magnitude reduzida ao longo do reforço. Ao analisar as curvas referentes a 100% da carga de arrancamento, verifica-se que o comprimento total dos reforços foi praticamente solicitado.

Os ensaios de arrancamento de chumbadores realizados em campo permitiram avaliar que pouca influência se deve ao comprimento do chumbador na resistência ao cisalhamento da interface solo-reforço. Porém os resultados mostraram que o volume de calda de cimento para preenchimento da cavidade escavada está diretamente associado à resistência ao cisalhamento de interface (q_s).

4.2 FITAS METÁLICAS

Os resultados obtidos em laboratório a partir dos ensaios de arrancamento realizados em fitas metálicas são apresentados em termos de curvas carga v_s deslocamento.

São realizadas comparações entre a influência da tensão vertical atuante nos reforços, para dois diferentes Graus de Compactação, bem como de variações dimensionais, utilizando fitas com larguras de 40 e 60 mm. Para tanto são apresentadas na Tabela 4.9, as características dos ensaios realizados.

Tabela 4.9. Características dos Ensaio Realizados com Fita Metálica.

Ensaio	Incremento médio de Tensão Vertical (kPa)	Grau de Compactação (%)	Largura da Fita Metálica (mm)
1	67,4	79,6	40
2	69,7	94,8	60
3	121,9	94,7	60

4.2.1 Construção do Maciço

Seguindo a metodologia de construção do maciço, a Figura 4.13 ilustra a variação do teor de umidade (eixo vertical direito), bem como da variação do grau de compactação (GC) (eixo vertical esquerdo), obtido para cada camada em cada ensaio realizado.

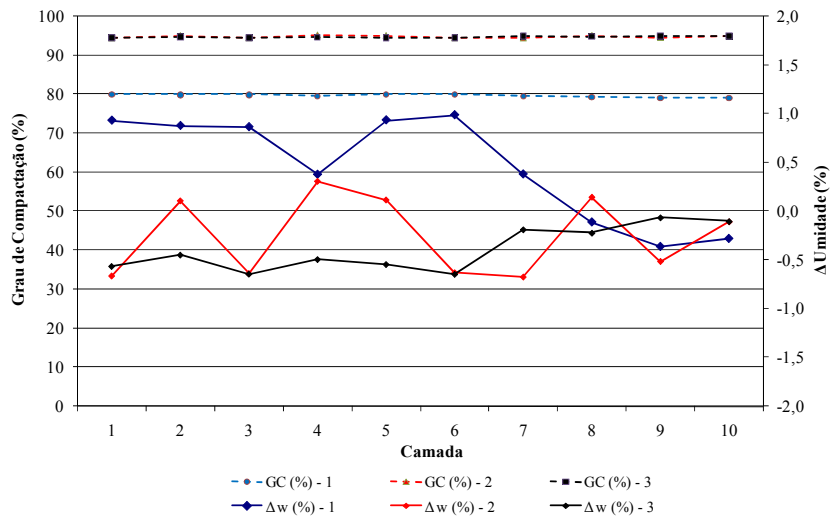


Figura 4.13. GC e Variação do Teor de umidade para as camadas.

A partir da Figura 4.13, observa-se que a faixa de variação do teor de umidade, foi inferior a 1% para todas as camadas, nos três ensaios. Para o ensaio 1, onde desejava-se um GC de 80%, obteve-se 79,6% em média e 15,5 de média de umidade. Para os ensaios 2 e 3, onde desejava-se um GC de 95%, os valores foram de 94,8 e 94,7%, respectivamente, obtendo-se ainda umidade média de 16,3 e 16,4% para as duas caixas respectivamente.

4.2.2 Ensaio de Arrancamento

A Figura 4.14 apresenta a curva carga vs deslocamento obtida a partir dos ensaios 1, 2 e 3, realizado para a fita metálica 1, 2 e 3, respectivamente.

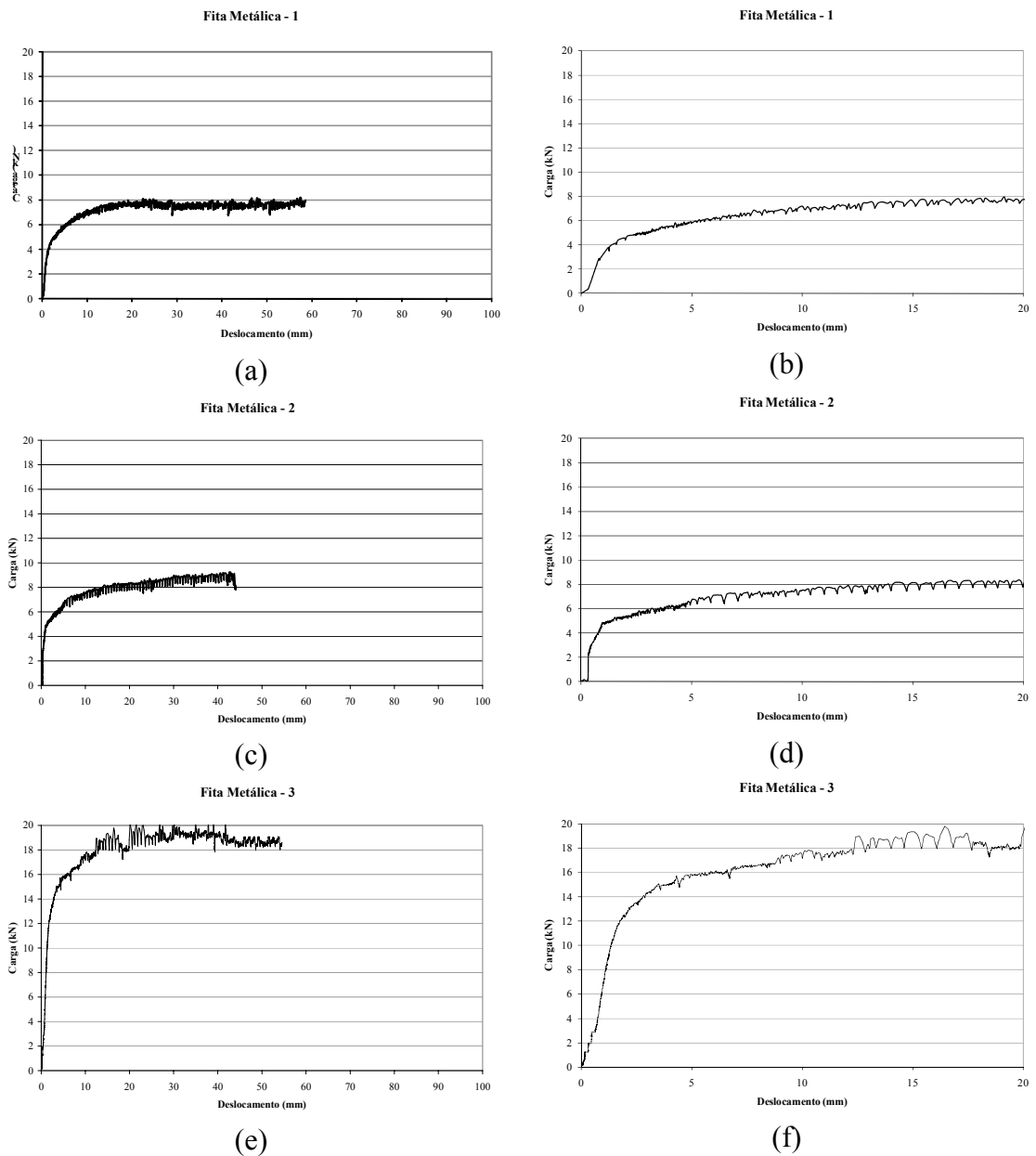


Figura 4.14. Curva carga vs deslocamento para fitas metálicas: 1 - (a) Deslocamento total, (b) Deslocamento até 20 mm; 2 - (c) Deslocamento total, (d) Deslocamento até 20 mm e 3 - (e) Deslocamento total, (f) Deslocamento até 20 mm;

O comportamento observado para as fitas metálicas é diferente dos obtidos para os chumbadores executados em laboratório, visto que a curva não apresenta pico. O valor de carga máxima foi de 8,10 kN, para um deslocamento de 22,46 mm no ensaio 1, de carga

máxima de 9,26 kN, para um deslocamento de 42,89 mm, no ensaio 2 e 20,17 kN, para um deslocamento de 35,15 mm, no ensaio 3.

4.2.3 Comparações com a NBR9286/86

Para efeito de comparações com valores sugeridos pela Norma Brasileira, foi tomado como referência o item 5.1.3.2 – Características dos materiais para o cálculo, da NBR 9286/1986 (Terra Armada).

Segundo a Tabela 1 da referida norma, página 12, para armaduras nervuradas, o solo é classificado como Grupo C, ou seja, que apresentam granulometria com $D_{20} < 0,015$ mm e $D_{40} \leq 0,015$ mm e ϕ (ângulo de atrito interno do solo) $\geq 30^\circ$.

É válido ressaltar que na maioria das estruturas executadas com a solução em terra armada, são utilizados solos do Grupo A ou B. Este tipo de solo, portanto é considerado não-convencional para os casos de obras, porém previsto em norma.

O valor da tensão vertical efetiva atuante na fita metálica 1 é cerca de 71,9 kPa, de 75,2 kPa para a fita metálica 2, e 127,4 kPa para a fita 3. Na Tabela 4.10 é apresentado o resumo dos valores obtidos para os ensaios realizados com fita metálica.

Tabela 4.10. Resumo dos valores obtidos nos ensaios realizados com fita metálica.

Ensaio	Largura (mm)	Tensão Vertical Efetiva (kPa)	Grau de Compactação (%)	Carga Máxima (kN)
1	40	71,9	79,6	8,10
2	60	75,2	95,1	9,26
3	60	127,4	94,7	20,17

Com estes resultados foi realizado o cálculo da altura de solo equivalente (h_{equiv}), a partir da tensão vertical efetiva e do peso específico do solo, e da tensão tangencial máxima

($\tau_{\text{máx}}$), a partir da área de contato solo-reforço e da carga máxima. A Tabela 4.11 apresenta os valores para as três situações. Com estes resultados calculou-se o valor de $\tau_{\text{máx}}$, segundo a equação 4.1 e a partir da equação 1.2, mencionada anteriormente, o valor de f^* .

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{T_L}{2 * B * L} \quad (4.1)$$

$$f^* = \frac{\tau_{\text{máx}}}{\sigma_v} \quad (1.2)$$

Tabela 4.11. Resumo dos parâmetros calculados a partir dos ensaios realizados.

Ensaio	Largura (mm)	Tensão Vertical Efetiva (kPa)	h_{equiv} (m)	Carga Máxima (kN)	$\tau_{\text{máx}}$ (kPa)	f^* (adimensional)
1	40	71,9	4,38	8,10	69,2	0,962
2	60	75,2	3,80	9,26	54,8	0,729
3	60	127,4	6,47	20,17	119,3	0,936

Avaliando os resultados obtidos para os ensaios 1 e 2, que possuem tensão vertical efetiva de mesma ordem, o valor da carga máxima do ensaio 2 foi superior ao do ensaio 1, como era esperado, visto que a área de contato para o ensaio 2 era maior e o valor do GC foi também superior. Entretanto, o valor da tensão tangencial para o ensaio 2 foi inferior ao ensaio 1, contrariando as expectativas que correspondiam a valores próximos.

Os ensaios 2 e 3, realizados com fita de mesma geometria, apresentaram um comportamento dentro do esperado, ou seja, uma tensão tangencial crescente com o aumento da tensão vertical. Do ponto de vista do coeficiente de atrito, f^* , observa-se uma variação no valor calculado para o ensaio 2 com os demais ensaios.

A fim de comparar com o valor proposto pela norma (Tabela 4.12), procedeu-se ao cálculo da tensão tangencial, obtida para as alturas equivalentes em questão. Nos cálculos para o ensaio 1, executado com GC de 80 %, foi suposto o mesmo ângulo de atrito interno

obtido para GC de 96 % no cálculo do coeficiente de atrito, f^* , de $34,6^\circ$ obtido por Kakuda (2005).

Tabela 4.12. Valores teóricos obtidos a partir da norma.

Ensaio	Largura (mm)	Tensão Vertical Efetiva (kPa)	h_{equiv} (m)	f^* (adimensional)	$\tau_{máx}$ (kPa)
1	40	71,9	4,38	0,909	65,4
2	60	75,2	3,80	0,987	74,2
3	60	127,4	6,47	0,690	87,9

A comparação entre os resultados obtidos nas Tabelas 4.11 e 4.12 é melhor interpretada a partir da Figura 4.15.

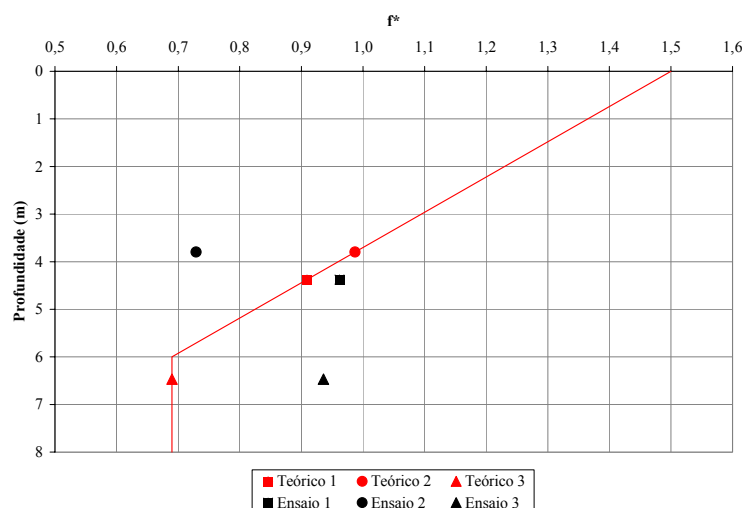


Figura 4.15. Comparação de resultados dos ensaios com valores sugeridos por norma.

Analisando a Figura 4.15, observa-se que os ensaios 1 e 3 apresentaram coeficiente de atrito acima do previsto. Em relação ao ensaio 2, este valor apresenta-se excessivamente abaixo do previsto.

Para solução em terra armada, o uso de solos considerados não convencionais requer um estudo mais detalhado do seu comportamento como material de aterro, visto que a distribuição sugerida pela norma em função da profundidade não condiz com os resultados obtidos experimentalmente desta pesquisa.

5. CONCLUSÃO

Esta dissertação consistiu no estudo de duas diferentes técnicas de reforço de solos: Terra Armada e Solo Grampeado. Avaliou-se a influência do principal parâmetro de projeto nestas soluções de estabilização: resistência ao cisalhamento de interface solo-reforço. As principais informações para o desenvolvimento da pesquisa foram provenientes de ensaios de arrancamento de reforços em laboratório e em campo.

Na etapa experimental de laboratório avaliou-se a influência da tensão vertical atuante, bem como variações dimensionais. Para os chumbadores, o efeito de diâmetro e nas fitas metálicas, comparou-se dimensões comumente empregadas em obras de Terra Armada, larguras de 40 e 60 mm, bem como diferentes tensões verticais atuantes. Esta etapa envolveu a construção de uma estrutura com dimensões reduzidas, porém sem preocupações quanto a similitude entre modelos e protótipos.

Na etapa de campo, foram realizados ensaios em chumbadores a fim de complementar os estudos desenvolvidos por Pacheco e Silva (2009). A partir da comparação entre os ensaios realizados com diferentes comprimentos, observou-se a sua influencia na resistência ao cisalhamento da interface solo-reforço.

Portanto, com base nas informações obtidas neste trabalho, foram retiradas as seguintes conclusões:

- Para os chumbadores construídos em laboratório, houve pouca influência do diâmetro do chumbador no valor de q_s , quando comparados com os resultados obtidos por Pacheco e Silva (2009).

- A partir da exumação do chumbador, para o ensaio em laboratório, foi possível confirmar que o resultado do ensaio de arrancamento obtido está intimamente relacionado com a integridade do chumbador.

- Os ensaios de arrancamento de chumbadores realizados em campo permitiram avaliar que o comprimento promove pequena influência na resistência ao cisalhamento da interface solo-reforço. Contrariando as expectativas de ganho de q_s com o uso de fases de injeções, os ensaios permitiram observar que o volume de calda de cimento para preenchimento da perfuração está diretamente associado à resistência ao cisalhamento de interface, mostrando-se uma ferramenta potencial para controle e previsão.

- De acordo com os ensaios em fitas metálicas no solo fino estudado, o valor de resistência ao cisalhamento de interface sugerido pela norma não corresponde aos resultados obtidos experimentalmente. Para solução em terra armada, o uso de solos finos, constituinte de grande percentagem de cobertura do território brasileiro, considerados não convencionais, requer um estudo mais detalhado do seu comportamento.

- A utilização de *strain gages* para a instrumentação dos chumbadores mostrou-se eficiente, permitindo uma avaliação da qualidade do ensaio, possibilitando ainda a visualização da distribuição dos esforços ao longo do comprimento. A técnica empregada para instrumentação das fitas metálicas mostrou-se ineficiente, visto que, diferentemente dos chumbadores onde os *strain-gages* eram “protegidos” pelo fluido cimentante, os sensores foram danificados durante a realização dos ensaios.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRAMENTO, M.; KOSHIMA, A. & ZIRLIS, A.C. Reforço do Terreno. **Fundações Teoria e Prática**, São Paulo, 1998, Editora Pini, 2ª.edição, pp. 641-690.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5629 – Tirantes ancorados no terreno/procedimento**. Rio de Janeiro, ABNT, 1995.

_____. **NBR 9286 – Terra Armada**. Rio de Janeiro, ABNT, 1986.

AZAMBUJA, E., STAUSS, M., SILVEIRA, F. G. e NIGUEL, A. **Casos de contenções de taludes rodoviários através de solo reforçado com geossintéticos no estado do Rio Grande do Sul**, Regeo, Porto Alegre, 2003, 12p.

BARLEY, A.D.; DAVIES, M.C.R. & JONES, A.M. Review of Current Field Testing Methods for Soil Nailing. In: **Ground Improvement Geosystems: Proceedings of the 3rd International Conference**, London, U.K, pp. 477-483, 1997.

BRUCE, D.A. & JEWELL, R.A. Soil Nailing: Application and Practice-part 1. **Ground Engineering**, 20, nº 1, p. 10-15, 1986.

BUENO, B. S. Geosynthetic-Reinforced Soil Walls and Slopes: Brazilian Perspectives, **Geofrontiers**, Austin T., 2005, 14p.

BUENO, B. S., VILAR, O. M. e ZORNBERG, J. G. Use of tropical soils as backfill of reinforced soil structures in Brazil, **8th International Conference on Geosynthetics**, Yokohama, 2006, pp. 1209-1212.

CLOUTERRE – French National Research Project Clouterre (1991)
“Recommendations CLOUTERRE – 1991 for designing, calculating, constructing and

inspecting earth support systems using soil nailing” Tradução – Inglês – Federal Highway Administration, 302p., 1991.

COSTA, Y. D. J. **Modelagem física de condutos enterrados sujeitos a perda de apoio ou a elevação localizada**. Tese de Doutorado. SGS-USP/SC, 2005, 320p.

DIAS, P. H. V. Solo pregado - Procedimento Sugestão de Norma. **1ª COBRAE**, Rio de Janeiro, vol.1, 1992, pp. 75-80;

DIAS, P. H. V. Estabilização de taludes: tirantes ou grampos?. **XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, 2006, Curitiba. Anais do XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. São Paulo : ABMS, 2006.;

EHRlich, M. e SILVA, L.F.M. (1992). Sistemas de contenção de solos-reforçados. Anais da **1ª COBRAE**, Rio de Janeiro, vol.1, pp. 75-80;

EHRlich, M., DELLE VIANNA, A. J. e FUSARO, F. **Comportamento de Um Muro de Solo Reforçado**. X COBRAMSEG, Foz do Iguaçu. 1994, pp. 819-824;

FALCONI, F. F. e ALONSO, U.R. (1997). Controle da qualidade em estruturas de contenção em solo grampeado. **2ª COBRAE**, Rio de Janeiro, pp. 613-618;

FEIJÓ, R. L. **Monitoração de uma escavação experimental grampeada em solo residual gnáissico não saturado**. Tese de Doutorado, UFRJ/COPPE, 2007. Rio de Janeiro, 157p.;

FEIJÓ, R. L., ERHLICH, M. Resultados de Ensaio de Arrancamento em Grampos Injetados em Dois Pontos do Município do Rio de Janeiro. In: Anais da **III Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas**, pp. 517-524, Rio de Janeiro, Nov., 2001.

FORMIGHERI, L. E. **Comportamento de um aterro sobre argila mole da baixada fluminense**. Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 182p. 2003.;

FRANÇA, F. A. N. **Ensaio de arrancamento em solo grampeado executados em laboratório**. Dissertação de Mestrado da Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos - SP, 125p. 2007.;

FRANK, R. & ZHAO, S.R. “Estimation par lês Parametres Pressiométriques de l'enfoncement Sous Charge Axiale de Pieux Fores Dans lês sols fins”. In: **Journal of Southwestern Jiaotong University Sichmuan**, pp.1-10, 1983.;

FREITAS NETO, O. **Resistência ao Cisalhamento de um solo não Saturado com Medida Direta de Sucção**. Dissertação de Mestrado da Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos - SP, 178p. 2008.;

GASSLER, G. In-situ Techniques of Reinforced Soil. In: **Performance of Reinforced Soil Structures**, British Geotechnical Society, pp. 185-196, 1990.;

GASSLER, G. & GUDEHUS, G. “Soil Nailing- Some Aspects of a New Technique”. In: **Proc 10th Int. Conf. Soil Mech. and Foundation. Eng.**, Stockholm, pp.665-670, 1981.;

GEORIO. Manual Técnico de Encostas: Ancoragem e Grampos. **Fundação GeoRio**, 184 p, 1999.;

GOTLIEB, M. e ALONSO, U. R. Estabilização de um talude sem alterar a Estética. **2ª COBRAE**, Rio de Janeiro, 1997, pp. 603-612;

GUILLOUX, A. & JAILLOUX, J.M. Comportment d'un Mur Experimental en Terre Armee vis-à-vis de la corrosion”. In: **Proceeding International Conf. on Soil Reinforcement: Reinforcement Earth and Other Techniques**, pp.503-508, Paris, 1979.;

HENRIQUES JUNIOR, P. R. D. **Simulação numérica de ensaios de arrancamento de grampos**. Dissertação de Mestrado, UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, 241p., 2007.;

KAKUDA, F. M. **Estudos de Ensaios de Arrancamento de Geogrelha com Utilização de um Equipamento Reduzido**. Dissertação de Mestrado, SGS-USP/SC, São Carlos, 2005, 144p.

LAZAERTE, C.A, ELIAS, V & ESPINOZA, D. Soil Nail Walls .In: **Geotechnical Engineering Circular-7**, Department of Transportation Federal Highway Administration (FHWA), 460 p, 2003.;

LEITE, R. A. **Mobilização de resistência ao arrancamento de grampos com fibras de polipropileno**. Dissertação de Mestrado, UFRJ/COPPE, 2007. Rio de Janeiro, 152p.;

LIMA, A. P. **Deformabilidade e estabilidade de taludes em solo grampeado**. 2002, 180p, Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro – RJ.

LIMA, A. P. **Comportamento de uma escavação grampeada em solo residual de gnaiss**. Tese de Doutorado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 431p., 2007;

LIMA, A.M.L. **Análise Numérica de Escavação em Solo Grampeado**, **Dissertação de Mestrado**, Coppe-UFRJ, Rio de Janeiro – RJ, 1996.;

LIMA, J. M F. **Estudo da Resistência ao Cisalhamento de Interface para análise em Solo Grampeado**. Dissertação de Mestrado, SGS-USP/SC, São Carlos, 2009. No prelo.

LOGIKE, **Mineração e Metalurgia, Breves Perspectivas do Aço no Brasil para 2008**. Disponível em: <http://www.iautomotivo.com/papers/LOGIKE_PAPER_GMBA CO.pdf>. Acesso em 22/out/2008.

MAGALHÃES, M. A. **Mobilização de resistência ao arrancamento de grampos com fibras de polipropileno**. Dissertação de Mestrado, UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, 124p. 2005;

MENDONÇA, M. B., BRUGGER, P. J., PEREIRA, G. I. M.; MONTEZ, F. T., **Recuperação de Aterro Rodoviário Através de Solo Reforçado e Blocos Intertravados..** II Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul - GEOSUL 2000, Porto Alegre.. v. 1. p. 95-104.

MILITITSKY, J., CONSOLI N. C. e SCHNAID F. **Patologia das Fundações.** Oficina de textos, São Paulo, 2005;

MITCHELL, J.M. & VILLET, W.C.B. Reinforcement of Earth Slopes and Embankments. **NCHRP Report N^o 290**, 1987, TRB.;

MONTEZUMA, P. R.M. **Solo Pregado (Soil Nailing) – Análise da técnica para reforço de solos.** Dissertação de Mestrado, USP, 1998. São Paulo, 172p.;

OLIVEIRA, M. C. S. e RODRIGUES, R. J. C. **Métodos de escavação e execução de túneis – abordagem de túneis recentes em Salvador-BA.** Monografia do Curso de Especialização em Túneis, UFBA, 2006. Salvador-Ba, 65p.;

ORTIGÃO, J.A.R.; ZIRLIS.A. & PALMEIRA, E.M. Experiência com Solo Grampeado no Brasil: 1970-1993. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, vol.16, n^o 4, pp. 660-675, 1993.

ORTIGÃO, J.A.R. & PALMEIRA, E.M. “Solo grampeado: Técnica para Estabilização de Encostas e Escavações”. In: **COBRAE - Conferência Brasileira de Encostas**, Rio de Janeiro, vol 1, pp. 57-74,1992.

ORTIGÃO, J.A.R. Pullout Tests in Soil Nailing Structures. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, Vol.20, n^o 1, pp.39 - 43, 1997.

ORTIGÃO, J.A.R.; FANNIN, R.J. Tiedback Walls to Soil Nailing: the Practice in Vancouver and in Rio de Janeiro. **Geotechnical News**, Vancouver, Canadá, 1992.

PACHECO E SILVA, D. **Análise dos Fatores Executivos de Solo Grampeado Através de Ensaios de Arrancamento de Campo**. 2009, Tese de Doutorado da Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, No prelo.

PATIAS, J. **Avaliação de uso de solos não convencionais em estruturas de solo reforçado**. Dissertação de Mestrado, SGS-USP/SC, São Carlos, 2005, 130p.

PITTA, C.A.; SOUSA, G.J.T. & ZIRLIS, A.C. “Solos grampeados – Alguns Detalhes Executivos e Casos de Obras”. In: **Workshop: Solo Grampeado – Projeto, Execução, Instrumentação e Comportamento**, São Paulo, pp. 1-20, 2003.

PROTO SILVA, T. **Resistência ao arrancamento de grampos em solo residual de gnaïsse**. Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, 2005. Rio de Janeiro, 140p.;

RAJU, G. V. R.; WONG, I. H.; LOW, B. K. Experimental nailed soil walls. **Geotechnical Testing Journal**, v. 20, n. 1, p. 90-102, mar. 1997.;

RECCIUS, G.. **Muros de Contenção de Solo Reforçado com Geogrelhas e Paramento de Blocos Prefabricados**. Geossintéticos'99, Rio de Janeiro, 1999, pp. 421-428.;

SARAMAGO, R. P; MENDONÇA, M.B.; BRUGGER, P.L.& FERREIRA, J.A. Muro de solo grampeado com face em blocos pré-moldados **4º Cobrae – Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas**, Salvador-Ba. P. 827-833, 2005.;

SCHLOSSER, F. Behaviour and Design of Soil Nailing. In: **Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques**, Bangkok, vol. 29, pp. 399-413,1982.

SHEN, C.K.; BANG, S.; ROMSTAND, K.M.; KULCHIN, L. & DENATALE, J.S. “Field Measurements of Earth Support System”. **Journal da ASCE**, vol.107, pp.1625-1642, 1981.

SILVA, A.E.F.; VIDAL, D. Estruturas em Solo Reforçado e os Métodos de Dimensionamento por Equilíbrio Limite. In: **Simpósio Brasileiro sobre Aplicações de Geossintéticos**, pp.139-147, Rio de Janeiro, 1999.

SOLOTRAT ENGENHARIA GEOTÉCNICA. **Manual Técnico**. São Paulo: Solotrat Engenharia Geotécnica, 2003. p. 5-15.

SPRINGER, F. O. **Ensaio de arrancamento de grampos em solo residual de gnaiss**. Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 310p., 2006.

STOCKER, M.F.; KORBER, G.W.; GASSLER, G. & GUDEHUS, G. Soil Nailing. In: **Conferência Internacional de Solos Reforçados**, Paris, Vol 2, pp. 469-474, 1979.

VUCETIC, M.; TUFENKJIAN, M. R.; DOROUDIAN, M. (1993) Dynamic centrifuge testing of soil nailed excavations. **Geotechnical Testing Journal**. V. 16, nº 2, p/ 172-187, jun, 1993.

ZIRLIS, A.C.; PITTA, C.A.; SOUZA, G.J.T. & OLIVEIRA, M. Soil Nailing: Chumbamento de Solos, Experiência de Uma Equipe na Aplicação do Método. In: **COBRAE - Conferência Brasileira de Encostas**, Rio de Janeiro, vol 1, pp. 81-99, 1992.