

MONITORAÇÃO DE UMA ESCAVAÇÃO EXPERIMENTAL GRAMPEADA EM SOLO
RESIDUAL GNÁISSICO NÃO SATURADO

Rogério Luiz Feijó

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS
DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO
DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A
OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

Prof. Maurício Ehrlich, D.Sc.

Prof^a. Anna Laura Lopes da Silva Nunes, Ph.D.

Prof. Eurípedes do Amaral Vargas Junior, Ph.D.

Prof. Fernando Artur Brasil Danziger, D.Sc.

Prof. Marcus Peigas Pacheco, Ph.D.

Prof. Willy Alvarenga Lacerda, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MAIO DE 2007

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

FEIJÓ, ROGÉRIO LUIZ

Monitoração de uma Escavação
Experimental Grampeada em Solo
Residual Gnáissico Não Saturado
[Rio de Janeiro] 2007

XIX, 157 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ,

D.Sc., Engenharia (Civil, 2007)

Tese - Universidade Federal do
Rio de Janeiro, COPPE

1. Solo Grampeado

2. Escavação

3. Monitoração

I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

Em memória da minha mãe e dos
meus avós, em especial da minha Vó Lídia

Ao meu pai,
a minha Rose e aos meus
filhos Junior e Rodrigo pelo amor
que nos mantém sempre unidos

A minha família

“Como sei pouco, e sou pouco,
faço o pouco que ainda me cabe,
me dando por inteiro,
sabendo que não vou ver
o homem que quero ser”
(Thiago de Mello)

AGRADECIMENTOS

A tarefa de nomear, entre tantos que merecem, aqueles a quem devo gratidão para o desenvolvimento deste trabalho, embora prazerosa, causa-me certa apreensão pela possibilidade de cometer algumas injustiças com aqueles que deveriam ter, também, seus nomes nesta relação e não os tiveram. A estes, desde já, externo os meus mais sinceros agradecimentos, com a certeza da desculpa de todos pela omissão.

Devo agradecer:

Ao Programa de Engenharia Civil da COPPE, por ter acreditado no meu trabalho.

Ao Prof. Mauricio Ehrlich pela orientação segura e pelos constantes ensinamentos recebidos a cada reunião de trabalho.

Ao Eng. Sergio Lório pela ajuda nos ensaios de laboratório executados na COPPE/UFRJ.

Aos professores Anna Laura, Fernando Danziger, Vargas, Willy e Marcus Pacheco, por terem aceitado o convite para participar da banca examinadora.

Ao Prof. Jaime Tupiassú, pela paciência e ensinamentos transmitidos no tempo da PUC/RJ.

À Fundação Geo-Rio, pelo apoio financeiro e interesse pelo trabalho.

Aos colegas da Fundação Geo-Rio, em especial aos Engenheiros. Herbem Maia e Luiz Otávio e aos Geólogos. Wilmar Tenório de Barros e Nelson Paes, por sempre acreditarem nesta empreitada.

Aos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos da UERJ (LMS/UERJ) Adelino Osório e Procópio Ferreira, pelos excelentes ensaios realizados.

Ao Professor Mauricio Rey (UERJ), por sempre incentivar a conclusão deste trabalho.

Aos meus familiares pelo constante incentivo, em especial ao meu pai, minha Rose e meus filhos, Junior e Rodrigo.

À minha mãe, por sempre sentir seu carinho e seu estímulo, mesmo não estando mais junto de nós, e por ter sido a pessoa que sempre acreditou no sucesso deste trabalho. Vale lembrar que mesmo nos seus dias mais desconfortáveis devido à enfermidade, sempre perguntava: “E a tese meu filho?” Por isso Mãe, essa tese é para você.

Finalizando, não poderia deixar sem um agradecimento especial, àquela que em vida, foi a responsável pela minha formação moral e com quem aprendi muitas lições de vida, e que, ainda, me fez acreditar ser capaz de obter êxito na minha profissão. Obrigado, Vó Lídia.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.)

MONITORAÇÃO DE UMA ESCAVAÇÃO EXPERIMENTAL GRAMPEADA EM SOLO RESIDUAL GNÁISSICO NÃO SATURADO

Rogério Luiz Feijó

Maio/2007

Orientador: Mauricio Ehrlich

Programa: Engenharia Civil

Apresentam-se neste trabalho 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” e os deslocamentos horizontais do talude através de inclinômetros.

Os resultados desse monitoramento demonstraram que o maciço se encontrava afastado da ruptura. As movimentações e forças medidas nos grampos foram baixas. Observou-se que em termos relativos as tensões induzidas pelos momentos fletores nos grampos não são desprezíveis. Através de uma análise simplista, baseada na Teoria de Rankine, incluindo a sucção no solo e parâmetros determinados através de ensaios em laboratório, obtiveram-se resultados consistentes com os deslocamentos e as forças de tração medidas nos grampos.

Apresentam-se também os resultados de ensaios de arrancamento, instrumentados e convencionais, realizados em perfis de intemperismo típicos do Rio de Janeiro. Monitoraram-se as deformações ao longo do comprimento de grampos de 3 m e 6 m de comprimento de trecho ancorado durante o arrancamento. As medições indicaram que a distribuição de tensões cisalhantes no contato solo-calda de cimento mantiveram-se constante ao longo do comprimento do grampo, até a condição de ruptura. O atrito máximo solo-calda apresentou-se o mesmo, independente do comprimento dos grampos.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

MONITORING OF A SOIL NAIL EXCAVATION IN RESIDUAL SOIL FROM GNEISS
IN NON SATURATED CONDITION

Rogério Luiz Feijó

May/2007

Advisor: Mauricio Ehrlich

Department: Civil Engineering

An experimental soil nailing excavation (slope cutting) was carried out in residual soil from gneiss in a non-saturated condition. The excavation was performed in stages. The maximum depth of the excavation was 6 meters, in a total length of 36 meters. Inclinometers were used for lateral displacements monitoring and strain gages for the nails strain measurement.

Results demonstrated that the soil-nailing massif was far from failure. Lateral movements observed during the excavation and the mobilized stresses in the nails were low. It was also noticed that stress induced by bending moments in the nails were not negligible. Considering soil suction and parameters determined from laboratory tests and a simple analysis procedure (based on Rankine's Theory), good agreement between theoretical results and field measurements was shown.

Pullout tests in nails performed in typical Rio de Janeiro residual soil profiles were also performed. Tests included strain monitoring in 3 and 6 meters long nails during pullout. Measurements show that the mobilized shear stress distribution along the soil-grout interface remains constant along the length of the nails during pullout, until failure. The mobilized shear stress at failure kept the same no matter the nail length.

ÍNDICE

RELAÇÃO DE FIGURAS E TABELAS	XI
RELAÇÃO DE FIGURAS E TABELAS	XIII
LISTA DE SÍMBOLOS	XVIII
CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	1
1.1 Motivação para a Pesquisa	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Organização do Trabalho	3
CAPÍTULO 2 – ESTADO DA ARTE	5
2.1 Introdução	5
2.2 Descrição do Solo Grampeado	5
2.3 História e Desenvolvimento do Solo Grampeado	8
2.4 Comparação com outras técnicas de estabilização	11
2.5 Vantagens e Desvantagens da Utilização do Solo Grampeado	13
2.5 Princípios do Comportamento Mecânico do Solo Grampeado	14
2.6 Resistência ao Arrancamento - Atrito Solo X Grampo (q_s)	17
2.7 Resistência aos esforços cisalhantes e fletores	22
2.8 Resistência estrutural da face	25
2.9 Modelos de análises e métodos de dimensionamento	27
2.9.1 Método de Davis	28
2.9.2 Método Francês - Multicritério	32
2.9.3 Método Alemão	37
2.9.4 Outros modelos de análises e métodos de dimensionamento	40
2.10 Algumas considerações quanto aos métodos de análises apresentados	40
CAPÍTULO 3 – DESCRIÇÃO DOS PROJETOS DA ESTRUTURA GRAMPEADA E DOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO	42
3.1 Introdução	42
3.2 Características Gerais	42
3.3 Descrição das Metodologias Executivas	48
3.4 Ensaios de Arrancamento	52

RELAÇÃO DE FIGURAS E TABELAS

Figura 1.1 – Esquema de montagem de um grampo.	1
Figura 2.1 – Solo grampeado em uma escavação.	5
Figura 2.2 – Fases da execução de uma escavação em solo grampeado.	7
Figura 2.3 – Comparação esquemática entre os métodos convencional e NATM (RABCEWICS, 1964).	9
Figura 2.4 – Características gerais dos mecanismos de transferência de esforços, a) cortina atirantada, b) solo grampeado.	12
Figura 2.5 - Idéia do mecanismo, preponderando, no grampo, os esforços cisalhantes e fletores.	15
Figura 2.6 - Modos de ruptura: a) arrancamento dos grampos, b) estrutural do grampo e c) estrutural da face.	17
Figura 2.8 - Resultado de ensaio de arrancamento em solo residual não saturado (Rua Ati, Jacarepaguá).	18
Tabela 2.1 - Valores de q_s para anteprojetos (BYRNE et al 1996).	20
a) solos sem coesão e b) solos coesivos	20
Figura 2.8 - Analogia do grampo a uma estaca carregada horizontalmente no topo MITCHELL & VILLET (1987).	23
Figura 2.9 - Considerações de análise propostas por SHEN et al (1981b).	29
Figura 2.10 - Diagrama considerando parte da superfície de ruptura passando atrás da massa reforçada, SHEN et al (1981b).	30
Figura 2.11 - Idéia da interação normal solo- reforço. Desenvolvimento dos esforços cisalhantes e fletores (CLOUTERRE, 1991).	34
Figura 2.12 - Aplicação do princípio do trabalho máximo e do critério de ruptura de Tresca, (CLOUTERRE, 1991).	36
2.13 - Natureza dos esforços função do ângulo entre o reforço e a superfície de ruptura, (CLOUTERRE, 1991).	37
Figura 2.14 - Mecanismo de ruptura proposto por GASSLER & GUDEHUS (1981).	38
Figura 2.15 - Polígono de forças atuante numa massa de solo reforçada GASSLER & GUDEHUS (1981).	39
Figura 3.1 – Localização dos pontos onde foram realizados testes de campo.	43
Figura 3.2 - Planta de situação do projeto, com a indicação da instrumentação utilizada e das sondagens à percussão.	44
Figura 3.3 – Vista frontal da obra (cotas em cm, sem escala).	45
Figura 3.4 – Seções típicas do projeto (cotas em cm, sem escala).	47
Figura 3.5 – Detalhe da fixação do grampo à parede de concreto projetado.	48

Figura 3.6 – Situação inicial do talude.	49
Figura 3.7 – Vista do posicionamento dos tubos de inclinômetro, já instalados.	49
Figura 3.8 – Primeira fase de escavação.	50
Figura 3.9 – Segunda fase de escavação.	51
Figura 3.10 – Terceira fase de escavação.	51
Figura 3.11 – Visão geral da obra já concluída.	52
Figura 3.12 - Esquema dos grampos nos ensaios de arrancamento.	53
Figura 3.13 – Ilustração dos grampos para serem ensaiados ao arrancamento.	53
Figura 3.14 - Esquema do sistema de aplicação de carga.	54
Figura 3.15 – Exemplo de um grampo pronto para o ensaio de arrancamento.	54
Figura 4.1 - Concepção atual de um extensômetro de resistência elétrica DALLY & RILEY (1991).	58
Figura 4.2 - Circuito para medição direta de resistência - Método dos 4 Fios.	62
Figura 4.3 - Exemplo de montagem de uma barra com método dos 4 Fios.	62
Figura 4.4: Resultados do teste de estabilidade com reconexão/recabeamento (VALENTE, 1998).	64
Tabela 4.1 - Repetibilidade de medições seqüenciais (VALENTE, 1998)	65
Figura 4.5 - Representação da variação inicial da resistência lida no multímetro (VALENTE, 1998).	66
Figura 4.6 - Representação esquemática de um trecho da barra instrumentada.	67
Figura 4.7 – Usinagem da barra no Laboratório de Engenharia Mecânica da UERJ. As canaletas mostradas nas Figura 4.6 e 4.7 tiveram o objetivo de embutir o cabeamento na própria barra.	68
Figura 4.8 – Fase inicial da colagem dos ERE _s .	69
Figura 4.9 – Ilustração da imposição de sobrecarga para consolidação da colagem dos ERE _s .	69
Figura 4.10 – Detalhe da proteção dos ERE _s com borracha de silicone neutra. Notar o embutimento do cabeamento.	70
Figura 4.11 – Detalhe da caixa de conexão e dos conectores utilizados.	71
Figura 4.12 – Detalhe da caixa de conexão e dos conectores utilizados, instalados nas barras.	71
Figura 4.13 – Grupo de barras prontas para serem transportadas e instaladas no talude.	72
Figura 4.14 - Equipamentos utilizados para a aquisição de dados.	73
Figura 4.15 - Primeiro ensaio de arrancamento - Método 1/4 Ponte (3 Fios), grampos de 6,0m.	74

Figura 4.16 - Segundo ensaio de arrancamento - Método 1/4 Ponte (3 Fios), grampos de 3,0m.	75
Figura 4.17 - Primeiro ensaio de arrancamento - Método 4 Fios, grampos de 3,0m.	75
Figura 4.18 - Segundo ensaio de arrancamento - Método 4 Fios, grampos de 6,0m.	76
Figura 5.1 – Seção de projeto da escavação e posicionamento dos tubos de inclinômetros.	77
Figura 5.2 – Detalhe da instalação do tubo de inclinômetro com luvas de conexão.	78
Figura 5.3 – Vista geral dos tubos de inclinômetro prontos para serem instalados.	79
Figura 5.4 – Detalhe da aplicação da areia lavada nos furos.	79
Tabela 6.1 – Caracterização dos materiais das Ruas Ati e Cardoso Junior.	83
Tabela 6.2 – Cisalhamento direto em amostras na umidade natural.	83
Tabela 6.3 – Cisalhamento direto em amostras inundadas.	83
Tabela 6.4 – Ensaio triaxiais em amostras não saturadas.	84
Tabela 6.5 – Ensaio triaxiais em amostras saturadas.	84
Figura 6.1 – Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb Ensaio CD – Amostras não saturadas (Rua Ati, prof. 0,50m a 0,85m).	85
Figura 6.2 – Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb Ensaio CD – Amostras saturadas (Rua Ati, prof. 0,50m a 0,85m).	86
Figura 6.3 – Curva característica do solo da Rua Ati.	87
Figura 6.4 – Curva de variação da umidade do solo da Rua Ati.	88
Figura 6.5 - Posição dos grampos e pontos de retirada dos blocos: (a) Jacarepaguá, (b), (c) e (d) Laranjeiras (cotas, -5, -10 e -15 metros, respectivamente).	90
Figura 6.6 - Atrito solo x calda de cimento (q) vs. deslocamento, Rua Ati: (a) cota -1m e (b) cota -2m.	92
Figura 6.7 - Atrito solo X calda de cimento (q) vs. deslocamento, Rua Cardoso Junior: (a) cota -5m, (b) cota -10m e (c) cota -15m.	94
Figura 6.8 – Índice ε/q_s medido ao longo do grampo. Rua Ati, cotas: (a) -1m (b) -2m.	96
Figura 6.9 – Índice ε/q_s determinado ao longo do grampo. Rua Cardoso Junior, cotas: (a) -5m e -10m (b) -15m.	97
Figura 6.10 - Relação ε/q vs. x/L - Rua Ati.	98
Figura 6.11 - Relação ε/q vs. x/L - Rua Cardoso Junior.	99
Figura 6.12 - Deslocamentos horizontais medidos após cada etapa de escavação – Seção AA.	102
Figura 6.13 - Deslocamentos horizontais medidos após cada etapa de escavação – Seção BB.	103
Figura 6.14 - Deslocamentos horizontais medidos após cada etapa de escavação – Seção CC.	104

Figura 6.15 - Localização dos grampos instrumentados (notar os pares de barras redundantes).	105
Figura 6.16 – Resultados das deformações nas barras 4 e 18 para três eventos de escavação (primeira linha de grampos, seção A-A, inclinação 30°).	108
Figura 6.17 – Resultados das deformações nas barras 1 e 17 para dois eventos de escavação (segunda linha de grampos, seção A-A, inclinação 30°).	108
Figura 6.18 – Resultados das deformações nas barras 5 e 15 para um evento de escavação (terceira linha de grampos, seção A-A, inclinação 30°).	109
Figura 6.19 – Resultados das deformações nas barras 8 e 13 para três eventos de escavação (primeira linha de grampos, seção B-B, inclinação 5°).	110
Figura 6.20 – Resultados das deformações na barra 2 para dois eventos de escavação (segunda linha de grampos, seção B-B, inclinação 5°).	110
Figura 6.21 – Resultados das deformações na barra 11 para um evento de escavação (terceira linha de grampos, seção B-B, inclinação 5°).	111
Figura 6.22 – Resultados das deformações nas barras 7 e 14 para três eventos de escavação (primeira linha de grampos, seção C-C, inclinação 15°).	112
Figura 6.23 – Resultados das deformações na barra 9 para dois eventos de escavação (segunda linha de grampos, seção C-C, inclinação 15°).	112
Figura 6.24 – Resultados das deformações na barra 10 para um evento de escavação (terceira linha de grampos, seção C-C, inclinação 15°).	113
Figura 6.25 - Resultados das medidas de esforços normais nos grampos instrumentados na seção AA (30°).	115
Figura 6.26 - Resultados das medidas de esforços normais nos grampos instrumentados na seção BB (5°).	116
Figura 6.27 - Resultados das medidas de esforços normais nos grampos instrumentados na seção CC (15°).	117
Figura 6.28 – Resultados das deformações flexurais nas barras 4 e 18 (seção A-A – inclinação 30° com a horizontal) para três eventos de escavação (primeira linha de grampos).	119
Figura 6.30 – Resultados das deformações flexurais na barra 5 (seção A-A – inclinação 30° com a horizontal) para um evento de escavação (terceira linha de grampos).	120
Figura 6.31 – Resultados das deformações flexurais nas barras 8 e 13 (seção B-B – inclinação 5° com a horizontal) para três eventos de escavação (primeira linha de grampos).	120

Figura 6.32 – Resultados das deformações flexurais na barra 2 (seção B-B – inclinação 5° com a horizontal) para dois eventos de escavação (segunda linha de grampos).	121
Figura 6.33 – Resultados das deformações flexurais na barra 11 (seção B-B – inclinação 5° com a horizontal) para um evento de escavação (terceira linha de grampos).	121
Figura 6.34 – Resultados das deformações flexurais nas barras 7 e 14 (seção C-C – inclinação 15° com a horizontal) para três eventos de escavação (primeira linha de grampos).	122
Figura 6.35 – Resultados das deformações flexurais na barra 9 (seção C-C – inclinação 15° com a horizontal) para dois eventos de escavação (segunda linha de grampos).	122
Figura 6.36 – Resultados das deformações flexurais nas barras 10 e 16 (seção C-C – inclinação 15° com a horizontal) para um evento de escavação (terceira linha de grampos).	123
Figura 6.37 - Resultados das medidas de momentos fletores nos grampos instrumentados na seção AA (30°).	124
Figura 6.38 - Resultados das medidas de momentos fletores nos grampos instrumentados na seção BB(5°).	125
Figura 6.39 - Resultados das medidas de momentos fletores nos grampos instrumentados na seção CC(15°).	126
Figura 6.40 –Relações entre a inclinação dos grampos com deslocamentos, esforços normais e flexurais e I_m .	127
Tabela 6.1 – Relação entre os valores de empuxo estimado e os medidos.	129
Figura 6.41 – Relação entre fatores de segurança e profundidade.	131

LISTA DE SÍMBOLOS

D	diâmetro do grampo;
L_a	comprimento ancorado atrás da superfície de ruptura;
q_s	atrito unitário solo X grampo;
k_s ou K_s	coeficiente de reação horizontal;
y	deslocamento lateral do grampo;
z	coordenadas ao longo do grampo;
$p = K_s y$	tensão lateral no grampo;
EI	rigidez do grampo;
T_c	tensões cisalhantes;
M	momentos fletores;
T_0	esforço normal na face;
T_m	força máxima ao arrancamento de projeto;
P	tensão no solo entre os grampos;
S_h	espaçamentos horizontal entre grampos;
S_v	espaçamento vertical entre grampos;
W_n	peso do elemento n ;
S_1	força tangencial entre os elementos 1 e 2 (assumida ser vertical);
α_3	ângulo entre a horizontal e a superfície de ruptura do elemento 1;
α_5	ângulo entre a horizontal e a superfície de ruptura do elemento 2;
S_D	força total instabilizante ao longo da superfície de ruptura;
c'	coesão efetiva do solo;
L_T	comprimento da superfície de ruptura;
N_n	reação normal na superfície de ruptura no elemento $n-1$;
ϕ_1	atrito interno do solo no elemento 1;
ϕ_2	atrito interno do solo no elemento 2;
T_N	componente normal à superfície de ruptura devido ao esforço axial desenvolvido no grampo;
T_T	componente tangencial à superfície de ruptura devido ao esforço axial desenvolvido no grampo.
C	coesão aparente do solo;
ϕ	atrito interno do solo;
ϕ'	atrito efetivo interno do solo;
ϕ^b	atrito interno relativo a sucção do solo;

σ	tensão normal.
M_p	resistência limite à flexão do reforço;
R_n	resistência à tensão normal no reforço;
R_c	resistência à tensão cisalhante no reforço
α	ângulo entre a superfície de ruptura e a reforço;
V_f	esforço cisalhante de ruptura do reforço;
T_f	esforço normal de ruptura do reforço.
R	resistência em ohms;
L	comprimento do condutor;
A	área da seção transversal do condutor;
ρ	resistividade do condutor;
d_0	diâmetro inicial do condutor;
d_f	diâmetro final do condutor;
ε	deformação;
ε_a	deformação axial;
ε_f	deformação flexural.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 Motivação para a Pesquisa

A técnica de solo reforçado, originalmente chamada de “Soil Nailing”, vem sendo empregada há algumas décadas em vários países. Trata-se de estabilização de taludes, de modo temporário ou permanente, através da inserção de reforço (barras de aço envolvidas com calda de cimento) no maciço, conjugado a um revestimento superficial que pode variar desde concreto projetado e tela de aço até simplesmente uma proteção vegetal.

Ao conjunto barra de aço e calda de cimento (Figura 1.1) foi associado o nome grampo e a estabilização de taludes com esta técnica no Brasil é chamada de Solo Grampeado (EHRlich & SILVA, 1992).

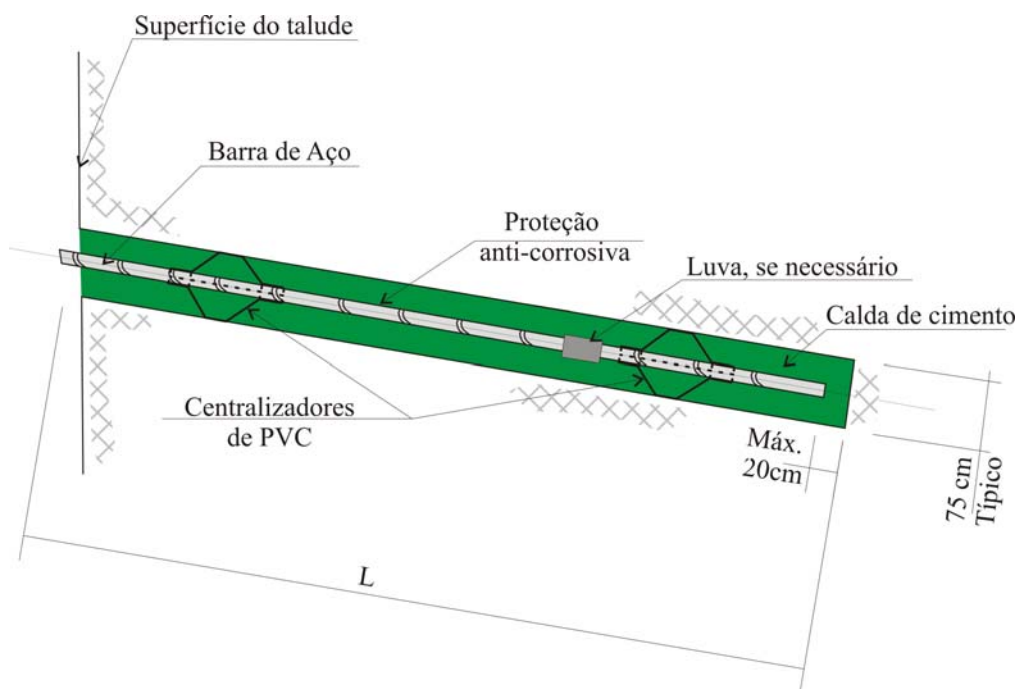


Figura 1.1 – Esquema de montagem de um grampo.

A partir de 1975, conforme relatado em CLOUTERRE (1991), a utilização do solo grampeado como estrutura de contenção tomou grande impulso na França, Alemanha e EUA e em 1979 passou a ser tema de congressos internacionais, quando se iniciou sua divulgação a nível mundial.

A pesquisa, objeto deste trabalho, visou reunir informações do comportamento mecânico de uma obra de solo grampeado, executada em verdadeira grandeza em solo não saturado, de modo a subsidiar a utilização da técnica do grampeamento em solos tropicais, em especial em solos ocorrentes nas encostas do Rio de Janeiro.

A Fundação GEO-RIO, órgão municipal responsável pela manutenção das encostas cariocas, exerceu papel fundamental na viabilização desta pesquisa, sendo a financiadora do projeto.

A motivação da presente pesquisa está baseada nos fatores de maior relevância que contribuem para a disseminação de tal técnica na Europa e América do Norte, dos quais se destacam: economia, versatilidade e segurança.

Pretende-se, com este trabalho, proporcionar aos profissionais de engenharia uma referência para o desenvolvimento de projetos e análises de solo grampeado, considerando-se as particularidades dos solos tropicais não saturados, viabilizando sua utilização em larga escala com segurança e economia.

1.2 Objetivos

O principal objetivo desta pesquisa foi o de tentar compreender o comportamento tensão X deformação de uma estrutura grampeada em solo residual não saturado, de média altura (6 metros) e de paramento vertical.

Dentre os mecanismos pesquisados destacam-se os de transmissão de esforços entre o maciço reforçado e os grampos e a resistência última (q_s) mobilizada na interface entre a calda de cimento dos grampos e o solo. Este segundo mecanismo foi estudado através de ensaios de arrancamento.

Outro objetivo deste trabalho foi o de desenvolver e aprimorar a aplicação da técnica do solo grampeado na estabilização de taludes em solos não saturados, baseada nos resultados do monitoramento da obra e dos resultados dos ensaios de arrancamento, introduzindo metodologias de projeto e execução na rotina das obras de estabilização projetadas com esta técnica. Para tanto, os resultados do monitoramento de campo foram complementados com resultados de ensaios laboratoriais do material do maciço terroso.

A inexistência de uma norma técnica específica para a execução de estruturas grampeadas e de ensaios de arrancamento de grampos também motivou outro objetivo: apresentar procedimentos e recomendações de ensaios, esquemas de montagem dos ensaios e interpretações do comportamento no arrancamento dos grampos.

Empregou-se ainda uma tecnologia alternativa para as medições extensométricas de longo prazo com o objetivo de avaliar o seu desempenho. Esse procedimento buscou ultrapassar as dificuldades comumente envolvidas em medições efetuadas em ambientes hostis e tentou implementar confiabilidade, robustez e acurácia ao sistema de medição extensométrica.

1.3 Organização do Trabalho

No Capítulo 1 é feita uma introdução geral do assunto, apresentando os objetivos e como o trabalho está organizado.

No Capítulo 2 apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre o assunto de grampeamento de solos e os métodos de análises mais difundidos. É apresentada, de forma resumida, a história e desenvolvimento da técnica de grampeamento e os princípios utilizados na abordagem prática dessa técnica. Apresentam-se os métodos clássicos de dimensionamento de solo grampeado, Método Alemão (GASSLER & GUDEHUS, 1981), Método de Davis (SHEN et al, 1981), Método Francês (SCHLOSSER, 1983) e também outras abordagens difundidas na literatura. Uma comparação entre os métodos de análise também é apresentada.

Ainda no Capítulo 2, são mostradas as vantagens e desvantagens na utilização da técnica de grampeamento na estabilização de taludes e a comparação com outras técnicas.

No Capítulo 3 apresenta-se uma descrição dos projetos de grampeamento que deram origem à presente tese. São mostrados todos os detalhes construtivos e as tecnologias utilizadas.

Apresenta-se no Capítulo 4 uma revisão da instrumentação extensométrica utilizada. Os testes de qualificação, a preparação das barras e os equipamentos utilizados nas medições estão descritos nesse capítulo.

No capítulo 5 é feita uma apresentação sumária dos ensaios de laboratório e campo realizados nos materiais terrosos dos locais dos testes. Apresentam-se ainda o projeto de inclinometria e as sondagens com medição de N (SPT) realizadas.

No Capítulo 6 apresentam-se os resultados e as análises de todos os testes realizados e dos resultados obtidos.

As conclusões, comentários e as sugestões para futuros trabalhos estão apresentadas no Capítulo 7.

CAPÍTULO 2

ESTADO DA ARTE

2.1 Introdução

Este capítulo aborda as informações clássicas e históricas disponíveis na literatura, de modo a subsidiar as análises efetuadas neste trabalho, sobre a utilização da técnica do solo grampeado em solos tropicais não saturados. Faz-se uma descrição da técnica e apresentam-se as premissas básicas mais utilizadas no desenvolvimento de projetos em solo grampeado. Finalizando o capítulo, é feita uma discussão crítica envolvendo cada um dos modelos apresentados.

2.2 Descrição do Solo Grampeado

O solo grampeado é um método de reforço “in situ” utilizado para a estabilização de taludes escavados ou naturais. É constituído a partir da introdução de inclusões passivas (hastes semiflexíveis) no solo e, na maioria dos casos, por uma proteção da face do talude. A Figura 2.1 ilustra uma aplicação do solo grampeado em uma escavação.

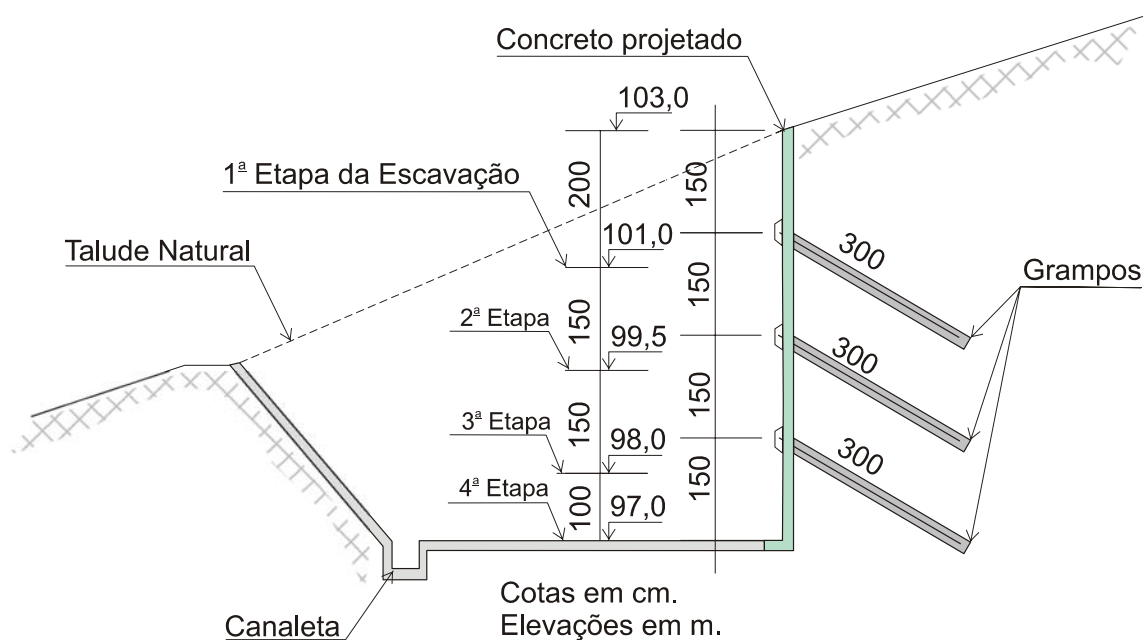


Figura 2.1 – Solo grampeado em uma escavação.

Nas estruturas de solo grampeado as inclusões são compostas, em geral, por barras de aço (ou outro metal ou fibras sintéticas), envolvidas por calda de cimento e

devem resistir basicamente aos esforços de tração, cisalhamento e momentos fletores.

As barras são introduzidas no terreno a partir de um pré-furo, executado por uma perfuratriz, e em seguida envolvidas por calda de cimento ao longo de todo o seu comprimento. Este conjunto será chamado daqui por diante simplesmente de grampo, como apresentado na Figura 1.1. Os grampos não são protendidos e a mobilização dos esforços se dá a partir das movimentações da massa de solo.

A distribuição dos grampos (“densidade”) na face da massa de solo a ser estabilizada depende, principalmente, da geometria do talude, das propriedades mecânicas do solo e das propriedades mecânicas dos próprios grampos.

A execução de uma obra em solo grampeado, uma escavação por exemplo, se processa em três fases distintas: escavação, instalação da primeira linha de grampos e proteção da face do talude, tendo a seqüência repetida até se atingir a cota desejada. Nos casos onde as características do material terroso permitam, as fases de execução podem variar. A Figura 2.2 ilustra as fases típicas de execução do Solo Grampeado.

Considerando-se o fato da técnica de reforço de solos, através de inclusões passivas, ser muito antiga e apenas recentemente (últimos 25 anos) ter tomado grande impulso na engenharia geotécnica, apresenta-se a seguir um breve histórico de seu desenvolvimento.



2.3 História e Desenvolvimento do Solo Grampeado

As origens do solo grampeado provêm, como descrito em MITCHELL & VILLET, 1987, em parte, das técnicas desenvolvidas na década de 50 por engenheiros de minas na Europa, para estabilização das paredes remanescentes de escavações em rocha.

A idéia consistia em se introduzir barras de aço no maciço rochoso de modo a reduzir as possibilidades de deslocamento de pequenas lascas e a abertura de descontinuidades pré-existentes. Dessa forma, fixadas as lascas e evitada a propagação das descontinuidades, o maciço se comportava como um bloco de rocha único, minimizando a possibilidade de acidentes.

Pode-se também atribuir o desenvolvimento do solo grampeado às técnicas de solos reforçados, as quais, em última análise e em termos práticos, se assemelham muito às técnicas de solo grampeado.

Dentre as estruturas ou técnicas de reforço de solo “in situ”, aquela que mais se assemelha e influenciou o desenvolvimento do solo grampeado, e merece atenção especial, é a técnica conhecida como NATM (New Austrian Tunneling Method).

O método NATM, introduzido no início dos anos 60, para suporte de galerias e túneis, pelo engenheiro austríaco Landislaus Von Rabcewics (RABCEWICS, 1964), preconizava a introdução de barras de aço envolvidas com calda de cimento, no perímetro da circunferência de túneis (seções transversais ao eixo longitudinal do túnel), em furos pré-executados, imediatamente após o processo de escavação do mesmo ter avançado. As paredes do túnel são então revestidas por uma esbelta camada de concreto projetado.

Inicialmente utilizada em escavações de rochas muito resistentes, novas experiências foram feitas, com sucesso, em rochas brandas e posteriormente em solos (RABCEWICS, 1964).

O princípio de funcionamento do NATM pode ser resumido como sendo o método que conduz a uma estabilização pelo alívio controlado de tensões. Este alívio é alcançado a partir da possibilidade de deslocamentos controlados da massa de solo/rocha e a conseqüente mobilização da resistência interna do material, formando uma zona plastificada e reforçada pela interação solo (rocha) X grampo.

Esta técnica permitiu uma considerável redução da espessura do revestimento final de sustentação das galerias, haja vista a técnica até então utilizada ter uma natureza rígida e, por isso, solicitar a estrutura com esforços muito maiores e requerer revestimentos muito mais espessos. A comparação entre os métodos tradicional e o NATM está ilustrada na Figura 2.3 (RABCEWICS, 1964).

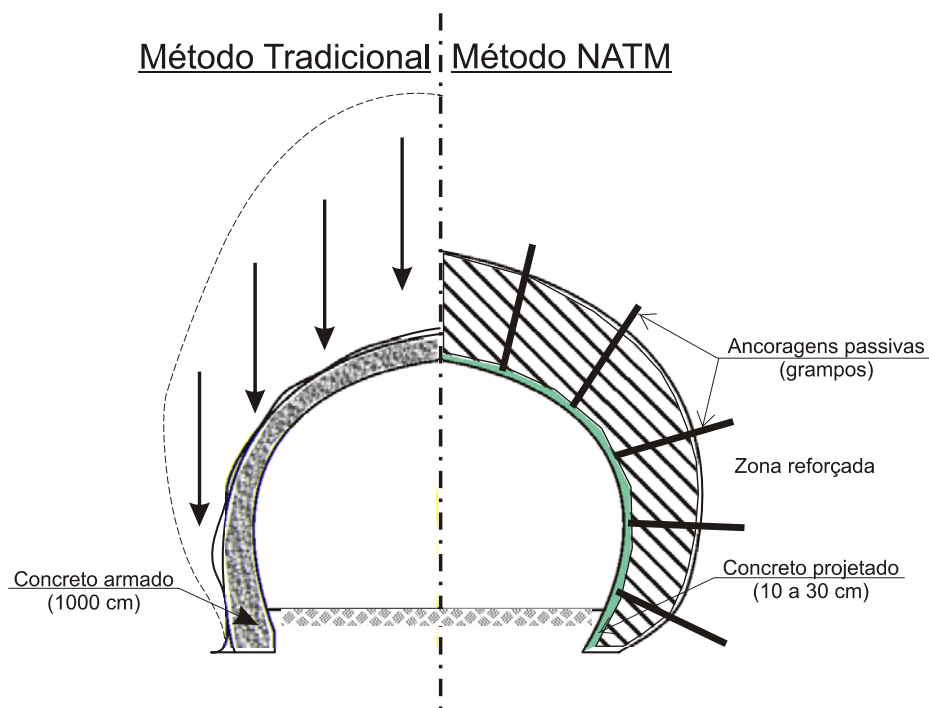


Figura 2.3 – Comparação esquemática entre os métodos convencional e NATM (RABCEWICS, 1964).

A partir do desenvolvimento da técnica NATM, surgiram na Europa, principalmente na França e Alemanha, as primeiras obras de estabilização em solo grampeado. Na França, a primeira aplicação, em 1972/73, foi a estabilização de um talude ferroviário, em corte, com 22m de altura e 70° de inclinação. Os detalhes deste projeto podem ser vistos em RABEJAC & TOUDIC (1974), citado em CLOUTERRE (1991), ou alternativamente em BRUCE & JEWELL (1987).

As aplicações do solo grampeado continuaram sendo empregadas na Europa, seja em obras de cunho temporário ou permanente, e estão descritas em SCHLOSSER & JURAN (1979), SCHLOSSER (1983), GUILLOUX et al. (1983), MITCHELL & VILLET (1987) e mais recentemente em CLOUTERRE (1991).

A primeira experiência com uma estrutura em solo grampeado em verdadeira grandeza foi realizada na Alemanha. A estrutura foi construída e levada à ruptura

através da aplicação de uma sobrecarga, similar às utilizadas em provas de carga em estacas, no seu topo (STOCKER et al. 1979).

Nos Estados Unidos, SHEN (1981) sugere a existência do solo grampeado desde a década de 60, porém a primeira aplicação registrada é de 1976, numa escavação para as fundações do Good Samaritan Hospital, em Oregon.

Após estas experiências pioneiras, o solo grampeado vem sendo utilizado com bastante sucesso em diversos países.

O que de novo surgiu na década de 80 foi o projeto francês CLOUTERRE, desenvolvido entre 1986 e 1990, o qual consumiu cerca de 4 milhões de dólares em pesquisa e desenvolvimento tecnológico. Os resultados das pesquisas realizadas, coordenadas pelo professor francês F. Schlosser, estão compilados em Recommendations Clouterre 1991 (versão do original em francês).

Esta publicação, em conjunto com a de MITCHELL & VILLET (1987), se constituem, na opinião do autor deste trabalho, nas mais completas obras sobre Solo Grampeado e/ou Solo Reforçado disponíveis para consulta e, certamente, tiveram grande influência nas propostas, comparações e análises apresentadas nesta tese.

No Brasil as obras em solo grampeado tomaram impulso apenas a partir da década de 80. No entanto existem evidências de sua utilização desde a década de 70, baseadas no NATM, principalmente após uma palestra histórica do Professor Rabcewicz (ABGE, 1979), proferida no dia 10 de setembro de 1975 no auditório do DNER, onde pôde esclarecer diversos pontos sobre o comportamento mecânico das obras com a utilização do NATM.

As obras no Brasil, com registro em publicações, estão, na sua maioria, localizadas em São Paulo, Rio de Janeiro e Bahia. As informações detalhadas sobre as principais obras executadas no Brasil podem ser encontradas em ZIRLIS & PITTA (1992), ORTIGÃO & PALMEIRA (1992) e ORTIGÃO et al. (1993).

Os primeiros resultados de estudos em solo grampeado no Brasil tiveram início com a realização de um projeto executado pela FUNDAÇÃO GEO-RIO em 1992. Pretendia-se conhecer o comportamento mecânico e a natureza dos esforços induzidos nos grampos em um talude natural em solo residual não saturado, tipicamente tropical. Os resultados encontram-se em ORTIGÃO et al. (1992).

2.4 Comparação com outras técnicas de estabilização

Das técnicas mais comuns aplicadas no Brasil, a comparação imediata do solo grampeado se faz em relação à cortina atirantada. Esta técnica de estabilização, muito difundida no meio geotécnico, apresenta, à primeira vista, uma grande similaridade com a técnica de solo grampeado. No entanto existem distinções muito claras entre as duas técnicas.

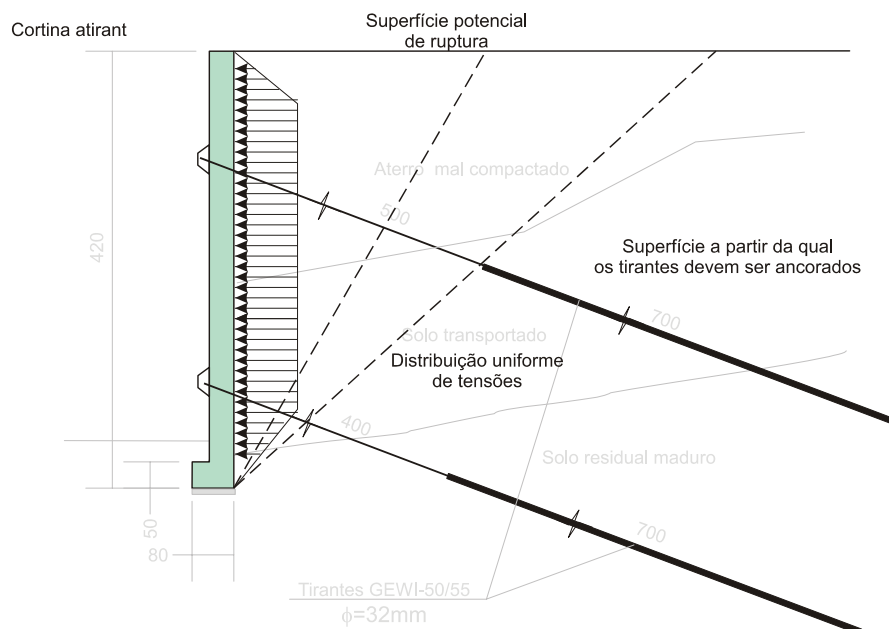
Nas cortinas a estabilidade é obtida pelas tensões induzidas no contato solo face, as quais, em última análise, elevam o fator de segurança da superfície potencial de ruptura. Isso é conseguido através da protensão de tirantes compostos por um trecho livre, a partir da face externa do talude, e um trecho injetado com calda de cimento, após a superfície potencial de ruptura. O dimensionamento estrutural da cortina é muito importante, haja vista o puncionamento causado pela aplicação de elevadas cargas nos tirantes, desde 150 kN atingindo, em casos especiais, até 1000 kN.

Já no caso do solo grampeado a face tem importância secundária. A estabilização é garantida pelos grampos que por atrito associam a zona potencialmente instável (cunha ativa) à zona resistente. Os reforços não são protendidos, sendo a mobilização do atrito entre solo e calda alcançado por deslocamentos da massa de solo.

Outra comparação importante, devido à natureza do comportamento mecânico das duas técnicas, refere-se aos muros e taludes de solo compactado reforçado. As semelhanças vão desde a conceituação até o método de análise. As duas técnicas dizem respeito a reforço de solo. A principal diferença entre o solo grampeado e as estruturas de solos compactados reforçados está na metodologia construtiva. O comportamento intrínseco é basicamente similar. Têm-se como principais diferenças o tipo de reforço, de maior rigidez no solo grampeado, e as tensões induzidas pela compactação, no caso das estruturas em aterro.

Como será discutido mais adiante, no caso do solo grampeado os esforços de cisalhamento e fletores podem se apresentar importantes e dependem do tipo de movimento da massa de solo, da inclinação e rigidez do grampo (EHRlich et al, 1996).

As Figuras 2.4a e 2.4b ilustram as comparações descritas acima e as principais diferenças de funcionamento entre uma cortina atirantada e uma massa grampeada, respectivamente.



2.5 Vantagens e Desvantagens da Utilização do Solo Grampeado

A estabilização de taludes em solo grampeado apresenta algumas vantagens em relação às técnicas similares e normalmente utilizadas, tais como: cortinas atirantadas, muros de concreto armado e outras. MITCHELL & VILLET, 1987, apresentam as vantagens e desvantagens dessa técnica.

a) Baixo custo - No solo grampeado o único elemento estrutural utilizado para a estabilização são os grampos. A proteção do talude em concreto projetado ou outro revestimento, como, por exemplo, revestimentos pré-fabricados, proteção superficial com vegetação, entre outros, têm custos relativamente mais baixos e podem permitir uma considerável economia em relação às soluções convencionais.

b) Equipamentos leves - O solo grampeado pode ser executado utilizando-se equipamentos leves e de fácil manuseio. Em geral são utilizadas sondas rotativas de pequeno porte para a execução dos furos e a injeção da calda de cimento se processa, em geral, por gravidade. O revestimento pode ser aplicado manualmente ou utilizando-se um equipamento de projeção de concreto.

c) Adaptação às condições locais - O processo executivo do solo grampeado permite uma grande flexibilidade de adaptação do projeto às condições geométricas do talude, inclinação da face e distribuição e dimensionamento dos grampos nos diversos estágios da construção.

d) Deformabilidade - O solo grampeado, por ser uma estrutura deformável na sua essência de funcionamento, suporta com segurança a ocorrência de recalques absolutos ou diferenciais.

e) Produção - As técnicas utilizadas na execução do solo grampeado permitem uma produção muito grande. O tempo de execução é, em geral, muito menor se comparado às soluções convencionais. O solo grampeado pode ser utilizado em diversos tipos de solos e de situações geométricas, porém, algumas limitações devem ser respeitadas.

As desvantagens mais importantes são:

a) Presença de nível d'água - O uso da técnica de grampeamento na presença de água deve estar associada a um eficiente sistema de rebaixamento permanente do lençol.

b) Em condições de drenagem inadequada, particularmente em solos argilosos, pode-se ter elevados graus de saturação, aumento de poro-pressão e significativas reduções no atrito solo X grampo. Esse fato associado a um aumento na tensão horizontal (empuxo hidrostático), pode levar a massa de solo grampeado a situações críticas.

c) Grampos são elementos passivos, daí decorrem, naturalmente, movimentações quando da sua mobilização. Situações onde os deslocamentos do solo grampeado possam causar danos a estruturas adjacentes devem ser consideradas. No entanto, esses deslocamentos são em geral pequenos e, na maioria dos casos, não inviabilizam a adoção dessa solução.

Outra observação importante e que será discutida no Capítulo 7 diz respeito à influência da sucção, em solos não saturados, no comportamento e dimensionamento de grampeamento de maciços terrosos.

2.5 Princípios do Comportamento Mecânico do Solo Grampeado

A massa de solo grampeado pode ser subdividida em duas zonas (Figura 2.4b): a zona ativa, compreendida entre a face do talude e superfície potencial de ruptura (essa região é potencialmente instável e tem sua estabilidade garantida pela presença dos grampos), e outra, chamada de zona passiva, onde os grampos são fixados. Os esforços nos grampos só serão mobilizados caso ocorram deslocamentos da zona ativa em relação à zona passiva.

Em situações nas quais a orientação da direção dos grampos tende a corresponder à direção da deformação principal maior, o esforço dominante ao longo do seu comprimento será basicamente a tensão normal. Essas tensões se desenvolvem como resultado das restrições impostas pelos grampos e parede às deformações laterais. Para uma escavação (execução do solo grampeado de cima para baixo), as deformações laterais estão associadas ao desconfinamento promovido pela retirada de material terroso de suporte como consequência do processo executivo. No caso de reforço de uma estrutura já existente ou de um talude natural, as deformações laterais estão associadas a movimentações já em curso na estrutura ou no talude.

Por outro lado, numa situação onde se deseja estabilizar um talude natural com inclinação suave, como apresentado na Figura 2.5, onde a direção da superfície potencial de ruptura é quase perpendicular à direção dos grampos, os esforços de cisalhamento e de flexão poderão exercer influência significativa nas análises de estabilidade. Na figura 2.5 está representada a distribuição do empuxo passivo ao longo do grampo, responsável pela mobilização desses esforços.

Observa-se, nas figuras 2.4b e 2.5, a importância da direção relativa entre o grampo e a direção da deformação principal maior na determinação da natureza dos esforços preponderantes.

Dessa forma, para se obter a estabilidade, o grampo deve resistir, além das solicitações normais, aos efeitos combinados de cisalhamento e flexão na região da superfície de ruptura e junto à face do talude, devido ao sistema de conexão ou rigidez da parede.

Neste trabalho serão apresentados resultados e análises do monitoramento de grampos de uma escavação experimental onde se variaram as suas inclinações com a horizontal.

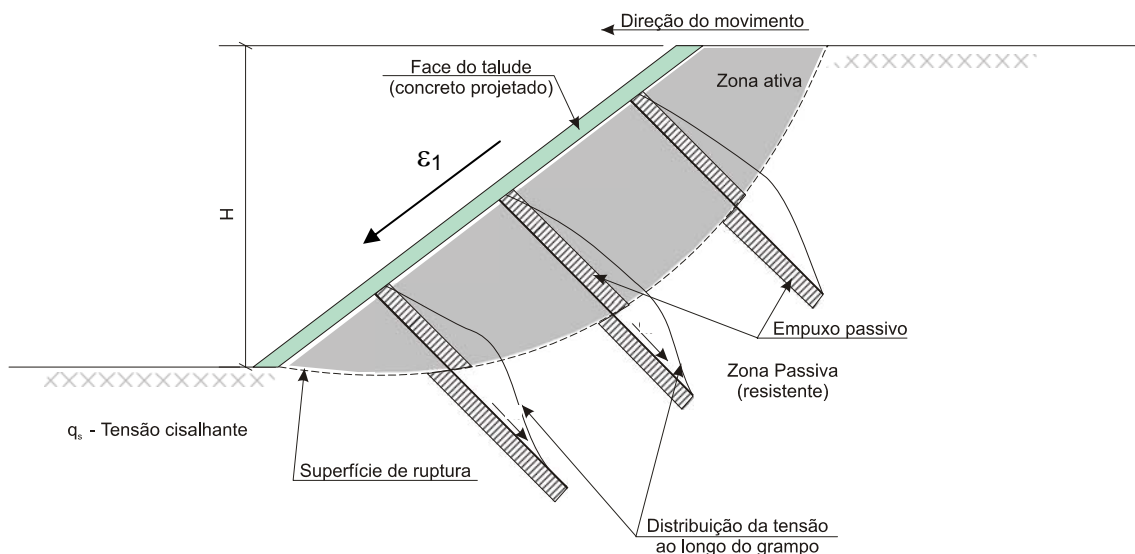
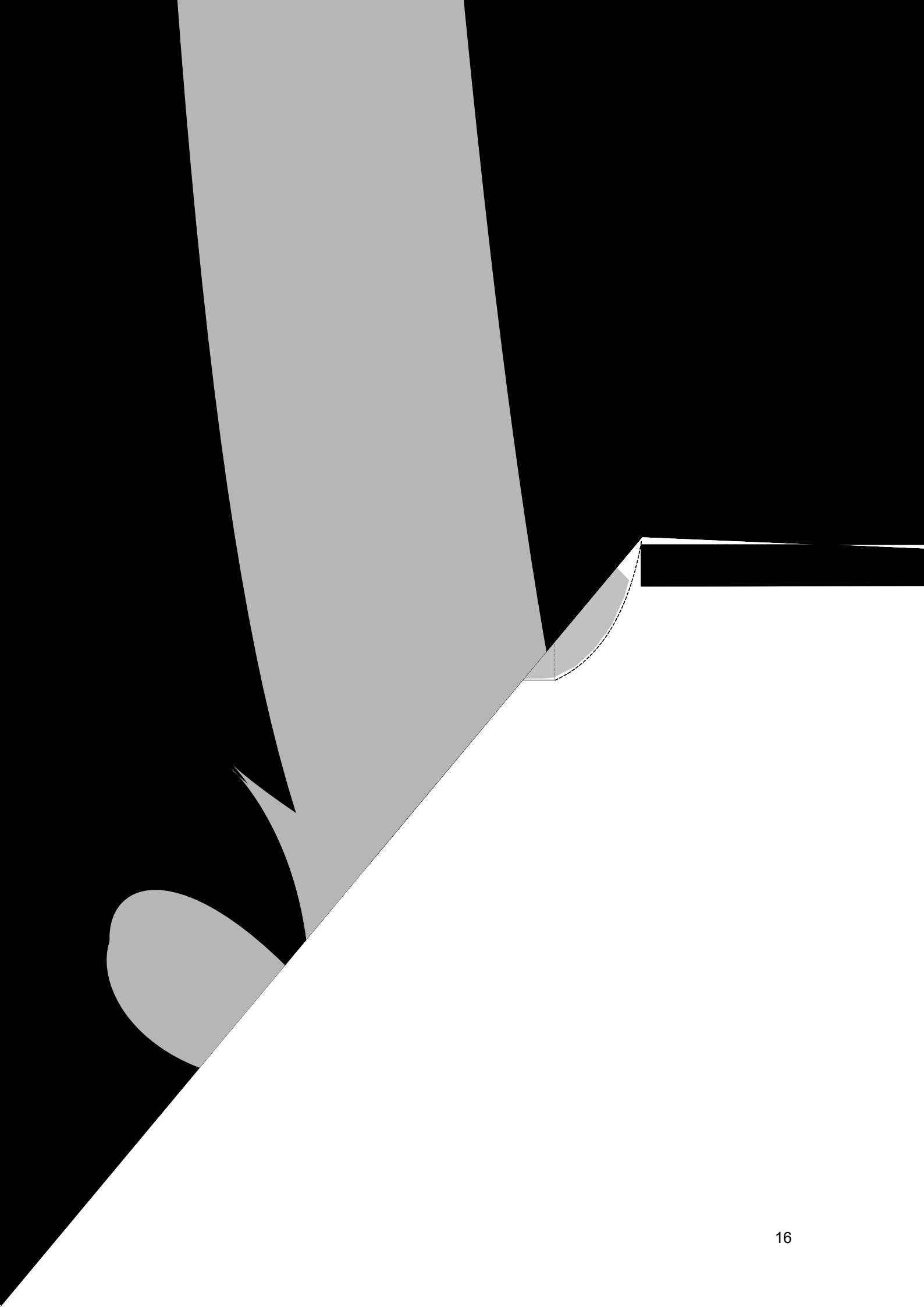


Figura 2.5 - Idéia do mecanismo, preponderando, no grampo, os esforços cisalhantes e fletores.



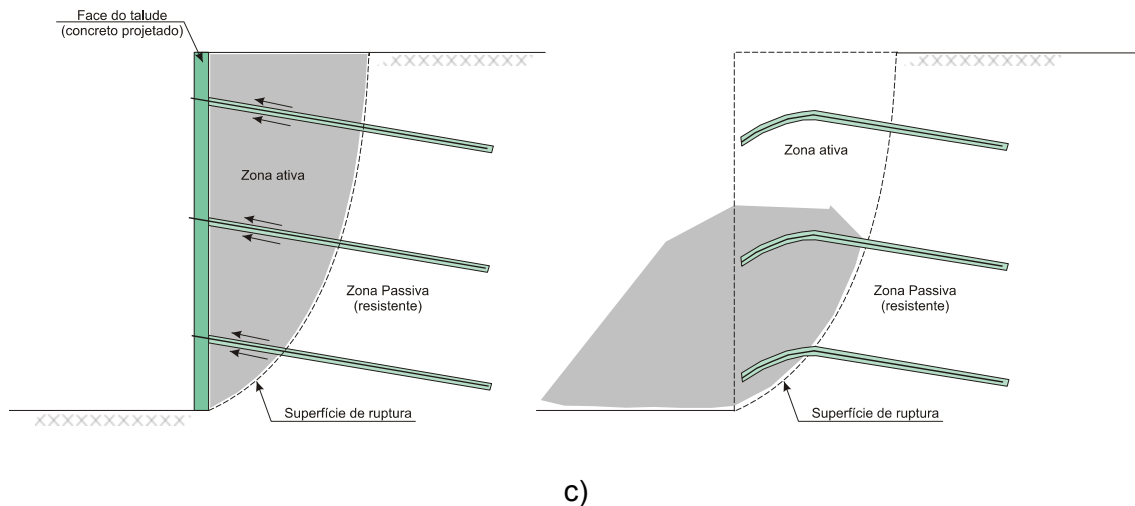


Figura 2.6 - Modos de ruptura: a) arrancamento dos grampos, b) estrutural do grampo e c) estrutural da face.

2.6 Resistência ao Arrancamento - Atrito Solo X Grampo (q_s)

Um dos parâmetros para o dimensionamento de uma estrutura em solo grampeado é o atrito desenvolvido entre o grampo e o solo (similar ao atrito lateral desenvolvido por uma estaca), denominado atrito solo X grampo e designado por (q_s). Este parâmetro pode ser obtido através de ensaios de arrancamento executados em verdadeira grandeza ou, alternativamente, para uma estimativa inicial, através de correlações empíricas com parâmetros do solo obtidos em ensaios de laboratório e/ou campo.

Não se dispõe ainda de uma norma para a realização de ensaios de arrancamento. Existem, no entanto algumas sugestões de controle.

FALCONI & ALONSO (1996) propõem a realização de um ensaio de arrancamento para cada dez grampos permanentes.

A FUNDAÇÃO GEORIO (1999), através do seu manual sugere que os ensaios de arrancamento devam ser realizados durante a obra, em pelo menos dois grampos ou em 1% do total previsto, para que sejam confirmados os valores da resistência q_s especificados em projeto. Esses ensaios, realizados à medida que a obra avança, permitem ajustes de projeto.

Zirlis e outros (2003) sugerem a execução de ensaios de arrancamento em 10% do total de grampos previsto, ou numa quantidade tal que garanta a representatividade dos resultados.

Apresenta-se na figura 2.8, como exemplo, um dos resultados dos ensaios de arrancamento realizados em perfil de solo residual não saturado da Rua Ati em Jacarepaguá. A definição do valor de q_s para projeto está representada nessa figura.

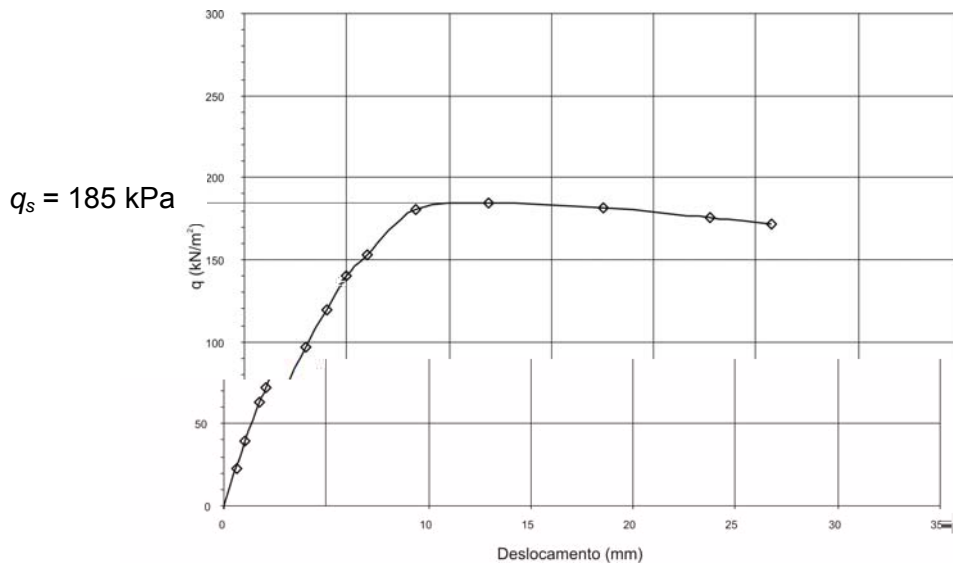


Figura 2.8 - Resultado de ensaio de arrancamento em solo residual não saturado (Rua Ati, Jacarepaguá).

O cálculo da força máxima admitida em um grampo é feito através da seguinte expressão:

$$T_{\max} = \pi \cdot D L_a q_s \quad (2.1)$$

sendo:

D = Diâmetro do furo;

L_a = Comprimento ancorado atrás da superfície de ruptura;

q = Atrito unitário solo X grampo.

q_s = Atrito unitário solo X grampo na ruptura.

Os principais fatores que influenciam a resistência unitária q_s são:

- a) características mecânicas do solo;
- b) características mecânicas da calda de cimento;
- c) metodologia executiva dos furos e;
- d) processo de injeção.

Com exceção das características mecânicas do solo, todos os outros fatores podem ser controlados e padronizados na execução de um grampo. Dessa forma, valores de q_s podem ser comparados considerando-se condições executivas similares.

Alguns autores como PROTO SILVA (2005), FRANZÉN (1998) e CLOUTERRE (1991), entre outros, destacam a importância da tensão normal nos resultados dos ensaios de arrancamento.

Em solos residuais não saturados a abertura do furo “zera” as tensões normais nos grampos, haja vista que o pré-furo executado é estável. As tensões normais mobilizadas nos grampos ensaiados são fortemente influenciadas pela tendência de expansão (“interlocking”) promovida pelo cisalhamento solo X grampo quando da mobilização. Essa tensão normal é de difícil avaliação, função da compactidade ou consistência do solo. Dessa forma, a tensão normal solo/grampo não corresponde simplesmente à relação γh .

No Brasil, de modo geral, os grampos são executados utilizando-se barras de aço CA-50 ($20 \text{ mm} < \phi < 32 \text{ mm}$), calda de cimento com fator água/cimento entre 0,4 e 0,7. Os furos são executados por perfuratrizes rotativas e o processo de injeção é de baixa pressão, normalmente, por gravidade.

Com essas características, SMITH (1992), apresenta valores de q_s variando entre 100 kPa e 500 kPa, em ensaios realizados em Hong Kong, para uma grande variedade de solos, desde colúvios até solos residuais jovens. GUILLOUX & SCHLOSER (1982) reportam resultados de ensaios de arrancamento para areias fofas e areias compactas com resultados variando entre 100 kPa e 600 kPa, respectivamente.

BUSTAMANTE & DOIX (1985) relacionaram o valor da resistência unitária q_s com resultados de ensaios pressiométricos (Pressiômetro de Ménard) e a resistência à penetração N-SPT.

O projeto francês CLOUTERRE (1991) foi responsável pela realização de cerca de 450 ensaios de arrancamento. Os resultados são sumarizados em função do tipo de solo e das características de instalação dos grampos. A variação do atrito unitário q_s é apresentada em função de resultados de ensaios pressiométricos.

As correlações apresentadas em CLOUTERRE (1991) possuem grande potencial, ao contrário das propostas por BUSTAMANTE & DOIX (1985), devido a grande dispersão de resultados, para a estimativa inicial da resistência q_s . No Brasil, no entanto, essas correlações não se mostram úteis, haja vista a técnica de prospecção pressiométrica ser muito pouco difundida.

SPRINGER (2006) faz um resumo de vários ensaios de arrancamento disponíveis na literatura nacional, organizando as informações sob a forma de tabelas e em função da referência, destacando-se os diversos aspectos dos ensaios, como: local da obra, presença de nível d'água, características do solo etc.

BYRNE et al (1996), apresentam algumas faixas de valores de q_s (tabelas 2.1a e 2.1b), que podem ser úteis na elaboração de anteprojetos e estimativa de custos.

Tabela 2.1 - Valores de q_s para anteprojetos (BYRNE et al 1996).

a) solos sem coesão e b) solos coesivos

Tipo de Solo	Valor de q_s (kPa)
Silte não plástico	20 a 30
Areia pouco compacta e/ou Areia siltosa e Silte arenoso	50 a 75
Areia siltosa compacta c/ pedregulhos	80 a 100
Areia siltosa muito compacta c/ pedregulhos	120 a 240

a)

Tipo de Solo	Valor de q_s (kPa)
Argila rija	40 a 60
Argila siltosa rija	40 a 100
Argila arenosa rija	100 a 200

b)

BYRNE et al (1996) sugerem ainda valores de resistência ao arrancamento, para solos coesivos, compreendidos entre 0,25 e 0,75 da resistência não drenada (S_u), variando de acordo com sua consistência.

ORTIGÃO & PALMEIRA (1997) apresentam uma tentativa de correlação entre q_s e o número de golpes N, obtido no ensaio SPT (Standart Penetration Test). Essas correlações apresentaram grande dispersão de resultados e podem ser válidas apenas para os solos saprolíticos de ardósia, da região de Brasília, uma vez que 60% dos pontos referem-se a este tipo de material.

Resultados de ensaios de arrancamento apresentados por AZAMBUJA et al (2001), para solos de gnaisses ocorrentes na Cidade de Porto Alegre, mostraram valores do atrito unitário q_s situados na faixa de 204 kPa a 270 kPa.

FEIJÓ & EHRLICH (2001) obtiveram, como resultados de uma campanha de 20 ensaios de arrancamento realizados em solos residuais não saturados de origem gnáissica, valores médios de q_s entre 95 kPa e 295 kPa. Os valores máximos e mínimos registrados foram 80 kPa e 420 kPa. Os detalhes dos ensaios realizados estão apresentados mais adiante.

Embora correlações entre valores de q_s e as características do solo sejam ferramentas importantes, principalmente para concepção inicial de projeto, os ensaios de arrancamento se constituem numa necessidade imperiosa para a real avaliação do atrito solo X grampo (q_s) e do conseqüente desenvolvimento do projeto executivo.

2.7 Resistência aos esforços cisalhantes e fletores

As solicitações nos grampos são, na maioria dos casos, os esforços normais. No entanto, possíveis solicitações transversais ao grampo podem promover o surgimento de esforços cisalhantes e fletores. A magnitude desses esforços está diretamente ligada à rigidez do grampo e a relação entre a direção do reforço e da deformação principal maior, como já mencionado anteriormente e ilustrado na figura 2.6.

Nesses casos, as deformações nos grampos podem ser calculadas considerando os reforços como sendo estacas solicitadas a carregamento horizontal lateral.

A equação diferencial 2.2, para barras solicitadas a esforços fletores no regime elástico, descreve a solução da distribuição de tensões cisalhantes e momentos fletores em função dos deslocamentos relativos y .

onde:

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + K_s D y = 0 \quad (2.2)$$

k_s = coeficiente de reação horizontal;

y = deslocamento lateral do grampo;

z = coordenadas ao longo do grampo;

$p = K_s y$ = tensão lateral no grampo;

D = diâmetro do grampo.

A solução dessa equação introduz o conceito de comprimento de transferência de esforços l_0 .

$$l_0 = 4 \sqrt{\frac{4EI}{K_s D}} \quad (2.3)$$

onde:

EI = rigidez do grampo;

K_s = coeficiente de reação horizontal;

D = diâmetro do grampo.

Na figura 2.8, T_c representa as tensões cisalhantes e M , os momentos fletores. No ponto O , interseção da superfície de ruptura e grampo, a tensão cisalhante atinge seu valor máximo (T_{c0}), correspondente ao momento fletor nulo. Ao contrário, nos pontos A e A' o momento fletor atinge seu valor máximo e $T_c = 0$. O comprimento l_0 é definido como sendo a distância entre os pontos O e A .

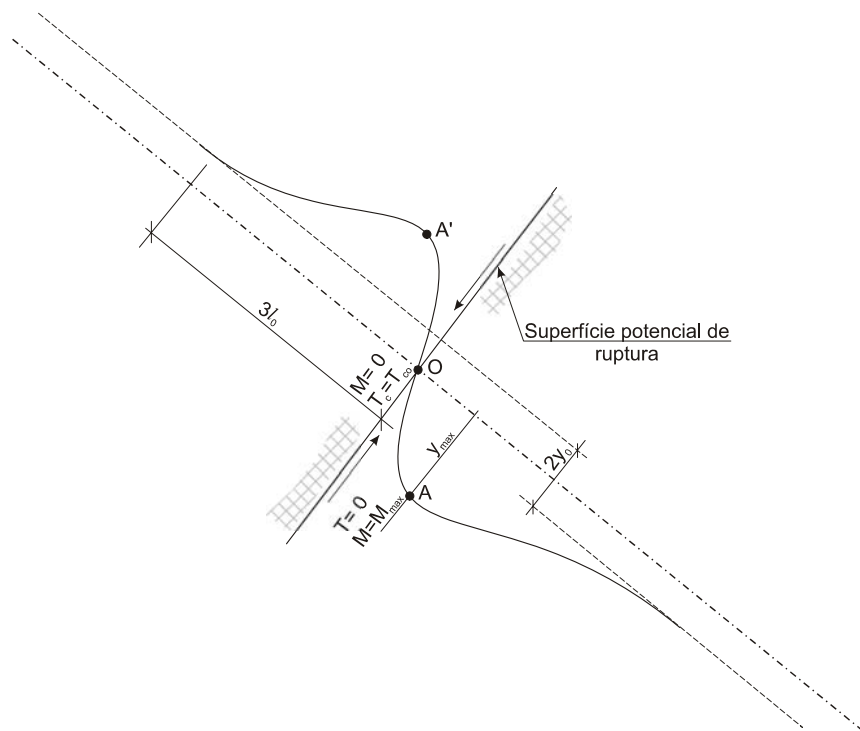


Figura 2.8 - Analogia do grampo a uma estaca carregada horizontalmente no topo
MITCHELL & VILLET (1987).

Quando o comprimento L do reforço supera $3l_0$, em ambos os lados da superfície de ruptura, considera-se o grampo tendo comprimento infinito, sendo simétrico em relação à zona de ruptura. A distância $3l_0$, desde O , define o ponto a partir do qual os momentos fletores se tornam nulos. SCHLOSSER (1991) sugere valores médios de $3l_0$ da ordem de 10 cm.

MARCHAL (1984) mostrou a influência da inclinação dos grampos na relação T_n/T_c (T_n = força normal no grampo) em função dos deslocamentos junto à superfície de ruptura. Segundo MARCHAL (1984), maiores deslocamentos resultam em menores

valores da relação T_r/T_c , mostrando o aumento da importância dos esforços cisalhantes e fletores na proximidade da ruptura.

JEWELL (1980) confirmou, experimentalmente, resultados de simulações numéricas executadas por SHAFFIE (1986), onde o ângulo de 30° entre a normal em relação à superfície de ruptura e o reforço corresponde à situação de máxima sollicitação dos esforços normais nos grampos.

A partir de um estudo paramétrico, EHRLICH et al (1996) mostraram a influência da rigidez e da inclinação do reforço na natureza das forças internas nos grampos. Para grampos mais rígidos, o aumento da inclinação implica na diminuição dos esforços normais.

BYRNE et al (1996) sugerem desconsiderar, sob condições normais de serviço, os benefícios dos efeitos da rigidez dos grampos, afirmando ser necessário, para a mobilização desses efeitos, deslocamentos uma ordem de grandeza superior ao necessário para mobilizar toda a resistência por atrito do grampo.

Outros autores, como GASSLER & GUDEHUS (1981) e SHEN et al, (1981), também desconsideraram os efeitos da rigidez dos grampos em seus modelos de dimensionamento.

A discussão sobre a importância dos esforços cisalhantes e fletores sobre a estabilidade do maciço terroso ainda não está encerrada. JEWELL & PEDLEY (1990a e 1990b), defendendo desprezar os efeitos da rigidez dos grampos e SCHLOSSER (1991), defendendo a adoção dos benefícios da rigidez dos reforços, travaram discussão histórica na literatura sobre o tema, sem que houvesse vencedores.

MITCHELL & VILLET (1987) afirmam que, dependendo do seu alinhamento com a horizontal e da sua rigidez, os grampos podem ser submetidos a esforços cisalhantes e momentos fletores além dos esforços axiais.

PLUMELLE et al (1990) sugerem que a mobilização dos esforços compostos de cisalhamento e flexão só se processa quando as deformações no maciço são elevadas. Para ORTIGÃO et al (1995 e 1997) só os esforços de tração são significativos na estabilidade de estruturas grampeadas. Para esses autores apenas 3% da estabilidade global pode ser atribuída à contribuição dos esforços cisalhantes e fletores nos grampos.

FEIJÓ & EHRLICH (2006) mostraram que a importância relativa das tensões internas nos grampos, oriundas dos momentos fletores, podem não ser desprezíveis. Conforme a inclinação do grampo a contribuição dos momentos nas tensões internas variou entre 22% e 32%, apresentando resultados crescentes com a inclinação.

Os resultados obtidos por FEIJÓ & EHRLICH (2006) serão apresentados em detalhes no Capítulo VI deste trabalho.

Na verdade, a opção de avaliar os critérios de dimensionamento deve atender as necessidades peculiares de cada projeto. Como exemplo, pode-se imaginar uma estabilização provisória em solo grampeado, onde as deformações admissíveis do maciço podem atingir valores extremos e, dessa forma, mobilizar tensões cisalhantes e fletoras. Ainda para o mesmo exemplo, imaginando-se um grampo de grande diâmetro, as tensões cisalhantes iriam preponderar sobre as fletoras. Ao contrário, imaginando-se o grampo como sendo uma barra de aço simplesmente cravada, portanto muito flexível, as tensões de flexão poderão se tornar mais importantes.

grampo, da rigidez da própria face e dos espaçamentos vertical e horizontal dos grampos.

Embora um dos mais atraentes aspectos da técnica de solo grampeado seja a possibilidade do uso de estruturas de faces leves, as magnitudes das tensões de projeto da face ainda não estão bem compreendidas.

Definindo T_0 como o esforço normal na face e T_{max} a força máxima ao arrancamento de projeto, SCHLOSSER (1991) propõe uma formulação, baseada em resultados de medições “in situ”, para a estimativa das tensões na cabeça dos grampos. A relação T_0/T_m é calculada a partir de fórmulas empíricas em função do espaçamento vertical e horizontal dos grampos, onde S é o maior dos espaçamentos de projeto entre os grampos.

Uma vez definida a relação T_0/T_m a determinação da tensão na face do talude é feita através da seguinte relação:

$$\frac{T_0}{T_{max}} = 0,5 + \frac{S - 0,5}{5}, \text{ para } 1 \leq S \leq 3m \quad (2.4)$$

$$\frac{T_0}{T_{max}} = 0,6, \text{ para } S \leq 1m \quad (2.5)$$

$$\frac{T_0}{T_{max}} = 1,0, \text{ para } S \geq 3m \quad (2.6)$$

onde:

$$p = \frac{T_0}{S_h S_v}$$

p = tensão no solo entre os grampos;

T_0 = força normal à parede;

S_h e S_v = espaçamentos horizontal e vertical dos grampos.

Na prática as tensões na face do talude não se distribuem de maneira uniforme, como sugerido. Essas tensões dependem da deformabilidade e dos deslocamentos locais da face. Além disso, existe a tendência ao desenvolvimento do

efeito de arqueamento entre os grampos, provocando concentrações de tensões nas suas vizinhanças.

O fato concreto é que o modelo mecânico do solo grampeado, associado a ancoragens passivas, resulta em tensões na face do talude muito inferiores às desenvolvidas em sistemas de contenções utilizando ancoragens ativas (cortinas atirantadas) ou estruturas convencionais de arrimo, sendo a estrutura em concreto projetado tomada como uma simples proteção superficial inibidora de instabilidades localizadas na região da face do talude.

2.9 Modelos de análises e métodos de dimensionamento

Os principais parâmetros de projeto do solo grampeado dizem respeito às propriedades mecânicas do solo e dos reforços. Esses parâmetros influenciam de forma significativa os modos de ruptura, conforme já apresentado.

De acordo com MITCHELL & VILLET (1987), podem-se classificar os parâmetros de projeto em seis categorias distintas:

- a) Características mecânicas do solo, em especial o tipo de solo e sua resistência ao cisalhamento;
- b) Características mecânicas do grampo, especificamente com relação à resistência a esforços normais, cisalhantes e momentos fletores;
- c) Parâmetros relacionados ao atrito entre grampo e solo, designado, neste trabalho por q_s ;
- d) Parâmetros relacionados à mobilização do empuxo passivo sobre os grampos, e sua rigidez;
- e) Geometria da estrutura, espaçamento horizontal e vertical entre os grampos, comprimento e inclinação, diâmetro e forma dos grampos;
- f) Parâmetros relacionados aos métodos de execução dos grampos, do revestimento e do tipo de injeção.

Existem muitos métodos de análise e dimensionamento de estruturas de solo grampeado. A maioria deles é baseada na análise de equilíbrio limite, onde a superfície potencial de ruptura é examinada.

Outros modelos baseados nas tensões internas (JURAN et al, 1989) e teoria de escoamento (ANTHOINE, 1990), também fazem parte dos modelos discutidos na literatura.

Descrevem-se a seguir os métodos de dimensionamento mais difundidos e utilizados para a elaboração de projetos de solo grampeado.

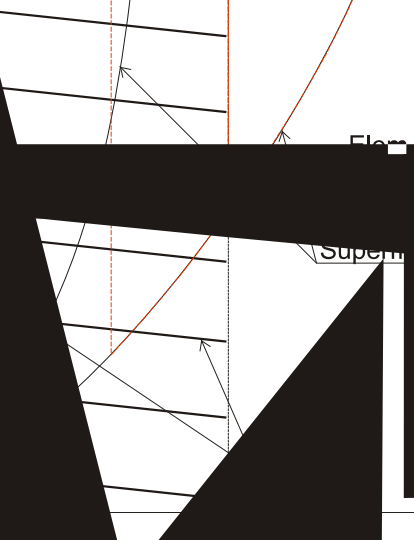
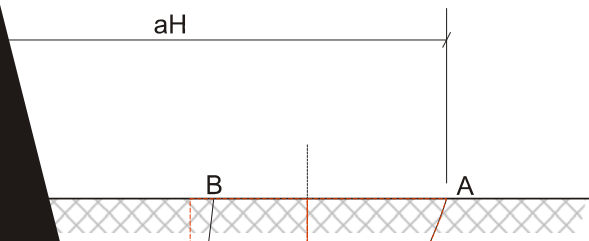
2.9.1 Método de Davis

O Método de DAVIS, desenvolvido por SHEN et al (1981b), muito difundido nos EUA, tem sua origem na Universidade da Califórnia, em Davis.

Simulações de resultados feitas através de elementos finitos por Bang (1979), citado por MITCHELL & VILLET (1987), indicaram que a curva da superfície de ruptura de estruturas de solo grampeado pode ser aproximada a uma parábola, com vértice localizado na base da parede e curvatura em relação ao eixo vertical.

Neste modelo o solo é considerado um monolito homogêneo, sem nível d'água e a geometria da estrutura bastante simples (face vertical, superfície do solo no topo do talude horizontal, linhas de grampos consideradas paralelas, equidistantes e de mesmo comprimento).

A figura 2.9 apresenta, de forma simplificada, as considerações propostas por SHEN et al (1981b).



O dimensionamento se processa considerando o método clássico das fatias, avaliando-se a contribuição dos grampos na estabilidade geral da estrutura. SHEN et al (1981b) consideram o grampo trabalhando apenas a esforços normais.

Considerando-se que uma parte dos grampos intercepta a superfície potencial de ruptura, os esforços normais desenvolvidos nos grampos são divididos nas componentes tangenciais e normais em relação a esta superfície. Essas componentes são computadas como forças resistentes na determinação do fator de segurança da massa de solo.

Duas condições devem ser consideradas ao se proceder às análises de estabilidade pelo método proposto; a primeira considera a superfície de ruptura interceptando uma parcela dos grampos e a segunda considera a superfície de ruptura passando atrás da massa reforçada.

A figura 2.10 apresenta a superfície potencial de ruptura assumida para as condições de contorno mostrada na figura 2.9 e, ainda, os diagramas correspondentes. As forças S_2 e S_3 , relativas ao atrito interno do material, são tomadas como paralelas a cordas definidas pela geometria das fatias.

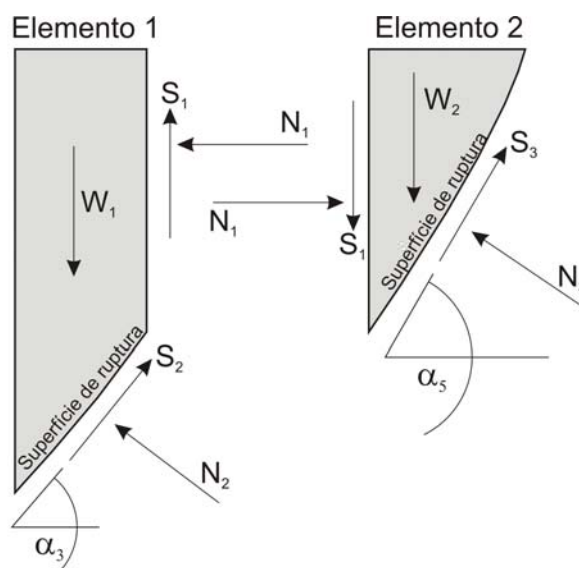


Figura 2.10 - Diagrama considerando parte da superfície de ruptura passando atrás da massa reforçada, SHEN et al (1981b).

As equações de equilíbrio para o elemento 1 são:

$$N_2 = (W_1 - S_1)(\cos \alpha_3) - N_1 \operatorname{sen} \alpha_3 \quad (2.7)$$

$$S_2 = (W_1 - S_1)(\operatorname{sen} \alpha_3) + N_1 \cos \alpha_3 \quad (2.8)$$

onde:

W_1 - peso do elemento 1;

S_1 - força tangencial entre os elementos 1 e 2 (assumida ser vertical);

α_3 - ângulo entre a horizontal e a superfície de ruptura do elemento 1;

$N_1 - 0,5\gamma(H-L_1)^2 K_0$, sendo K_0 o coeficiente de empuxo no repouso.

As equações de equilíbrio para o elemento 2 são:

$$N_3 = (W_2 + S_1)(\cos \alpha_5) + N_1 \operatorname{sen} \alpha_5 \quad (2.9)$$

$$S_3 = (W_2 + S_1)(\operatorname{sen} \alpha_5) - N_1 \cos \alpha_5 \quad (2.10)$$

onde:

W_2 - peso do elemento 2;

α_5 - ângulo entre a horizontal e a superfície de ruptura do elemento 2;

A força total instabilizante S_D , ao longo da superfície de ruptura será:

$$S_D = (W_1 - S_1) \operatorname{sen} \alpha_3 + (W_2 + S_1) \operatorname{sen} \alpha_5 + N_1 (\cos \alpha_3 - \cos \alpha_5) \quad (2.11)$$

A força resistente, S_R , ao longo da superfície de ruptura se constitui da resistência ao cisalhamento do solo mais a resistência devida às componentes normal e tangencial desenvolvidas pelo reforço.

A força total resistente pode ser expressa da seguinte forma:

$$S_R = c' L_T + N_3 \tan \phi'_2 + N'_2 \tan \phi'_1 + T_T \quad (2.12)$$

onde:

c' - coesão efetiva do solo,

L_T - comprimento da superfície de ruptura;

N_3 - reação normal na superfície de ruptura no elemento 2;

ϕ'_1 - atrito interno do solo no elemento 1;

ϕ'_2 - atrito interno do solo no elemento 2;

$N'_2 = N_2 + T_N$, sendo T_N a componente normal à superfície de ruptura devida ao esforço axial desenvolvido no grampo;

T_T - componente tangencial à superfície de ruptura devida ao esforço axial desenvolvido no grampo.

Para a solução da equação das forças resistentes, S_R , tanto T_N quanto T_T devem ser conhecidos. Dessa forma, a força axial máxima em cada reforço deve ser determinada antes de se proceder às análises de estabilidade, o que pode ser feito através de ensaios de arrancamento.

O equilíbrio é alcançado quando $S_D = S_R$ segundo um fator de segurança adequado.

BANG et al (1992), apesar de manterem intactas as premissas de SHEN et al (1981b), introduziram várias modificações no método, considerando inclinação da face, superfície do terreno no topo do talude variável admitindo sobrecargas e possibilidade de adoção de várias camadas de solo na análise.

2.9.2 Método Francês - Multicritério

O método proposto por SCHLOSSER (1983) considera a massa de solo reforçado como sendo um monolito e segue os procedimentos básicos propostos por SHEN et al (1981b), no entanto, quatro critérios de ruptura são considerados no dimensionamento, daí o nome multicritério.

a) Critério da Resistência ao Cisalhamento do Solo

Fundamentado no critério de ruptura de Mohr-Coulomb, clássico da mecânica dos solos, onde a resistência interna do material é dada por:

$$\tau = c + \sigma(\operatorname{tg}\phi) \quad (2.13)$$

onde:

c - coesão do solo;

ϕ - atrito interno do solo;

σ - tensão normal.

b) Critério de Ruptura por Arrancamento

Os esforços normais de tração mobilizados no grampo através dos deslocamentos da massa de solo devem ser equilibrados pela resistência ao arrancamento desenvolvida entre o solo e o reforço no comprimento injetado situado atrás da superfície de ruptura (zona passiva).

Como já foi apresentado, para um grampo de diâmetro D , assumindo conhecer o atrito unitário q_s , constante em todo o comprimento do grampo atrás da superfície de ruptura (L_a), a força máxima de tração T_{max} , em um grampo, é dada por:

com:

$$T_{max} = \pi \cdot D L_a q_s \quad (2.1)$$

c) Critério da Resistência da Interação Normal entre Solo e Reforço

A interação normal entre o solo e o reforço resulta numa progressiva mobilização do empuxo passivo ao longo do grampo. Considerando as zonas ativas e passivas, separadas pela superfície de ruptura, a figura 2.11 apresenta os esforços atuantes na barra.

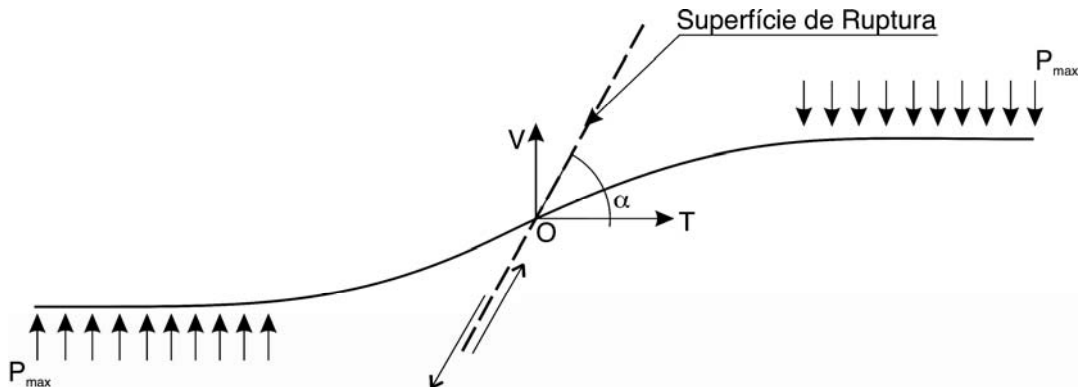


Figura 2.11 - Idéia da interação normal solo- reforço. Desenvolvimento dos esforços cisalhantes e fletores (CLOUTERRE,1991).

A mobilização do empuxo passivo é proporcional à rigidez dos reforços, sendo mais importante para os reforços mais rígidos, tendo como condição limite das análises, ser o empuxo passivo mobilizado menor que a máxima resistência passiva admitida no solo.

As forças cisalhantes e os momentos fletores mobilizados no grampo são calculados considerando a equação da deformação elástica do reforço, assumindo que o solo pode ser representado por uma série de molas elastoplásticas. Dessa forma a reação do solo ao carregamento é caracterizada pelo módulo de reação lateral K_s .

A solução da equação diferencial 2.2, para barras solicitadas a esforços fletores no regime elástico, descreve a solução da distribuição de tensões cisalhantes e momentos fletores em função dos deslocamentos. Dessa forma, o esforço cisalhante máximo (V_o) mobilizado no ponto O e o momento máximo mobilizado numa distância de $(\pi/4)L_o$ do ponto O, são:

$$V_o = p \frac{D}{2} L_o (p < p_{lim}) \quad (2.14)$$

$$M_{\max} = 0,16pDL_o^2 < M_p \quad (2.15)$$

onde:

M_p - resistência limite à flexão do reforço;

p - esforço passivo na barra, com valor limite p_{\lim} , correspondente à resistência ao cisalhamento limite do reforço.

Limitando o esforço perpendicular na barra ao menor dos valores, p_{\lim} ou M_p , a máxima força cisalhante no reforço deve ser definida como sendo o menor valor entre os seguintes resultados:

$$V_o = \frac{DL_o}{2} p_{\lim} \quad (2.16)$$

$$V_o = \frac{DL_o}{2} \cdot \frac{M_p}{0,16DL_o^2} \quad (2.17)$$

d) Critério da Resistência Interna do Reforço

Considerando apenas a barra metálica do grampo e analisando-se as tensões à luz do círculo de tensões de Mohr, e ainda, que o reforço metálico obedece ao critério de ruptura de Tresca, tem-se:

$$\frac{T^2}{R_n^2} + \frac{V^2}{R_c^2} < 1 \quad (2.18)$$

onde:

R_n - resistência à tensão normal no reforço;

R_c - resistência à tensão cisalhante no reforço, sendo $R_c = R_n/2$

O critério da resistência interna do reforço pode então ser representado por uma elipse, com as características mostradas na figura 2.12.

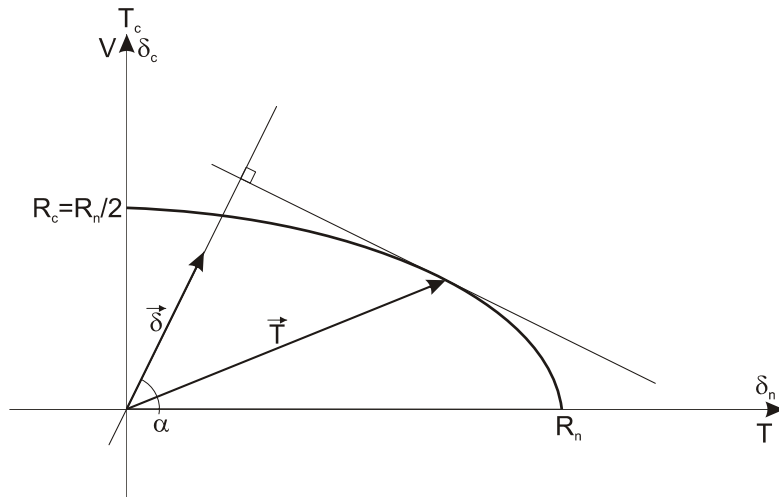


Figura 2.12 - Aplicação do princípio do trabalho máximo e do critério de ruptura de Tresca, (CLOUTERE,1991).

O princípio do trabalho máximo estabelece que a tangente à elipse, que representa a superfície de ruptura, no ponto (T,V) , correspondente ao estado de tensões na ruptura na barra, deve ser perpendicular à direção do vetor deslocamento δ , conforme mostrado na figura 2.12.

Do princípio do máximo trabalho e do critério de ruptura de Tresca, pode ser mostrado que as tensões normais e cisalhantes na barra, na ruptura, computadas em função do ângulo α são determinadas a partir das seguintes expressões:

$$V_f = \frac{R_c}{\left[1 + 4 \tan^2\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right)\right]^{\frac{1}{2}}} \quad (2.19)$$

$$T_f = 4V_f \tan\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right), \text{ com } R_c = \frac{R_n}{2} \quad (2.20)$$

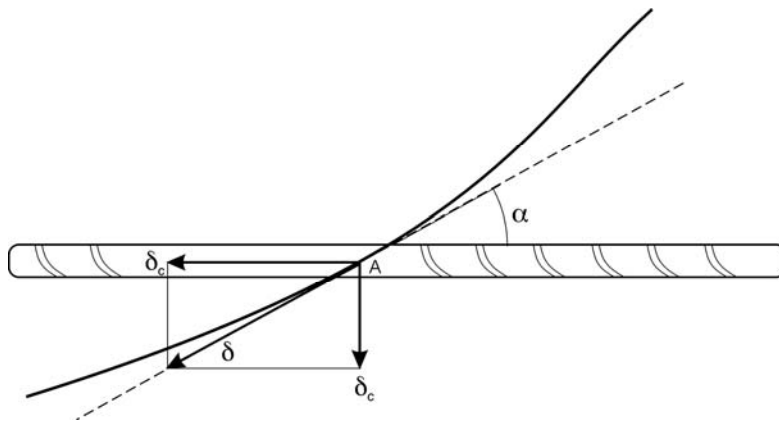
onde:

α - ângulo entre a superfície de ruptura e a reforço;

V_f - esforço cisalhante de ruptura do reforço;

T_f - esforço normal de ruptura do reforço.

Das expressões acima tem-se que, para $\alpha = 0$, somente serão mobilizados, no reforço, esforços normais (tração), e para $\alpha = 90^\circ$ somente esforços cisalhantes. A figura 2.13 ilustra o problema.



2.13 - Natureza dos esforços função do ângulo entre o reforço e a superfície de ruptura, (CLOUTERRE,1991).

O equilíbrio é verificado, comparando-se o momento das forças instabilizantes (M_D) com o momento devido às forças mobilizadas pelos reforços e a resistência ao cisalhamento do solo (M_R). Iguala-se M_D a M_R , segundo um fator de segurança adequado. A análise de estabilidade é iterativa e provê um fator de segurança relativo à resistência ao arrancamento e à resistência última ao cisalhamento do reforço ao longo da superfície potencial de ruptura.

2.9.3 Método Alemão

GASSLER & GUDEHUS (1981) apresentam um modelo onde o conjunto solo-reforço se comporta como um muro de gravidade, e utilizam, para análise, o método do equilíbrio limite. Este método foi desenvolvido baseado em resultados de ensaios em escala reduzida e em escala real (STOCKER et al,1979 e GASSLER & GUDEHUS, 1981).

Esses ensaios, inclusive com carregamentos dinâmicos, indicaram ruptura global de blocos com superfícies de ruptura definidas por deslocamentos rotacionais, translacionais ou combinados do conjunto solo-grampo e, dessa forma, a formulação foi baseada em modelo cinemático.

O método será descrito com o auxílio da figura 2.14, onde um sistema de superfícies de ruptura é adotado (definido por três ângulos, δ_1 , δ_2 e δ_{12}), formando dois monolitos. O primeiro, representando uma zona reforçada (como um muro de gravidade) e o segundo, triangular, representando uma cunha ativa agindo sobre a zona reforçada.

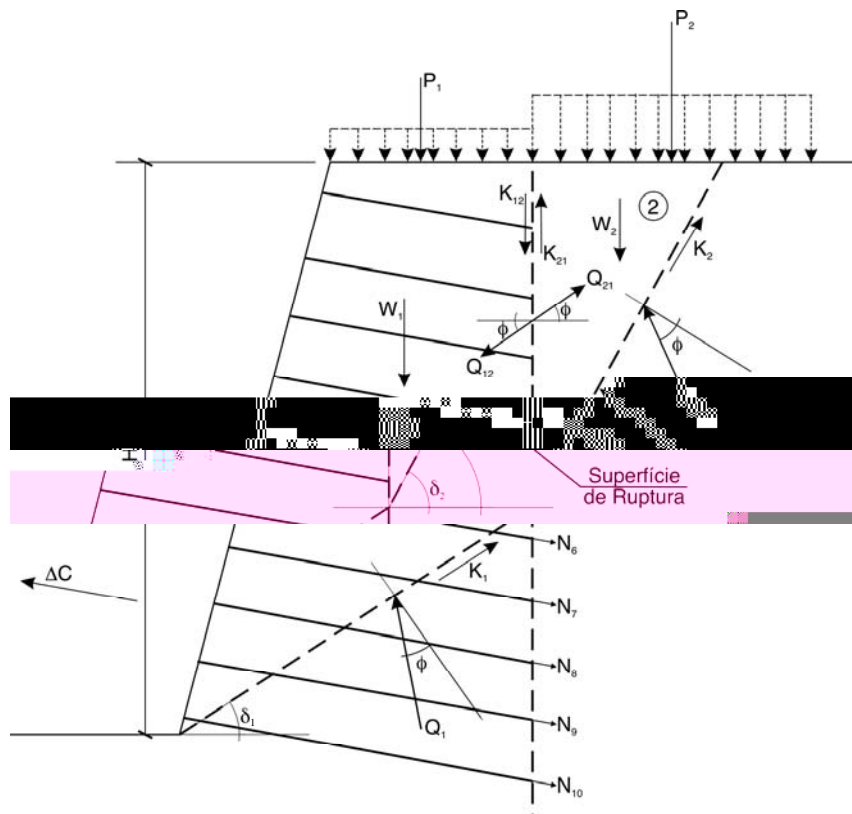


Figura 2.14 - Mecanismo de ruptura proposto por GASSLER & GUDEHUS (1981).

Um polígono de forças pode ser obtido graficamente. As forças relativas ao peso próprio do material (W_1 e W_2), carregamento externo (P_1 e P_2) e as dos grampos, que atravessam a superfície de ruptura inferior (N_6 a N_{10}), são conhecidas. As forças devidas à resistência interna do material são representadas por K (coesão) e Q (atrito). Nesse método não se consideram as resistências à flexão e ao cisalhamento dos reforços. Os grampos situados na parte superior, embutidos na massa deslizante, não devem ser incluídos no cálculo. O polígono pode ser fechado adicionando-se uma tração fictícia (ΔC), representando a sollicitação progressiva que promove o processo de ruptura. A figura 2.15 apresenta o polígono resultante das forças mostradas na figura 2.14.

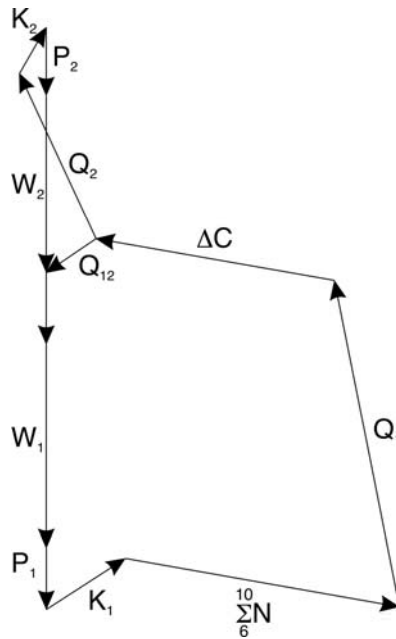


Figura 2.15 - Polígono de forças atuante numa massa de solo reforçada GASSLER & GUDEHUS (1981).

GASSLER & GUDEHUS (1981), ainda sugerem, de modo a diminuir as infinitas possibilidades de se definir os ângulos δ_1 , δ_2 e δ_{12} , da superfície de ruptura crítica, a seguinte metodologia: varia-se δ_1 , fixa-se $\delta_2 = 45^\circ + \phi/2$ e $\delta_{12} = 90^\circ$.

A definição do fator de segurança global é dada pela relação $\eta = D/A$, onde D é igual à ação das forças internas nos planos de escorregamento mais a ação das forças nos grampos, A igual ação apenas das forças interna e η o fator de segurança. Considera-se nas análises somente a contribuição dos grampos que cortam a superfície de deslizamento adotada.

2.9.4 Outros modelos de análises e métodos de dimensionamento

Existem na literatura outros métodos de cálculo de estruturas grampeadas além dos apresentados. A Tabela 2.2 sumariza e compara os diferentes métodos e as hipóteses adotadas pelos diversos autores.

Tabela 2.2 – Sumário dos métodos de dimensionamento em solo grampeado (ABRAMSON et al, 1996).

	Multicritério (Francês) 1982/83	Alemão 1979/81	Davis 1981	Davis Modificado 1990	Cardiff 1989/90	Escoamento 1990	Cinemático 1988/90
Referência	Schlosser	Stocker et al. e Gässler & Gudehus	Shen et al.	Elias e Juran	Bridle e Bridle & Barr	Anthoine	Juran et al.
Análise	Equilíbrio Limite - Momentos Estabilidade Global	Equilíbrio Limite - Forças Estabilidade Global	Equilíbrio Limite - Forças Estabilidade Global	Equilíbrio Limite - Momentos Estabilidade Global	Equilíbrio Limite - Momentos Estabilidade Global	Teoria do Escoamento Estabilidade Global	Análise de Tensões Internas Estabilidade Local
Solicitações nos Grampos	Tração, Cisalhamento e Flexão	Tração	Tração	Tração	Tração Cisalhamento e Flexão	Tração	Tração Cisalhamento e Flexão
Superfície de Ruptura	Circular ou Polinomial	Bilinear	Parabólica	Parabólica	Espiral Logarítmica	Espiral Logarítmica	Espiral Logarítmica
Mecanismo de Ruptura	Misto	Arrancamento dos Grampos	Misto	Misto	Misto		Não utilizável
N.A.	sim	não	não	não	não		sim
Estratificação do Solo	sim	não	não	não	não	não	sim
Geometria da Estrutura	Qualquer	Face Vertical ou Inclinada	Face Vertical	Face Vertical ou Inclinada	Face Vertical ou Inclinada	Face Vertical ou Inclinada	Face Vertical ou Inclinada

2.10 Algumas considerações quanto aos métodos de análises apresentados

Os métodos de análise por equilíbrio limite consideram uma massa ativa de solo, potencialmente instável, separada por uma superfície de ruptura (circular, poligonal ou outra qualquer) de uma região estável (passiva). O equilíbrio dessa massa de solo ativa é analisado pelos métodos convencionais de estabilidade de talude e se estabelece o Fator de Segurança (FS) do maciço.

Uma comparação imediata (Tabela 2.2) entre os modelos de análises apresentados pode ser feita. O Método Francês (Multicritério) e o Cinemático sugerem considerar, além dos esforços axiais nos grampos, os esforços cisalhantes e fletores, enquanto o Método de Davis e o Método Alemão consideram apenas os esforços axiais.

Além dos métodos baseados na análise equilíbrio limite, a Tabela 2.2 apresenta também métodos baseados no escoamento do maciço (aproximação cinemática, ANTHOINE, 1990).

Outra observação diz respeito ao Método Alemão ser validado com base em resultados de ensaios “in situ” através de uma prova de carga com ancoragens verticais sobrecarregando uma placa de carga (GASSLER & GUDEHUS, 1981), restringindo, dessa forma, os deslocamentos horizontais na superfície do maciço. GUIMARÃES FILHO (1994) contestou a validade dos ensaios em representar situações reais de campo, alegando que os deslocamentos horizontais ocorridos no maciço e o plano de ruptura observado não retratam de fato a realidade, haja vista a metodologia utilizada.

HACHICH & CAMARGO (2006) fazem uma revisão crítica dos métodos de análise e procuram destacar pontos comuns e pontos de divergência entre eles, sem no entanto recomendar qualquer dos métodos.

Nenhum dos métodos apresentados aborda a não saturação do solo nos procedimentos de dimensionamento. Alguns deles admitem apenas a presença de nível d'água.

Visando esclarecer alguns dos pontos discutidos anteriormente e contribuir para a evolução da aplicação da técnica de solo grampeado no Brasil, a Fundação GEO-RIO em 1997, através da sua Diretoria de Estudos e Projetos, executou uma obra experimental em verdadeira grandeza.

No capítulo a seguir apresentam-se os detalhes do projeto desenvolvido pela GEO-RIO.

CAPÍTULO 3

DESCRIÇÃO DOS PROJETOS DA ESTRUTURA GRAMPEADA E DOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

3.1 Introdução

Esse capítulo apresenta os projetos desenvolvidos para a implantação de uma estrutura de contenção, executada em uma escavação experimental, com a utilização da técnica de grampeamento de solo.

Apresentam-se também os detalhes do projeto para execução de ensaios de arrancamento (“pull out tests”).

Tanto a escavação experimental quanto os ensaios de arrancamento foram instrumentados e monitorados de modo a subsidiar as análises do comportamento geral da escavação.

De modo a permitir uma visão global das etapas executadas, apenas as características gerais dos projetos desenvolvidos (geometria e metodologia executiva) são descritas nesse capítulo. Nos capítulos subseqüentes serão abordados os projetos de monitoração (instrumentação), ensaios de laboratório e campo.

3.2 Características Gerais

O local escolhido para a execução da estrutura experimental de solo grampeado situa-se em Jacarepaguá, no Morro da Covanca.

Trata-se de uma área estruturada, no final da Rua Ati, remanescente da exploração de material terroso. Os principais acessos são pelas Ruas Geremário Dantas e Renato Meira Lima ou pelas ruas Alexandre Ramos e Ati. O croqui apresentado na Figura 3.1 ilustra a localização.

A escolha do local para a pesquisa foi uma combinação entre as necessidades técnicas e as possibilidades econômicas disponíveis. No local escolhido se realizava, à época, exploração de material terroso e obras de estabilização de taludes e concentrava uma grande quantidade de equipamentos de escavação e transporte com os quais se viabilizou a realização desta empreitada.

Os ensaios de arrancamento foram executados em dois pontos do Município, o primeiro na própria Rua Ati e outro em Laranjeiras ao final da Rua Cardoso Junior, conforme ilustrado, também, na Figura 3.1.

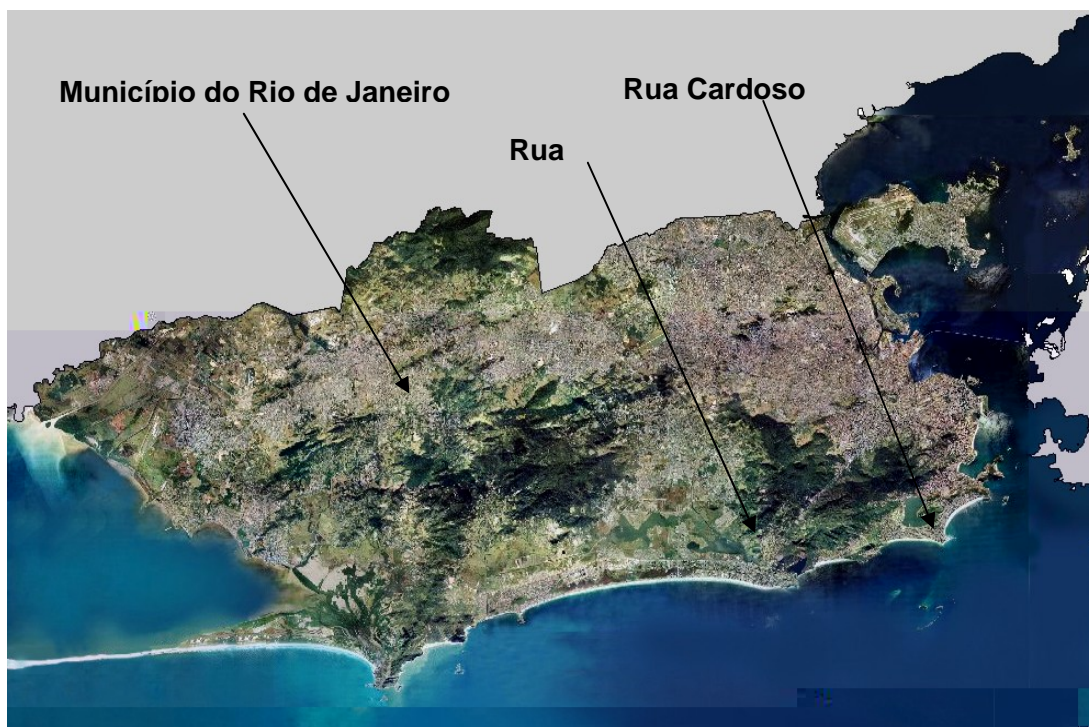


Figura 3.1 – Localização dos pontos onde foram realizados testes de campo.

O projeto geométrico foi concebido de modo a permitir obter informações sobre a natureza dos esforços solicitantes nos grampos e a deformabilidade de uma estrutura em solo grampeado.

Foram executadas três seções distintas onde, em cada uma, a inclinação dos grampos com a horizontal foi variada. A extensão total do talude foi de 36 metros, sendo 12 metros para cada seção, e altura final de 6 metros.

A Figura 3.2 apresenta a planta de situação da obra onde podem ser identificados os pontos de inclinometria, sondagens, os grampos instrumentados e os grampos convencionais.

A vista frontal ou elevação está apresentada na Figura 3.3, onde os grampos instrumentados estão identificados por círculos não preenchidos.

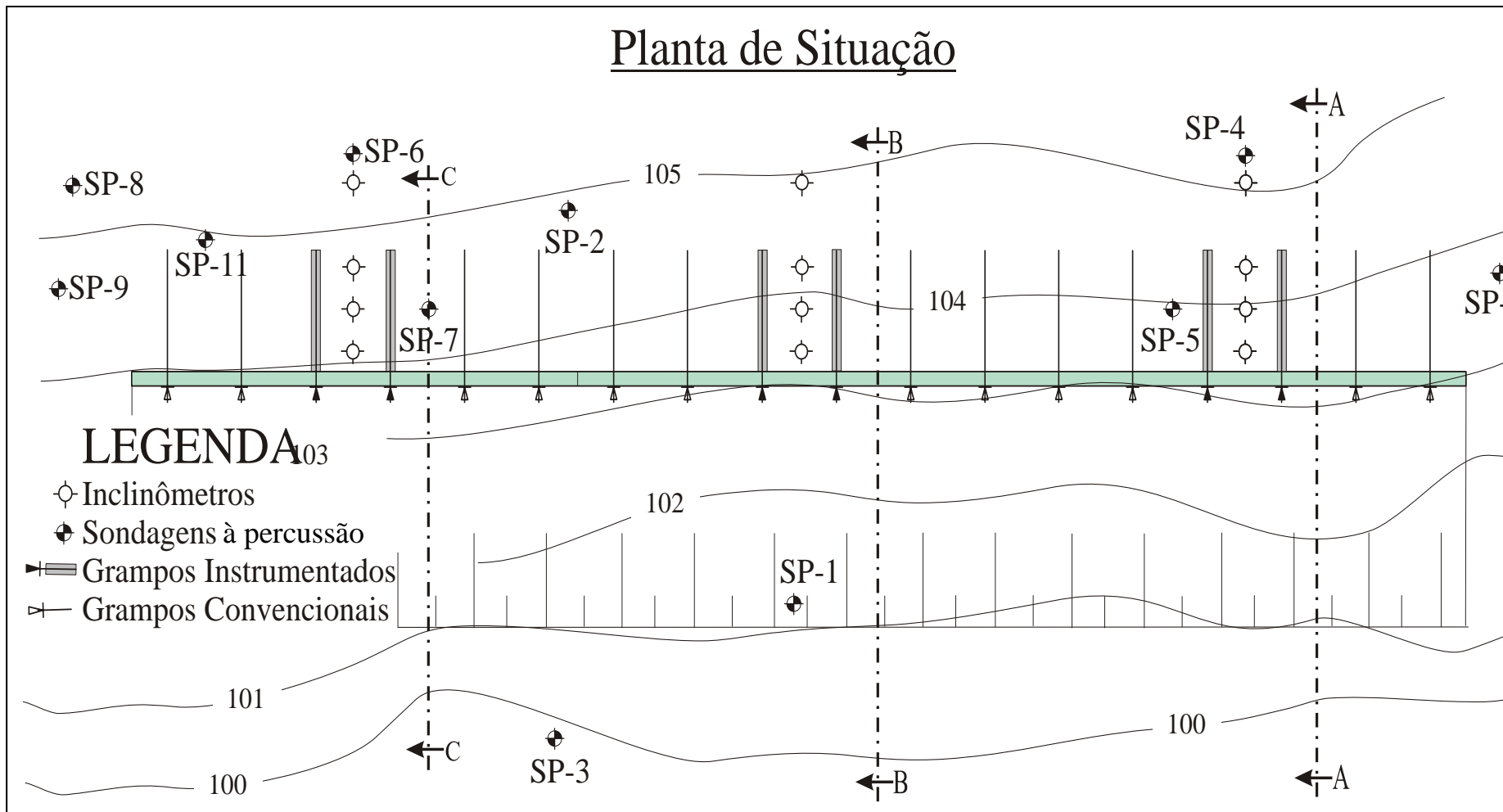


Figura 3.2 - Planta de situação do projeto, com a indicação da instrumentação utilizada e das sondagens à percussão.

Vista Frontal

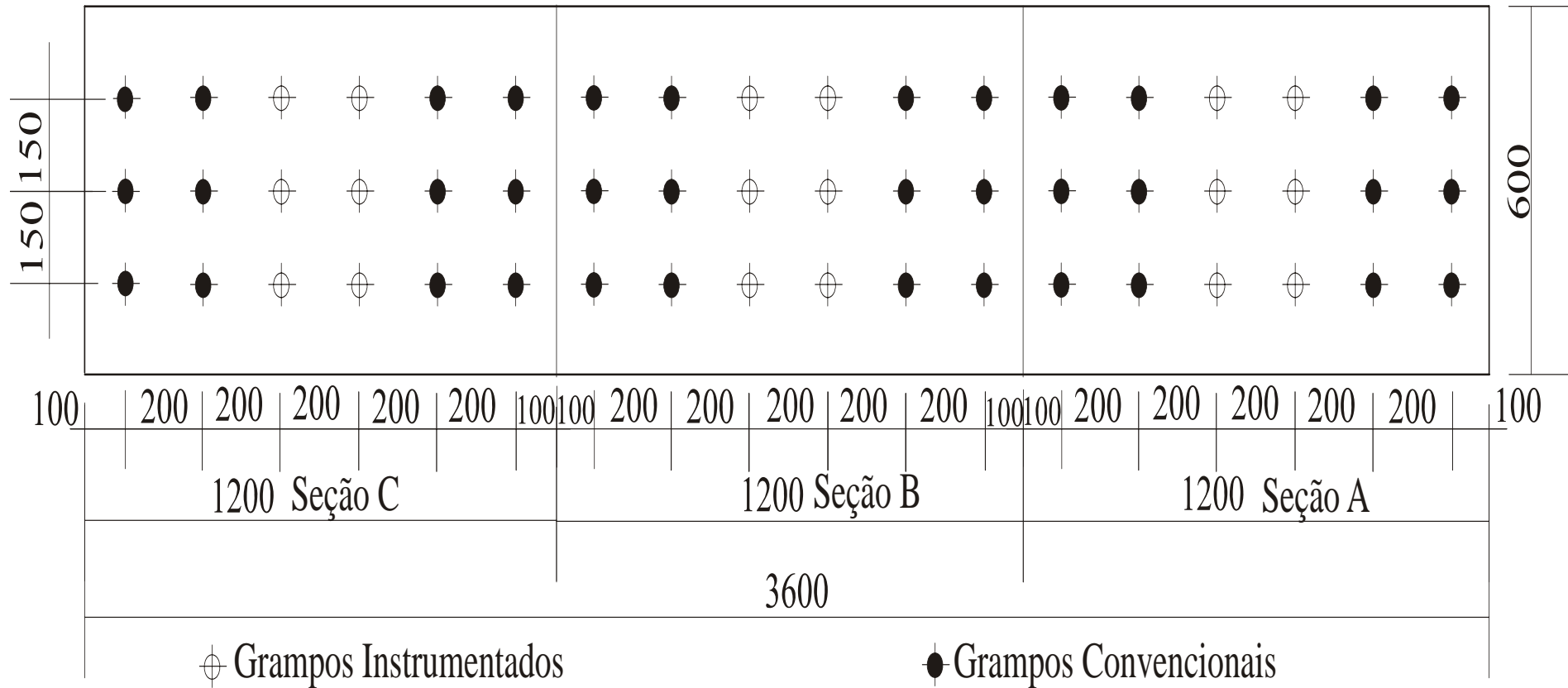


Figura 3.3 – Vista frontal da obra (cotas em cm, sem escala).

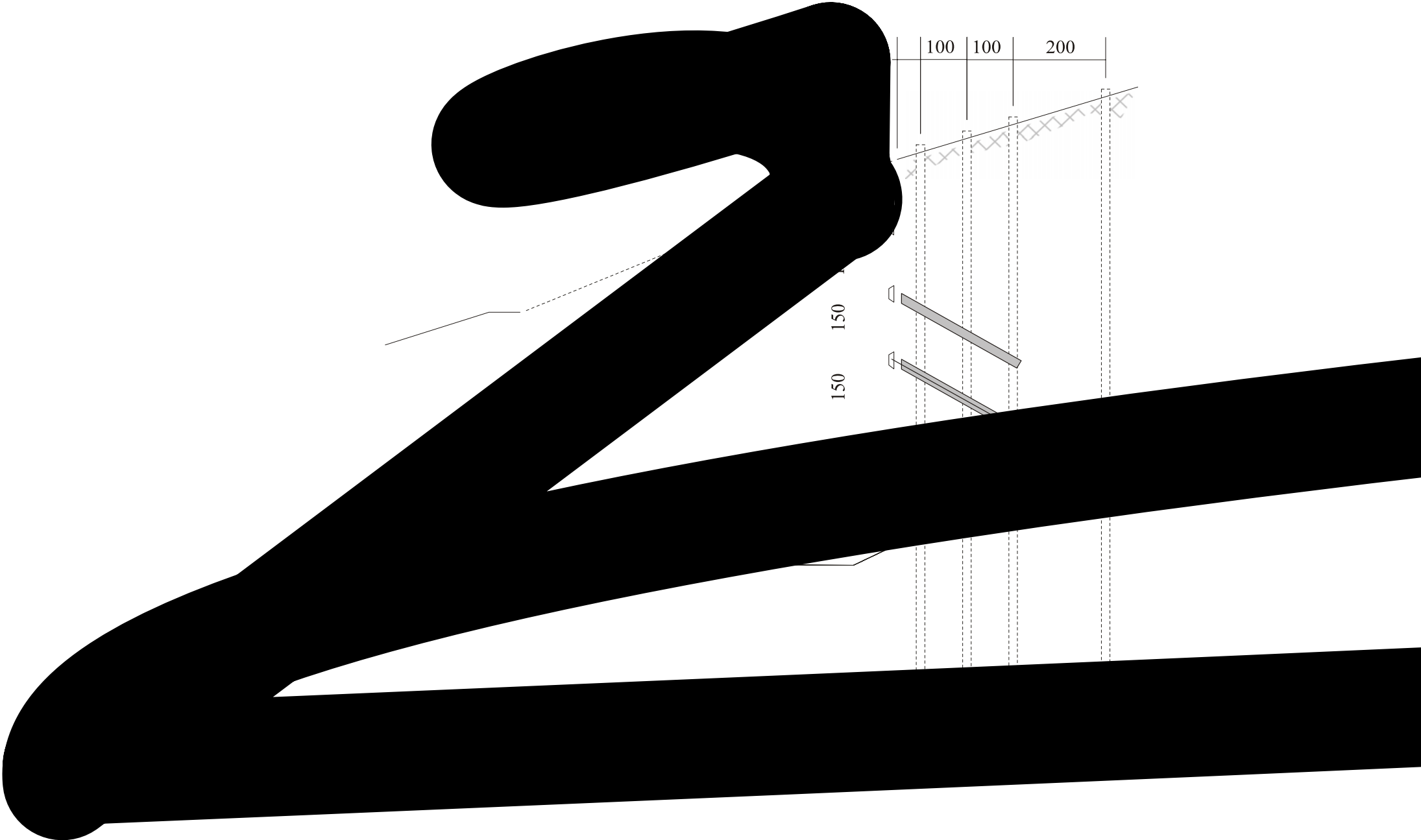
Na Figura 3.4 apresentam-se as seções transversais A-A, B-B e C-C, configurando a variação da inclinação dos grampos, em cada seção, com a horizontal.

Observa-se ainda na Figura 3.4 o posicionamento dos tubos de inclinômetro, representado nas seções por linhas tracejadas, que obedeceram ao seguinte posicionamento, a partir da face do talude: 0,5 m, 1,5 m, 2,5 m e 4,5 m. No total foram instalados 12 tubos de inclinômetro, 4 em cada seção.

O espaçamento entre os grampos foi de 2,0 m, na direção horizontal, e de 1,5 m na direção vertical, o que corresponde a uma densidade de 1 grampo para cada 3,0 metros quadrados. Cada seção foi composta por 18 grampos, e as seções foram separadas por juntas de dilatação. O comprimento de cada grampo foi de 3 m nas três seções do talude.

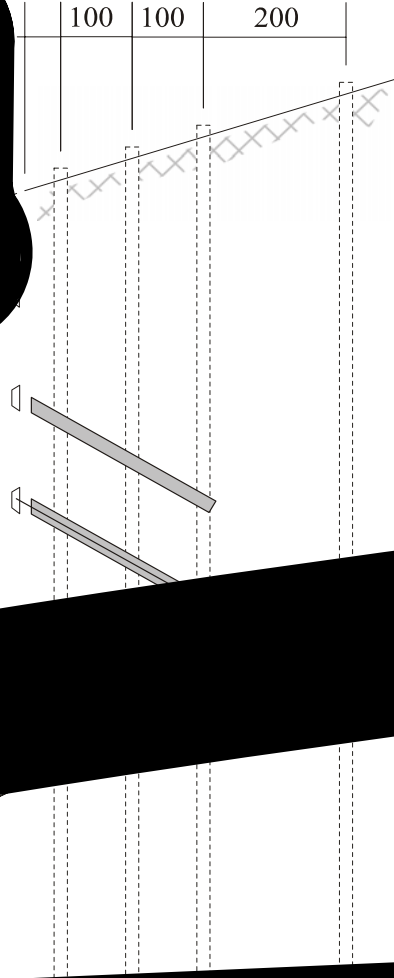
Os grampos utilizados foram de aço CA-50B, com diâmetro de 25 mm, inseridos em furos de 75 mm. Cada grampo foi envolvido com calda de cimento com fator água / cimento = 0,6.

O talude remanescente das etapas de escavação foi protegido por uma esbelta camada de concreto projetado, executado manualmente, com $f_{ck} = 11$ MPa, sobre uma malha de aço com abertura de 100 mm X 100 mm e diâmetro do fio de 5,0 mm (Tela Telcon Q-138). Para a fixação dos grampos à parede de concreto projetado foi utilizado um conjunto composto por uma placa de aço de 200 mm X 200 mm X 20 mm, uma cunha e uma porca, ambas também de aço. Os centralizadores utilizados foram de P.V.C. e foram utilizados dois em cada barra.



100 100 200

150 150



A Figura 3.5 ilustra o detalhe da fixação do grampo na proteção de concreto projetado.

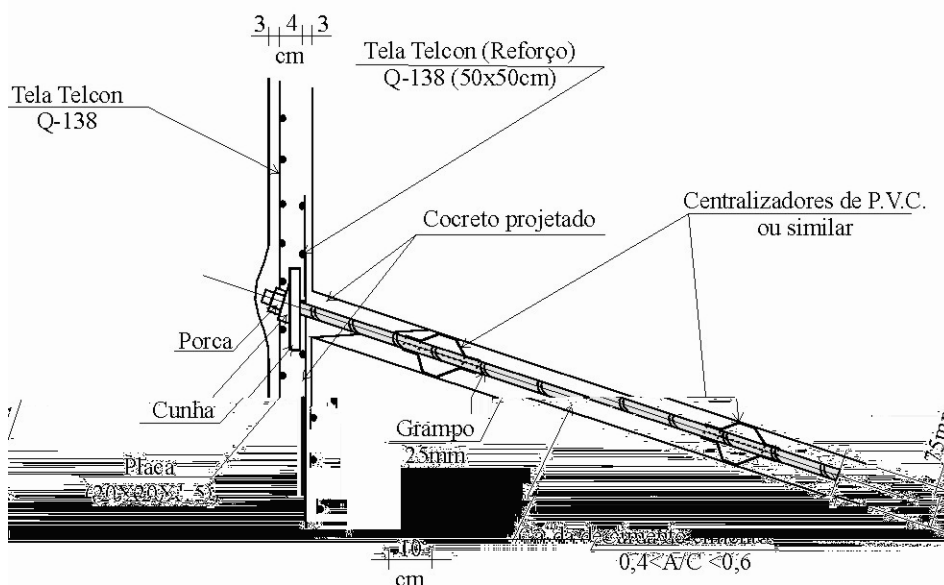


Figura 3.5 – Detalhe da fixação do grampo à parede de concreto projetado.

3.3 Descrição das Metodologias Executivas

Inicialmente foi executada uma escavação vertical com 2,0 m de altura ao longo dos 36 metros de extensão da obra. Todas as etapas de escavações foram executadas utilizando-se um trator de lâmina com esteiras tipo D-8.

Neste estágio da obra iniciou-se a execução dos furos, nas cotas e posições definidas no projeto, utilizando-se uma sonda rotativa tipo Mach 920 da Maquesonda com motor a diesel, trabalhando com circulação de água e coroas de vídia de diâmetro 75 mm (NX).

Terminada esta fase, os grampos foram introduzidos nos furos e imediatamente envolvidos com calda de cimento. O preenchimento foi feito com o auxílio de uma bomba sapo, ligada a uma mangueira de 5,0 mm de diâmetro, de operação manual, praticamente sem pressão.

Na extremidade externa do grampo (boca do furo) instalou-se um obturador, de modo a garantir o perfeito envolvimento do grampo pela calda de cimento. Os furos foram preenchidos ao longo de todo o seu comprimento, não se permitindo trecho livre.

A Figura 3.6 mostra a situação inicial do talude e a visão geral desta primeira etapa está ilustrada na Figura 3.8. A Figura 3.7 ilustra o posicionamento dos inclinômetros em relação à face interna do talude a ser escavado.



Figura 3.6 – Situação inicial do talude.



Figura 3.7 – Vista do posicionamento dos tubos de inclinômetro, já instalados.



Figura 3.8 – Primeira fase de escavação.

Com todos os grampos da primeira linha chumbados, o próximo passo foi a proteção do talude utilizando-se concreto projetado executado manualmente.

A última etapa consistiu da proteção das cabeças dos grampos, após a instalação do conjunto placa, cunha e porca.

As etapas subseqüentes seguiram exatamente os mesmos passos até se atingir o terceiro nível de escavação, totalizando 6 metros de altura.

Na Figura 3.9 observa-se a segunda linha já escavada e em processo de execução dos furos para a instalação dos grampos. Pode-se notar também a primeira etapa já concluída.



Figura 3.9 – Segunda fase de escavação.

Apresentam-se, na seqüência, (Figuras 3.10 e 3.11), as etapas seguintes de execução e uma visão geral da obra concluída, respectivamente.



Figura 3.10 – Terceira fase de escavação.



Figura 3.11 – Visão geral da obra já concluída.

3.4 Ensaios de Arrancamento

Todos os ensaios de arrancamento, num total de 20, foram realizados em grampos injetados, por gravidade, em furos de 75mm, executados por uma sonda rotativa, utilizando-se calda de cimento com fator $a/c = 0,6$ e barras de aço de 25mm, similar à execução do grampeamento do talude. Para se garantir o controle dos comprimentos injetados, os grampos foram instalados com um obturador e três tubos de injeção/reinjeção.

Os furos eram preenchidos do fundo para fora com o auxílio de uma bomba manual de baixa pressão e, uma vez observada a drenagem da calda de cimento através do tubo de retorno, o bombeamento era interrompido e o tubo retirado. Para minimizar os efeitos de exudação eram procedidas reinjeções após um tempo mínimo de observação da trabalhabilidade da calda remanescente, conforme apresentado na Figura 3.12. A seguir, os dois tubos ainda restantes eram retirados. As Figuras 3.12 e 3.13 apresentam o esquema descrito.

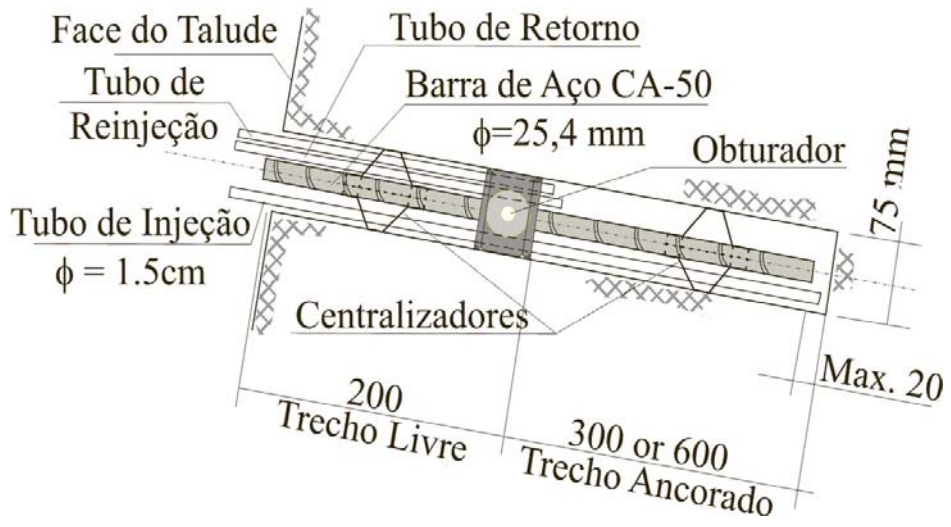


Figura 3.12 - Esquema dos grampos nos ensaios de arrancamento.

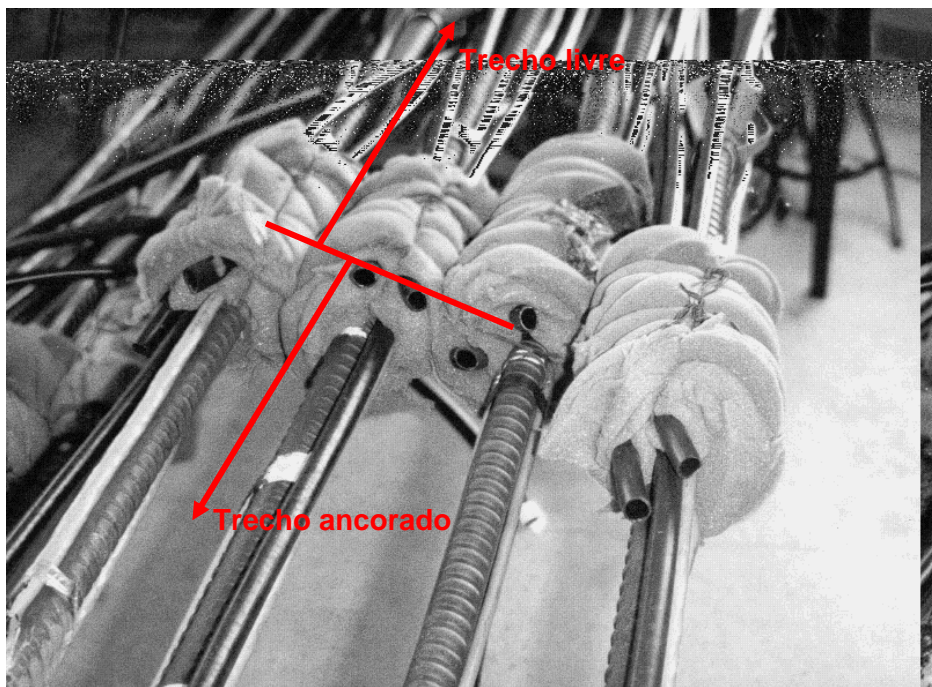


Figura 3.13 – Ilustração dos grampos para serem ensaiados ao arrancamento.

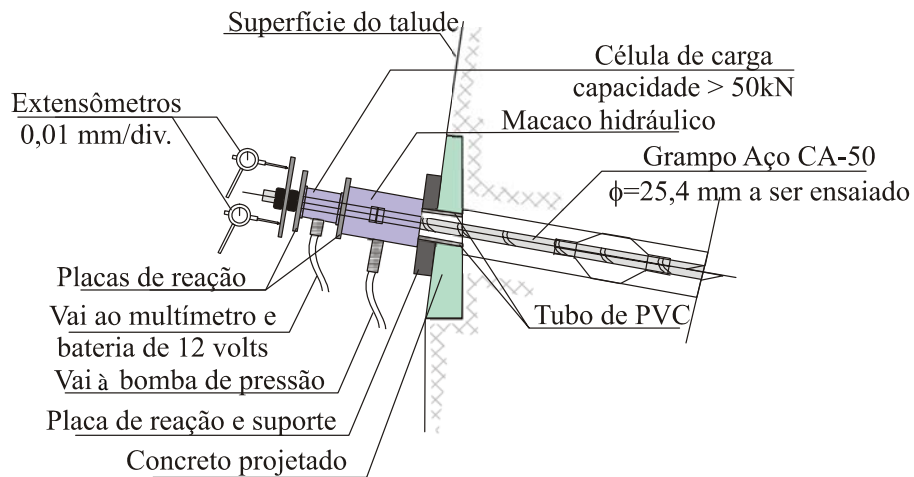


Figura 3.14 - Esquema do sistema de aplicação de carga.

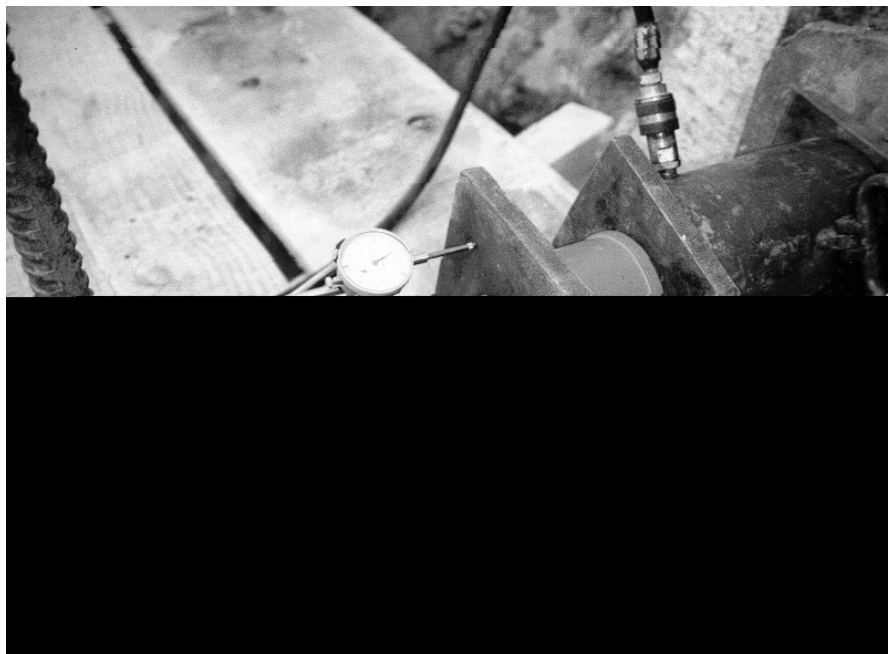


Figura 3.15 – Exemplo de um grampo pronto para o ensaio de arrancamento.

Para a aplicação do carregamento foi utilizado um conjunto macaco-bomba hidráulica, com capacidade de 80 kN, e, para a medição de deslocamentos, extensômetros de escala 0,01mm/divisão e curso de 50mm, posicionados em lados opostos na placa de reação. As cargas foram medidas com o auxílio de uma célula de carga de 50 kN de capacidade. Nas Figuras 3.14 e 3.15 apresenta-se o sistema de aplicação de carga utilizado.

No capítulo a seguir apresenta-se a técnica utilizada para as medições de deformação nos grampos instrumentados utilizados na escavação e nos ensaios de arrancamento.

CAPÍTULO 4

INSTRUMENTAÇÃO EXTENSOMÉTRICA

4.1 Introdução

Na engenharia geotécnica, nas circunstâncias de se trabalhar com materiais formados pela natureza (solos ou rochas), em eras geológicas, onde a presença do homem nem sequer se cogitava, raramente se consegue prever com exatidão o comportamento mecânico desses materiais.

Como bem escreveu Ralph B. Peck (“in foreword” DUNNICLIFF, 1988), todos os projetos na área geotécnica são executados com uma parcela muito grande de incertezas e com grande risco de se encontrar surpresas desagradáveis. Esses problemas decorrem da inabilidade ou impossibilidade de se conhecer com antecedência as propriedades mecânicas dos materiais e obrigam os especialistas a assumirem premissas discrepantes da realidade, onerando projetos e a execução de empreendimentos.

Apesar da grande evolução da Mecânica dos Solos, desde a sua implementação como Ciência (TERZAGHI, 1943) até os dias atuais, o grande desafio dos profissionais da área, é saber o quão próximo está a previsão do comportamento mecânico de uma obra geotécnica do seu real desempenho. Nesse contexto, insere-se a possibilidade de uma compreensão melhor dos mecanismos envolvidos em projetos e obras geotécnicas a partir da monitoração e observações de campo, durante a construção e ao longo do tempo, através da medição e posterior comparação entre grandezas adotadas e as observadas. Ao conjunto de dispositivos de medição, associados a uma obra geotécnica no campo, dá-se o nome de instrumentação geotécnica.

Observações e medições de determinadas grandezas em obras geotécnicas podem prover os engenheiros especialistas, a despeito das limitações intrínsecas da própria instrumentação, de ferramentas capazes de otimizar e até reformular conceitos já estabelecidos, tornando projetos mais eficientes, seguros e mais atraentes sob o ponto de vista econômico.

Por estas razões os conceitos da instrumentação devem estar consolidados no mesmo nível dos conceitos básicos da geotecnia, tais como, os de resistência ao cisalhamento dos solos, adensamento e outros, isto é, a instrumentação deve fazer parte da vida dos engenheiros geotécnicos.

Por outro lado, a instrumentação de campo não é por si só garantia do sucesso de um empreendimento, nem tão pouco a via de solução de todos os problemas da geotecnia. Instrumentos de medição inadequados para medição de determinada grandeza ou locados em pontos impróprios, podem levar a interpretações errôneas e conclusões equivocadas dos fenômenos medidos. Além disso, muitas vezes a falta de planejamento pode levar à instalação de baterias de instrumentos sem que se saiba exatamente o que se deseja compreender. Instalam-se instrumentos, coletam-se dados e só então se procura as perguntas que os resultados obtidos podem responder.

A premissa básica para se conceber um bom projeto de instrumentação é seguir uma regra simples: saber o que quer se medir, porque quer se medir determinada grandeza, os pontos de interesse, o tempo de monitoração e o que se espera dos resultados.

O grande desafio da instrumentação geotécnica é saber se os profissionais envolvidos são capazes de selecionar o instrumento apropriado para as medições requeridas, sua locação e quantidades necessárias e se as interpretações das medições podem preencher alguns vazios do conhecimento geotécnico e corrigir equívocos, caso existam, nas premissas adotadas.

A extensometria empregada utilizou a tecnologia de medição de deformações a partir da leitura direta da variação da resistência, através do método dos 4 fios. Nessa configuração de medição os problemas de reconexão e do recabeamento são eliminados (FEIJÓ et al, 2003), não se necessita calibração e são necessários apenas 2 *ERE_s* em cada ponto instrumentado para o completo entendimento das deformações.

Os *EREs*, extensômetros de resistência elétrica, são elementos sensíveis que transformam pequenas variações de dimensões, em variações equivalentes de sua resistência elétrica. É uma maneira elegante e confortável de se medir e registrar deformações a partir de uma grandeza elétrica (DALLY & RILEY, 1991).

Fisicamente simples, os *EREs* se constituem de uma fina base de polímero contendo uma matriz com a forma de um fio contínuo de pequeno diâmetro, com muitas voltas, cuja fabricação é semelhante a de um circuito elétrico impresso (DALLY & RILEY, 1991). A Figura 3.1 ilustra, esquematicamente, um extensômetro de resistência elétrica.

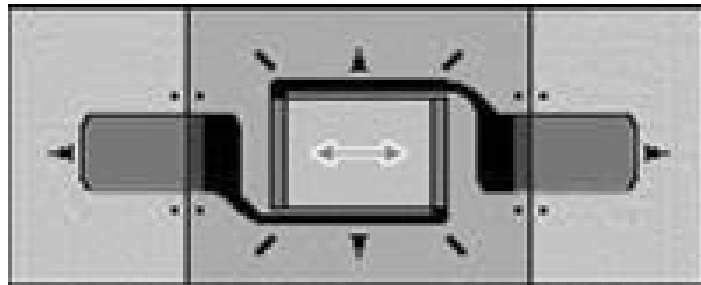


Figura 4.1 - Concepção atual de um extensômetro de resistência elétrica DALLY & RILEY (1991).

De acordo com DALLY & RILEY (1991), as características mais marcantes dos *EREs* são:

- a) alta precisão;
- b) baixo custo;
- c) excelente resposta dinâmica;
- d) excelente linearidade;
- e) facilidade de instalação;
- f) possibilidade de ser usado submerso ou em ambiente agressivo, desde que se faça tratamento adequado;
- g) possibilidade de se efetuar medidas de maneira remota;

Devido a essas características, os *EREs* desempenham atualmente papel indispensável no desenvolvimento de projetos e estudos de medição experimental de deformações.

4.2 Histórico

Lord Kelvin, em 1856, constatou que a resistência de condutores (fios de aço ou cobre) aumentava quando eram submetidos a uma força de tração, e diminuía quando a força de tração diminuía. Além disso, ele observou também que a resistência do aço apresentava um grande aumento em relação à do cobre, quando eram submetidos a mesma magnitude de deformação. Finalmente, Lord Kelvin trabalhou no estabelecimento do circuito Ponte de Wheatstone para a medição da variação de resistência associada a deformações (DALLY & RILEY, 1991).

Lord Kelvin estabeleceu três pontos de influência decisiva no crescimento dos *EREs*:

- a) a resistência de condutores varia de acordo com as deformações impostas a eles;
- b) materiais diferentes têm diferentes sensibilidades;
- c) o circuito em Ponte de Wheatstone pode ser usado para medições de variações de resistências de maneira precisa e acurada.

Deve ser salientado que foram necessários mais de 80 anos até que os *EREs*, inspirados nas experiências de Lord Kelvin, tornassem-se comerciais.

Nos dias atuais, os *EREs*, monitorados através do circuito em Ponte de Wheatstone se tornou um dos principais métodos de medição de deformação.

4.3 Princípio de Funcionamento dos *EREs*

A resistência elétrica de um condutor de seção uniforme é dada pela equação, onde:

$$R = \rho \frac{L}{A} \quad (4.1)$$

R - resistência em ohms;

L - comprimento do condutor;

A - área da seção transversal do condutor;

ρ - resistividade do condutor, função da temperatura e das solicitações mecânicas aplicadas.

A Expressão 4.1 indica que ao submeter um condutor a uma solicitação mecânica (tração ou compressão), sua resistência irá variar devido às variações de dimensão da seção A , do comprimento L , e da resistividade ρ , do condutor.

Aplicando-se logaritmo em ambos os lados da expressão 3.1, diferenciando e dividindo tudo por R , tem-se:

$$\log R = \log \rho + \log L - \log A \quad (4.2)$$

$$\frac{\Delta R}{R} = \frac{\Delta \rho}{\rho} + \frac{\Delta L}{L} - \frac{\Delta A}{A} \quad (4.3)$$

O termo ΔA representa a variação da área da seção transversal do condutor devido a uma deformação transversal e pode ser expressa em função do coeficiente de poisson como sendo:

$$\frac{\Delta A}{A} = -\nu \frac{\Delta L}{L} \quad (4.4)$$

Sendo o diâmetro inicial do condutor expresso por d_0 , o diâmetro final, d_f , depois de ocorrida a deformação pode ser expresso por:

$$d_f = d_0 \left(1 - \nu \frac{\Delta L}{L} \right) \quad (4.5)$$

A expressão 4.5 permite deduzir que:

$$\frac{\Delta A}{A} = -2\nu \frac{\Delta L}{L} + \nu^2 \left(\frac{\Delta L}{L} \right)^2 \cong -2\nu \frac{\Delta L}{L} \quad (4.6)$$

Substituindo na equação 4.3, tem-se:

$$\frac{\Delta R}{R} = \frac{\Delta \rho}{\rho} + \frac{\Delta L}{L} + 2\nu \frac{\Delta L}{L} \quad \text{ou} \quad \frac{\Delta R}{R} = \frac{\Delta \rho}{\rho} + (1+2\nu) \frac{\Delta L}{L} \quad (4.7)$$

Como $\Delta L/L = \varepsilon$, defini-se ao valor de S_A , chamado de sensibilidade à deformação axial da liga metálica do condutor, como sendo:

$$s_A = \frac{\Delta R/R}{\varepsilon} = 1 + 2\nu + \frac{\Delta \rho/\rho}{\varepsilon} \quad (4.8)$$

S_A por definição é a relação entre a variação de resistência pela resistência inicial dividido pela deformação aplicada. Examinando a expressão 3.8, observa-se que a sensibilidade do condutor é função de dois fatores: a variação de suas dimensões $(1+2\nu)$ e da variação da sua resistência específica $(\Delta\rho/\rho/\varepsilon)$.

A expressão 4.8 pode ser escrita da seguinte forma:

$$\frac{\Delta R}{R} = S_A \cdot \varepsilon \quad (4.9)$$

A expressão 4.9 resume o princípio básico de funcionamento de um *ERE*, ou seja, conhecido o fator de sensibilidade S_A e medindo-se a variação relativa de resistência $\Delta R/R$, chega-se à deformação aplicada ε .

O funcionamento consiste em se aplicar em um dos pares de fios uma corrente constante (que é independente das resistências associadas e de suas variações, desde que a potência do gerador seja suficiente). No outro par lê-se a variação de resistência diretamente nos terminais do sensor. A Figura 4.2 ilustra o circuito.

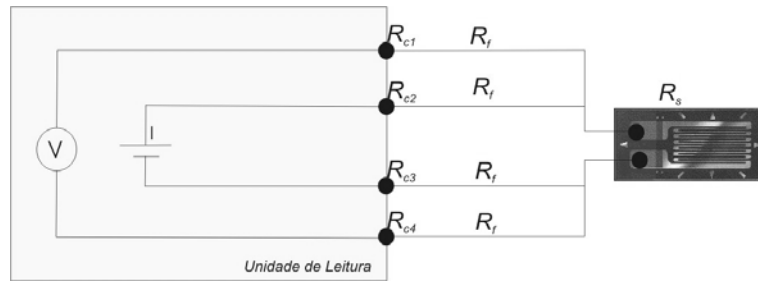


Figura 4.2 - Circuito para medição direta de resistência - Método dos 4 Fios.

A eficiência da leitura, nesse sistema de medição, está baseada no conceito de que a resistência intrínseca do voltímetro (unidade de leitura) é sempre muito alta (pelo menos da ordem de $M\Omega$). Dessa forma, o par de cabos onde se processam as leituras das variações de resistência também ficam independente das resistências dos fios e de suas variações, cujos valores serão sempre muito menores que as do aparelho medidor.

Pode-se afirmar que as variações de resistências medidas com este sistema de medição são independentes das resistências do cabeamento e dos contatos, onde:

$$E + \Delta E = (R_s + \Delta R_s) \cdot I = (R_s + S_g \cdot \varepsilon) \cdot I \quad (4.10)$$

Uma grande vantagem, é que as deformações normais e flexurais induzidas numa barra circular, por exemplo, podem ser determinadas de maneira bastante simples, desde que os ERE_s estejam posicionados em pontos diametralmente opostos em relação ao diâmetro.

A Figura 4.3 exemplifica a determinação das deformações axiais e flexurais.

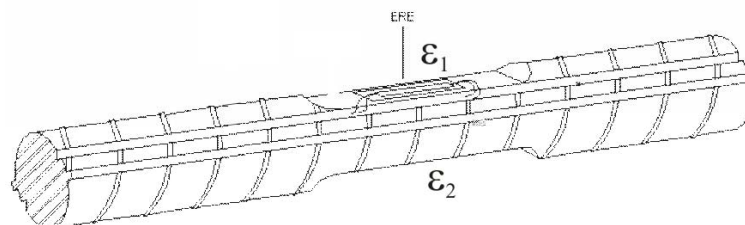


Figura 4.3 - Exemplo de montagem de uma barra com método dos 4 Fios.

Da Figura 4.3, a determinação das deformações axiais e flexurais resumem-se na utilização das seguintes relações:

$$\varepsilon_a = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2} \quad (4.11)$$

ε_a → Deformação axial

$$\varepsilon_f = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{2} \quad (4.12)$$

ε_f → Deformação flexural

A desvantagem deste sistema é que R_s é uma grandeza muito pequena e é medida sobre o valor da resistência dos ERE_s (R_s). Esses sistemas não são balanceáveis, e o multímetro deve ter resolução para ler uma parte em 5×10^5 , de modo a se obter leituras de $1 \mu\text{m/m}$, quando $S_g = 2,0$ (TUPIASSÚ, 1998).

Essas características exigem que os multímetros utilizados nas medições devam ter pelo menos 20 bits, resolução e precisão de μV , uma vez que as máximas correntes de excitação permitidas sobre os ERE_s são da ordem de dezenas de mA.

Outras desvantagens dessa tecnologia são a necessidade de longos tempos de leitura dos conversores A/D de alta resolução, o que torna estes sistemas intrinsecamente lentos (não sendo possível sua utilização em medições dinâmicas) e o custo desses equipamentos.

No entanto, o atual estado da arte de fabricação e disponibilização desses equipamentos, viabilizam o seu uso e possibilita a solução de problemas de medição extensométrica de longo prazo através dessa tecnologia.

Para que as deformações possam ser medidas corretamente utilizando-se a metodologia de 4 fios, alguns testes com os equipamentos disponíveis devem ser levados a cabo.

4.3 Testes de Qualificação do Sistema

O primeiro é a verificação da repetibilidade do multímetro para os valores resistivos medidos. Apresenta-se a seguir uma rotina para a verificação da repetibilidade executada por VALENTE (1998).

Os testes foram realizados considerando uma resistência padrão precisa, capaz de fornecer uma resolução de $3,4 \times 10^4 \mu\Omega$ em $100 \mu\Omega$ quando medidos pelo multímetro utilizado.

A resistência, fabricada pela empresa General Radio, foi cabeada com 1m de fio AWG-28. O procedimento do teste consistiu em realizar medições em dias distintos, procedendo-se às devidas conexões e reconexões exigidas. Na segunda etapa dos testes repetiu-se a metodologia aplicada, porém utilizando-se cabeamento com 2m de comprimento de AWG-30. A Figura 4.4 apresenta os resultados obtidos.

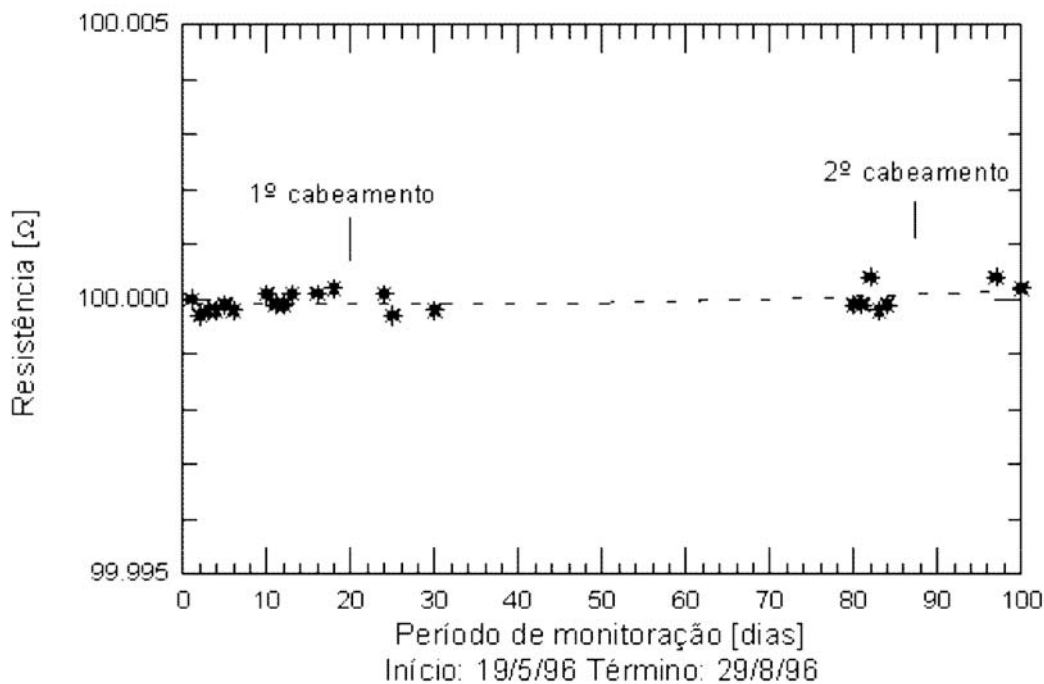


Figura 4.4: Resultados do teste de estabilidade com reconexão/recabeamento (VALENTE, 1998).

Observa-se que os valores medidos permanecem estáveis durante todo o decorrer dos testes. Os valores máximo e mínimo medidos foram, respectivamente, 100,0004 e 99,9996 Ω . Esta variação equivale a uma imprecisão de 4 $\mu\epsilon$ para ERE_s com $S_g = 2,0$ que pode ser considerado, para a maioria das situações reais de deformação, um erro desprezível.

Outro teste realizado referiu-se à repetibilidade quando se executam medições seqüenciais. Foram realizadas dez medidas ininterruptas da resistência padrão para cada conexão. Os resultados estão listados na Tabela 4.1, juntamente com os respectivos desvios padrões e a deformação equivalente calculada. Os valores

da deformação referem-se à faixa de variação dos valores máximos e mínimos de resistência medidos.

Tabela 4.1 - Repetibilidade de medições seqüenciais (VALENTE, 1998)

Data	Média dos valores lidos [W]	Desvio Padrão	Deformação eq. [me]
19/05/96	99,9998	0,00020	2
20/05/96	99,9996	0,00009	1
21/05/96	99,9999	0,00016	2
21/05/96	99,9999	0,00018	2
24/05/96	99,9997	0,00011	1
31/05/96	100,0000	0,00030	3
31/05/96	100,0001	0,00016	2
11/06/96	99,9997	0,00014	1
17/06/96	100,0000	0,00010	1
06/08/96	100,0003	0,00007	1
07/08/96	99,9999	0,00008	1
07/08/96	100,0003	0,00029	3
08/08/96	99,9998	0,00010	1
08/08/96	100,0004	0,00010	1
12/08/96	100,0005	0,00008	1
13/08/96	100,0000	0,00010	1
26/08/96	100,0001	0,00034	3
26/08/96	100,0002	0,00015	1
26/08/96	100,0002	0,00006	1
29/09/96	100,0002	0,00009	1

Foi observado também, durante os testes realizados, que a resolução típica de medição apresenta piora significativa quando não se considera o tempo inicial de aquecimento do multímetro (“*warm-up time*”). À medida que a temperatura interna do multímetro aumenta, o valor de resistência lido diminui. Para cada multímetro devem ser executados testes de modo a se estabelecer o tempo ideal para o início das atividades de medição. Mesmo considerando o fato dessa informação estar contida nos manuais de utilização dos equipamentos, recomenda-se a realização de testes de modo a se comprovar o tempo ideal de aquecimento antes do início das medições.

No gráfico da Figura 4.5, para o equipamento utilizado, observa-se que o tempo necessário para a estabilização das leituras situa-se próximo dos 80 minutos. O

gráfico tem como abscissa o tempo, expresso em minutos, e na ordenada o valor lido da resistência padrão (100 Ω).

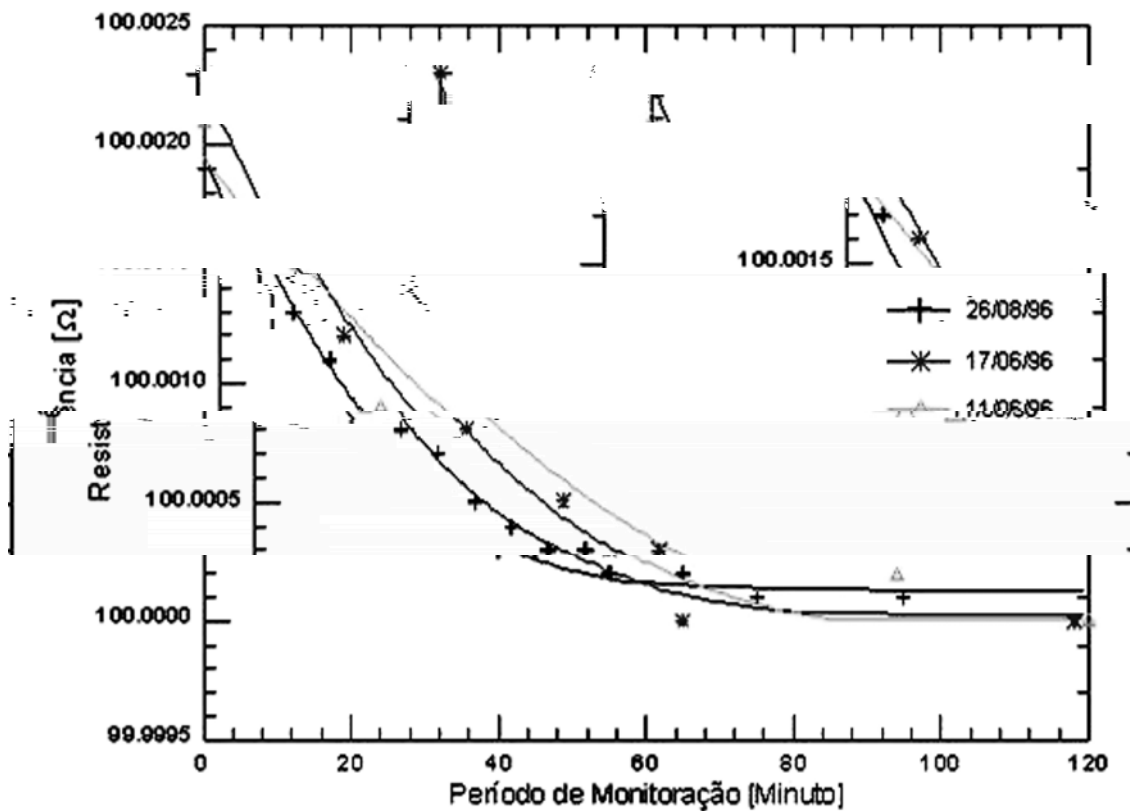


Figura 4.5 - Representação da variação inicial da resistência lida no multímetro (VALENTE, 1998).

Considerando a simplicidade do sistema, flexibilidade de utilização e os resultados dos testes realizados, o sistema de medição extensométrica com 4 fios indicou um comportamento adequado para a utilização, podendo-se tornar uma atraente opção nas medições especiais de deformação.

No capítulo a seguir apresenta-se um caso de utilização da técnica de 4 fios na medição de deformações.

4.4 Preparação das Barras

As barras utilizadas no projeto foram de aço CA-50 com 25,4mm de diâmetro e obedeceram ao projeto apresentado na Figura 1.1. A idéia da execução de rebaiços na barra foi oriunda da necessidade de se uniformizar e facilitar o posicionamento dos ERE_s .

Os rebaiços foram usinados, através de fresa apropriada, simetricamente em pontos diametralmente opostos das barras, de modo a serem identificadas e separadas as deformações relativas a esforços fletores daquelas relativas à esforços normais (Figuras 4.6 e 4.7).

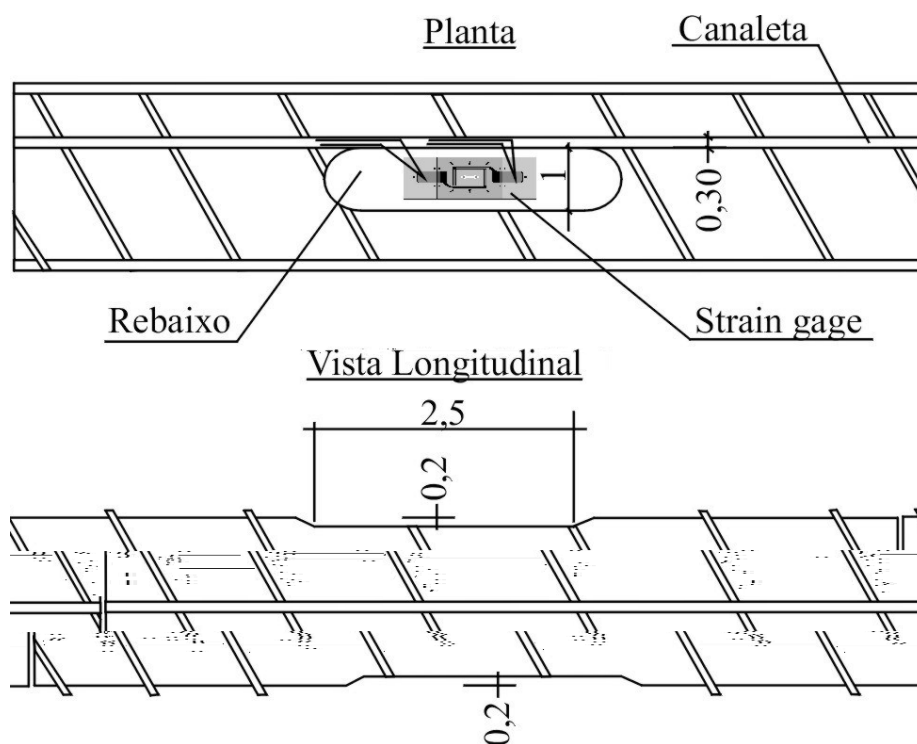


Figura 4.6 - Representação esquemática de um trecho da barra instrumentada.

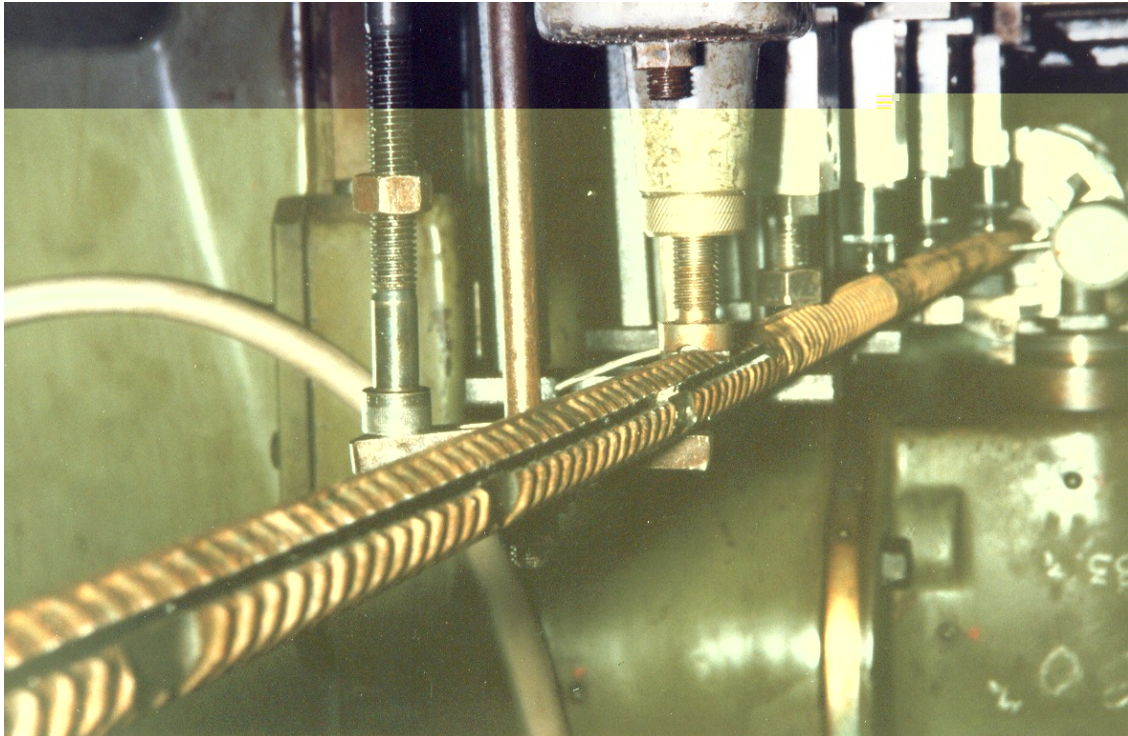


Figura 4.7 – Usinagem da barra no Laboratório de Engenharia Mecânica da UERJ.

As canaletas mostradas nas Figura 4.6 e 4.7 tiveram o objetivo de embutir o cabeamento na própria barra.

Os EREs utilizados foram do tipo CEA-125UE-120 (VALENTE, 1995), da Micro-Measurements Strain Gages Group.

Cada barra, de 3 metros de comprimento, possuiu 11 pontos instrumentados, distando entre si 20cm.

A seqüência de preparação das barras foi a seguinte:

A. Após a usinagem das barras, os pontos onde foram instalados os ERE_s eram lixados com lixas nº 400, até que as superfícies não apresentassem sinais de arranhões ou irregularidades. Tal procedimento visava permitir a incorporação dos ERE_s à barra de aço após a colagem.

B. Uma vez alcançada, para o ponto a ser instrumentado, uma superfície polida e livre de irregularidades, procedia-se a marcação do alinhamento dos ERE_s , tendo como base a própria ranhura executada para embutir os cabos, e a seguir executava-se colagem dos ERE_s utilizando-se adesivo à base de epóxi, com tempo de cura de 24 horas. Os ERE_s foram colados com auxílio de uma fita adesiva

(Figura 4.8). Logo após a colagem os ERE_s eram solicitados por uma tensão de 2 kg/cm², conforme preconizado pelo fabricante dos ERE_s , de modo a garantir a sua perfeita incorporação a barra (Figura 4.9).

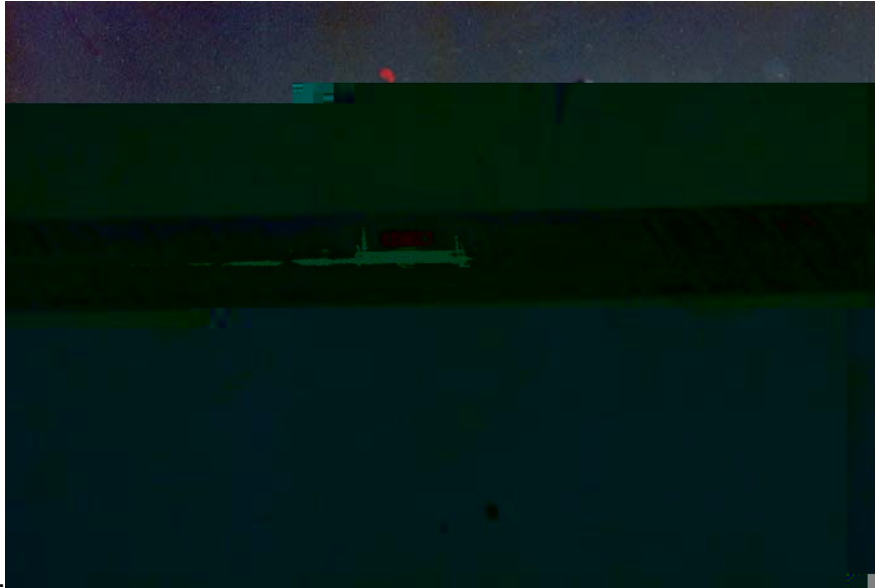


Figura 4.8 – Fase inicial da colagem dos ERE_s .

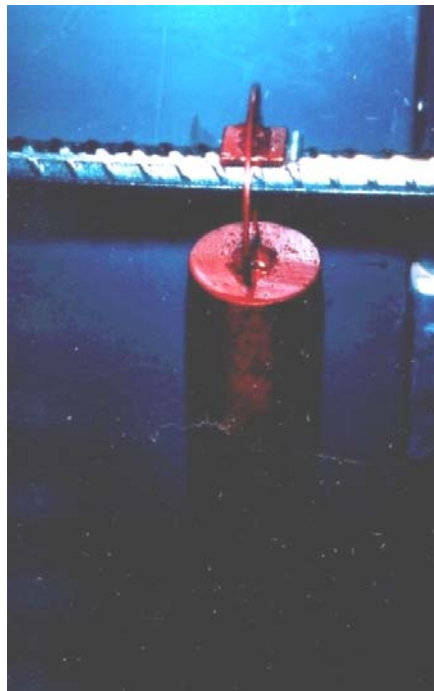


Figura 4.9 – Ilustração da imposição de sobrecarga para consolidação da colagem dos ERE_s .

C. Após essa fase os ERE_s eram cabeamento e imediatamente envolvidos com borracha de silicone neutra de modo a promover a proteção contra intempérie. Os ERE_s , colados simetricamente foram cabeados com 4 fios resinados (do tipo utilizado em transformadores). A Figura 4.10 ilustra a situação descrita.

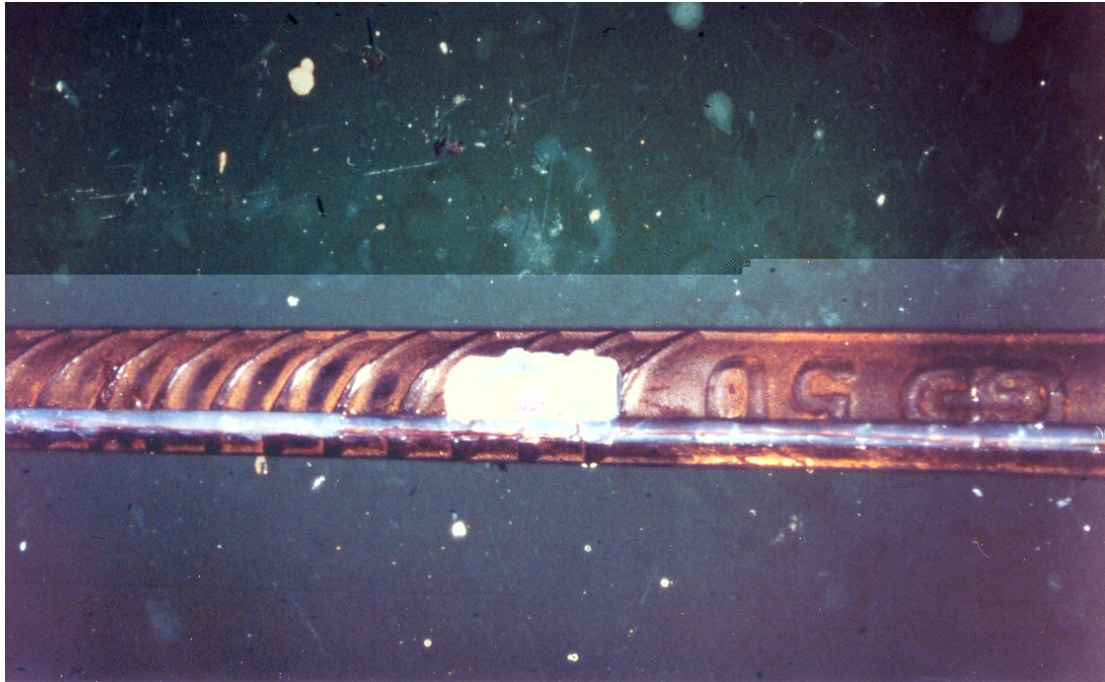


Figura 4.10 – Detalhe da proteção dos ERE_s com borracha de silicone neutra. Notar o embutimento do cabeamento.

D. Na seqüência, as extremidades dos fios (4 em cada sensor) foram soldadas a 4 terminais de 25 pinos, semelhantes aos de cabo de saída paralela de computador, e fixados em uma caixa plástica impermeável numa das extremidades dos grampos (Figura 4.11). Para uma maior proteção contra possíveis acidentes e choques no transporte, utilizou-se ainda uma tira metálica envolvendo os ERE_s .



Figura 4.11 – Detalhe da caixa de conexão e dos conectores utilizados.

E. No passo seguinte as barras instrumentadas eram montadas, tomando o cuidado de transpassar o cabeamento, protegidos com um tubo de borracha, através de um furo previamente executado nas placas (Figura 4.12).



Figura 4.12 – Detalhe da caixa de conexão e dos conectores utilizados, instalados nas barras.



Figura 4.13 – Grupo de barras prontas para serem transportadas e instaladas no talude.

A Figura 4.13 mostra a configuração final de algumas das barras instrumentadas e o detalhe das caixas vedadas para a proteção dos conectores de ligação com o sistema de aquisição de dados.

Cabe ressaltar que todos os procedimentos apresentados estão de acordo com o preconizado em FEIJÓ et al (2002) conforme as recomendações de DALLY & RILEY (1991).

4.5 Equipamentos Utilizados

Os equipamentos utilizados nas medições foram :

- Mano-multímetro digital HP3458A - 8 1/2 dígitos com os seguintes acessórios de gaveta (slots):

- HP44701A: Multímetro digital de 6 1/2 dígitos;

- HP44719A: Multiplexador "FET" para "strain-gages" de 120 (10 canais), total de 6, com possibilidade de medição de até 60 canais;

- HP44705H: Multiplexador "Relay" para uso geral (10 canais);

- Laptop Toshiba 486 DX4-75 com 16 MB RAM;

- Placa PCMCIA de comunicação;

- Micro-computador desktop AMD 586 133 MHz com 16 MB RAM;

- Placa de comunicação PCII/IIA.

A Figura 4.14 mostra os equipamentos utilizados.

Cabe ressaltar que a utilização dos equipamentos, listados acima, não é uma condição obrigatória. Nesse caso específico, por tratar-se de leituras multiplexadas e do desenvolvimento de um programa de aquisição de dados em LABView (VALENTE, 1998) optou-se por utilizar um equipamento que permitisse a leitura simultânea de todos os canais. Sob o ponto de vista técnico, seria necessário apenas um multímetro para que se procedessem as leituras.



Figura 4.14 - Equipamentos utilizados para a aquisição de dados.

4.5 Qualificação do Sistema de Medição

Foram realizados 4 ensaios de arrancamento em grampos instrumentados. Dois grampos com 6m e dois grampos com 3m, instrumentados respectivamente em seis e cinco seções, totalizando 12 ERE_s e 10 ERE_s em cada um dos grampos.

Metade destes grampos foi instrumentada utilizando a técnica tradicional em Ponte de Wheatstone (um grampo de 6 metros e um de 3 metros) e a outra metade em 4 fios. O ensaio em 1/4 de Ponte foi possível devido ao caráter de curto prazo dos ensaios de arrancamento, ou seja, uma vez iniciado não haveria a necessidade de reconexão ou recabeamento. Esses ensaios tiveram como objetivo, além dos resultados geotécnicos (FEIJÓ & EHRLICH, 2001) comparar os resultados fornecidos pelas duas técnicas.

Os resultados obtidos indicaram um comportamento similar, não se observando influências nos resultados relativas ao tipo da técnica de medição adotada.

Nas Figuras 4.15 e 4.16 apresentam-se os resultados obtidos com o método de 3 fios (Ponte de Wheatstone) e nas Figuras 4.17 e 4.18 com o método de 4 fios. Nesses gráficos, os valores das deformações referem-se à média aritmética das medidas feitas em cada par de ERE_s de cada seção.

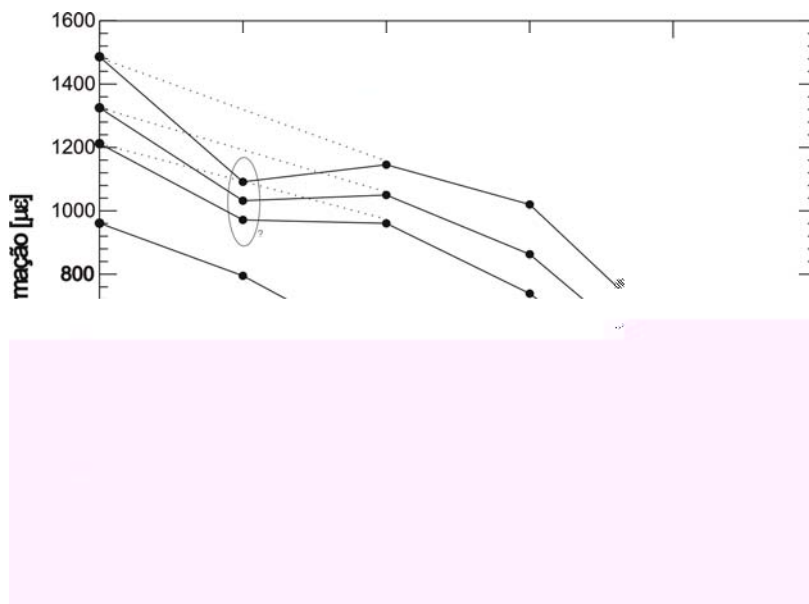


Figura 4.15 - Primeiro ensaio de arrancamento - Método 1/4 Ponte (3 Fios), grampos de 6,0m.

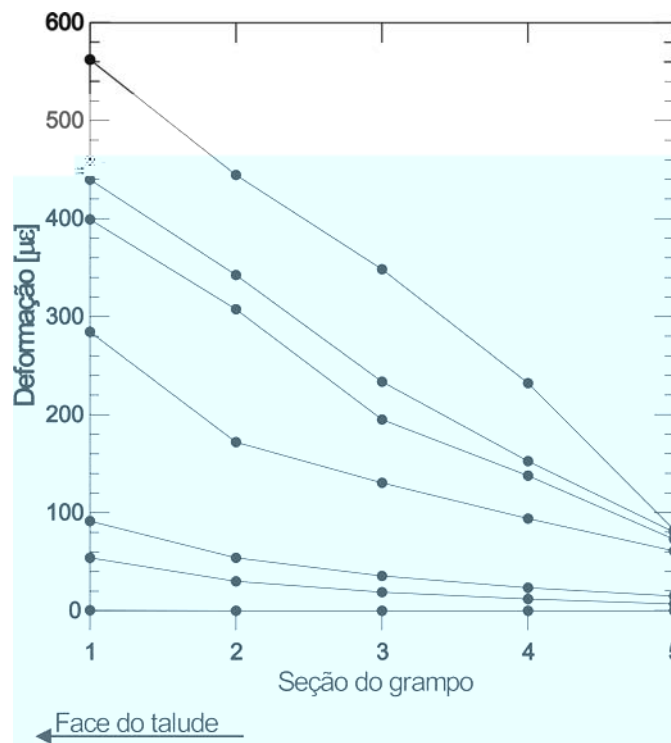


Figura 4.16 - Segundo ensaio de arrancamento - Método 1/4 Ponte (3 Fios), grampos de 3,0m.

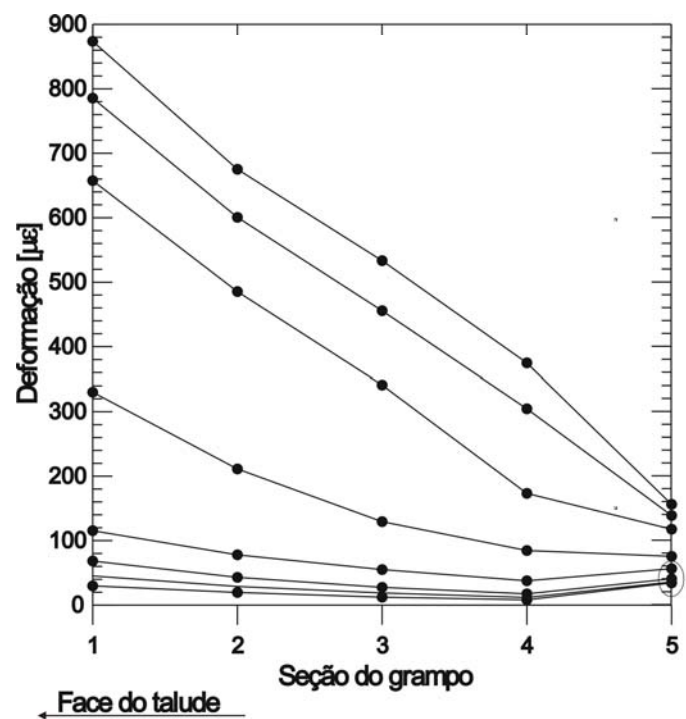


Figura 4.17 - Primeiro ensaio de arrancamento - Método 4 Fios, grampos de 3,0m.

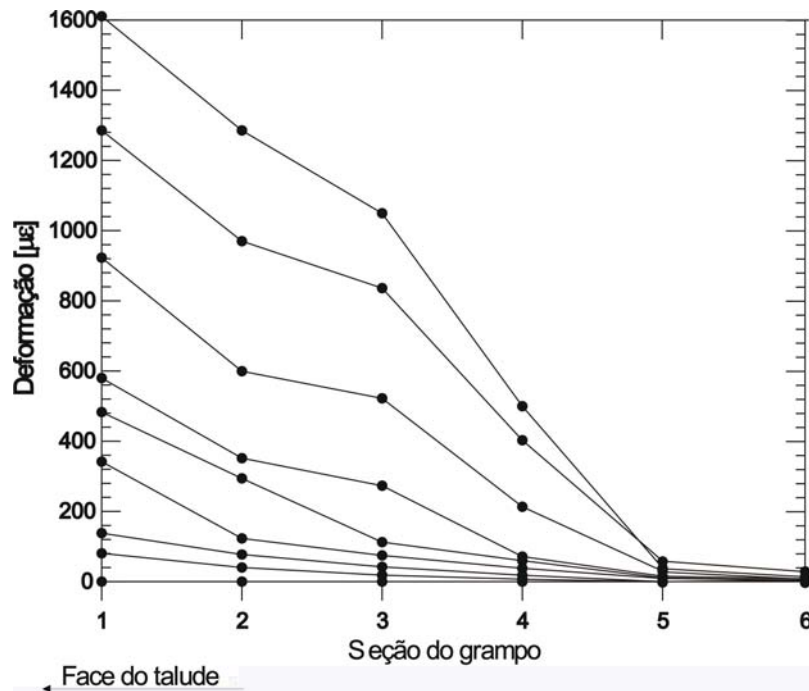


Figura 4.18 - Segundo ensaio de arrancamento - Método 4 Fios, grampos de 6,0m.

Nota-se que os dois métodos produzem resultados qualitativamente similares. Os gráficos são claros, fornecendo informações precisas sobre o comportamento dos grampos. Pode-se dizer que a incerteza das medidas é aproximadamente a mesma, mais ou menos $2\mu\epsilon$, calculada através da repetição de medidas iguais ou de mesmo carregamento.

A grande diferença verificada foi entre os tempos totais de medição para cada um dos métodos, conforme já descrito no item 4. Usando-se a PW, demorou-se, em média, 10 segundos para se totalizar a medição. Utilizando-se o método dos 4 fios, o tempo necessário foi sempre muito superior. Em média foram necessários 52 segundos para se ler os mesmos 10 canais. Além disto, há o tempo requerido pelo nano-multímetro para estabilizar sua temperatura interna antes do início dos ensaios, em média 80 minutos, e mais 11 minutos para finalizar a rotina interna de autocalibração.

Pelas razões apresentadas nesse capítulo, optou-se por utilizar a técnica de medição com 4 Fios na instrumentação do talude experimental em solo grampeado e nos ensaios de arrancamento.

CAPÍTULO 5

INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA E ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO

5.1 Inclínômetros

De modo a monitorar os deslocamentos horizontais no talude, devido à escavação a ser realizada, foi projetada a instalação de três séries de quatro tubos de inclinômetro, uma em cada seção de estudo. A premissa básica que norteou o posicionamento dos tubos foi a de se tentar detectar o aparecimento de regiões de ruptura do maciço terroso e estabelecer a provável cunha de deslizamento.

Outra característica do posicionamento dos tubos de inclinômetro foi a de se instalar um dos tubos, de cada série de quatro, completamente fora da zona de influência da possível cunha de ruptura. Isso foi feito levando-se em consideração as condições de contorno apresentadas no Capítulo 3 e que foram tomadas para o desenvolvimento do projeto da escavação.

Na Figura 5.1 (idêntica à apresentada no Capítulo 3) está representada a distribuição dos inclinômetros nas seções de estudo. Cabe lembrar (Figura 3.2) que os tubos, observados em planta, foram posicionados entre as barras instrumentadas dos grampos.

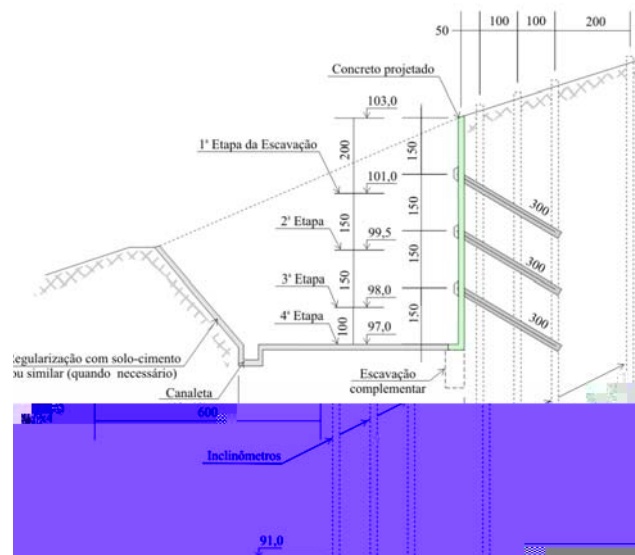


Figura 5.1 – Seção de projeto da escavação e posicionamento dos tubos de inclinômetros.

Foram utilizados tubos de inclinômetro de 75 mm de diâmetro, com ranhuras nas duas direções perpendiculares, A e B, sendo a direção A coincidente com a direção esperada do movimento do talude. A leitura dos movimentos foi feita através de um torpedo tipo Digitilt, fabricado pela Slope Indicator, que fornece leitura direta dos movimentos nas direções A-A e B-B. Os tubos de inclinômetro foram instalados em furos de sondagem de 4" de diâmetro, com profundidade de 12 metros, de modo que se garantisse o não deslocamento da extremidade inferior do tubo, considerando uma escavação de 6 metros de profundidade.

Foi utilizado o seguinte processo de execução: os tubos foram fixados através de luvas presas com rebites (Figura 5.2) e vedados com borracha de silicone e fita crepe de 2 cm de largura (Figura 5.3), para não permitir a entrada de solo no interior do tubo e, com o acúmulo de material, impedir a passagem do torpedo.

Outro cuidado tomado na instalação do inclinômetro foi o de se preencher o espaço entre o tubo e o solo, remanescente da execução do furo, com areia lavada e bem graduada (Figura 5.4).



Figura 5.2 – Detalhe da instalação do tubo de inclinômetro com luvas de conexão.



Figura 5.3 – Vista geral dos tubos de inclinômetro prontos para serem instalados.



Figura 5.4 – Detalhe da aplicação da areia lavada nos furos.

5.2 Investigação Geotécnica e Ensaio de Laboratório

Foram realizadas sondagens   percussão nos dois locais que compreendem a pesquisa (Rua Ati e Rua Cardoso Junior) e os resultados encontram-se no Anexo 1.

Foram desenvolvidos os seguintes estudos em laboratório;

a)Rua Ati:

- Caracteriza o completa;
- Cisalhamento direto;
- Triaxial (CID);
- Determina o da curva característica (suc o).

b)Rua Cardoso Junior:

- Caracteriza o completa;
- Cisalhamento direto;

Os ensaios de caracteriza o foram realizados de acordo com as normas em vigor, tendo-se tomado cuidados relativos   granulometria e sedimenta o conforme apresentado em SILVERA (1993).

Os ensaios de cisalhamento direto foram executados em equipamento da Ronald Top, pertencente   UERJ, com velocidade de deslocamento controlada.

As dimensões dos corpos de prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto foram: 5,02 cm de lado e 2,00 cm de altura. Foram realizados ensaios em amostras na umidade natural e inundadas. As tensões normais utilizadas para os ensaios foram de 25, 50, 100, 200 e 400 kPa.

A velocidade dos ensaios de cisalhamento direto foi de 0,045 mm/min. A determina o da velocidade dos ensaios foi feita de acordo com BISHOP & HENKEL (1962). Cabe ressaltar que a velocidade calculada foi ainda minorada como medida de precau o para o não desenvolvimento de poropressões durante o ensaio.

Os ensaios triaxiais, somente nas amostras da Rua Ati, foram realizados no laboratório da COPPE/UFRJ.

Foi utilizada uma prensa Wykehan Ferrance com velocidade de deformação controlada.

As dimensões dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais foram, em média, 5,5 cm de diâmetro e 12 cm de altura.

Foram realizadas duas baterias de ensaios, sendo uma com amostras na umidade natural, não saturada, e outra com amostra saturada através da aplicação de contra-pressão.

Os ensaios foram do tipo CID (adensado isotropicamente e drenado), com velocidade de deformação de 0,08 mm/min., determinada, também, conforme sugestão de BISHOP & HENKEL (1962) e apresentada em HEAD (1986).

As tensões confinantes utilizadas foram de 25, 50, 75 e 100 kPa, tanto nos ensaios com amostras não saturadas com nas amostras saturadas.

Os ensaios para a determinação da curva característica foram realizados utilizando-se a técnica do papel-filtro, tal como apresentado em RIOS FILHO (2006).

A curva característica do material é montada considerando-se os resultados de sucção medidos nos ensaios realizados.

CAPÍTULO 6

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.1 Introdução

Nesse capítulo serão apresentados e discutidos os resultados dos estudos em laboratório, ensaios de arrancamento nos grampos (convencionais e instrumentados) e o comportamento da escavação experimental (inclinometria e esforços nos grampos).

6.2 Resultados dos ensaios de laboratório e perfil do terreno de estudo

6.2.1 Resultados dos ensaios de laboratório

Apresentam-se nas Tabelas 6.1, 6.2 e 6.3 os resultados dos ensaios de caracterização e cisalhamento direto (umidade natural e inundado). As designações RA e CJ significam respectivamente Rua Ati e Rua Cardoso Junior e os índices (A ou B) e 1, 2 e 3 referem-se ao posicionamento da amostra em cada perfil em relação à superfície (amostras A ou 1 são mais superficiais).

As Tabelas 6.4 e 6.5 apresentam os índices físicos das amostras dos ensaios triaxiais efetuados no solo da Rua Ati (umidade natural e saturado).

Resultados de ensaios triaxiais efetuados em amostras indeformadas, retiradas de blocos do solo da Rua Ati, estão apresentados nas Figuras 6.1 (amostra não saturada) e 6.2 (amostra saturada). Na Figura 6.3 apresenta-se a curva característica desse solo. Na Figura 6.4 apresentam-se resultados de campo da umidade natural ao longo da profundidade em dois períodos distintos: condição seca, correspondente a uma estiagem entre os dias 06/01/2006 e 11/01/2006 e úmida, correspondente a um período chuvoso de 8 horas (27/01/2006), onde se registrou o índice pluviométrico acumulado de 80 mm no pluviômetro da Fundação GEO-RIO localizado no bairro do Tanque, Jacarepaguá.

Os resultados dos ensaios de caracterização, cisalhamento direto e triaxiais estão apresentados no Anexo 1.

As memórias de cálculo dos ensaios de caracterização, cisalhamento direto e triaxiais realizados para esta pesquisa estão apresentados nos relatórios GEO-RIO/DEP/GPE – Nº 08 (2001), Nº 13 (2001), partes 1 e 2.

Os perfis geotécnicos e os boletins de sondagens executadas na Rua Ati e Rua Cardoso Junior constam nos relatórios CADASTRO TÉCNICO GEO-RIO nº 06/100.803/95 e 06/101663/96, respectivamente.

Tabela 6.1 – Caracterização dos materiais das Ruas Ati e Cardoso Junior.

Local	Prof (m)	LL (%)	IP (%)	Granulometria (%)		
				< 4,8 mm	< 0,075 mm	< 0,005 mm
RA (A)	1	51	20	100	69	47
RA (B)	2	51	22	97	69	48
CJ1	5	52	21	100	59	42
CJ2	10	38	10	100	51	7
CJ3	15	-	-	100	22	2

Tabela 6.2 – Cisalhamento direto em amostras na umidade natural.

Solo	h (%)	S _i (%)	γ (kN/m ³)	c (kPa)	φ	S _f (%)
RA (A)	15,04	36,69	15,05	16	42	46,59
RA (B)	-	-	-	-	-	-
CJ1	13,74	48,9	17,45	87	39	51,2
CJ2	16,49	46,65	16,21	60	31	42,35
CJ3	4,74	18,53	16,80	39	45	18,10

Tabela 6.3 – Cisalhamento direto em amostras inundadas.

Solo	h (%)	S _i (%)	γ (kN/m ³)	c (kPa)	φ	S _f (%)
RA (A)	15,58	31,77	13,74	5,5	36	70,00
RA (B)	16,78	46,07	16,29	31	25	82,88
CJ1	16,21	55,51	17,51	11	27	95,10
CJ2	15,39	43,46	15,98	23	25	98,26
CJ3	4,73	17,84	16,62	22	47	72,95

Tabela 6.4 – Ensaio triaxiais em amostras não saturadas.

ÍNDICES FÍSICOS DOS CORPOS DE PROVA DOS ENSAIOS TRIAXIAIS														
CP. Nº	σ_c (KPa)	Dados Iniciais do Corpo de Prova							Após Adensamento			Dados Finais		
		h_i (%)	V_s (cm³)	γ_s (KN/m³)	γ_t (KN/m³)	e_i	n_i (%)	S_i (%)	h_i (%)	e_a	S_f (%)	h_f (%)	e_f	S_f (%)
		01	25,00	17,78	136,81	15,15	17,85	0,78	43,96	61,29	17,78	0,77	62,40	17,13
02	50,00	18,80	135,35	13,84	16,44	0,95	48,83	53,27	18,80	0,93	54,92	18,36	0,99	50,32
03	75,00	17,47	140,51	14,77	17,35	0,83	45,38	56,85	17,47	0,77	61,06	17,76	0,83	57,63
04	100,00	18,72	167,11	14,44	17,14	0,87	46,60	58,01	18,72	0,54	93,91	18,28	0,62	80,28

Tabela 6.5 – Ensaio triaxiais em amostras saturadas.

h_i V_s P_s γ_s γ_t e_i n_i S_i P_a e_i S h P_a

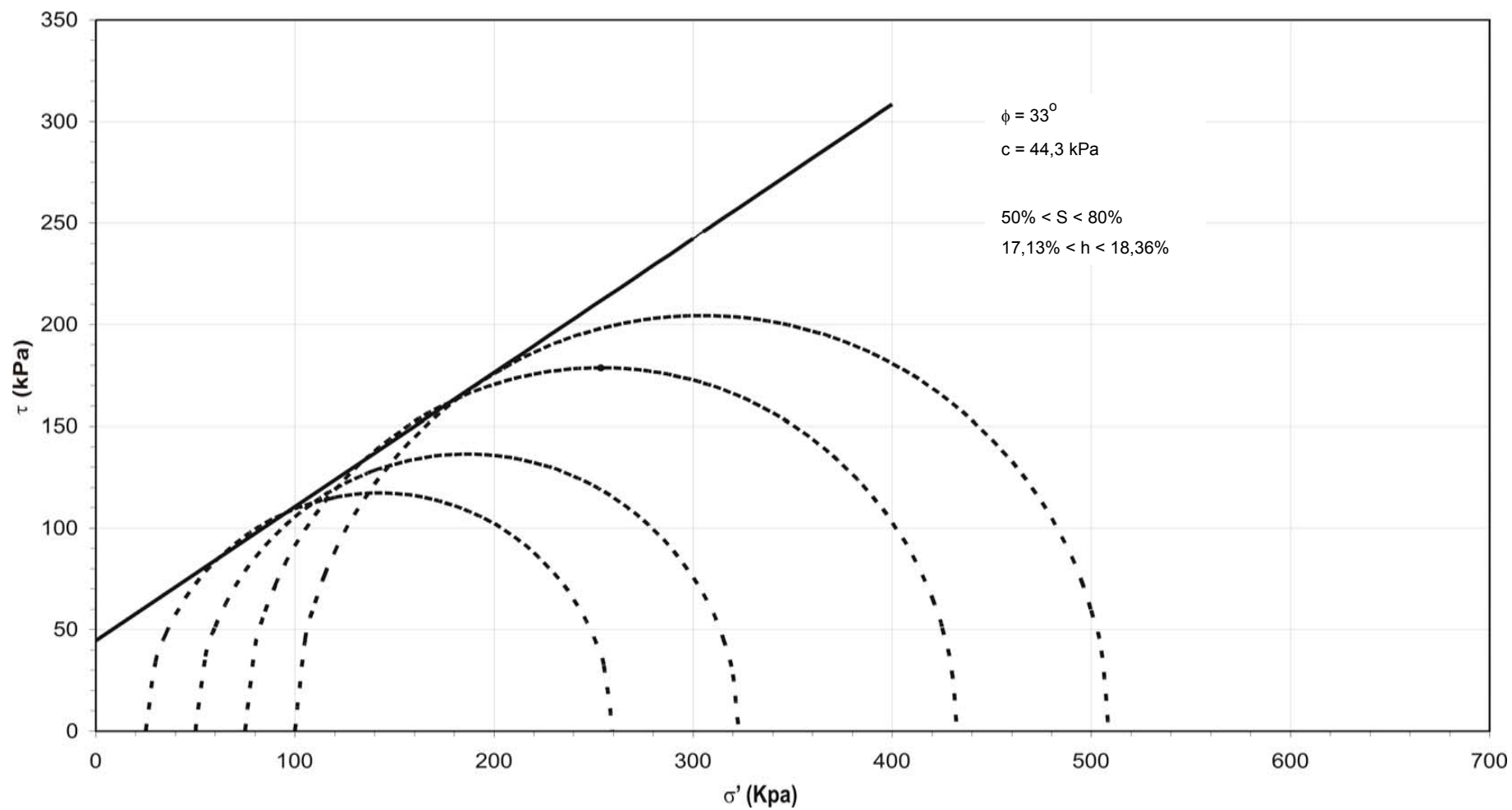


Figura 6.1 – Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb Ensaio CD – Amostras não saturadas (Rua Ati, prof. 0,50m a 0,85m).

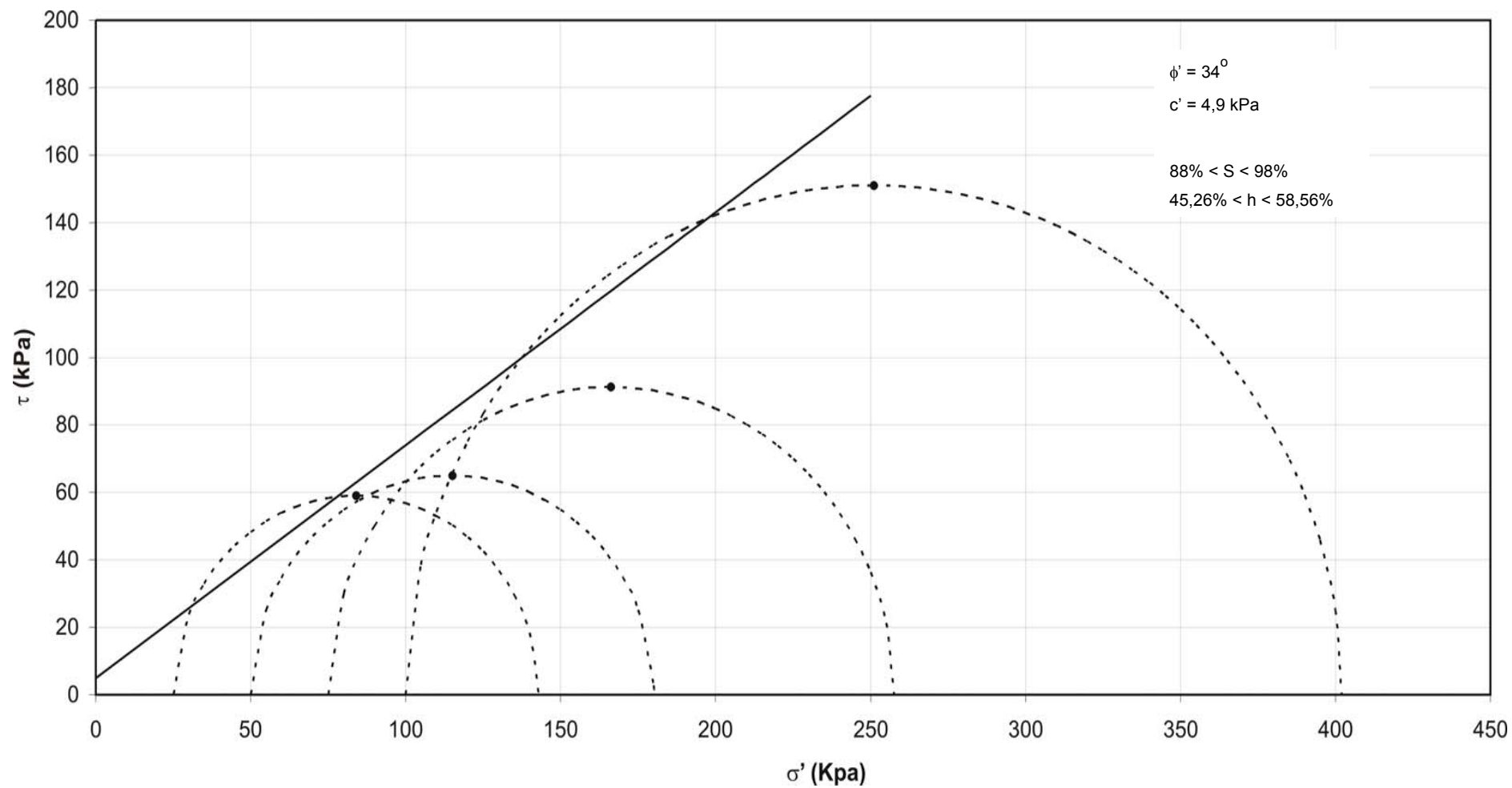


Figura 6.2 – Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb Ensaio CD – Amostras saturadas (Rua Ati, prof. 0,50m a 0,85m).

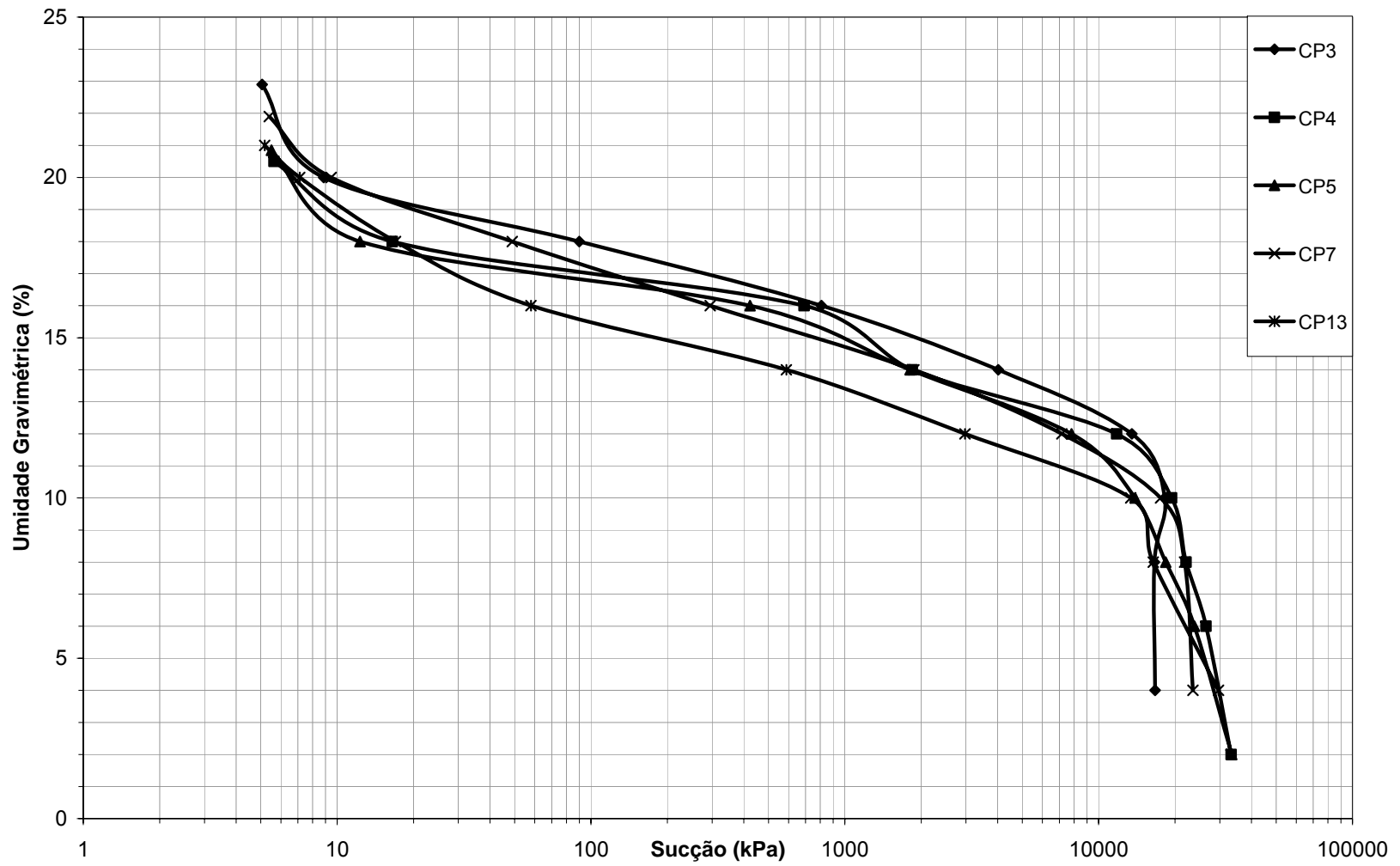


Figura 6.3 – Curva característica do solo da Rua Ati.

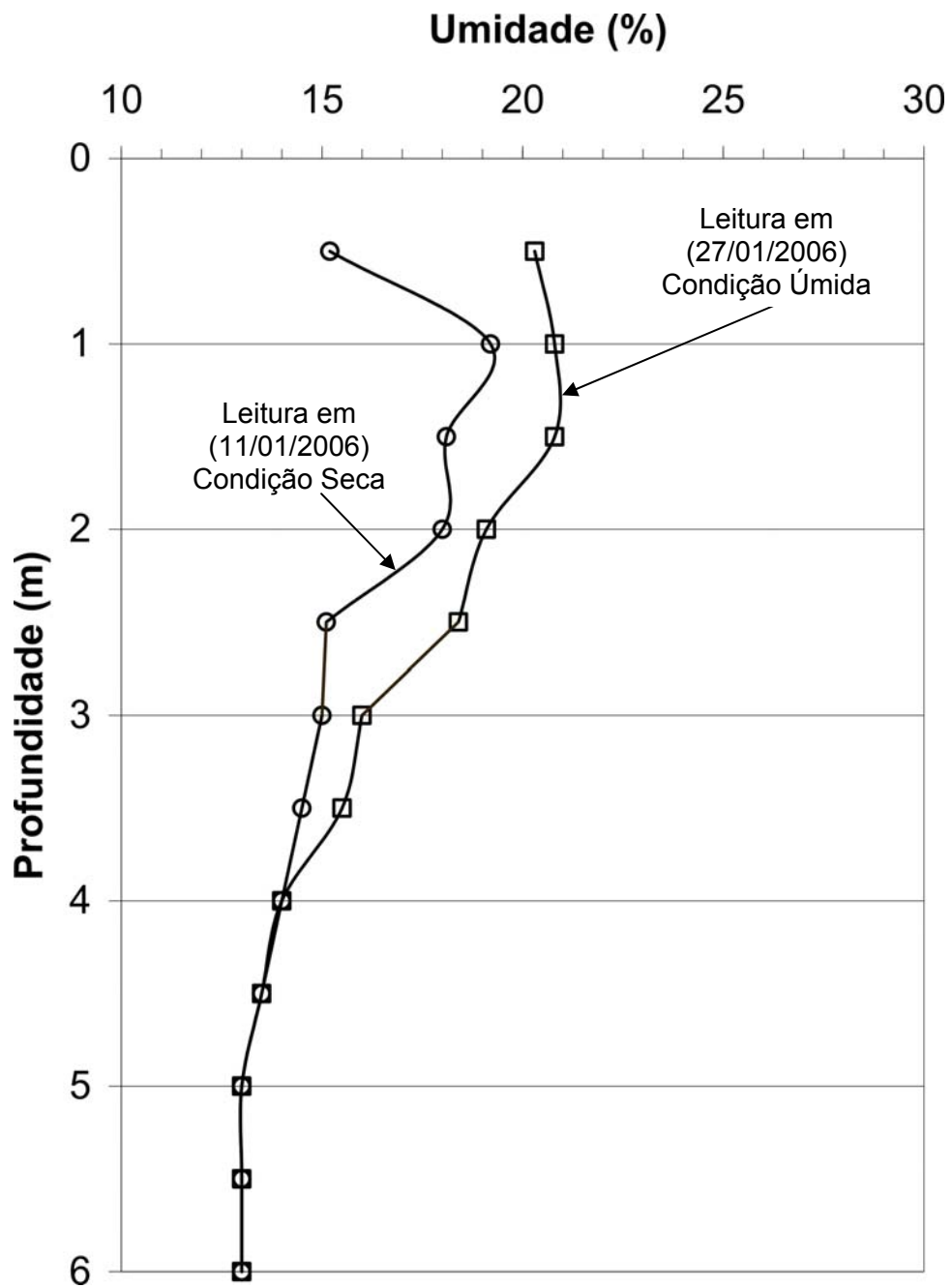
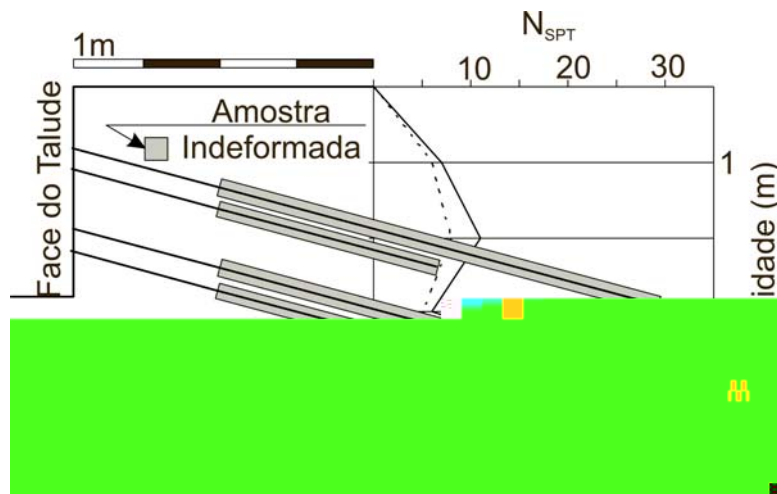


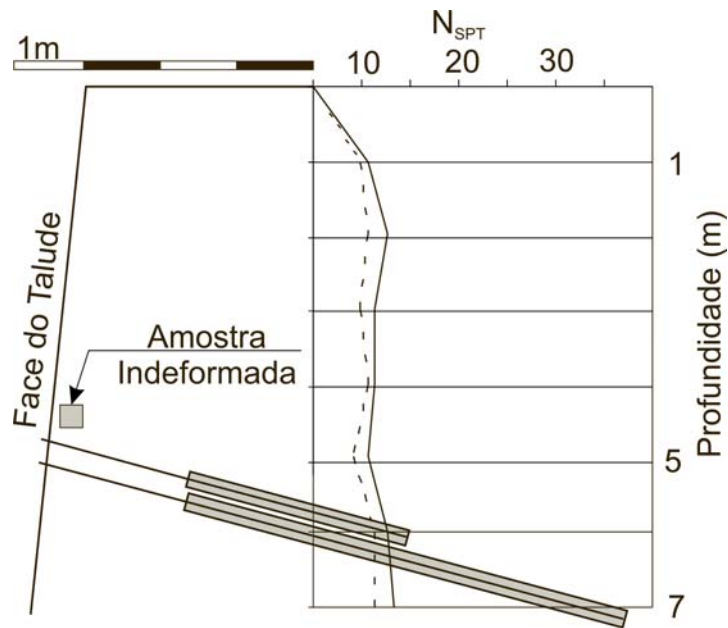
Figura 6.4 – Curva de variação da umidade do solo da Rua Ati.

6.2.2 Resultados dos ensaios de arrancamento e perfil geotécnico dos pontos de estudo

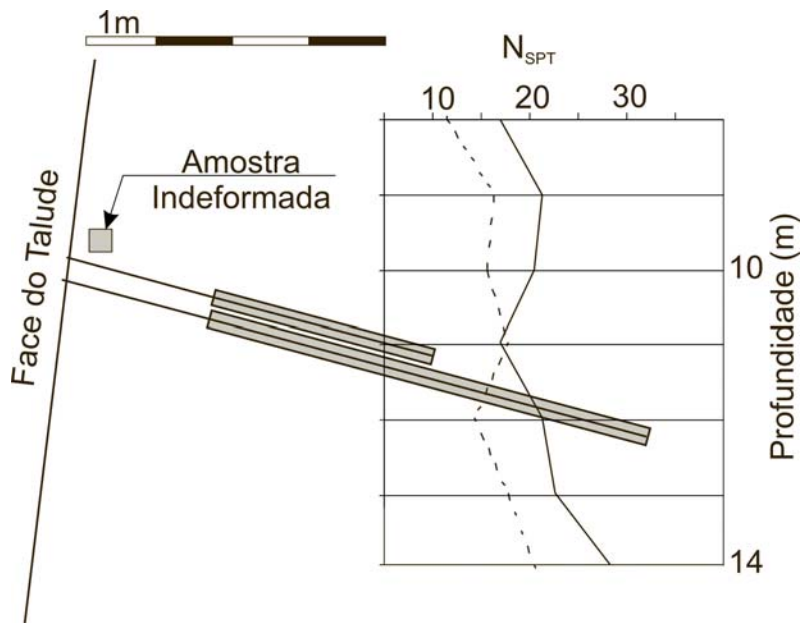
Na Figura 6.5a, b, c, d estão representadas, para os dois locais, de forma esquemática, a posição dos grampos no perfil de terreno e os pontos nos quais retiraram-se os blocos indeformados para ensaios em laboratório. Na mesma figura estão plotados os valores de N_{SPT} do perfil geotécnico.



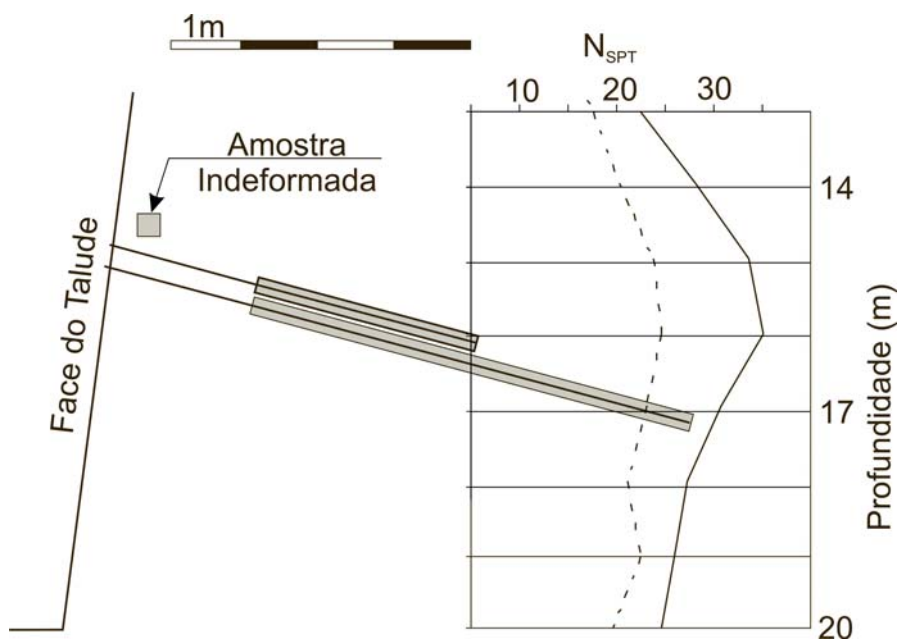
a)



b)



c)



d)

Figura 6.5 - Posição dos grampos e pontos de retirada dos blocos: (a) Jacarepaguá, (b), (c) e (d) Laranjeiras (cotas, -5, -10 e -15 metros, respectivamente).

No posicionamento dos grampos manteve-se uma distância mínima horizontal de 2m entre eles. A inclinação adotada foi de 15° e os comprimentos injetados, conforme já mencionado, foram de 3 e 6 metros e 2 metros de trecho livre.

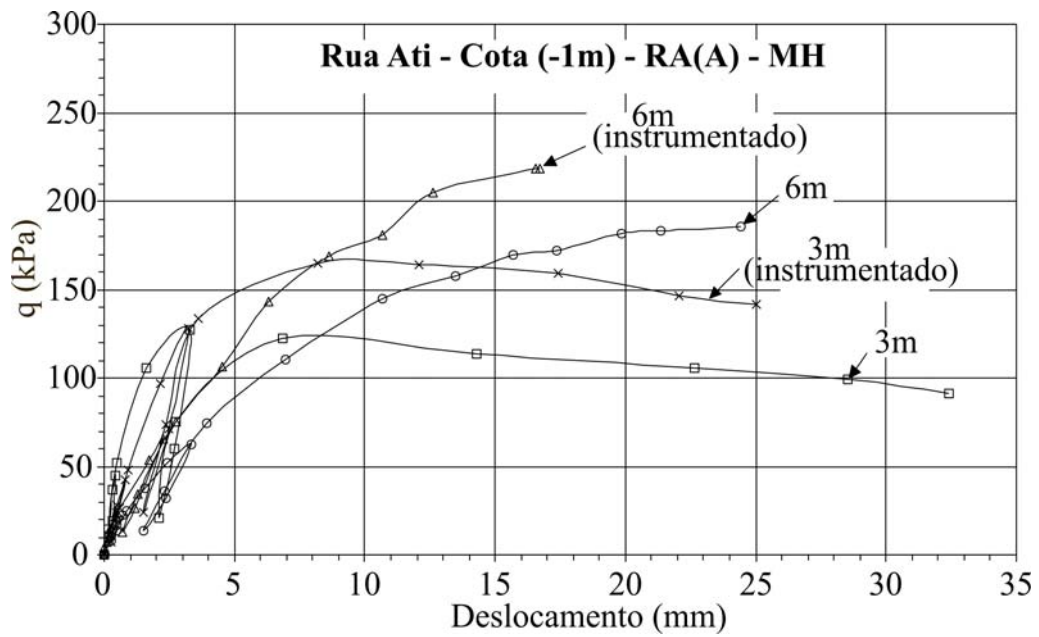
Na Rua Ati, Figura 6.3(a), os grampos de 6m atravessaram uma região com N_{SPT} variando de 10 a 30 e alguma variação também se verificou para os grampos de 3m de comprimento da segunda linha.

Na Rua Cardoso Junior, Figura 6.3(b), (c) e (d), para cada cota, os grampos atravessaram materiais relativamente homogêneos.

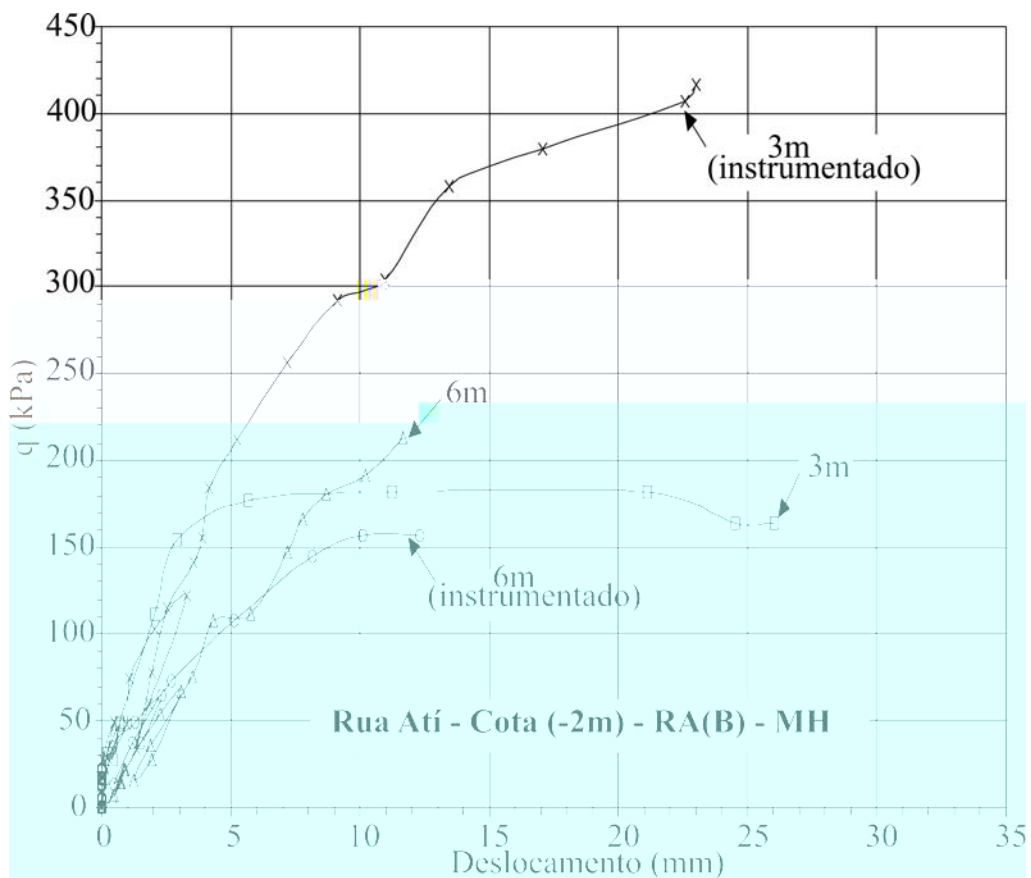
Todos os grampos foram ensaiados de maneira similar. A primeira parte dos ensaios consistiu na aplicação de uma pequena carga visando um melhor ajuste do conjunto de placas, macaco-bomba, célula de carga e extensômetros. A partir daí, foram aplicadas cargas em estágios de 10 kN, no início do ensaio, e de 20 kN, após 5mm de deslocamento da cabeça do grampo, intercalados por ciclos de descarregamento. As medidas de deslocamentos foram feitas ao final de cada estágio de carga, e não foram computados intervalos de tempo entre os estágios.

Uma vez observada a ruptura do grampo, estes eram solicitados até o curso máximo de deslocamento permitido pelos extensômetros, buscando acompanhar o comportamento pós-ruptura.

Nas Figuras 6.6 e 6.7 apresentam-se os resultados dos ensaios de arrancamento, relacionando o atrito unitário q (kN/m^2) ao deslocamento da extremidade externa do grampo.

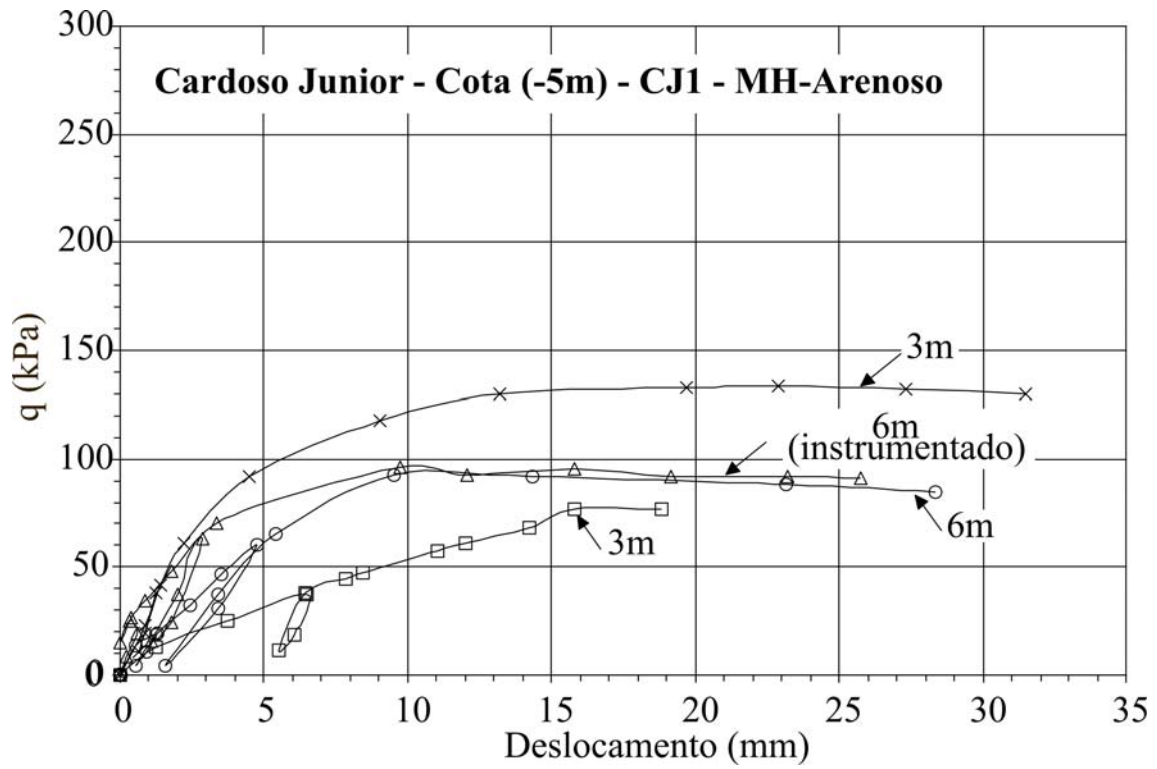


a)

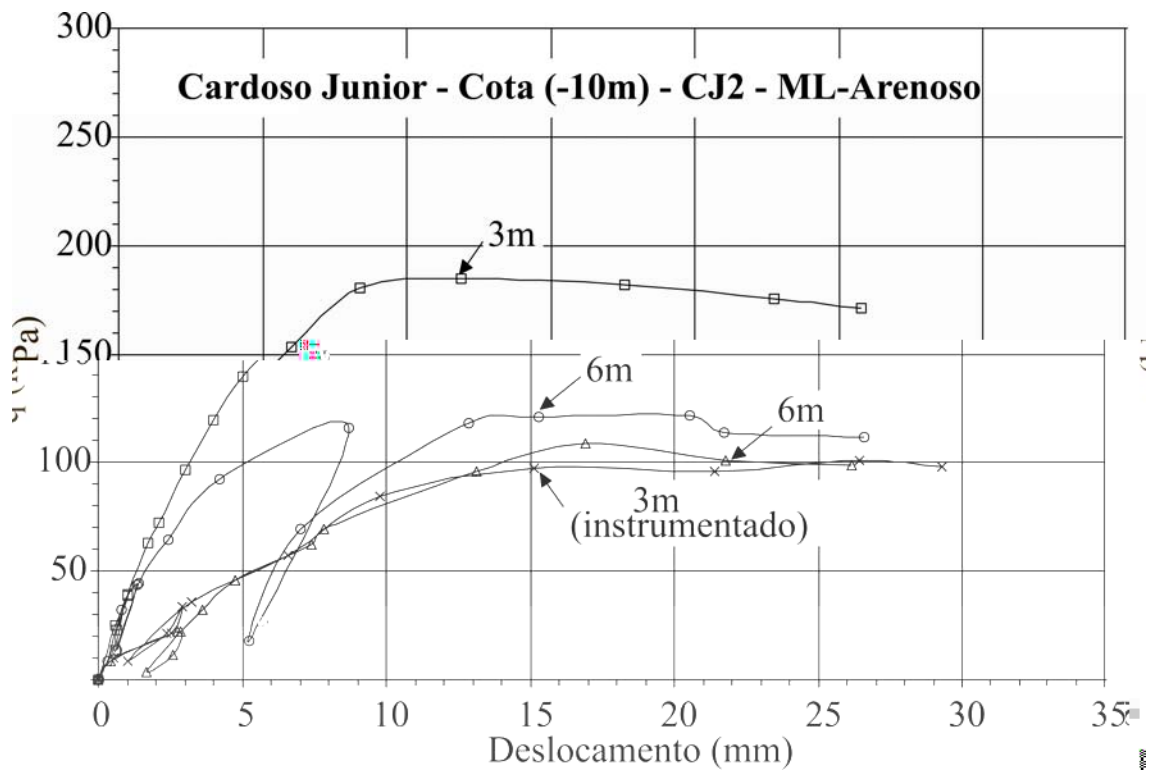


b)

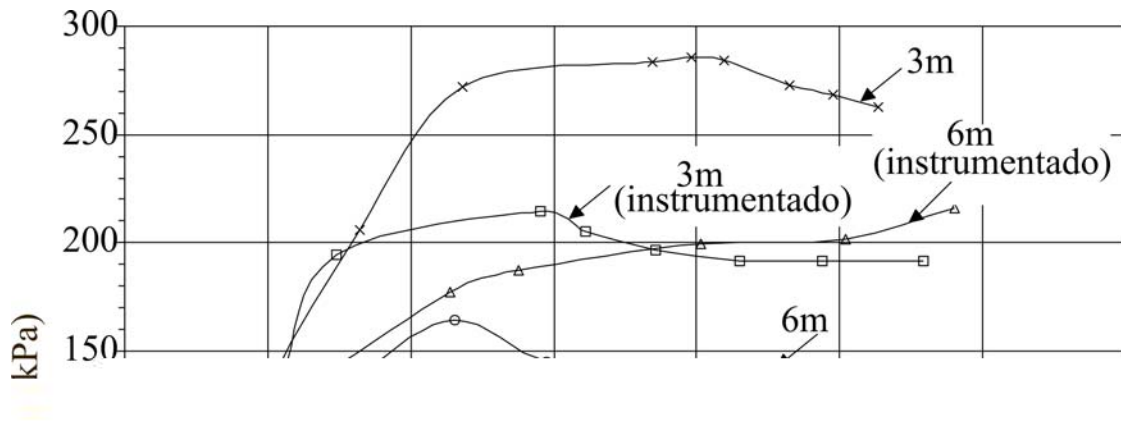
Figura 6.6 - Atrito solo x calda de cimento (q) vs. deslocamento, Rua Ati: (a) cota -1m e (b) cota -2m.



a)



b)



c)

Figura 6.7 - Atrito solo X calda de cimento (q) vs. deslocamento, Rua Cardoso Junior:
(a) cota -5m, (b) cota -10m e (c) cota -15m.

Os resultados mostrados na Figura 6.6, relativos aos ensaios da Rua Ati, indicam valores similares de q_s para os grampos de 6m. A média dos resultados de q_s , para os grampos de 6m, foi de 185 kPa, para a cota -1m e 205 kPa para a cota -2m.

Os resultados dos grampos de 3m apresentaram grandes variações de q_s entre si, resultando num valor médio de 145 kPa para a cota -1m e 295 kPa para a cota -2m. Esses resultados podem ter sido influenciados pela heterogeneidade do perfil de solo, conforme apresentado na Figura 6.5a

A Figura 6.7 apresenta os resultados dos ensaios realizados na Rua Cardoso Junior.

Observa-se um nítido aumento do atrito q_s com a profundidade refletindo o aumento do N_{SPT} e do atrito interno dos materiais.

Para grampos de 6m, considerando a mesma cota, as médias dos resultados de q_s , foram de 95 kPa, 120 kPa e 190 kPa, para as cotas de -5m, -10m e -15m, respectivamente.

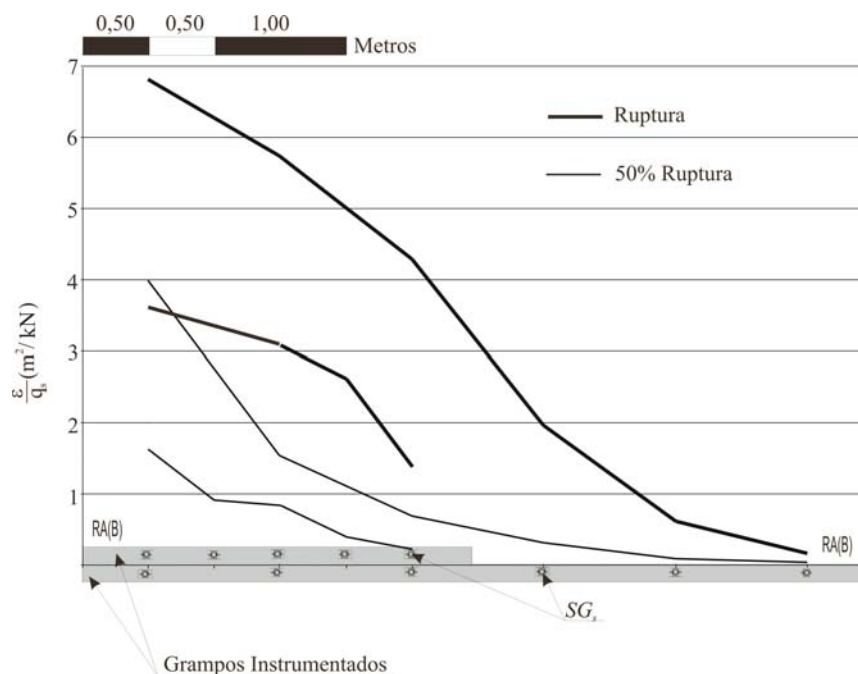
Os grampos de 3m apresentaram valores de q_s pouco superiores aos de 6m e com maiores variações entre si.

As médias dos resultados de q_s para os grampos de 3m foram de 108 kPa, 148 kPa e 248 kPa, para as cotas de -5m, -10m e -15m, respectivamente.

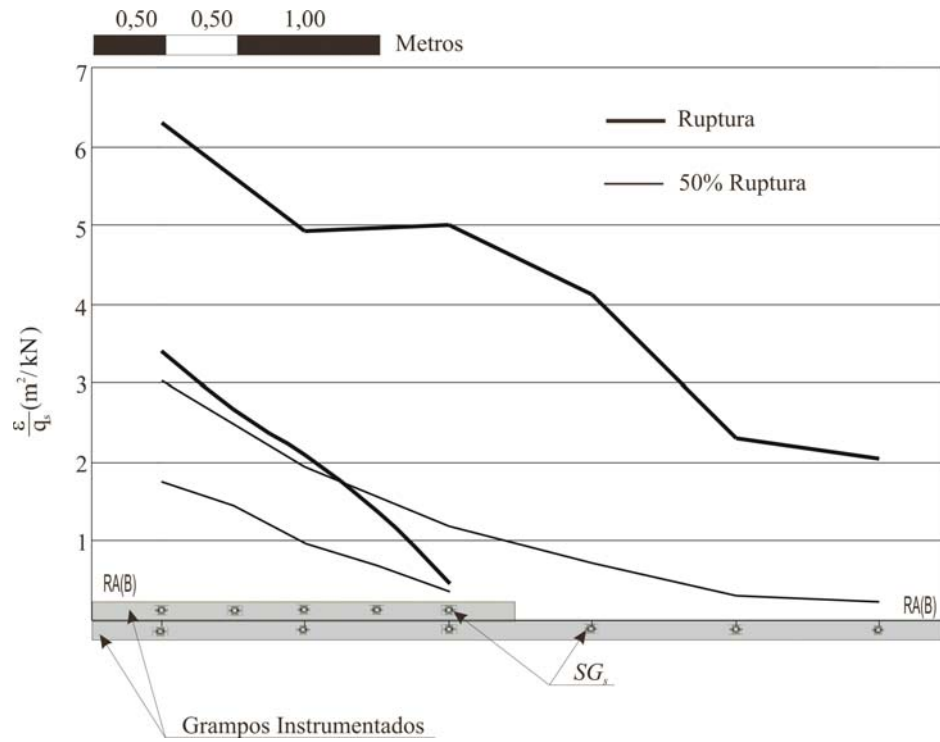
Observa-se nas Figuras 6.6 e 6.7 que, tal como esperado, os valores de resistência unitária q_s , ao arrancamento dos grampos variam com o tipo de solo. Considerando-se um mesmo tipo de material, q_s apresentou-se, basicamente, constante independente do comprimento dos grampos (3 ou 6 metros).

As planilhas com os resultados das medições realizadas nos ensaios de arrancamento e as respectivas memórias de estão apresentadas no relatório GEO-RIO/DEP/GPE – N° 18 (2001)

Nas Figuras 6.8 e 6.9 são mostrados os resultados de deformação nas barras instrumentadas. Os resultados são apresentados em função de ε/q_s .

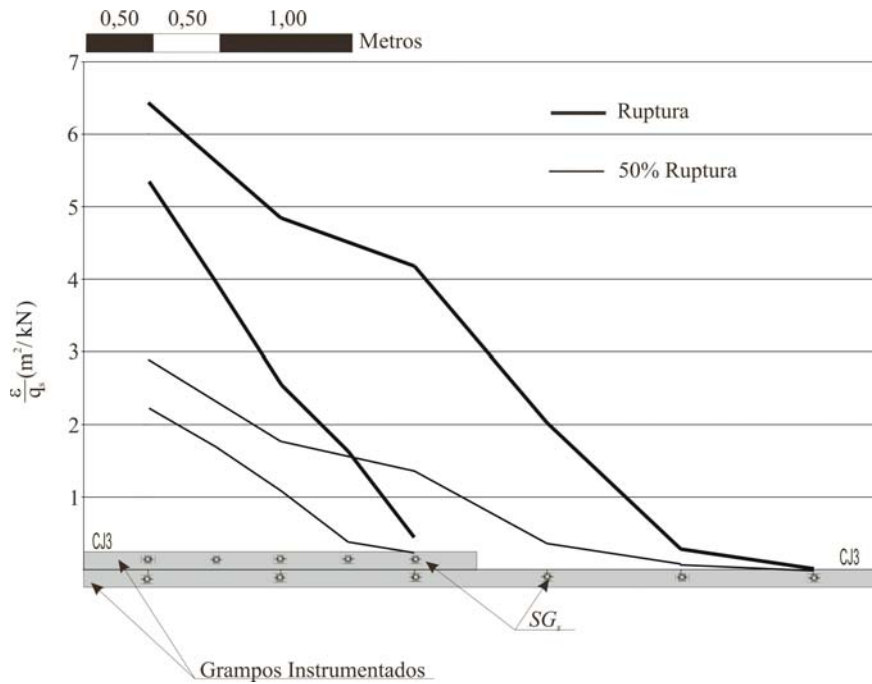


a)

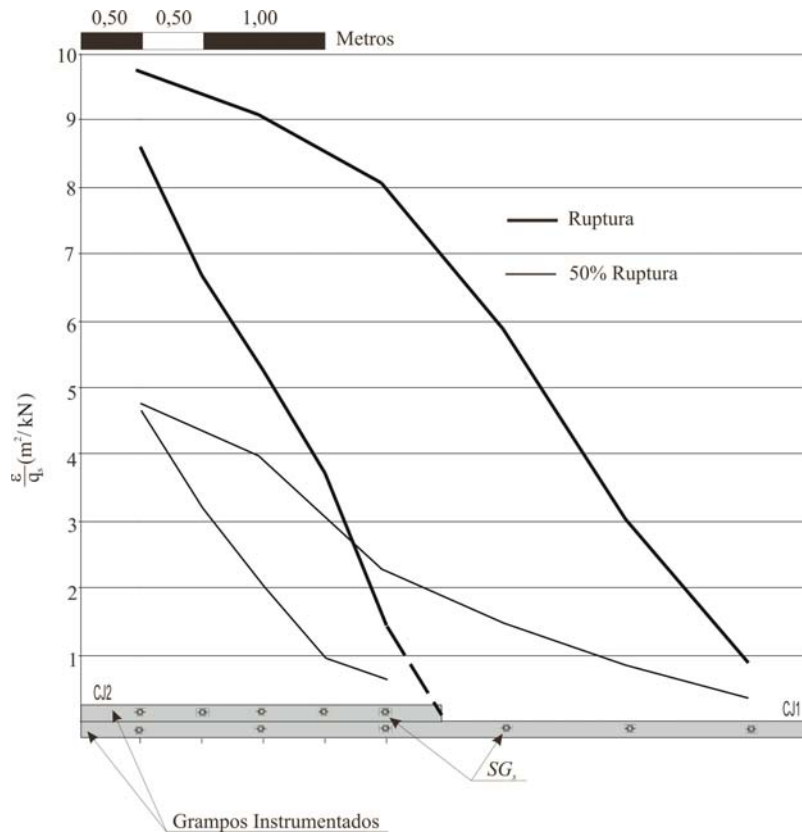


b)

Figura 6.8 – Índice ε/q_s medido ao longo do grampo. Rua Ati, cotas: (a) -1m (b) -2m.



a)



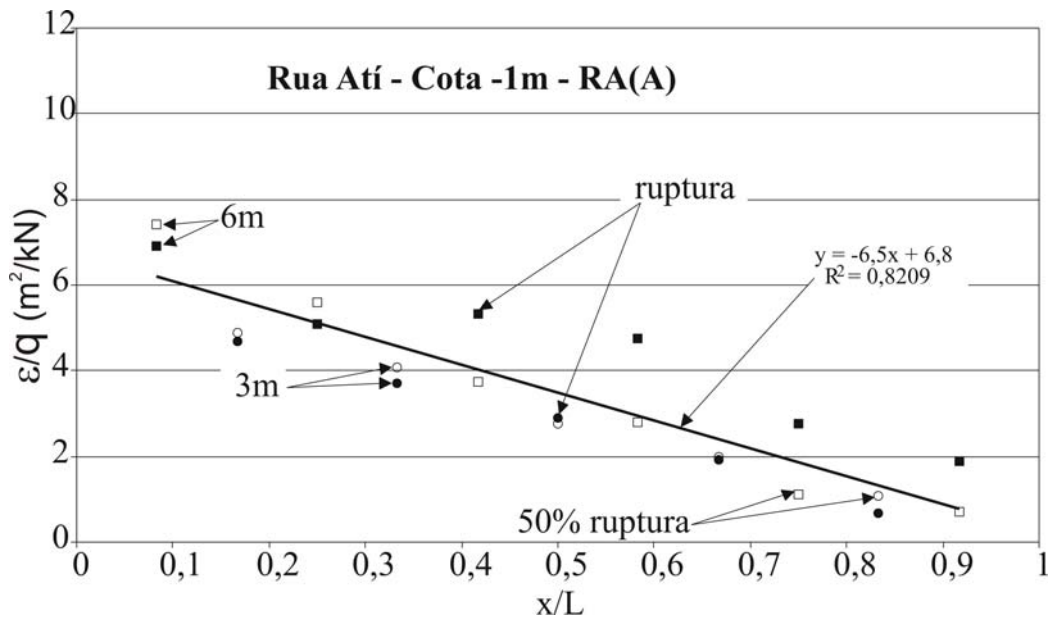
b)

Figura 6.9 – Índice ϵ/q_s determinado ao longo do grampo. Rua Cardoso Junior, cotas:
(a) -5m e -10m (b) -15m.

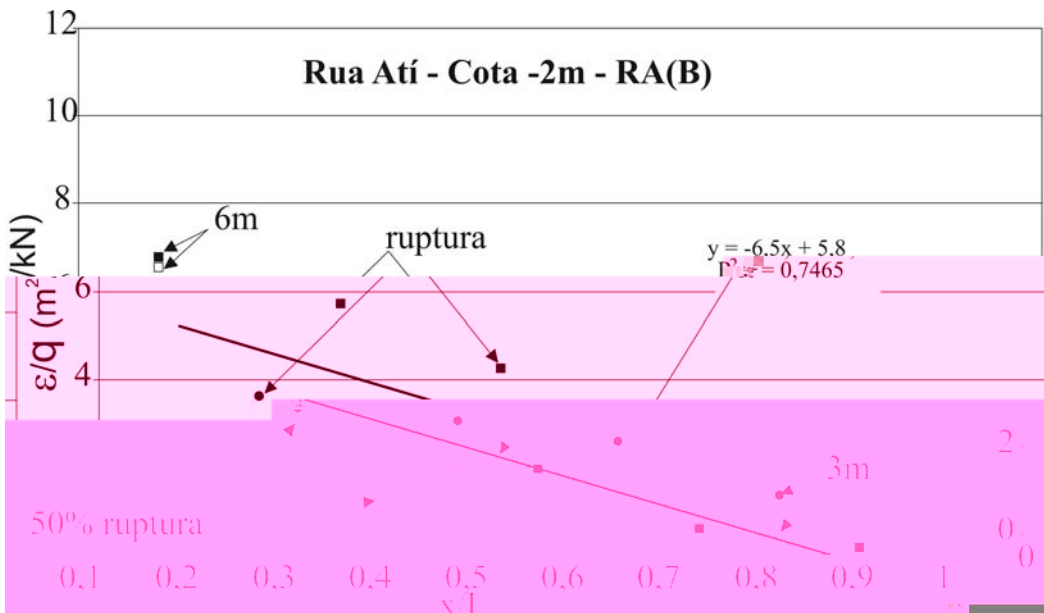
Os resultados obtidos também estão representados na forma normalizada, ϵ/q vs. x/L , onde x é a distância do ponto instrumentado até a extremidade do comprimento injetado, junto ao talude, e L o comprimento injetado. As Figuras 6.10 e 6.11 mostram os resultados. As deformações estão divididas pelo atrito atuante (q), para as condições de ruptura e 50% da ruptura.

Os resultados mostrados nas Figuras 6.10 e 6.11 indicam não haver diferenças significativas das curvas normalizadas para os grampos de 3m e 6m de comprimento. Observa-se que, para um mesmo ponto ensaiado, uma única curva pode representar os resultados, independente do nível de solicitação (100% ou 50% da carga de ruptura). Observa-se, ainda, que as deformações decrescem, e como conseqüência as cargas também, de forma linear ao longo do comprimento do grampo.

Essa variação linear de carga indica que as tensões cisalhantes no contato solo-calda de cimento permanecem constantes ao longo de todo o grampo. Dessa forma, considerando-se um mesmo material, podem-se extrapolar resultados obtidos em grampos curtos para grampos longos, pelo menos entre os limites dos comprimentos de grampos e rigidez relativa solo grampo correspondentes aos resultados desse trabalho.

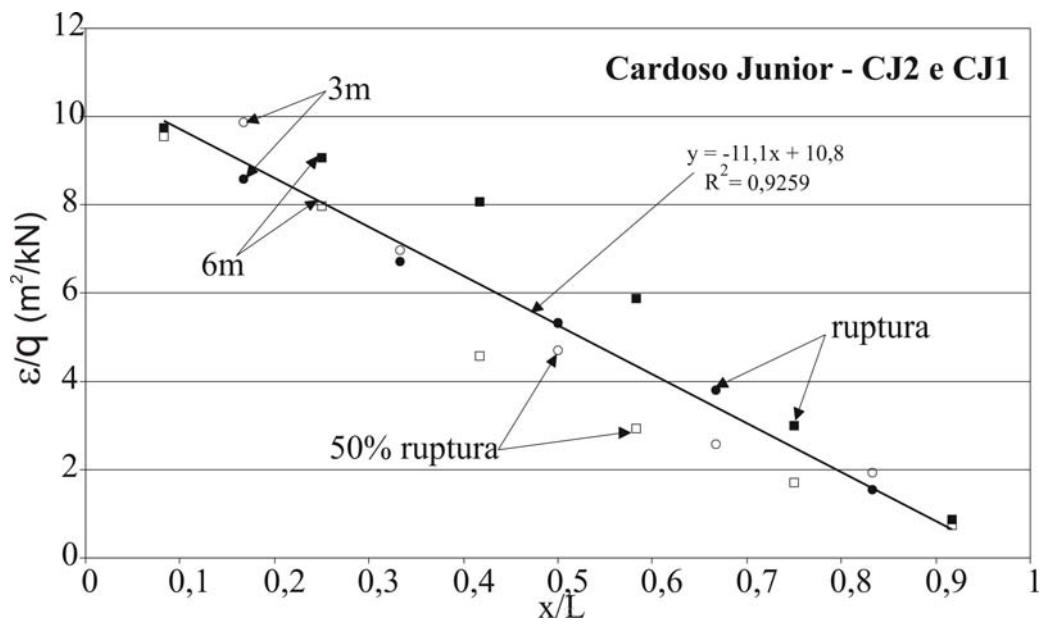


a)

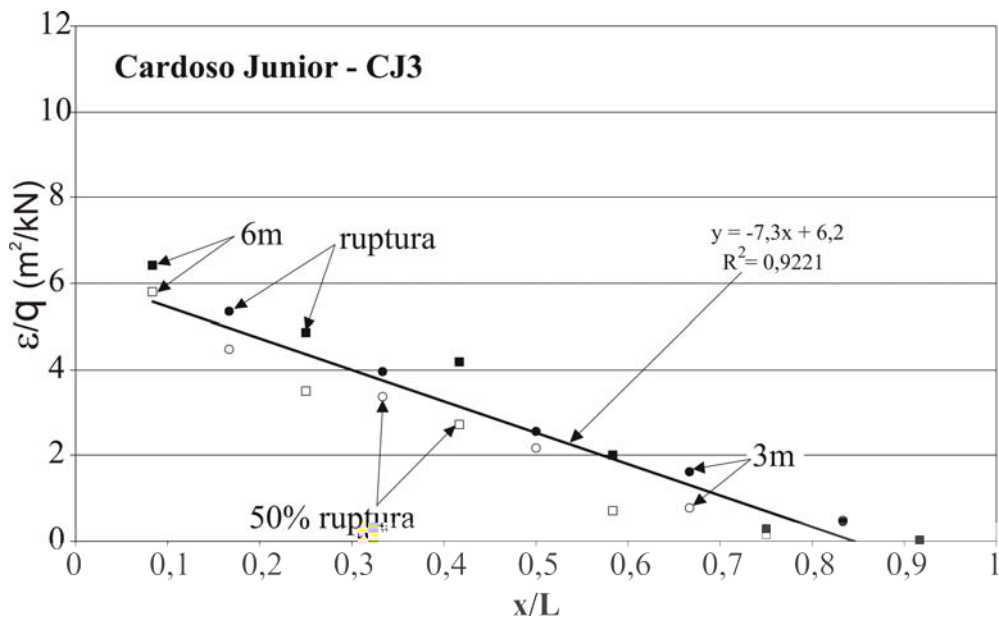


b)

Figura 6.10 - Relação ε/q vs. x/L - Rua Atí.



a)



b)

Figura 6.11 - Relação ε/q vs. x/L - Rua Cardoso Junior.

Esses resultados da monitoração das deformações ao longo dos grampos de 3 e 6 metros de trecho injetado indicam que as tensões cisalhantes no contato solo-calda permanecem constantes ao longo de todo comprimento.

Assim, considerando-se um mesmo tipo de solo, os resultados de q_s obtidos para grampos de 3m podem ser extrapolados, de modo linear, para grampos de 6m.

Sugere-se a padronização dos ensaios de arrancamento conforme descrito neste trabalho, utilizando-se grampos com 3 metros de trecho injetado e 2 metros livres.

6.2.3 Resultados da inclinometria

Os resultados obtidos nas medições da inclinometria estão apresentados nas Figuras 6.12, 6.13 e 6.14. Para uma melhor observação, nessas figuras a geometria do talude, os comprimentos dos grampos e dos inclinômetros estão desenhados de maneira proporcional entre si.

A escala das medições dos deslocamentos horizontais está apresentada de forma gráfica, em mm.

As medições dos deslocamentos horizontais foram feitas logo após cada etapa de escavação. Para maior clareza estão ligados por uma linha apenas os pontos relativos às últimas medições, efetuada ao final da última etapa de escavação.

Embora tenham sido instalados 4 inclinômetros em cada seção, 2 deles foram depredados, um na seção AA e outro na seção BB.

Os resultados de inclinometria indicaram pequenas movimentações, concentradas junto à face do talude e no topo da escavação. Atribui-se esse comportamento à menor compacidade do material nessa região, às variações da sucção do solo e também ao grampeamento. Os deslocamentos horizontais foram muito menores do que os usualmente relatados na literatura (CLOUTERRE, 1991).

Os resultados indicam a ocorrência de deslocamentos muito pequenos durante todas as fases de escavação. Nota-se que não se verificaram deslocamentos significativos em nenhum dos inclinômetros mais afastados da face do talude. Os deslocamentos se caracterizaram por terem sua magnitude máxima junto ao topo do talude, diminuindo com a profundidade. Observa-se que a partir da cota -2,0 m, em relação ao topo da escavação, os deslocamentos horizontais são desprezíveis. Essa

observação vale para todas as seções. A compacidade do solo cresce com a profundidade, mas tal por si só não é capaz de explicar esse comportamento. As movimentações mais concentradas no topo do talude podem estar relacionadas a alterações na sucção do solo nesse trecho mais superficial.

A curva característica do solo (Figura 6.3) mostra que na umidade natural ($13,5\% < h < 21\%$) a sucção esperada varia entre 5 kPa e 5000 kPa, isto é, uma pequena variação na umidade pode representar uma grande variação na sucção

Nas Figuras 6.1 e 6.2 observa-se uma significativa redução na resistência ao cisalhamento com o acréscimo da umidade do solo. O valor do ângulo de atrito permanece o mesmo, mas como esperado a coesão aparente do solo sofre significativa redução com a saturação.

Os maiores deslocamentos observados no topo do talude podem também estar relacionados com a presença dos grampos que minimizaram a propagação das movimentações em profundidade.

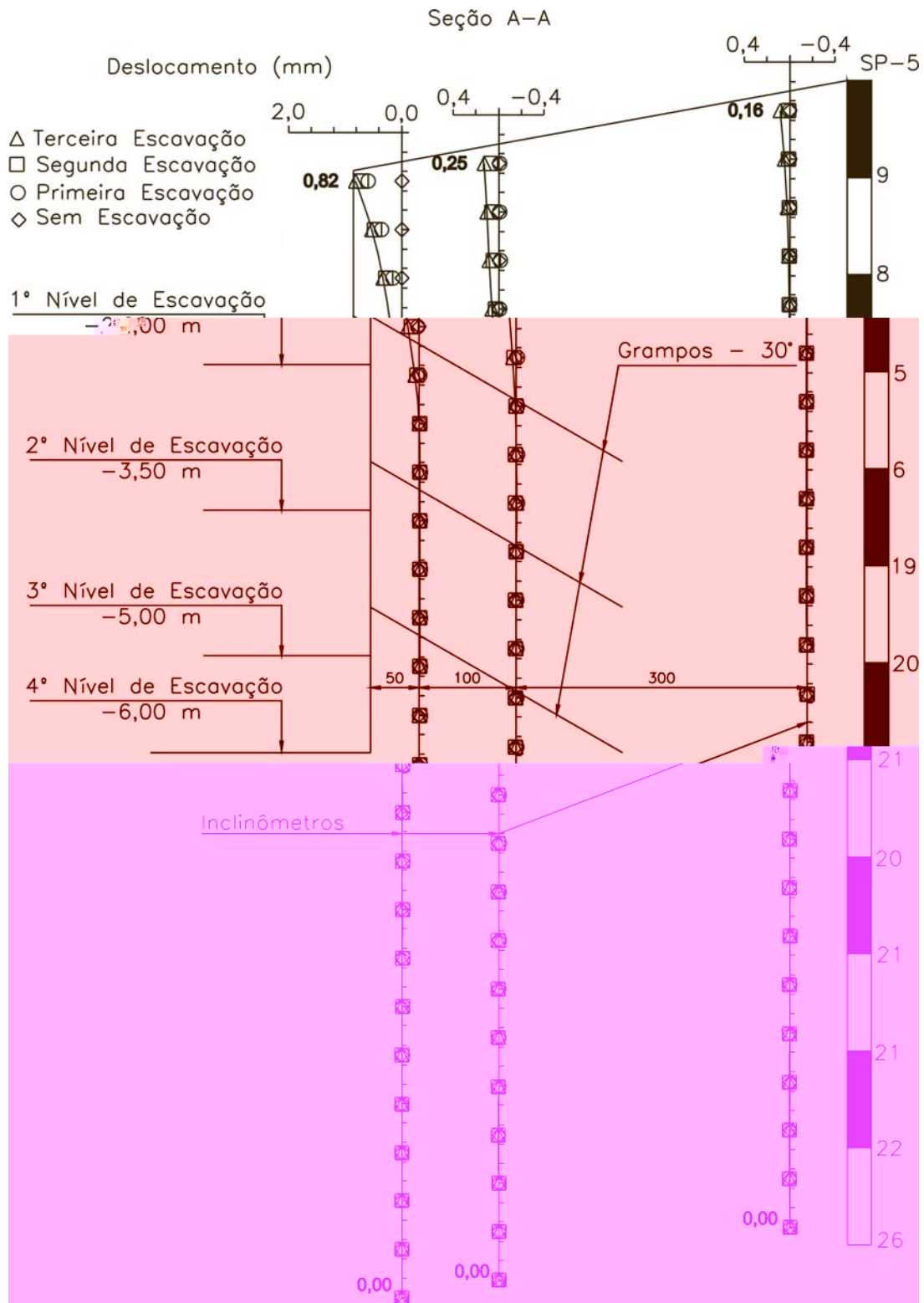


Figura 6.12 - Deslocamentos horizontais medidos após cada etapa de escavação –
Seção AA.



Figura 6.13 - Deslocamentos horizontais medidos após cada etapa de escavação –
Seção BB.

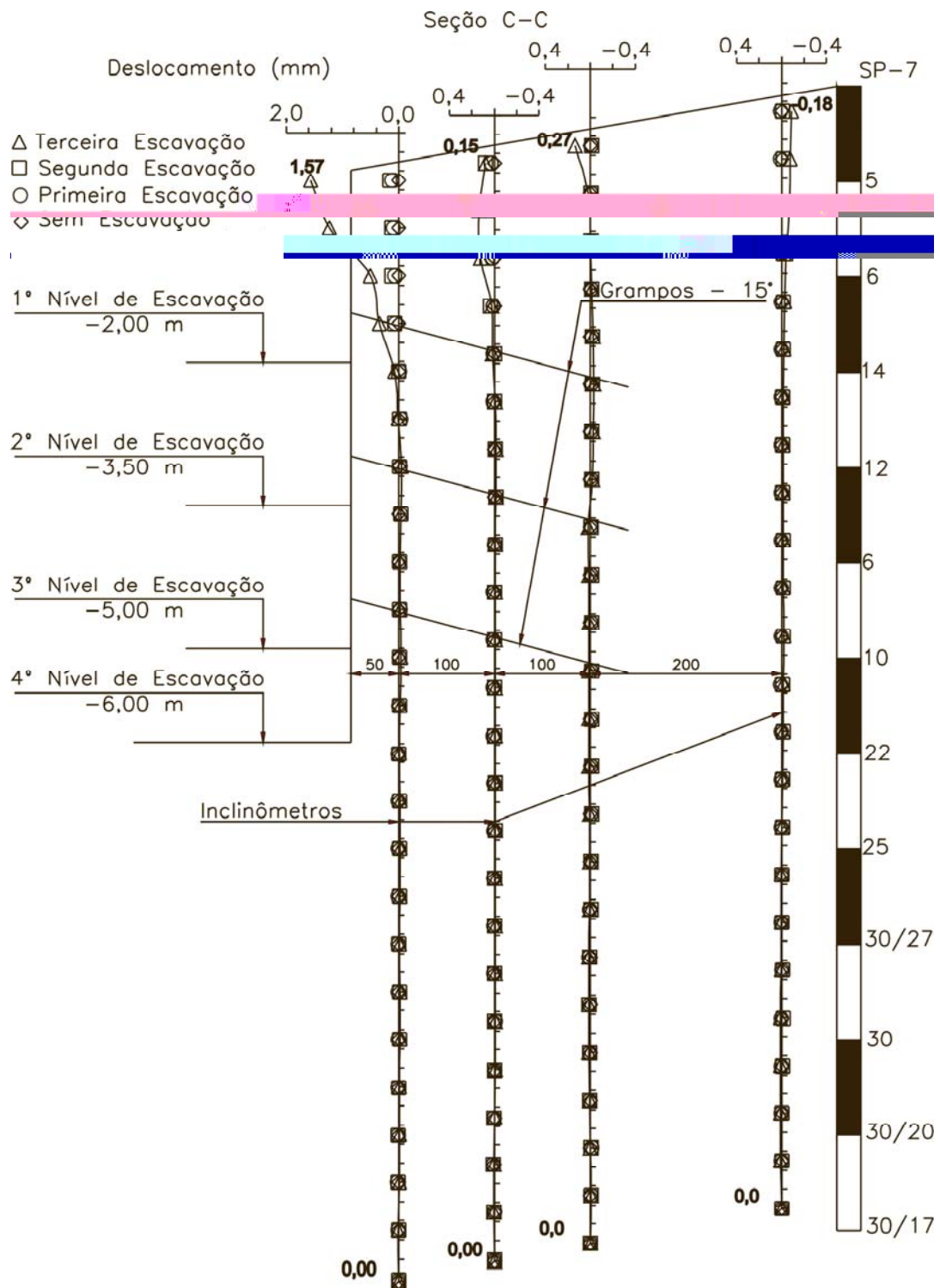


Figura 6.14 - Deslocamentos horizontais medidos após cada etapa de escavação – Seção CC.

6.2.4 Resultados das medições dos esforços nas barras

6.2.4.1 Distribuição das Deformações Normais ao Longo dos Grampos

Do mesmo modo que foram apresentados os resultados dos ensaios de arrancamento, os registros das deformações nas barras instrumentadas da escavação serão mostrados, inicialmente, de forma individualizada, isto é, barra por barra ou par de barras cujas deformações sejam redundantes. Para um melhor entendimento, tomaram-se como leituras redundantes as medidas das barras instrumentadas na mesma seção e na mesma linha. Por exemplo: na seção A-A as barras números 4 e 18 são consideradas redundantes (Figura 6.15) e assim por diante.

Serão mostrados nesse trabalho somente os resultados considerados confiáveis. Os grampos 3, 6 e 12 foram totalmente danificados por vandalismo logo após terem sido instalados no talude, não sendo possível a obtenção de quaisquer resultados relativos a eles.

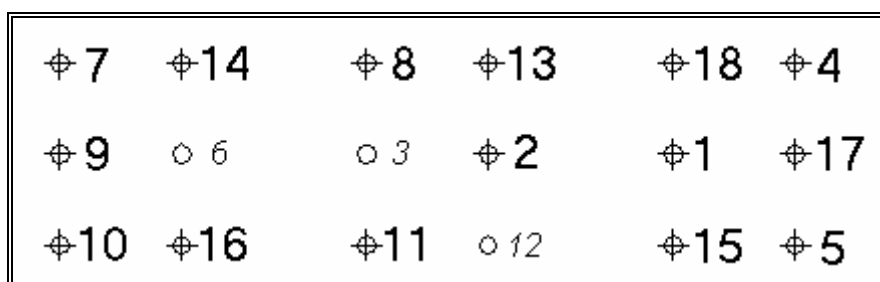


Figura 6.15 - Localização dos grampos instrumentados (notar os pares de barras redundantes).

A redundância permitiu uma maior confiabilidade das medidas de deformação, uma vez que os pontos tidos como perdidos em uma das barras puderam ser recuperados através das medições da barra redundante. Nos casos onde não foi possível estabelecer redundâncias (barras danificadas por vandalismo) os resultados correspondem apenas à barra restante.

A primeira medição foi realizada em 05/05/1996, no dia da injeção da primeira linha de grampos no solo. Novas medições ocorreram nos dias 07 e 14/5. Em 04/1996 a segunda linha de grampos foi injetada após a conclusão da primeira escavação. Medições foram realizadas neste dia e no dia 18/6. Em 02/08/1996, após o término da segunda escavação, a terceira linha de grampos foi injetada. As

resistências foram medidas. Medições subseqüentes ocorreram nos dias 15/08, 11/09, 14/10 e 28/11, 09/01/1997, 25/02/1997, 06, 07 e 10/3/97. No total foram realizados 15 eventos de medição ao longo de um período de 247 dias.

Cabe ressaltar que um evento de medição era composto por medições em todas as barras já instaladas. Assim, por exemplo, a primeira medição da última linha de grampos correspondeu à quarta rodada de medição da primeira linha de grampos.

Para melhor compreender os resultados obtidos, deve-se considerar o comportamento do conjunto grampo X solo durante os eventos de escavação. Dessa forma, os grampos localizados na primeira linha foram solicitados por três eventos de escavação, os da segunda linha foram solicitados por 2 eventos de escavação e os da terceira linha por um evento de escavação de apenas 1,0 m de altura.

Nos primeiros 2 meses aproximadamente, os resultados apresentam-se claros e coerentes, representando nitidamente as escavações realizadas. A partir deste período, porém, as medidas começaram a apresentar excessivo ruído, ocorrendo a perda gradual de sensores até a inutilização total da instrumentação. Testes na resistência de isolamento do sistema de cabeamento indicaram deterioração deste sistema, evidenciado pelo fenômeno de fuga de corrente.

VALENTE (1998) faz uma análise criteriosa dos resultados obtidos nas medições. Isto favoreceu a separação das medições confiáveis e satisfatórias daquelas anômalas.

As instabilidades nas medidas foram identificadas inicialmente através da medição da resistência de isolamento dos ERE_s . De uma maneira geral, a resistência de isolamento dos ERE_s é da ordem de 10 a 100 M Ω . Foram medidos valores entre 0,1 k Ω a 0,1 M Ω . Além dessas medições, verificou-se que as resistências medidas dos ERE_s durante os eventos de medição foram se tornando instáveis, tendendo a uma diminuição de valor. Enquanto no início todos os valores situavam-se em torno de 119/120 Ω , algumas semanas após o início das medições alguns ERE_s forneciam valores de 115, 114, até 112 Ω , reforçando a idéia de deterioração do cabeamento causando fuga de corrente.

Baixos valores de resistência medidos indicaram uma deficiência no sistema de proteção do cabeamento. Pode-se afirmar que o verniz de isolamento dos cabos não foi suficiente para suportar a ação do ambiente hostil onde as barras foram instaladas.

Considerando todos os problemas das medições extensométrica, pode-se estabelecer que o tempo útil de medição foi de aproximadamente 100 dias corridos.

Nos gráficos das figuras a seguir estão apresentados os resultados de deformação normal ($\mu\epsilon$) “*versus*” posição relativa dos ERE_s ao longo do grampo.

De acordo com o planejamento, os grampos situados na primeira linha foram basicamente solicitados quando das três etapas de escavação que se sucederam à sua instalação. Os grampos da segunda linha foram solicitados principalmente quando da terceira etapa de escavação, enquanto que os da última sofreram apenas as (pequenas) solicitações impostas pela acomodação do maciço e uma quarta e pequena escavação de 1,0 metro.

As Figuras 6.16, 6.17 e 6.18 apresentam os resultados das barras da seção A-A, cuja inclinação dos grampos com a horizontal correspondeu a 30°.

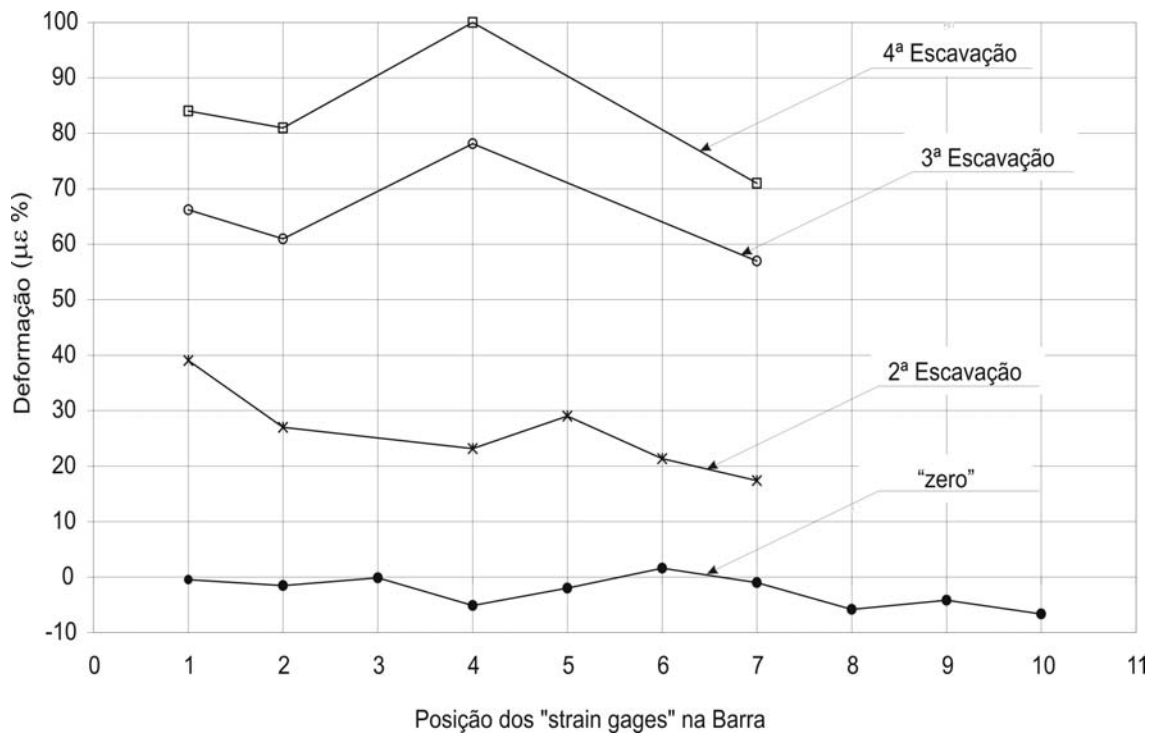


Figura 6.16 – Resultados das deformações nas barras 4 e 18 para três eventos de escavação (primeira linha de grampos, seção A-A, inclinação 30°).

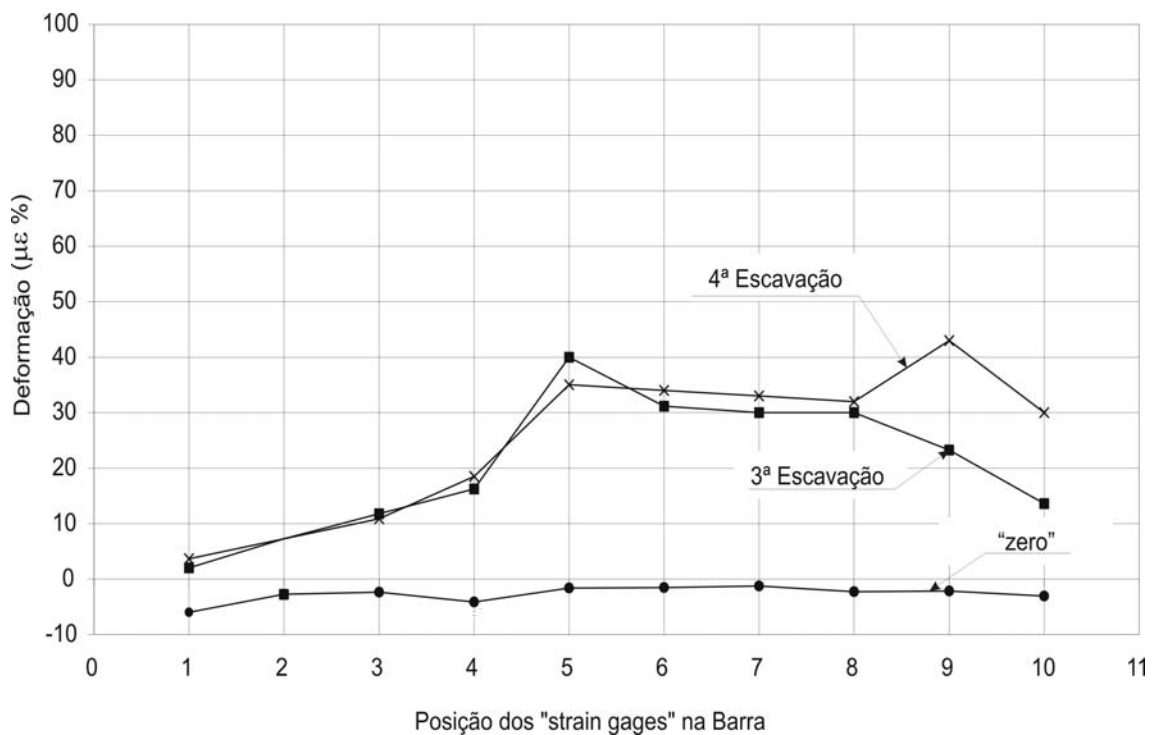


Figura 6.17 – Resultados das deformações nas barras 1 e 17 para dois eventos de escavação (segunda linha de grampos, seção A-A, inclinação 30°).

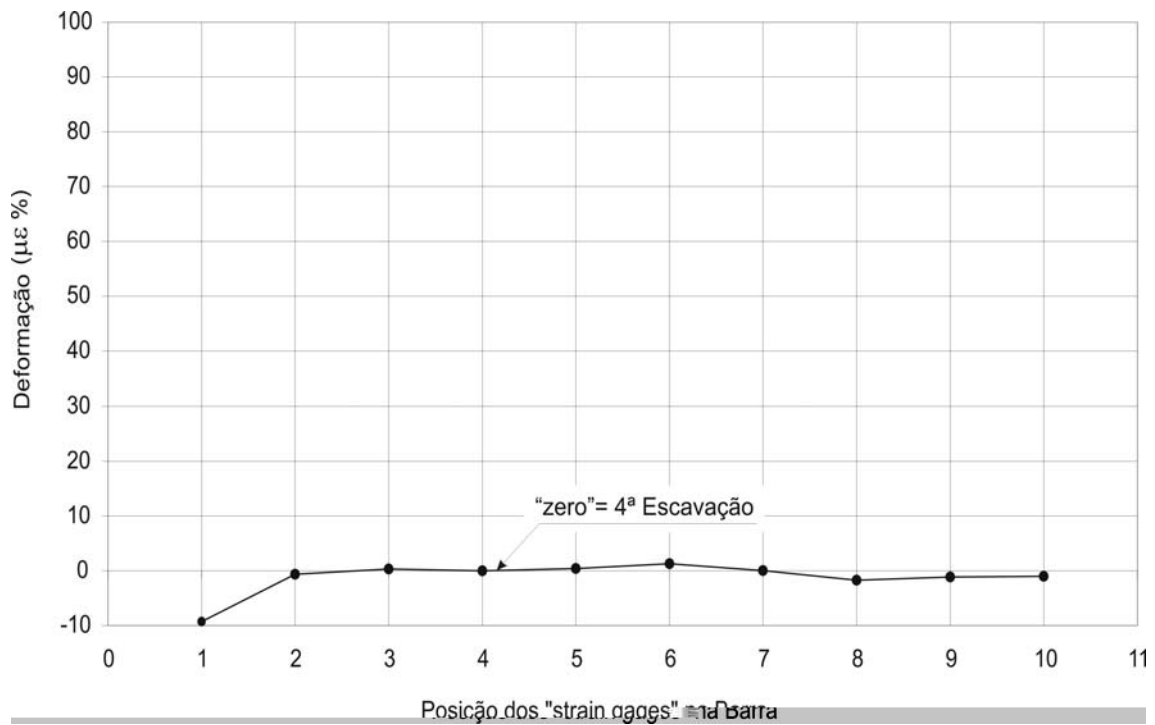


Figura 6.18 – Resultados das deformações nas barras 5 e 15 para um evento de escavação (terceira linha de grampos, seção A-A, inclinação 30°).

Observa-se nas Figuras 6.16, 6.17 e 6.18 uma nítida correspondência das deformações normais nas barras com a profundidade da escavação. Notar na Figura 6.18 que praticamente não se observou, quando da escavação do quarto nível, deformações nas barras na última linha de grampos. No entanto, para as barras localizadas na primeira linha (Figura 6.16) a do quarto nível induziu acréscimos de deformação bastante significativos.

As Figuras 6.19, 6.20 e 6.21 apresentam os resultados das barras da seção B-B, cujos grampos mantêm com a horizontal uma inclinação de 5°.

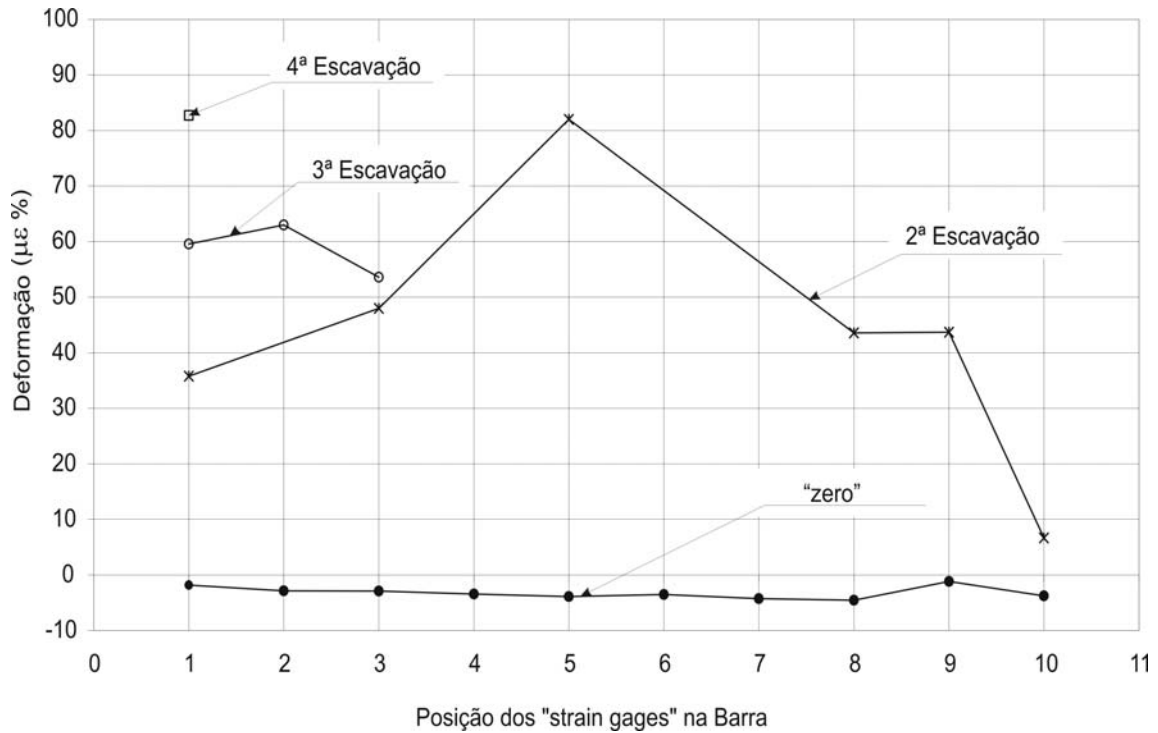


Figura 6.19 – Resultados das deformações nas barras 8 e 13 para três eventos de escavação (primeira linha de grampos, seção B-B, inclinação 5°).

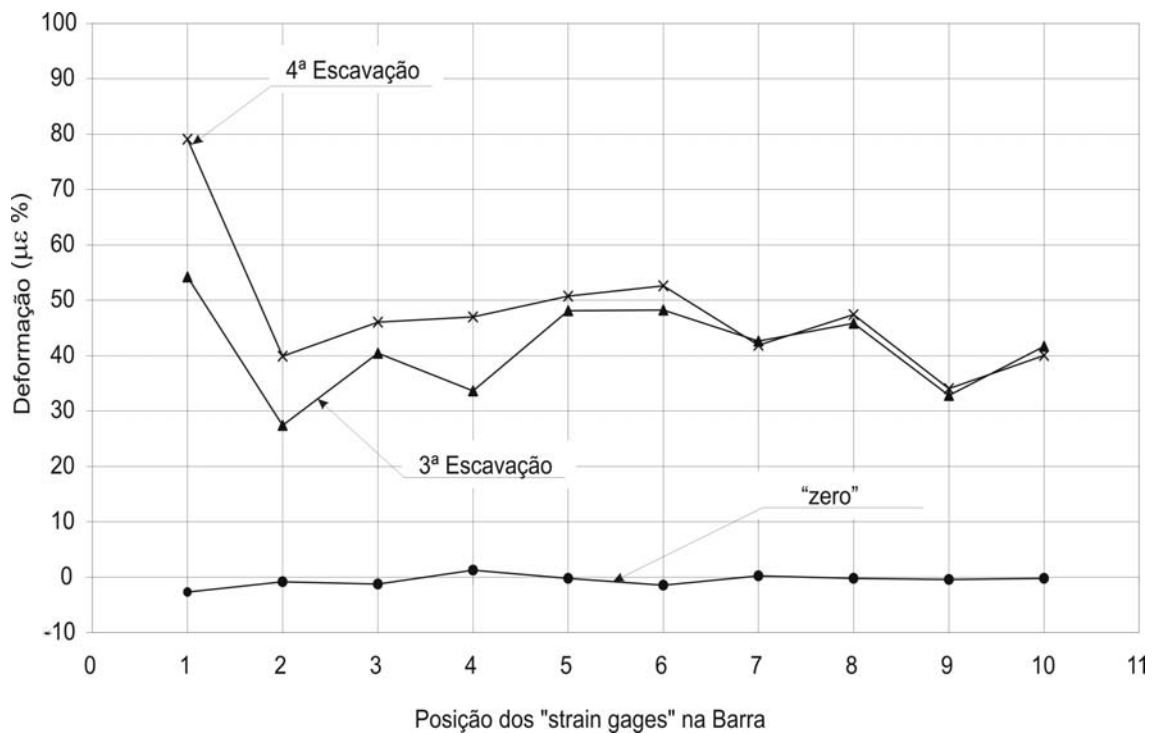


Figura 6.20 – Resultados das deformações na barra 2 para dois eventos de escavação (segunda linha de grampos, seção B-B, inclinação 5°).

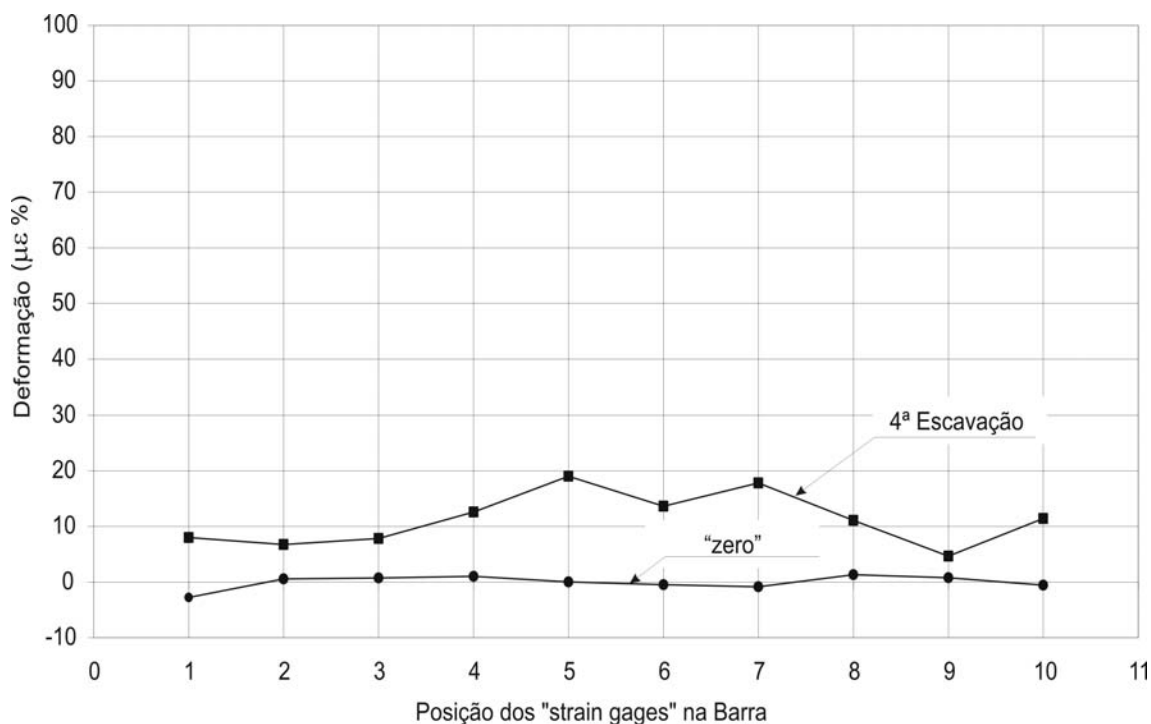


Figura 6.21 – Resultados das deformações na barra 11 para um evento de escavação (terceira linha de grampos, seção B-B, inclinação 5°).

Observa-se nas Figuras 6.19, 6.20 e 6.21 a mesma e nítida correspondência das deformações normais nas barras com os níveis de escavação tal como observado na seção A-A. Na seção em questão, de maneira diversa de que se verificou na seção A-A (Figura 6.18), observa-se uma pequena mobilização na barra situada na última linha de grampos quando do quarto nível de escavação. Da mesma forma que ocorreu na seção A-A, as barras localizadas na primeira linha (Figura 6.19) apresentaram um acréscimo de deformação bastante significativo decorrente da quarta escavação. No entanto, não foi possível estabelecer a distribuição das deformações ao longo do comprimento dessas barras. Devido à deterioração da instrumentação apenas um ponto pode ser monitorado.

As Figuras 6.22, 6.23 e 6.24 apresentam os resultados das barras da seção C-C, cuja inclinação dos grampos com a horizontal correspondeu a 15°.

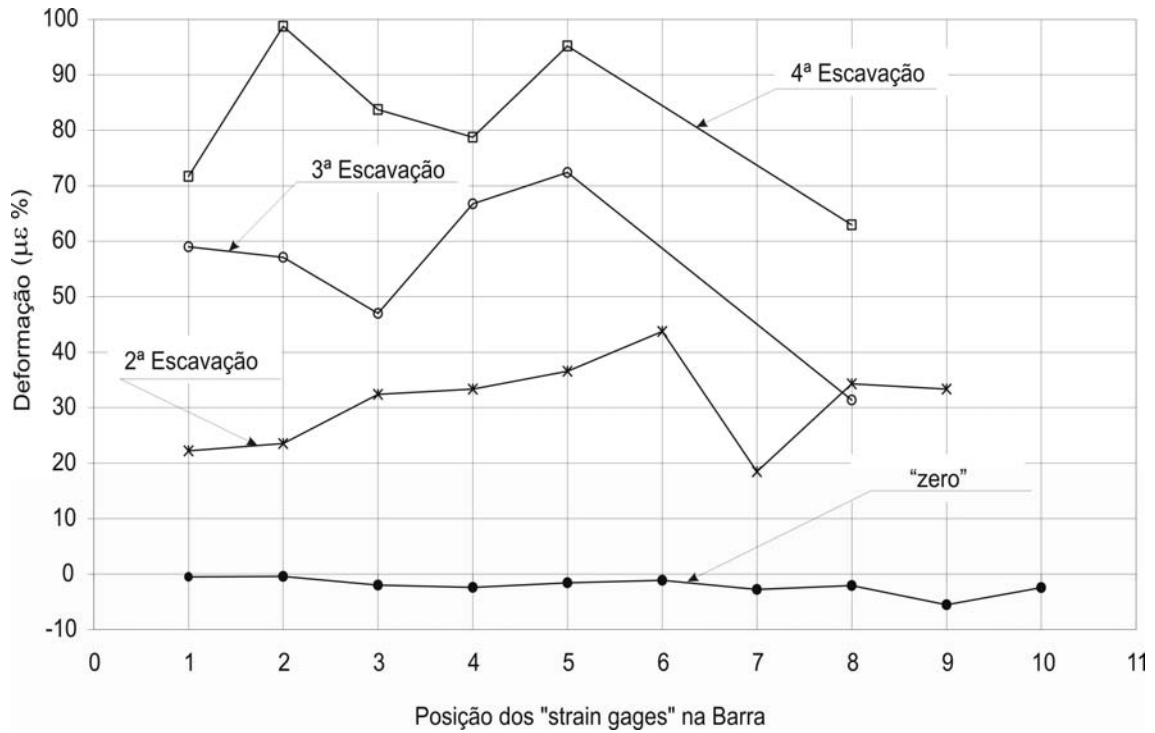


Figura 6.22 – Resultados das deformações nas barras 7 e 14 para três eventos de escavação (primeira linha de grampos, seção C-C, inclinação 15°).

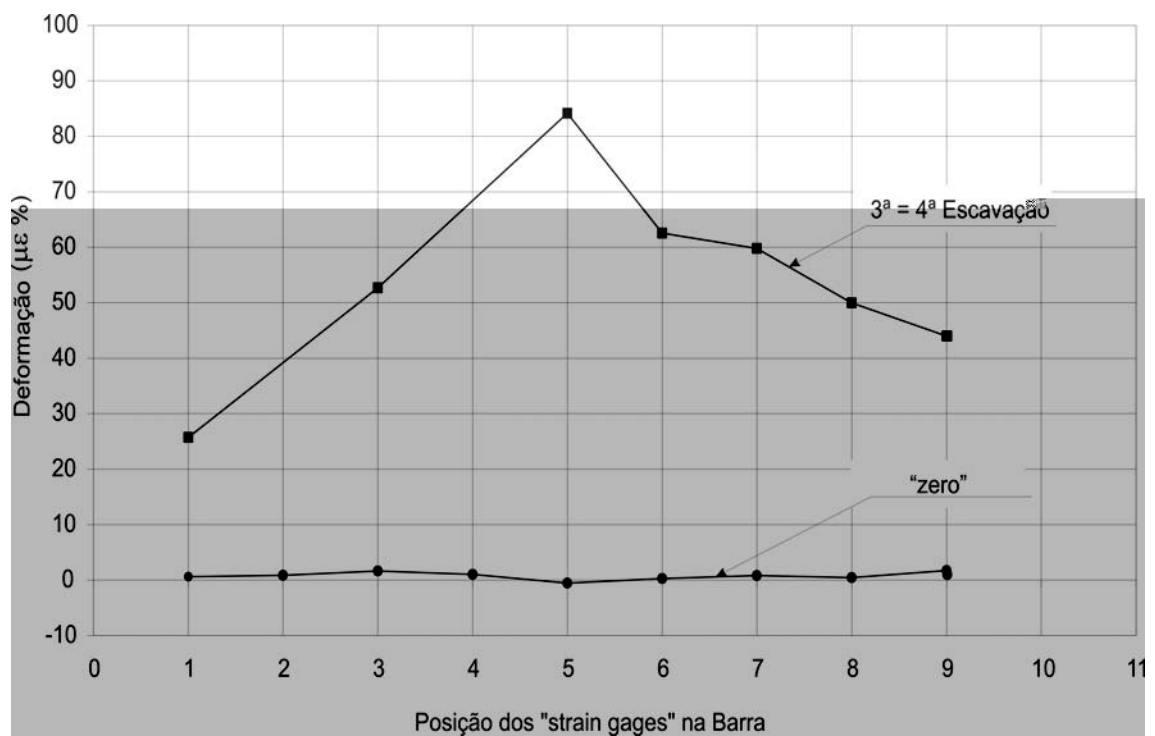


Figura 6.23 – Resultados das deformações na barra 9 para dois eventos de escavação (segunda linha de grampos, seção C-C, inclinação 15°).

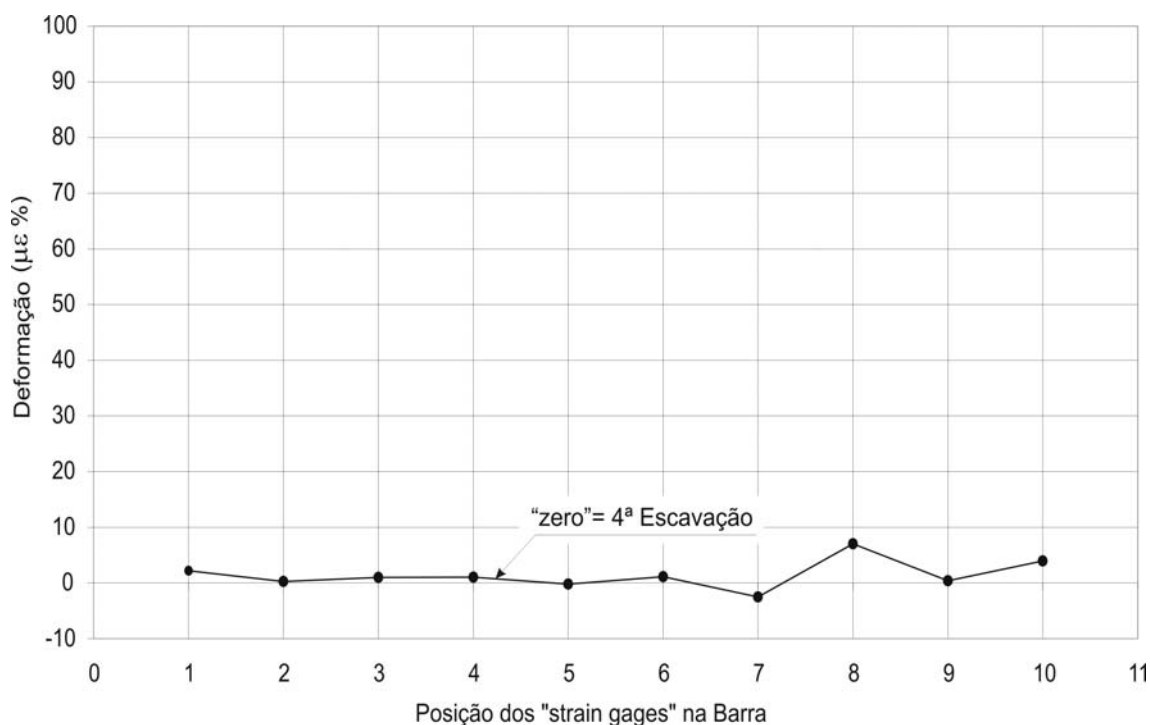


Figura 6.24 – Resultados das deformações na barra 10 para um evento de escavação (terceira linha de grampos, seção C-C, inclinação 15°).

Observa-se nas Figuras 6.22, 6.23 e 6.24 a mesma e nítida evolução das deformações normais nas barras em função dos níveis de escavações impostos, tal como observado nas seções A-A e B-B. Da mesma forma como se verificou na seção A-A (Figura 6.18), nessa seção não se observaram mobilizações nas barras situadas na última linha de grampos quando do quarto nível de escavação. Da mesma forma que ocorreu na seção A-A e B-B, as barras localizadas na primeira linha (Figura 6.22) apresentaram um acréscimo de deformação bastante significativo quando do quarto nível de escavação.

6.2.4.2 Distribuição das Tensões Normais ao Longo dos Grampos

A partir das medições das deformações normais efetuadas, pode-se estabelecer as distribuições das tensões normais ao longo dos grampos correspondentes às fases de escavação.

A expressão 6.1, que exprime a tensão atuante numa barra, é composta por duas parcelas: a primeira relativa à tensão normal e a segunda relativa à tensão flexural.

$$\sigma = \frac{F}{S} \pm \frac{M}{W}; \quad (6.1)$$

onde:

F – força normal;

S – área da seção transversal da barra de aço;

M – Momento fletor;

W – Módulo de resistência da barra de aço.

Considerando apenas a parcela da força normal e tomando a relação 4.11, tem-se:

$$\varepsilon_a = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2} \quad (4.11)$$

$\varepsilon_a \rightarrow$ Deformação axial

$$F = \varepsilon_a ES \quad (6.2)$$

Dessa forma é possível traçar a distribuição das forças normais atuantes nas barras. Nas figuras 6.25, 6.26 e 6.27 apresentam-se os resultados obtidos, considerando-se apenas a distribuição dessas forças normais.

Cabe ressaltar que, para clareza das figuras, foram traçadas apenas as curvas correspondentes às últimas medições das quatro escavações realizadas. Como a primeira linha de grampos só foi mobilizada após a segunda escavação, as figuras apresentam a seqüência das escavações iniciando pela segunda etapa.

Os resultados mostram uma mobilização de esforços normais muito pequenas, indicando estar o maciço longe da ruptura. Estas pequenas movimentações são consistentes com a não saturação do maciço. Tal como discutido anteriormente, na faixa de variação da umidade natural o solo pode apresentar valores de sucção entre 5kPa e 5000kPa. Esses valores de sucção podem vir a representar, como será discutido mais adiante, importante contribuição à estabilidade da escavação.



Figura 6.25 - Resultados das medidas de esforços normais nos grampos instrumentados na seção AA (30°).

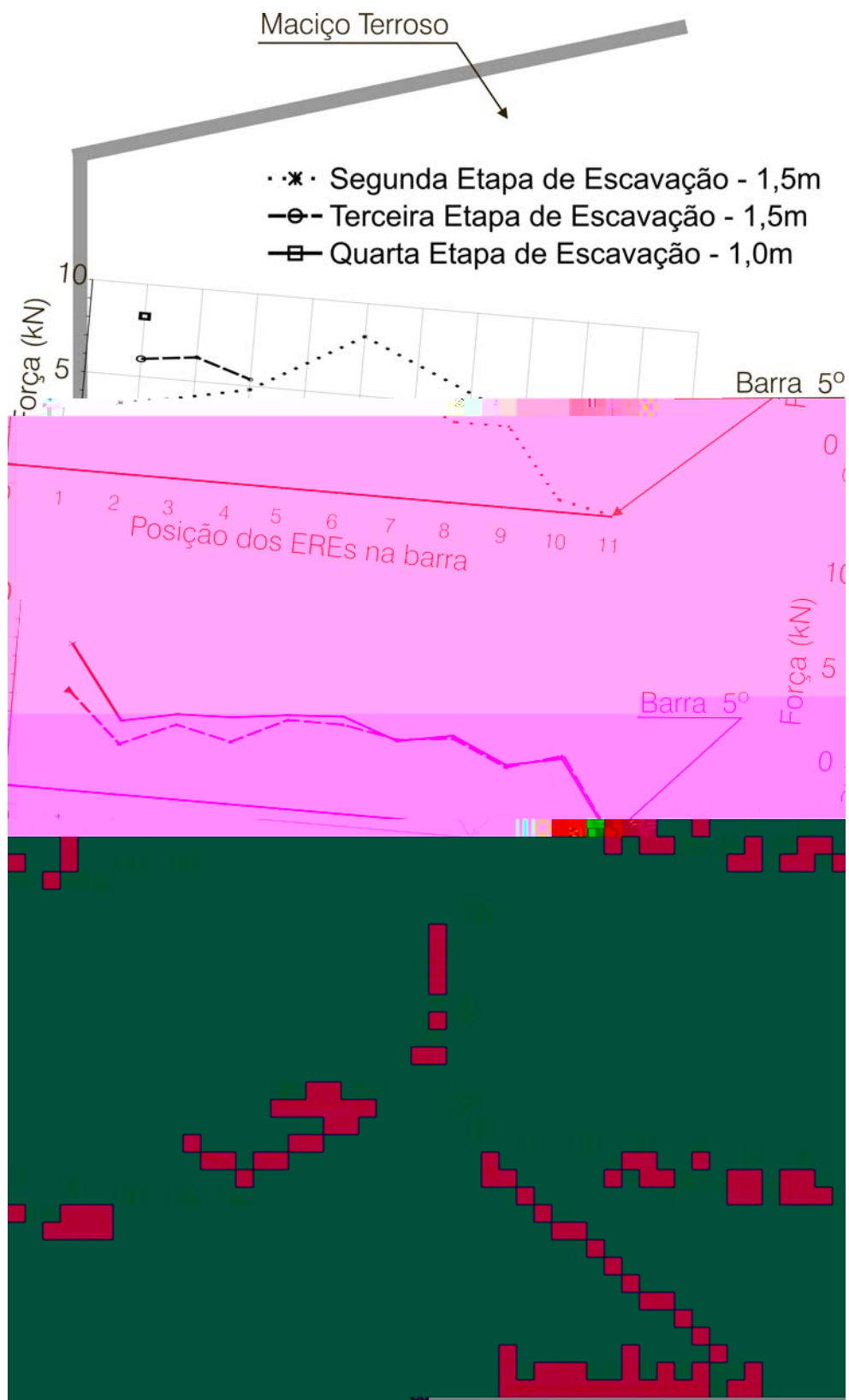


Figura 6.26 - Resultados das medidas de esforços normais nos grampos instrumentados na seção BB (5°).



Figura 6.27 - Resultados das medidas de esforços normais nos grampos instrumentados na seção CC (15°).

6.2.4.3 Distribuição das Deformações Flexurais ao Longo dos Grampos

Do mesmo modo como procedido na determinação das deformações normais e tomando-se como deformação flexural a relação:

$$\varepsilon_f = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{2} \quad (4.12)$$

$\varepsilon_f \rightarrow$ Deformação flexural

Pode-se estabelecer a seguinte relação para a determinação dos esforços flexurais:

$$M = \varepsilon_f EW, \quad (6.3)$$

sendo $W = \pi d^3/32$ (módulo resistente para uma barra maciça de seção circular)

A seguir, nas Figuras 6.28, 6.29, 6.30, 6.31, 6.32, 6.33, 6.34, 6.35 e 6.36, apresentam-se os gráficos de deformações flexurais “versus” posição dos ERE_s nas barras.

Observa-se nos gráficos dessas figuras, conforme já notado nos gráficos da distribuição das deformações normais, uma variação das deformações flexurais em função das escavações realizadas.

No entanto, as deformações flexurais medidas são muito menores do que aquelas relativas às deformações normais.

Cabe ressaltar que os resultados apresentados para as medidas das deformações flexurais correspondem aos mesmos pontos considerados na apresentação das deformações normais. Ou seja, as considerações de validação dos resultados das medições foram idênticas.

A representação das deformações flexurais obedeceu aos critérios utilizados na engenharia estrutural. A linha neutra está representada pela linha correspondente à deformação zero e as curvas das deformações referem-se às fibras tracionadas (superiores ou inferiores).

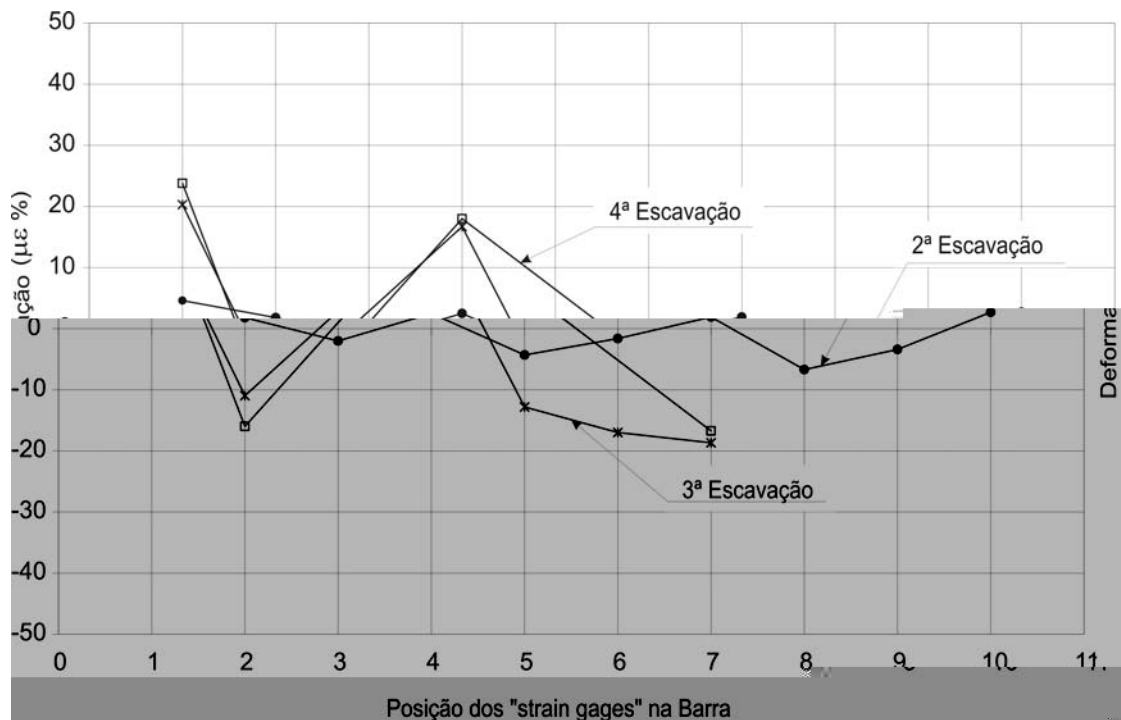


Figura 6.28 – Resultados das deformações flexurais nas barras 4 e 18 (seção A-A – inclinação 30° com a horizontal) para três eventos de escavação (primeira linha de grampos).

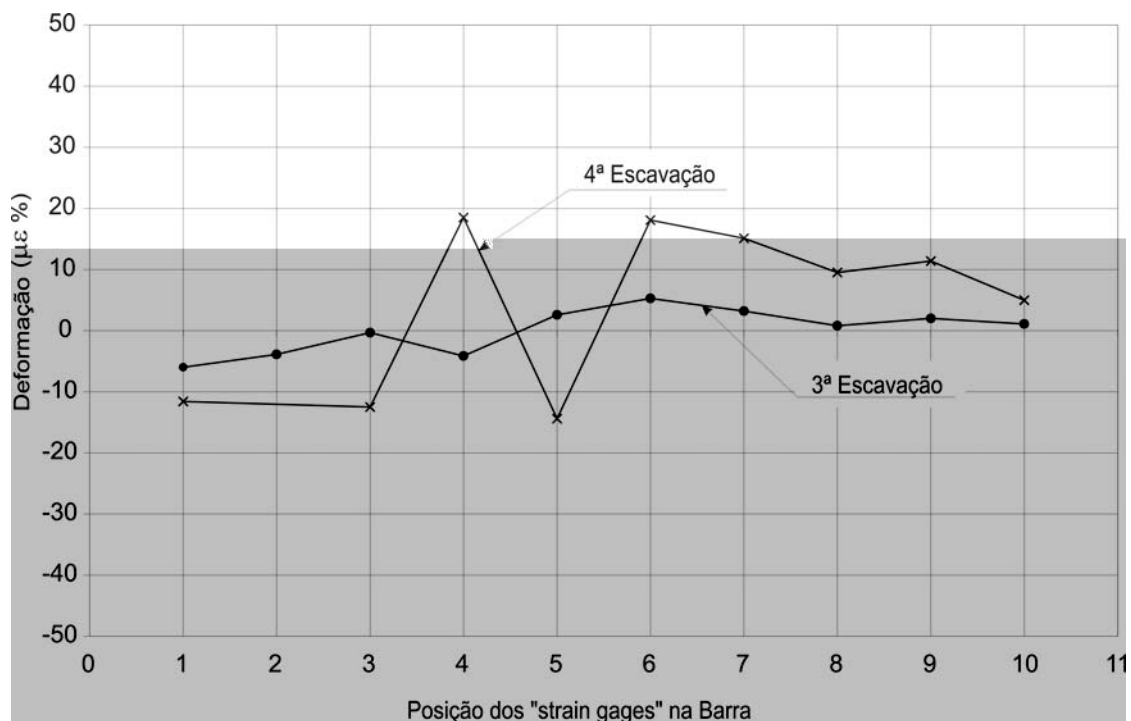


Figura 6.29 – Resultados das deformações flexurais nas barras 1 e 17 (seção A-A – inclinação 30° com a horizontal) para dois eventos de escavação (segunda linha de grampos).

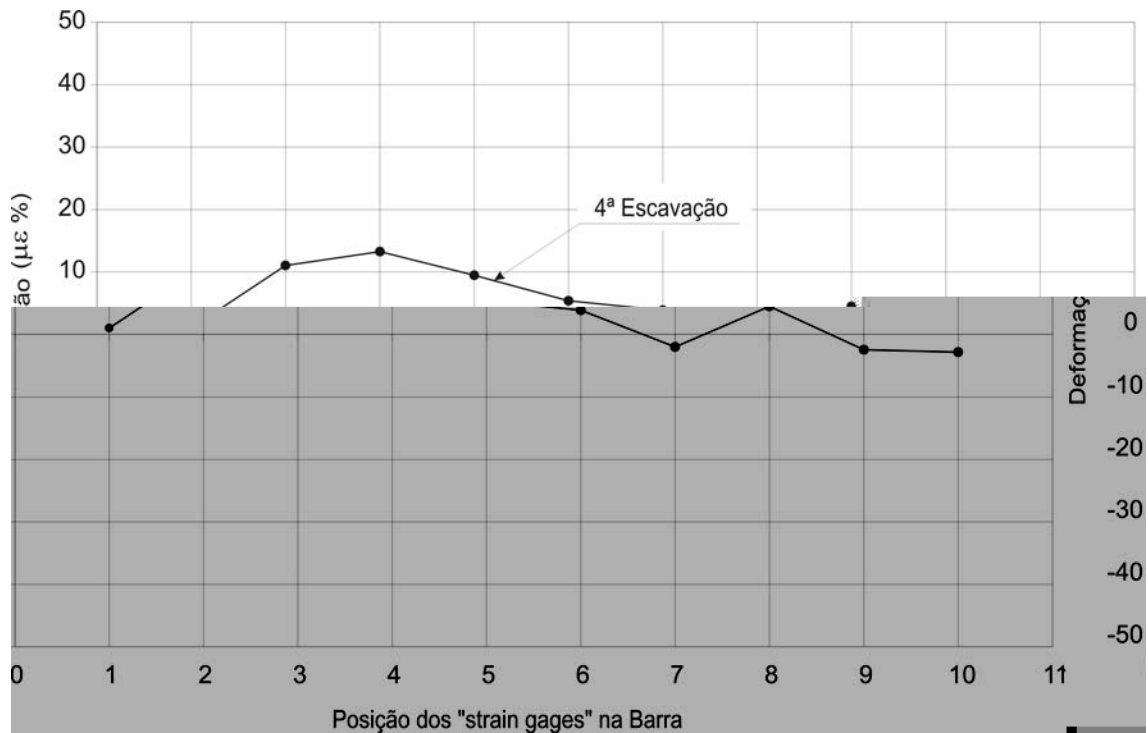


Figura 6.30 – Resultados das deformações flexurais na barra 5 (seção A-A – inclinação 30° com a horizontal) para um evento de escavação (terceira linha de grampos).

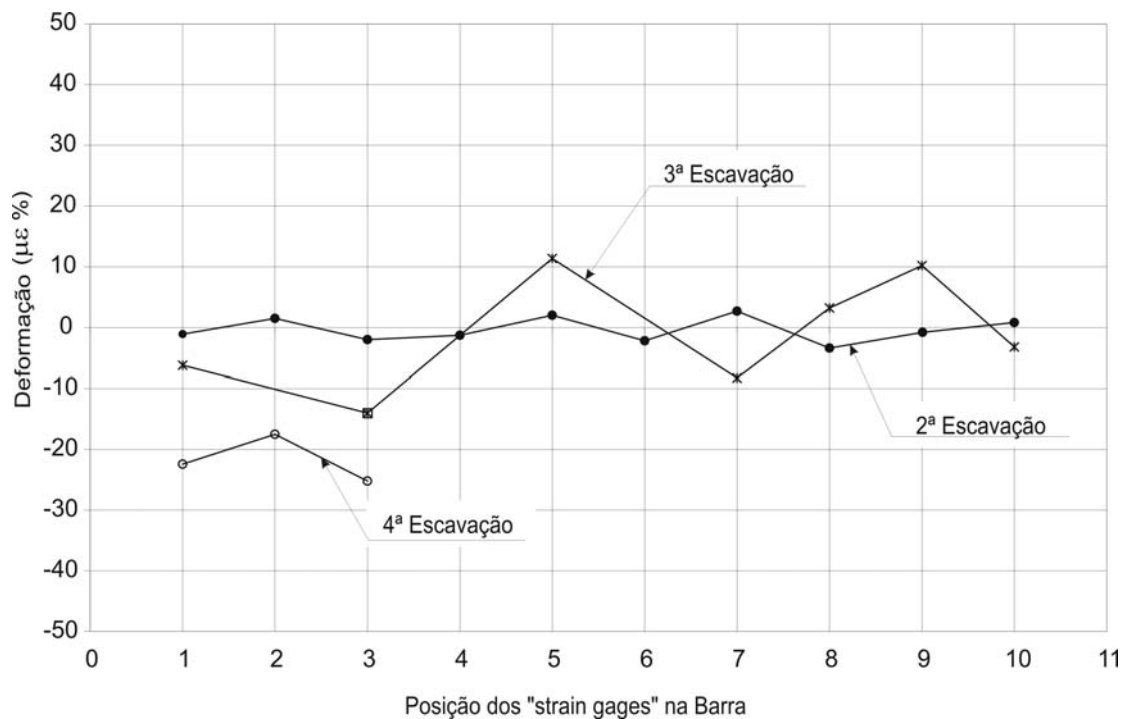


Figura 6.31 – Resultados das deformações flexurais nas barras 8 e 13 (seção B-B – inclinação 5° com a horizontal) para três eventos de escavação (primeira linha de grampos).

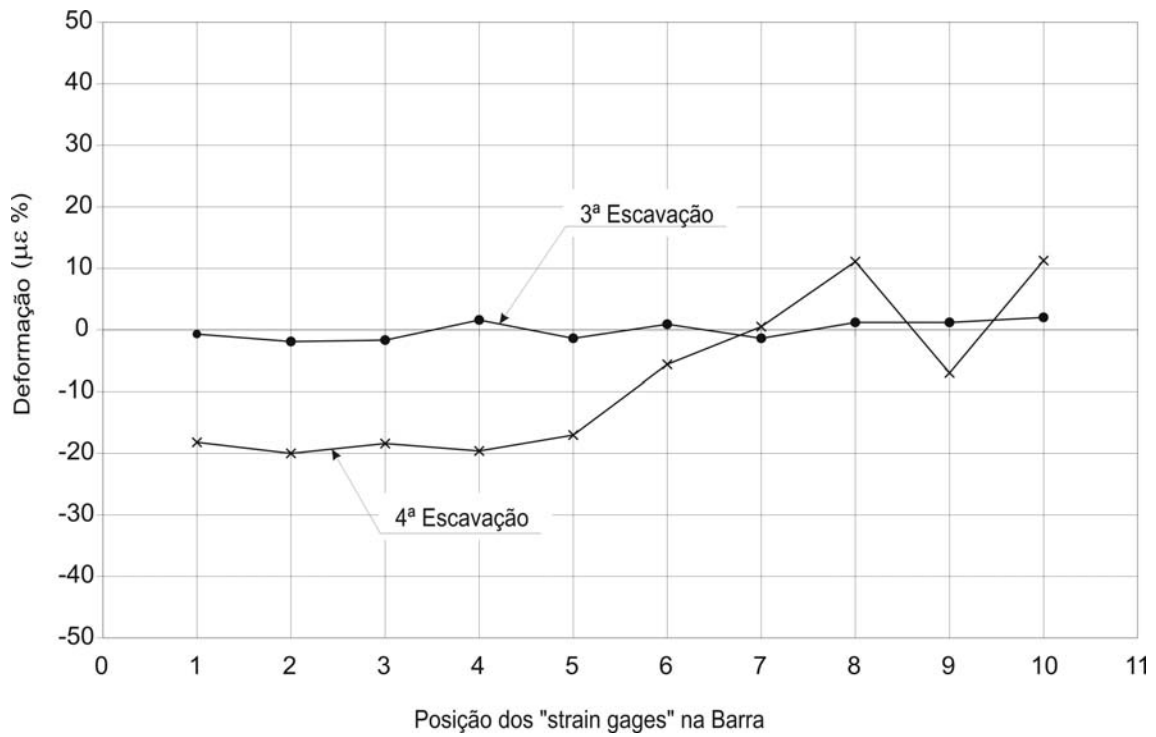


Figura 6.32 – Resultados das deformações flexurais na barra 2 (seção B-B – inclinação 5° com a horizontal) para dois eventos de escavação (segunda linha de grampos).

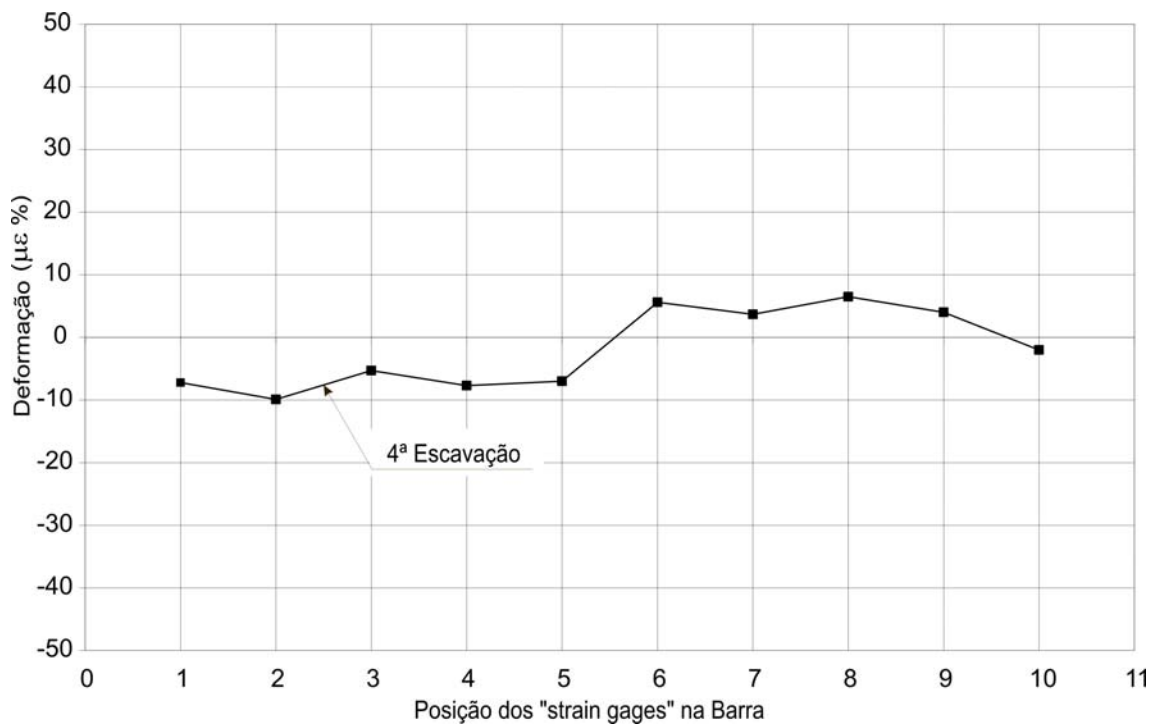


Figura 6.33 – Resultados das deformações flexurais na barra 11 (seção B-B – inclinação 5° com a horizontal) para um evento de escavação (terceira linha de grampos).

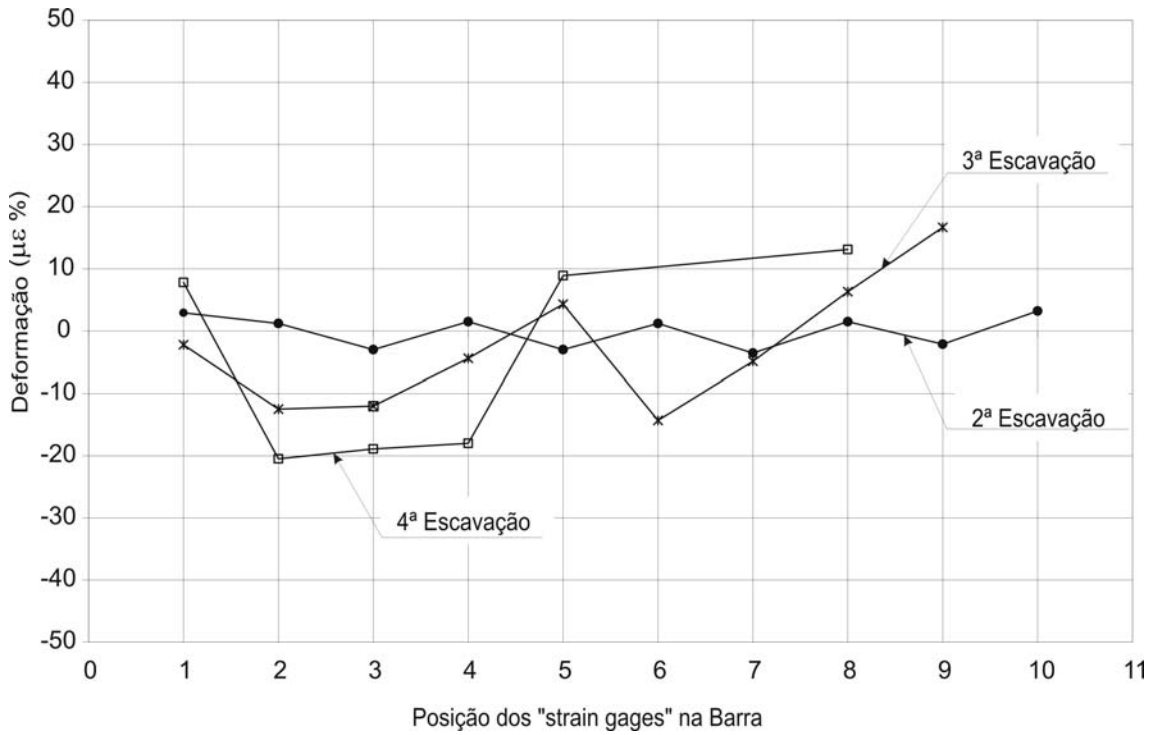


Figura 6.34 – Resultados das deformações flexurais nas barras 7 e 14 (seção C-C – inclinação 15° com a horizontal) para três eventos de escavação (primeira linha de grampos).

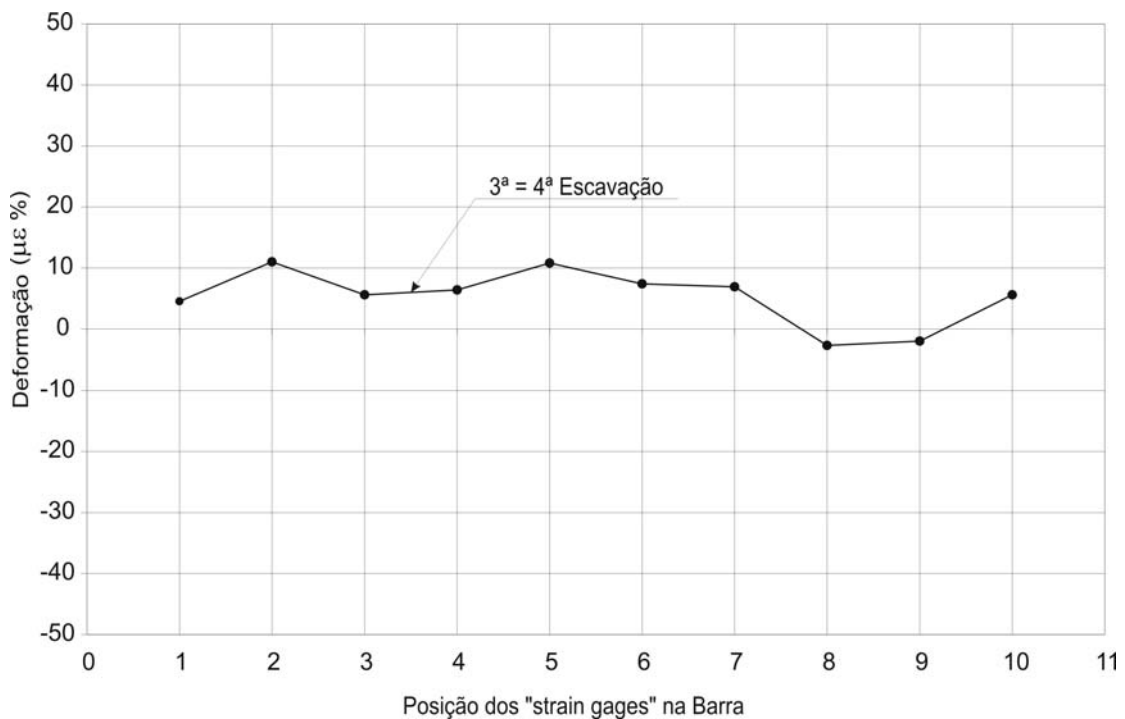


Figura 6.35 – Resultados das deformações flexurais na barra 9 (seção C-C – inclinação 15° com a horizontal) para dois eventos de escavação (segunda linha de grampos).

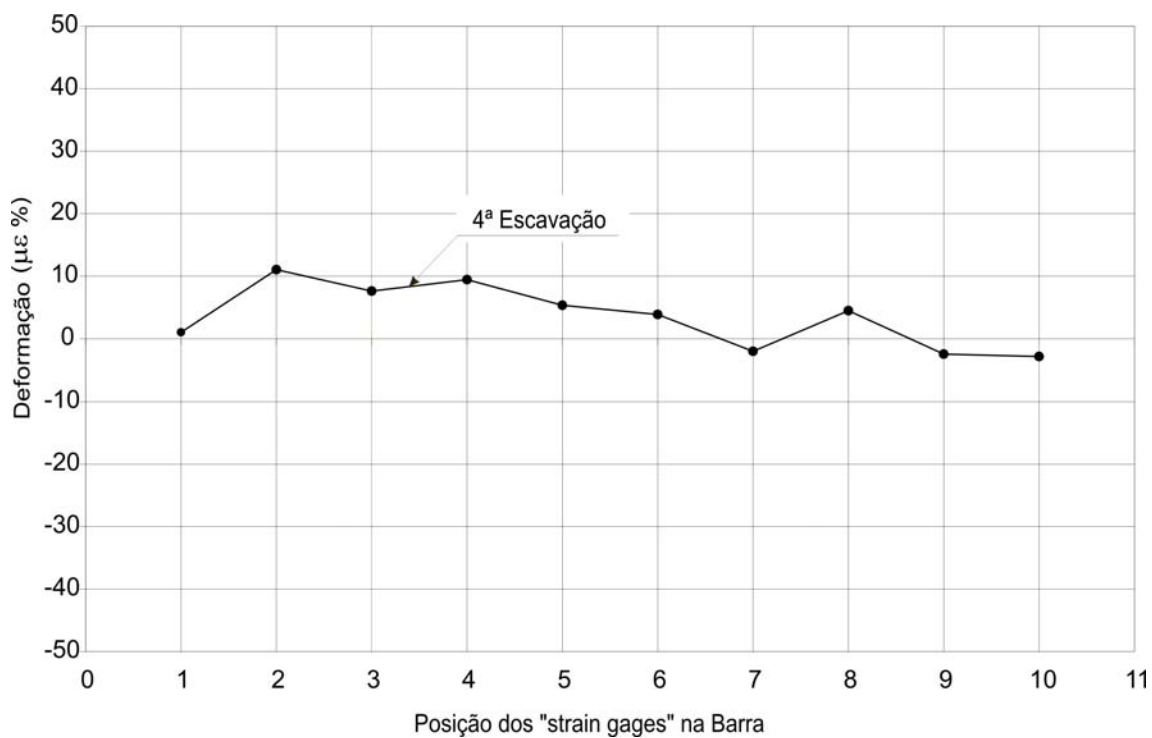


Figura 6.36 – Resultados das deformações flexurais nas barras 10 e 16 (seção C-C – inclinação 15° com a horizontal) para um evento de escavação (terceira linha de grampos).

Com os resultados das distribuições de deformações flexurais, foi possível traçar, utilizando-se a expressão 6.3, a distribuição dos momentos fletores atuantes nas barras. Nas figuras 6.37, 6.38 e 6.39 apresentam-se os resultados obtidos, considerando-se apenas a distribuição desses esforços.

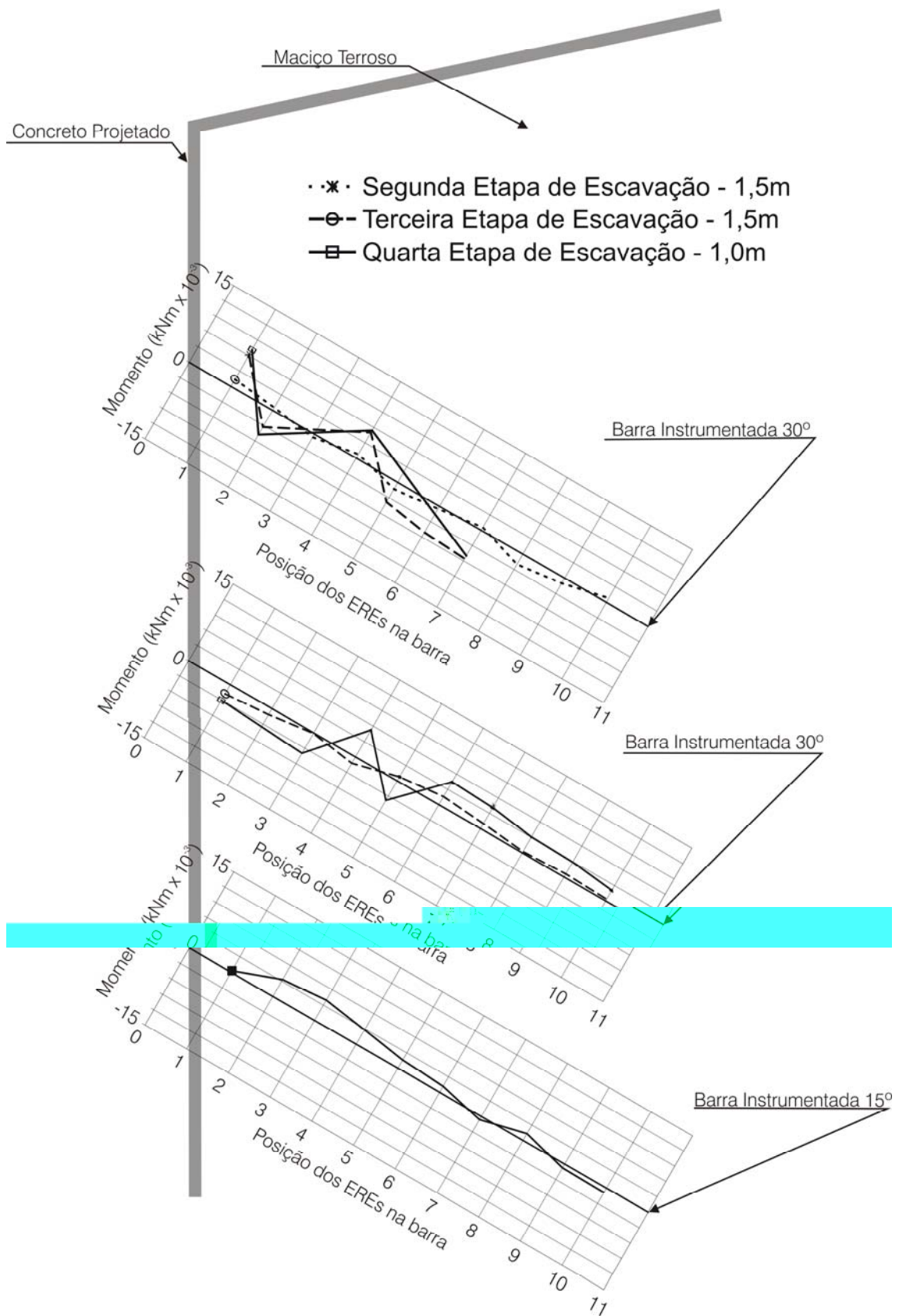


Figura 6.37 - Resultados das medidas de momentos fletores nos grampos instrumentados na seção AA (30°).

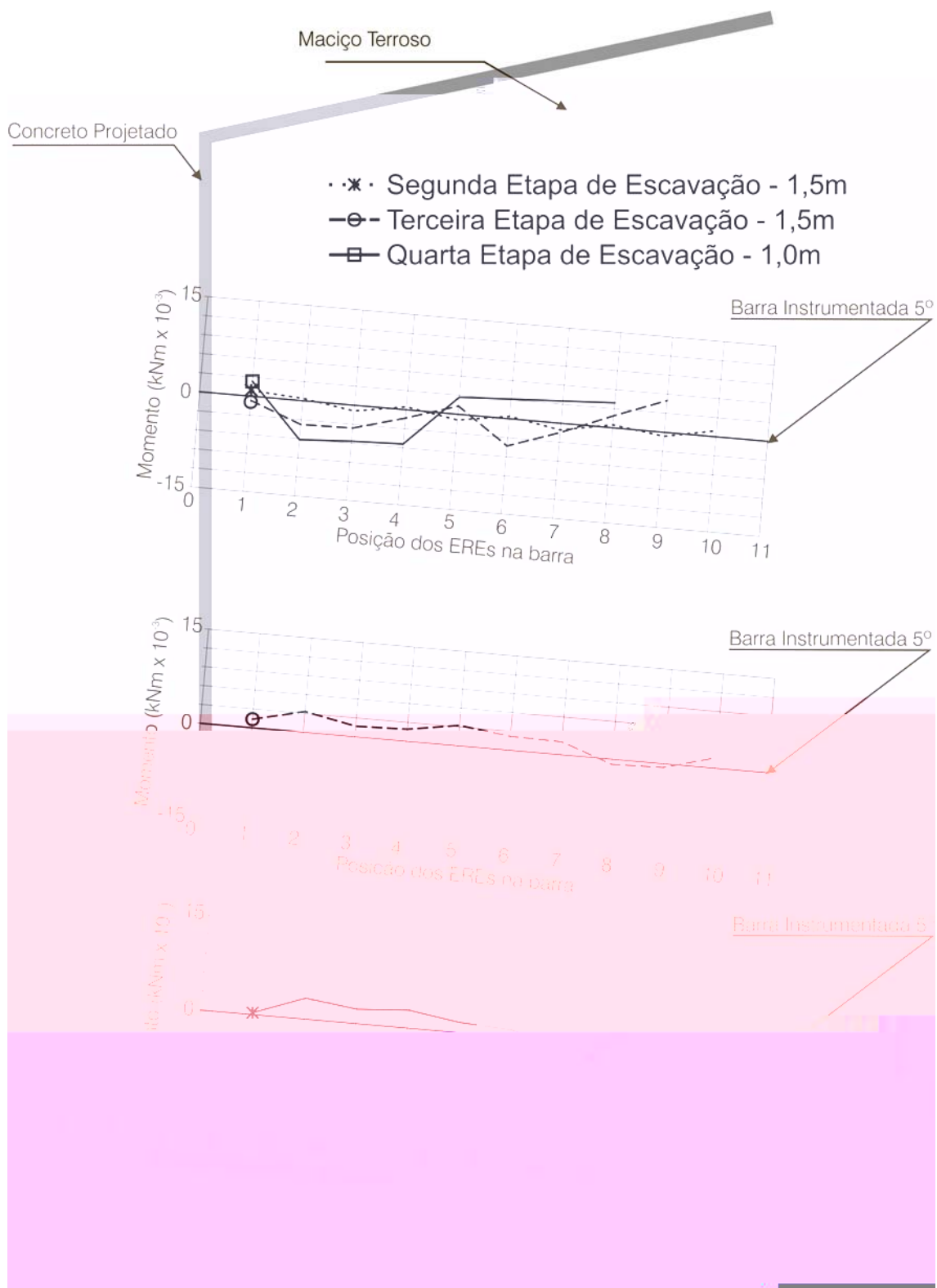


Figura 6.38 - Resultados das medidas de momentos fletores nos grampos instrumentados na seção BB(5°).

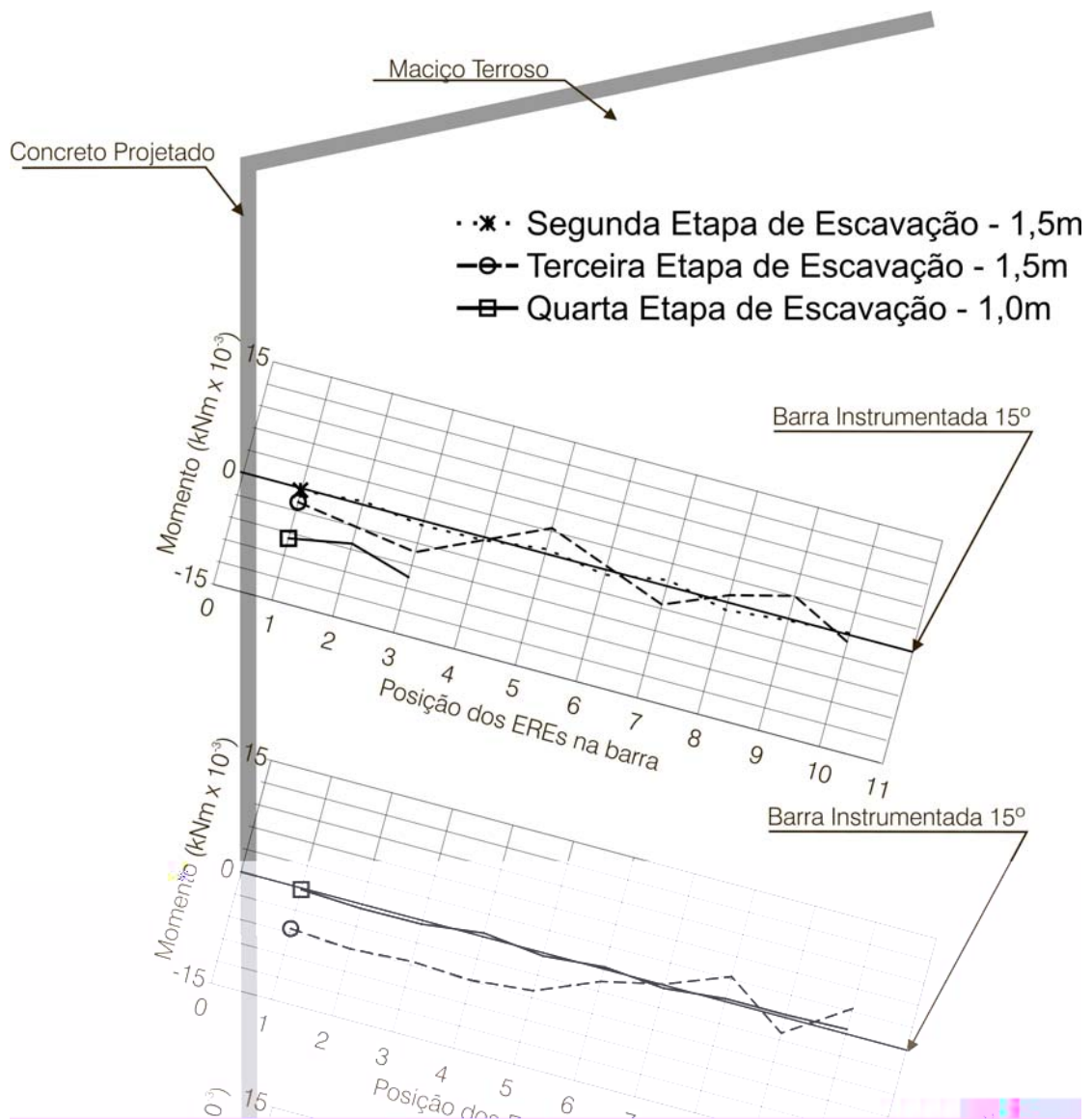


Figura 6.39 - Resultados das medidas de momentos fletores nos grampos instrumentados na seção CC(15°).

Os resultados das deformações nas barras mostraram-se consistentes com os deslocamentos monitorados medidos através dos inclinômetros. As deformações máximas medidas por grampo foram de $100\mu\epsilon$, muito pequenas, correspondentes a uma força de 10 kN, assinalando que o maciço encontra-se bastante afastado da ruptura.

Consistentemente observou-se nas seções com maiores movimentações as maiores cargas nos reforços.

Na Figura 6.40 apresentam-se o somatório das cargas máximas ($\Sigma T_{máx}$) e deslocamentos máximos observados em função da inclinação dos grampos, correspondentes às três seções instrumentadas. Nas seções com maiores movimentações verificam-se também maiores cargas nos reforços.



Figura 6.40 –Relações entre a inclinação dos grampos com deslocamentos, esforços normais e flexurais e Im.

Na Figura 6.40 são também incluídos os valores medidos dos somatórios dos momentos máximos mobilizados nas barras ($\Sigma M_{máx}$), em cada uma das seções. Tal como apresentado nas simulações numéricas apresentadas em EHRlich et al (1996), observa-se que quanto maior a inclinação maior o $\Sigma M_{máx}$.

A importância relativa das tensões internas nos grampos oriundas dos momentos fletores pode ser relacionada ao índice I_m , definido em EHRlich et al (1996), como sendo:

$$I_m = \left(\frac{8}{D} \right) \Sigma M_{m\acute{a}x.} / \Sigma T_{m\acute{a}x.} \quad (6.4)$$

onde:

$D \rightarrow$ Diâmetro da barra.

Na Figura 6.40 observa-se que, de acordo com os valores de I_m calculados, os momentos foram responsáveis por 32%, 22% e 24% dos esforços nas barras com inclinações de 30°, 15° e 5° respectivamente, não se tratando de valores desprezíveis.

O somatório das forças de tração máximas medidas nos grampos, $\Sigma T_{m\acute{a}x.}$, guarda relação com o empuxo de terra atuante no interior do maciço (E) conforme a equação 6.5.

$$\Sigma T_{m\acute{a}x.} \cdot \cos \delta = E \quad (6.5)$$

onde: $\delta \rightarrow$ inclinação dos grampos com a horizontal.

Considerando mobilizado o estado ativo, com base no método de Rankine, e a sucção constante no interior da massa de solo, a equação 6.6 pode ser utilizada para a avaliação do empuxo.

$$E = E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2c_{aparente} H \sqrt{K_a} \quad (6.6)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (6.7)$$

sendo: $c_{aparente} \rightarrow$ coesão aparente oriunda da sucção da massa de solo;

$\phi' \rightarrow$ ângulo de atrito do solo.

A resistência ao cisalhamento (s) dos solos não saturados pode ser descrita de forma similar à dos solos saturados.

$$s = c_{aparente} + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' \quad (6.8)$$

$$c = c' + (u_w - u_a) \tan \phi^b \quad (6.9)$$

onde: c' → coesão efetiva;

$(u_w - u_a)$ → sucção;

ϕ^b → ângulo de atrito relativo à sucção.

Tomando-se as expressões (6.5), (6.6), e (6.9), pode-se estimar a coesão aparente e a sucção correspondente, necessária para garantir o equilíbrio no estado ativo da massa reforçada. Nessa análise considerou-se ϕ^b igual a ϕ' . Na Tabela 6.1 apresentam-se os resultados dos cálculos para cada uma das seções.

Tabela 6.1 – Relação entre os valores de empuxo estimado e os medidos.

Seção	(δ)	$\Sigma T_{\max} \cos \delta$	$c_{aparente}$ (kPa)	Sucção (kPa)
A - A	30°	6,4	12,5	11,1
B - B	5°	7,5	12,4	10,9
C - C	15°	9,4	12,1	10,5

Na Tabela 6.1 observa-se, para as três seções, que coesão aparente e a sucção necessária ao equilíbrio podem ser tomadas iguais a 12 kPa e 11 kPa respectivamente. Uma sucção de 11 kPa corresponde, na curva característica (Figura 6.3), a umidades que variam entre 18% e 20%.

Este valor de umidade, que representaria a condição média do campo, é consistente com os valores de umidades medidos no local, que incluindo épocas secas e úmidas variaram entre 13,5% e 21% (média 17,3%).

Deve-se notar que a mobilização de carga nos reforços limitou-se basicamente às duas primeiras linhas de grampos, que se situam na região da massa de solo mais susceptível às variações de umidade (4 primeiros metros de profundidade).

Pode-se questionar que a condição ativa de Rankine tenha sido de fato mobilizada na escavação em questão.

Desenvolve-se a seguir uma nova análise objetivando avaliar os níveis reais de sollicitação do solo.

Para tal, a expressão 6.6 pode ser reescrita da seguinte forma:

$$E = E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2 \frac{c_{aparente}}{FS} H \sqrt{K_a} \quad (6.10)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'_{fs}}{2} \right); \quad \phi'_{fs} = \arctg \left(\frac{tg \phi'}{FS} \right)$$

Nessa abordagem, ainda considerando a teoria de Rankine, se inclui fatores de segurança nas parcelas de coesão aparente e no ângulo de atrito interno do solo.

Considerando a distribuição de umidade com a profundidade (Figura 6.4) e a curva característica do solo (Figura 6.3), tem-se a sucção matricial do maciço variando com a profundidade.

Tomando-se a profundidade de 2,0m, por exemplo, tem-se na Figura 6.4 (condição úmida), um teor de umidade $h = 19,1\%$. Na Figura 6.3 este valor de umidade corresponde a sucções variando entre 7 e 20 kPa e um valor médio de 13,5 kPa.

Com os valores de sucção, coesão efetiva (5,0 kPa) e utilizando-se as expressões 6.5 e 6.10 e o somatório de cargas máximas medidas nos grampos ($\Sigma T_{máx}$), pode-se estimar fatores de segurança para diversas condições de sucção. A Figura 6.41 apresenta a variação dos fatores de segurança com a profundidade considerando as sucções mínimas, máximas e médias de épocas úmidas.

A Figura 6.41 apresenta ainda a variação dos fatores de segurança com a profundidade não considerando a contribuição dos grampos, ou seja, $\Sigma T_{máx} = 0$.

Cabe ressaltar que nas análises efetuadas considerou-se apenas $\Sigma T_{máx}$ correspondentes à seção C-C. Nessa seção a inclinação dos grampos com a horizontal é igual a 15° , sendo esta seção a que mobilizou maiores esforços nos grampos.

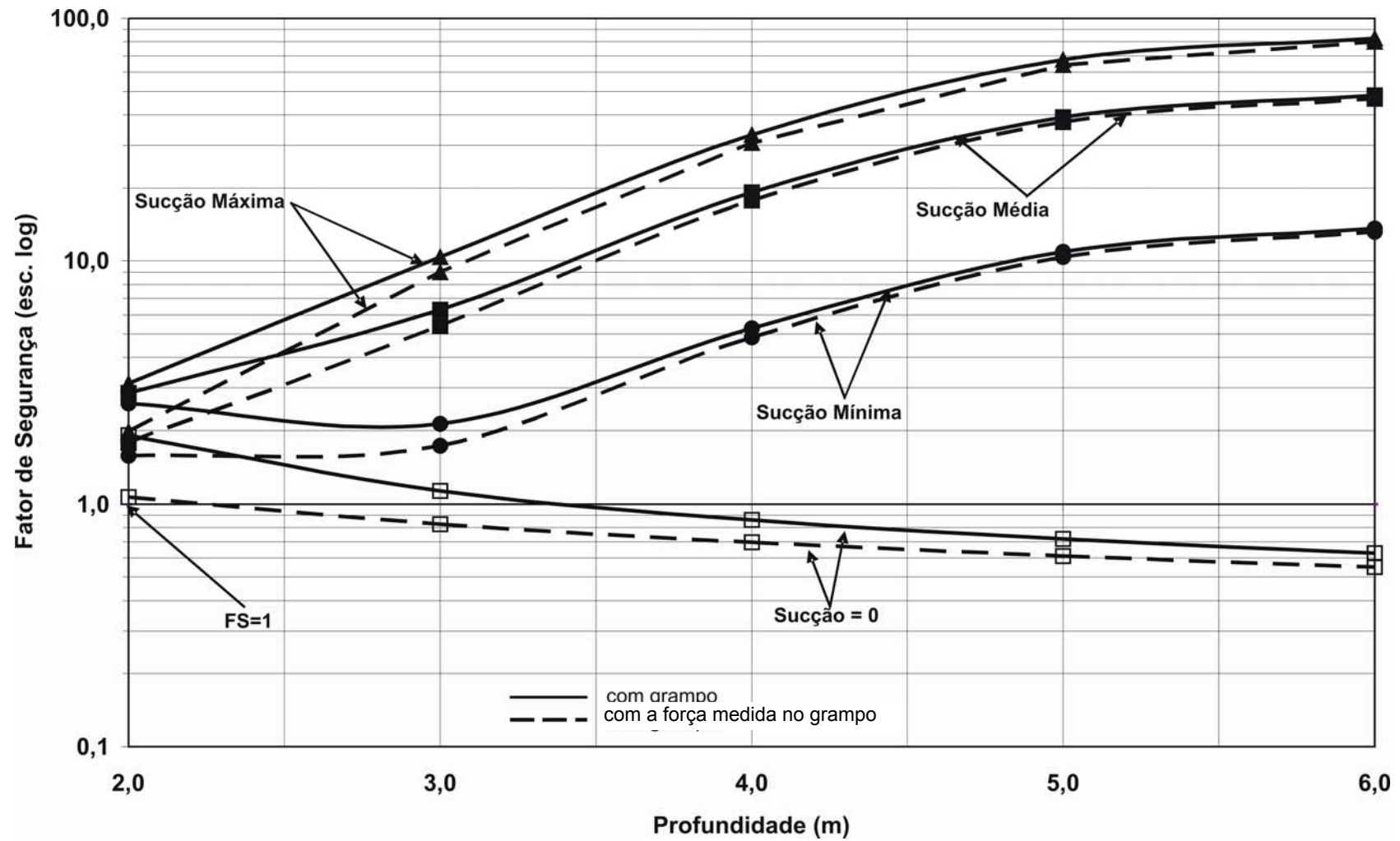


Figura 6.41 – Relação entre fatores de segurança e profundidade.

Os resultados apresentados na Figura 6.41 indicam uma forte influência da sucção nos fatores de segurança para pequenas profundidades. Nota-se pelo gráfico da Figura 6.41 que a não consideração da sucção, ou seja, sucção igual a zero, a escavação grampeada, considerando as forças medidas nos grampos, estaria no equilíbrio limite ($FS=1$) na profundidade de 3,5 metros.

Desconsiderando os grampos, a condição seria ainda mais crítica. A escavação atingiria a condição limite na profundidade de 2,3 metros.

A contribuição dos grampos é significativa até a profundidade de 3,0 metros de escavação. A partir dessa profundidade os fatores de segurança calculados praticamente independem da consideração ou não dos grampos.

Essas análises salientam a importância da sucção no comportamento de escavações em solos residuais não saturados.

É importante ressaltar que na prática de projetos, em condições similares ao da escavação estudada, normalmente, não são levados em consideração nas análises a contribuição da sucção no solo. Tal representa implicitamente um grande conservadorismo nos projetos.

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

7.1 Quanto à extensometria

Foi apresentada neste trabalho uma nova proposta de instrumentação extensométrica geotécnica de longo prazo. A extensometria utilizada baseou-se na tecnologia de medição com 4 fios e na leitura direta da resistência.

Nos testes de longa duração, o sistema de medição extensométrica de 4 fios funcionou adequadamente durante cerca de 100 dias, prazo a partir do qual se verificou uma deterioração generalizada na resistência de isolamento dos ERE's. Este problema foi associado com o tipo de fio utilizado no cabeamento (fio com proteção de verniz, similar aos utilizados em induzidos elétricos) e com a técnica de proteção utilizada que tiveram vida útil menor que a esperada.

Os resultados obtidos qualificam a adoção desta técnica de medição para resolver problemas extensométricos multiplexados, de longa duração e em ambientes hostis.

Uma desvantagem observada foi a necessidade de adoção de equipamentos com resolução para ler uma parte em 5×10^5 , de modo a se obter leituras de $1 \mu\text{m/m}$, quando $S_g = 2,0$ (CASTRO, 1998). Isso se deve ao fato de que R_s é uma grandeza muito pequena e é medida sobre o valor da resistência dos ERE_s (R_s).

Essas características exigem que os multímetros utilizados nas medições devam ter pelo menos 20 bits, resolução e precisão de μV , uma vez que as máximas correntes de excitação permitidas sobre os ERE_s são da ordem de dezenas de mA.

Outras desvantagens dessa tecnologia estão relacionadas a necessidade de longos tempos de leitura dos conversores A/D de alta resolução, o que torna estes sistemas intrinsecamente lentos (não sendo possível sua utilização em medições dinâmicas) e, ainda, ao custo desses equipamentos.

No entanto, o atual estado da arte de fabricação e disponibilização desses equipamentos, viabilizam o seu uso e possibilita a solução de problemas de medição extensométrica de longo prazo através dessa tecnologia.

Ficou também destacada a importância, no caso de monitoramento de longo prazo, do emprego de um sistema de isolamento mais eficiente de forma a garantir uma maior vida útil.

Considerando a simplicidade do sistema (dispensando qualquer calibração), flexibilidade de utilização e os resultados dos testes realizados, o sistema de medição extensométrica com 4 fios indicou um comportamento adequado para a utilização nas medições especiais de deformação, principalmente as de longo prazo.

7.2 Quanto aos ensaios de arrancamento

Os testes de arrancamento, realizados em dois pontos do Município do Rio de Janeiro, em perfis de intemperismo originados de gnaiss (Rua Ati) e de gnaiss leptinito (Rua Cardoso Junior), mostraram que a resistência unitária q_s varia de acordo com o tipo de solo.

Considerando um mesmo tipo de material terroso (mesma origem e formação), q_s apresenta o mesmo valor, independente dos comprimentos utilizados nos ensaios, 3m ou 6m ancorados.

Observou-se um nítido aumento do atrito q_s com a profundidade refletindo o aumento do SPT e do atrito interno dos materiais.

Os resultados do monitoramento das deformações ao longo dos grampos de 3 m e 6 m também mostraram que a distribuição das tensões cisalhantes solo-calda de cimento permanecem constantes ao longo do comprimento ancorado.

Sob o ponto de vista prático, podem-se extrapolar linearmente os resultados de q_s obtidos em grampos curtos para grampos longos, nos projetos de solo grampeado.

Como padrão para a normalização de ensaios de arrancamento, considerando os resultados obtidos, recomenda-se a adoção de grampos com três metros de comprimento ancorado e 2 metros de trecho livre.

7.3 Quanto à inclinometria

Os resultados de inclinometria apresentaram, em linhas gerais, valores de deslocamentos muito pequenos durante todas as fases de escavação. Não se observou deslocamentos significativos em nenhum dos inclinômetros mais afastados da face do talude.

Os deslocamentos se caracterizaram por terem sua magnitude máxima junto ao topo e próximo à face do talude, diminuindo com a profundidade. Observou-se que a partir da cota -2,0 m, em relação ao topo da escavação, todos os pontos de medição apresentaram deslocamentos horizontais pouco significativos.

As movimentações mais concentradas no topo do talude podem ser relacionadas a possíveis alterações na sucção do solo que ocorreram nesse trecho mais superficial.

7.4 Quanto às barras instrumentadas

As deformações monitoradas nos grampos, de forma consistente com os baixos valores medidos pela inclinometria, indicaram pequena mobilização dos grampos e do maciço que se encontra afastado da ruptura.

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

inclinometria, assinalam a menor estabilidade dos primeiros 2,0 metros da escavação.

Ressalta-se mais uma vez que na prática de projetos, em condições similares ao da escavação estudada, normalmente, não são levadas em consideração nas análises a contribuição da sucção no solo. Tal representa implicitamente um grande conservadorismo nos projetos.

7.5 Sugestões para futuras pesquisas

Estudo de técnicas de proteção de sensores e cabeamento para as medições extensométricas de longo prazo e em áreas susceptíveis a intempéries, de forma que sejam evitadas perdas precoces do sistema de medição.

Estudo da variação da carga de arrancamento do grampo com a umidade e sucção do solo.

Estudo mais acurado no campo da umidade e sucção em massas de solos residuais e coluvionares.

Estudo do comportamento de obras de solo grampeado sob condições mais próximas ao colapso, incluindo a variação da inclinação e rigidez do grampo.

Estudo teórico mais aprofundado de modo a incluir a sucção do solo em métodos de análises de estruturas de solo grampeado.

BIBLIOGRAFIA

- ABMS / ABEF (1999), "Fundações Teoria e Prática". 2a.edição, Editora PINI,755p.
- BISHOP, A.W.; HENKEL, B. J. (1962), "The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test", Londres: Arnold.
- BRIDLE, R. J. (1989), "Soil Nailing - Analysis and Design", Ground Engineering, September, pp. 52-56.
- BRUCE, D. A. & JEWELL, R. A. (1986), "Soil Nailing: Application and Practice." Part 1, Ground Engineering,19(8): November,10-15.
- BRUCE, D. A. & JEWELL, R. A. (1987), " Soil-Nailing the Second Decade", Tunnels and Foundations.
- BRUCE, D. A. & JEWELL, R. A. (1987), "Soil Nailing: Application and Practice." Part 2, Ground Engineering, 20(1): January, p. 21 33.
- CAPPA, P. Mc.CONNELL, K. C. & ZACHARY, L.W. (1991), "An Experimental Analysis of The Zero Shift Values of Automatic and Inexpensive Strain Gages Instrumentation System" Experimental Mechanics, pag. 205 210.
- CARTIER, G. & GIGAN J. P. (1983), "Experiments and Observations on Soil Nailing Structures", Proceedings of the 8th European Conf. on S.M.F.E, Helsinki, Vol. 2, pp. 473-476.
- CHEN, W. F. & LUI, X. L. (1990), "Limit Analisis in Soil Mehanics", Elsevier.
- CLOUTERRE (1991), "Recomendations Projet National Clouterre", Ecole Nationale des Ponts et Chausseés, Presses de l'ENPC, Paris, English Version, 269 p.
- CHRISTOPHER, B. R., GILL, S. A., GIROUD, J. P., JURAN, I., MITCHEL, J. K.,
- DANTAS, B. T. (2004), "Análise do Comportamento de Estruturas de Solo Reforçado sob Condições de Trabalho", Tese de Doutorado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 209p.
- DALLY, J. W. & RILEY, W. F. (1991), "Experimental Stress Analysis" - 34^aEdition. McGraw Hill.

DIAS, P. H. V., SAYÃO, A. S. F. J. & SPRINGER, F. O. (2006), "Estabilização de Taludes: Tirantes ou Grampos?", XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Agosto, Curitiba, Brasil.

DRINGENBERG, G. & CRAIZER, W. (1992), "Estabilidade de Taludes por Pregagem: Projeto-Execução", 1ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas -1ª COBRAE, Rio de Janeiro, pp 127-137, Novembro.

DUNNICLIFF, J. (1988), "Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field

Instrumentação e Comportamento, São Paulo, SP, Outubro.

^a

Soil Wall. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120, N.40 -bril,: 625-645.

nd Intern2encoal Conference on Soil Reinforcement,

FEIJÓ, R. L. & EHRLICH, M. (2003), "Nail Pullout Tests in Residual Soils in Rio de Janeiro – Brazil", 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Cambridge, Massachusetts, USA, Junho.

FEIJÓ, R. L. & EHRLICH, M. (2005), "Resultados do Monitoramento de uma Obra Experimental em Solo Grampeado", IV COBRAE - Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, Salvador, Bahia, Novembro.

FEIJÓ, R. L. & EHRLICH, M. (2006), "Análise dos Resultados do Monitoramento de uma Obra Experimental em Solo Grampeado", XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Agosto, Curitiba, Brasil.

FREDLUND, D. G. & RAHARDJO, H. (1993), "Soil Machanics for Unsaturated Soil, New York: John Wiley & Sons.

GASSEER, G. & GUDEHUS, G. (1981), "Soil Nailing — Some Aspects of a New Technique", Proc.10th Int. Conf. S.M.F.E, Stockholm, Vol.3, Session 12, pp.665 670.

GASSLER, G. (1990), "In-situ Techniques of Reinforced Soil", State-of-the-Art Report, Proc. International Reinforced Soil Conference, Glasgow.

GEORIO (2000), "Manual Técnico de Encostas – Ancoragens e Grampos", 2^a Edição, Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 188p.

GOMES DA SILVA, A. M. B. (2006), "Condicionantes Geológico-Geotécnicos de Escavação Grampeada em Solo Residual de Gnaiss", Tese de Mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 126p.

GUILLOUX, A., NOTTE G. & SCHLOSSER, F. (1982), "Soil Nailing: Practical Applications." Proc. Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques, Bangkok, pp. 389 397.

GUIMARÃES FILHO, J. D. (1994), "O Alívio Controlado de Tensões na Técnica de Solo Grampeado", Solos e Rochas, ABMS,17, (3): 195 201.

HACHICH, W. & CAMARGO, V.E.L.B. (2006), "Sobre a Contribuição dos Grampos na Estabilidade de Estruturas de Solo Grampeado", XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Agosto, Curitiba, Brasil.

HEAD, K. H. (1986), "Manual of Soil Laboratory Testing", New York: John Wiley & Sons, 1986. 3 vols.

GUILLOUX, A. and SCHLOSSER, F. (1982), "Soil nailing. Practical application". Symposium on Soil and Rock improvement Techniques, Geotextiles, Reinforcement Earth, and Modern Piling Methods. Bangkok, November/December.

JEWELL, R. A. & PEDLEY, M. J. (1990a), "Soil Nailing: the Role of Bending Stiffness". Ground Engineering: 30-36, March.

JEWELL, R. A. & PEDLEY, M. J. (1990b), "Soil Nailing: the Role of Bending Stiffness", Author's reply to discussion by Bridle and Barr. Ground Engineering.:32-33, July-August.

JEWELL, R. A. & PEDLEY, M. J. (1990c), "A Large Scale Experimental Study of Soil-Reinforced Interaction", part 1. Ground Engineering: 44-50, July-August.

JEWELL, R. A. & PEDLEY, M. J. (1990d), "A Large Scale Experimental Study of Soil-Reinforced Interaction", part 2. Ground Engineering: 45-49, September.

JEWELL, R & PEDLEY, M. J. (1991), "Closure", Ground Engineering: 34-39, Nov.

JEWELL, R. A. & PEDLEY, M. J. (1991), "Discussion" of the paper by Juran I. et al. Kinematic Limits Analysis for Design of Soil Nailed Structures, Journal of Geotech. Eng. Div, ASCE, 117(11), p.1824 1829.

JURAN, I. & ELIAS, V. (1989), "Manual of Practice for Soil Nailing", Earth Engineering & Sciences Inc./ US DOT Federal Highway Administration. (Report FHWA-RD89-198.).

JURAN, I., BAUDRAND, G., FARRAG, E. & ELIAS, V. (1988), "Kinematical Limit Analysis for Soil Nailed Structures", ASCE, JGE, 116 (1): 54-73.

JURAN, I. & ELIAS, V. (1987), "Soil Nailed Retaining Structures: Analysis of Case: Histories", Soil Improvement, ASCE Geotechnical Special Publication NQ 12, ASCE, New York, N.Y, 232 244.

JURAN, I. & ELIAS, V. (1989), "Manual of Practice for Soil Nailing", Report FHWA: RD89 198, prepared by Earth Engineering and Sciences Inc, for US FHW.

JURAN, I. & ELIAS, V. (1990), "Preliminary Draft - Manual of Practice for Soil Nailing", Prepared for the U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration.

JURAN, I. & ELIAS, V. (1991), "Ground Anchors and Soil Nails in Retaining Structures", Ch. 26 in Foundation Engineering Handbook, 2nd Ed, van Nostrand Reinhold, pp.868 905.

JURAN, I., BAUDRAND, G., FARRAG, K. & ELIAS, V. (1990 a), "Design of Soil Nailed Retaining Structures", Proc. of the 1990 Specialty Conference, ASCE Conf. on Design and Performance of Earth Retaining Structures, Cornell University, Ithaca, NY, Geotechnical Special Publication Ns 25, pp.644 659.

JURAN, I., BAUDRAND G., FARRAG, E. & ELIAS, V. (1990 b), "Kinematical Limit Analysis for Soil Nailed Structures", Journal of Geotechnical Engineering. Div, ASCE, Vol 116 No 1, pp. 54 72.

JEWELL, R.A. (1980), "Some Effects of Reinforcement on the Mechanical Behavior of Soils," Doctor of Philosophy Thesis. Cambridge University.

JEWELL, R. A. (1990), "Review of Theoretical Models for Soil Nailing", Proceedings of the International Reinforced Soil Conference, September. Performance of Reinforced Soil Structures, British Geotechnical Society, edited by A. McGown, K. C. Yeo and K. Z. Andrawes, London.

LEE, C. J. & NG, W.W. (2003), "Parametric Study of Soil Nailed Slope: Effects of Dilation and Shear Strength Distribution at Interface" 12th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Cambridge, Massachusetts, USA, June.

MAGALHÃES, M. A. (2005), "Resistência ao Arrancamento de Grampos com Fibras de Polipropileno", Tese de Mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 124p.

MARCHAL, J. (1984), "Reinforcement des sols par clouage. Étude expérimentale en laboratoire", Proc. Int. Conf. In Situ Soil and Rock Reinforcement, Paris, 275-278.

Reinforcement of soils by nailing - experimental study in the laboratory.

MATSUI, T. & SAN, K. C. (1990), "Design and Field Test on a Reinforced Cut Slope", Proceedings of the International Reinforced Soil Conference September 1990. Performance of Reinforced Soil Structures, British Geotechnical Society, edited by A. McGown, K. C. Yeo and K. Z. Andrews, London.

MITCHELL, J. K. & VILLET, W. C. B. (EDITORS,1987), "Reinforcement of Earth Slopes and Embankments", NCHRP Report 290, USA Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C..

NELSON, E. J., SIKORRA, C. R. & HOWARD, J. L. (1983), "Measuring Strain Gage Directly without Signal Conditioning", *Experimental Techniques*", pag. 26 28. Setembro.

NUNES, A. L. L. S., SAYÃO, A. S. F. J., SPRINGER, F. O., LIMA, A. P., SARÉ, A. R. & DIAS, P. H. V. (2006), "Instrumentação e Monitoramento de Taludes em Solo Grampeado", 10º Congresso Nacional de Geotecnia, SPG, Lisboa, Portugal, vol. 1, pp 175 - 187

ORTIGÃO, J. A. R., D'AVILA, C. J. R., SILVA, S. P. & MAIA, H. S. (1992), "Solo Grampeado no Morro da Formiga", RJ. Anais da 1ª COBRAE (Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas). V. 1, pag. 47 56. Rio de Janeiro.

ORTIGÃO, J. A. R. (1997), "Ensaio de Arrancamento para Projetos de Solo Grampeado", Nota Técnica, Solos & Rochas, ABMS, Vol. 20:1, pp. 39 43.

ORTIGÃO, J. A. R. & PALMEIRA, E. M. (1992), "Solo Grampeado: Técnica para Estabilização de Encostas e Escavações", 1ª. COBRAE, Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, ABMS, vol. 1, Rio de Janeiro, pp. 57-74.

ORTIGÃO, J.A.R., ZIRLIS, A. & PALMEIRA, E. M. (1993), Experiência com solo grampeado no Brasil: 1970-1993. Solos e Rochas, 16 (4): 291-304, Dezembro.

PLUMELLE, C. (1986), "Full Scale Experimental Nailed Soil Retaining Structures", *Revue Française de Geotechnique*, Nº 40, pp. 45 50.

PLUMELLE, C. & SCHLOSSER, F. (1990), "A French National Research Project On Soil Nailing: CLOUTERRE", Proc. International Reinforced Soil Conference, Glasgow.

PROTO SILVA, T., (2005), "Resistência ao Arrancamento de Grampos em Solo Residual de Gnaisse". Tese de M.Sc., DEC/PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 140 pp.

PROTO SILVA, T., SAYÃO, A. S. F. J., NUNES, A. L. L. S. & DIAS, P. H. V. (2006), "Avaliação Semi-Empírica da Resistência ao Arrancamento de Grampos", XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Agosto, Curitiba, Brasil.

RABCEWICS, L. V. (1964), "The New Austrian Tunnelling Method", Water Power, Part I, nov..

RABCEWICS, L. V. (1964), "The New Austrian Tunnelling Method", Water Power, Part II, dec..

RABCEWICS, L. V. (1965), "The New Austrian Tunnelling Method", Water Power, Part III, jan.

RABCEWICZ, L.V. (1975), "Princípios e Modos de Aplicação do Novo Método Austríaco de Abertura de Túneis com Atenção Particular às Condições Geotécnicas e Topográficas Brasileiras", In: Publicação da Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, trad. n° 8.

RELATÓRIO GEO-RIO N° 08/2001 (2001), "Apresentação dos Resultados de Caracterização de Solos".

RELATÓRIO GEO-RIO N° 13/2001 (2001), "Apresentação dos Resultados de Cisalhamento Direto – Parte 1".

RELATÓRIO GEO-RIO N° 13/2001 (2001), "Apresentação dos Resultados de Cisalhamento Direto – Parte 2".

RELATÓRIO GEO-RIO N° 18/2001 (2001), "Apresentação dos Resultados de Ensaios de Arrancamento".

RELATÓRIO GEO-RIO N° 06/100.803/95 (1995), "Cadastro Técnico – Pesquisa de Utilização de solo Grampeado no Morro da Covanca, Final da Rua Ati - Jacarepaguá".

RELATÓRIO GEO-RIO N° 06/101.663/96 (1996), "Cadastro Técnico – Serviços de Ensaios de Arrancamento em Diversos Locais do Município do Rio de Janeiro".

RIOS, M. G. F. (2006), "Comportamento de um Aterro Compactado em Campo e Laboratório", Tese de Mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 145p.

SAYÃO, A. S. F. J. & GERSCOVICH, D. M. S. (2003) "Deformability Analysis of Nailed Soil Slopes" 12th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Cambridge, Massachusetts, USA, June.

SARAMAGO, R. P. (2002), “Estudo da Influência da Compactação no Comportamento de Muros de Solo Reforçado com a Utilização de Modelo Físico”, Tese de Doutorado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 294p.

SHAFIEE, S. (1986), “Simulation numérique du comportement des sols cloués. Interaction sol renforcement et comportement de l'ouvrage”. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

SHEN, C. K., HERRMANN, L. R. & BANG, S., “Ground Movement Analysis of Earth Support System”, Journal of Geotechnical Division, ASCE, 1981. v.107, nº GT12, December, pp. 1609-1624.

SCHLOSSER, F. (1983), “Analogies et différences dans le comportement et le calcul des ouvrages de soutènement en Terre Armée et par clouage des sols”, Annales de l'ITBTP (418), Serie : Sols et Foundations, 1184-10

SCHLOSSER, F. (1991), “Discussion: The multicriteria theory in soil Nailing”. Ground Engineering, p 30-33.

SCHLOSSER, F. & DUNNICLIFF, J. (1990), “Reinforced Soil Structures”, Vol I, Design and Construction Guidelines. Report FHWA - US Federal Highway Administration, 301p.

SILVEIRA, C. G. (1993), “Características Geomecânicas dos Solos Residuais e Coluionares do Escorregamento na Estrada do Soberbo, Alto da Boa Vista – Rio de Janeiro”, Tese de Mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

SPRINGER, F. O. (2006), “Ensaio de Arrancamento de Grampos em Solo Residual de Gnaisse”, Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-RIO, 309p.

STOCKER, M., KÖRDER, G.W., GÄSSLER, G., and GUDEHUS, G. (1979). “Soil Nailing.” C.R. Coll. Intern Renforcement des sols (2), Paris, ENPC Press, pp. 469-474..1983.

VALENTE, L. G. (1995), “Comissionamento de um Sistema de Aquisição de Dados Computadorizado para Extensometria”. Projeto de Graduação de Engenharia Mecânica, PUC RJ. Fevereiro.

VERSNEL, W. J. (1986), "Compensation of Lead Wire Effects with Resistive Strain Gages in Multichannel Strain Gage Instrumentation". VII International Conference on Experimental Stress Analysis, Amsterdam, Holland, pag. 455-464. Maio.

VALENTE, L. G. (1998), "Automação da Aquisição e Análise de Dados Extensométricos", Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Mecânica, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC/RJ, p 150.

CASTRO, J. T. (1998), "Comunicação Pessoal".

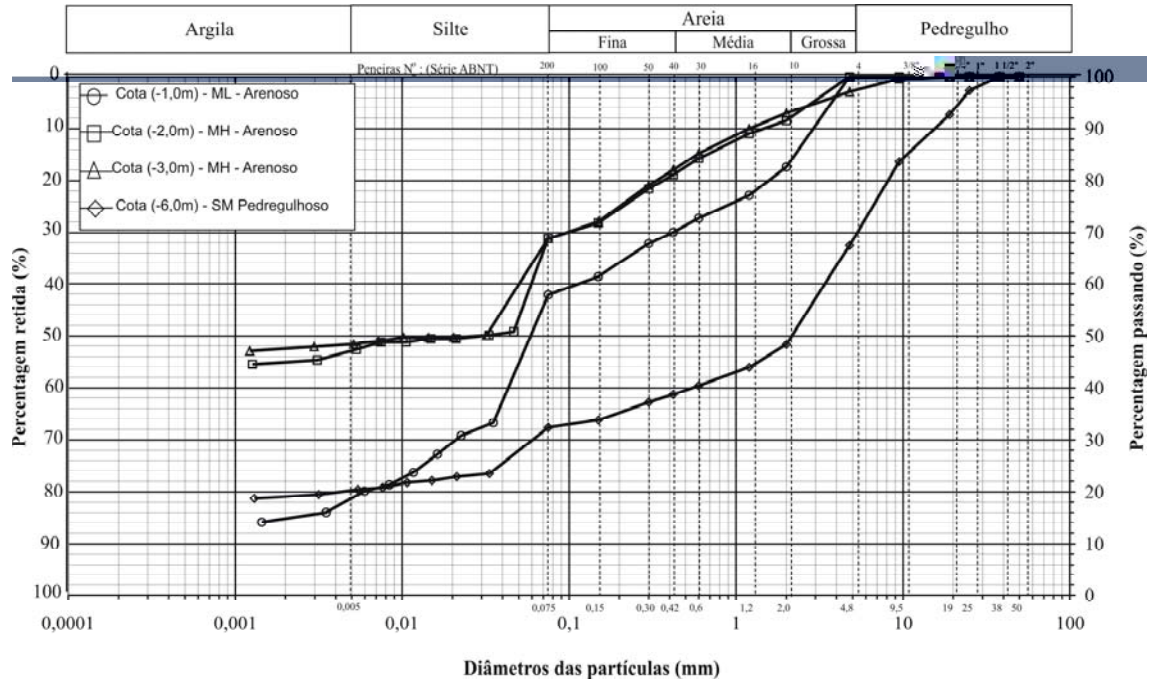
ZACHARY, L.W. Mc.CONNELL, K. C. & YOUNIS, N.T. (1991), "Accounting for Lead Wire Resistance Changes and Loss of Zero in Long Term Strain Measurements". Experimental Mechanics, pag. 201-204.

ZIRLIS, A. C. e PITTA, C. A. (1992), "Soil nailing: chumbamento de solos: experiência de uma equipe na aplicação do método". 1a. Cobrae Conf. Brasileira de Encostas, ABMS, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 81-99.

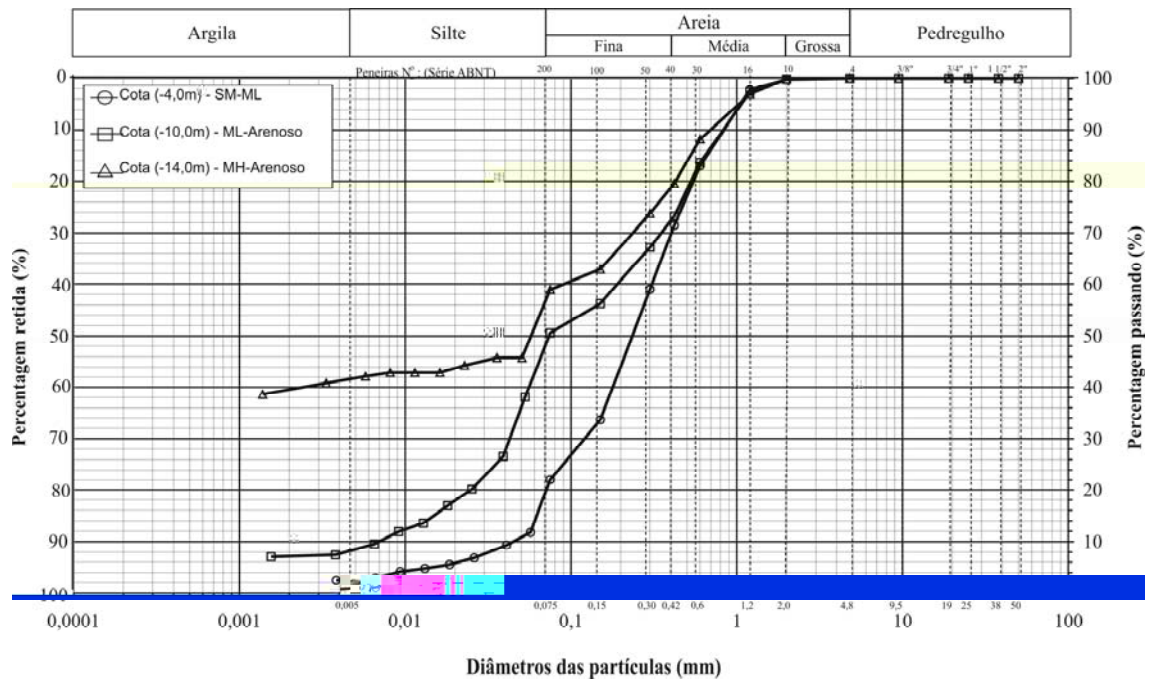
ANEXO 1

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

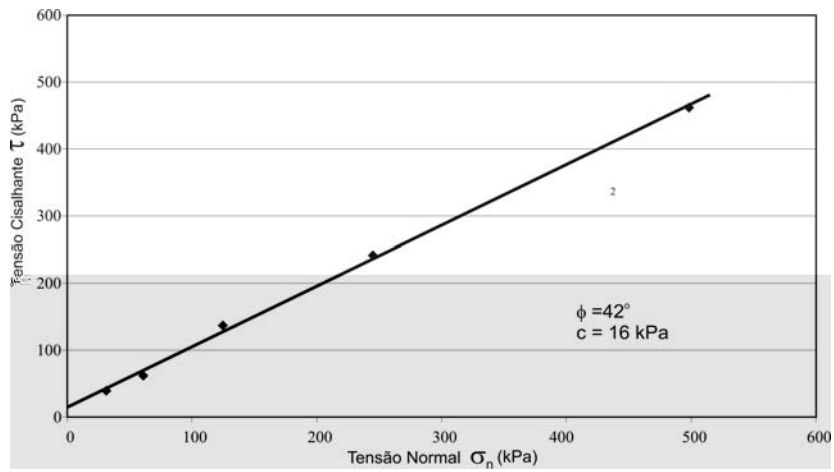
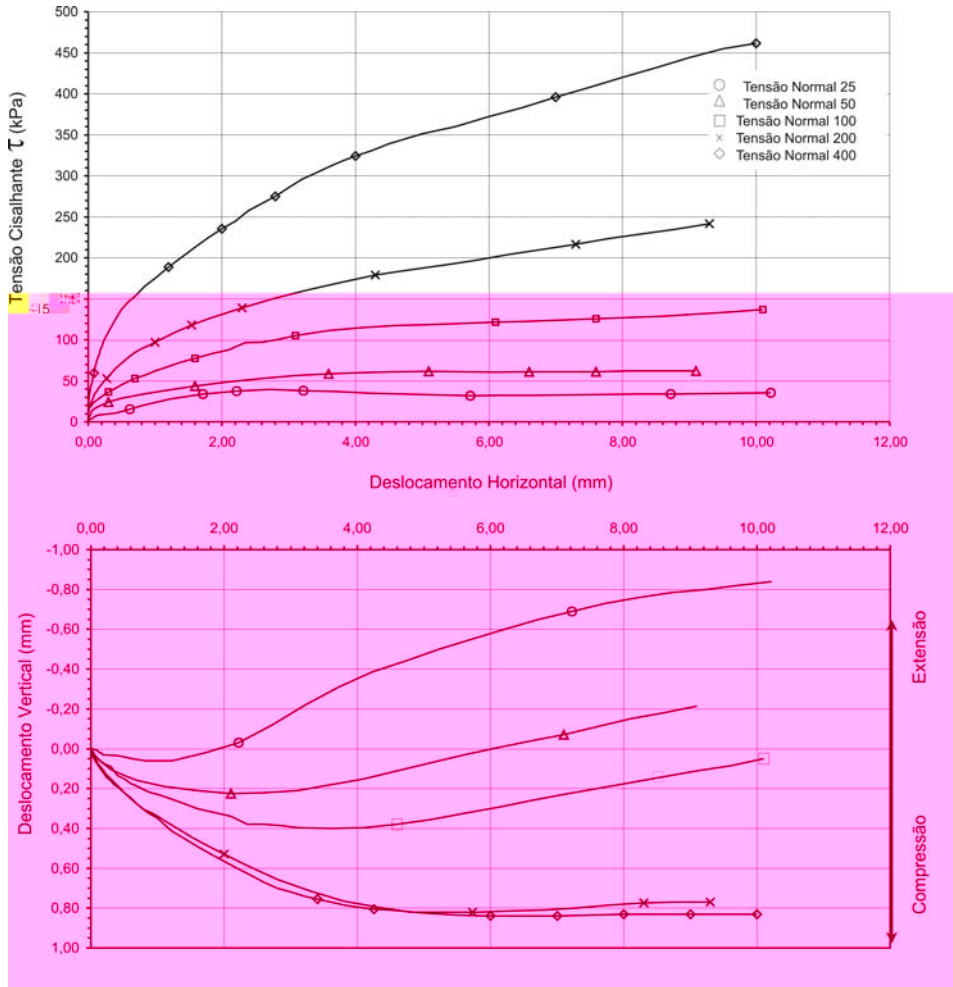
1. Granulometria Rua Ati - Jacarepaguá



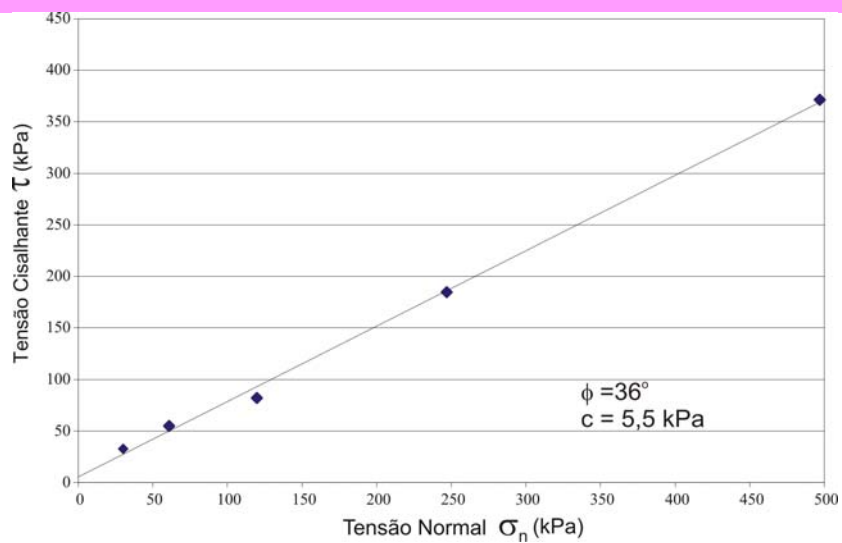
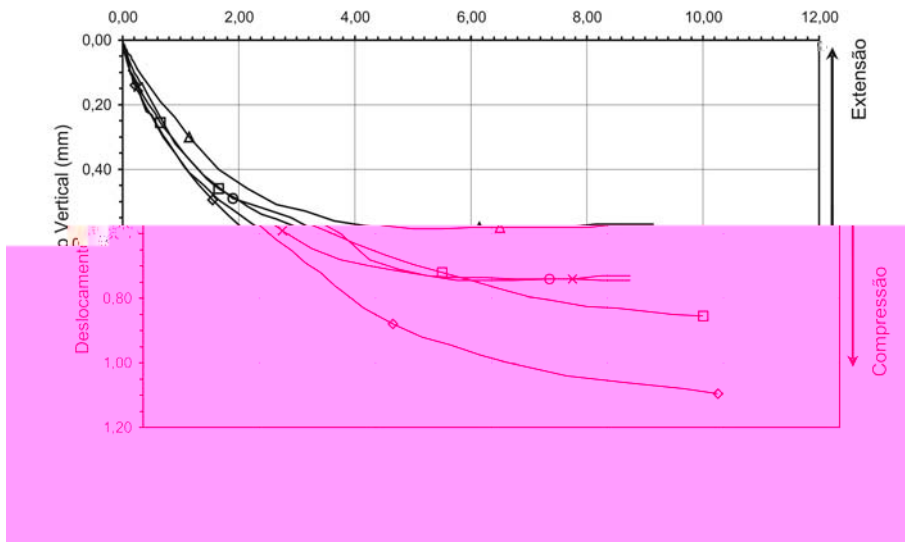
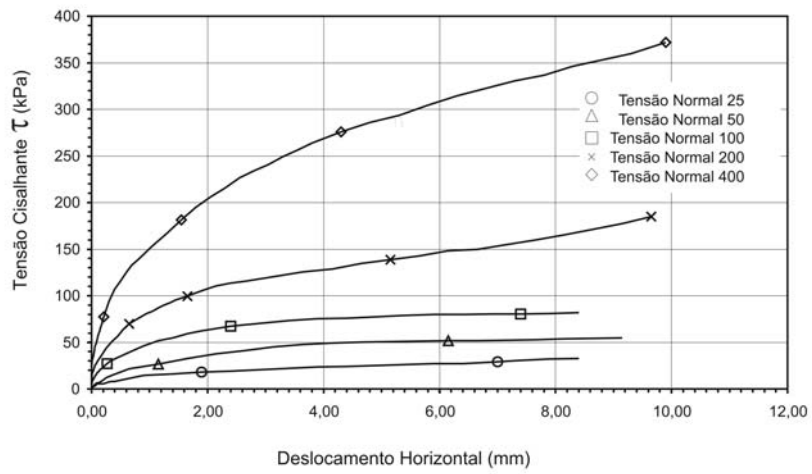
2. Granulometria Rua Cardoso Junior



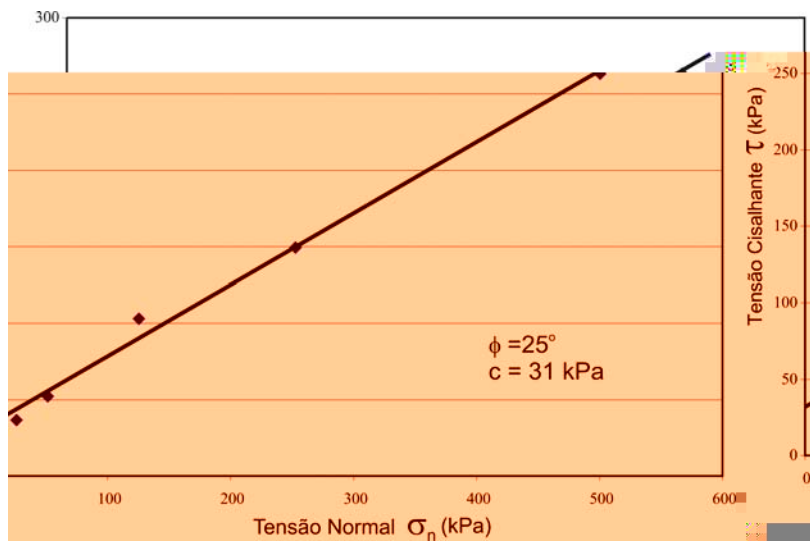
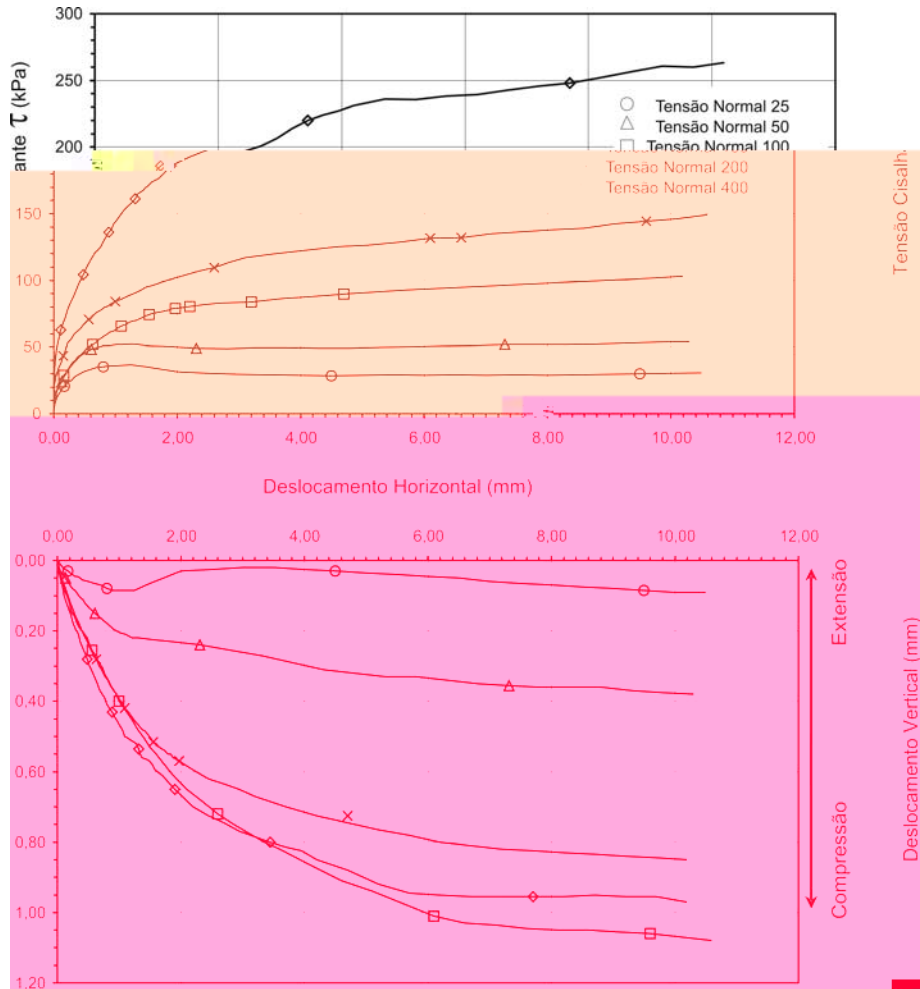
3. Cisalhamento Direto – Rua Ati (Cota -1,0 m, amostra na umidade natural)



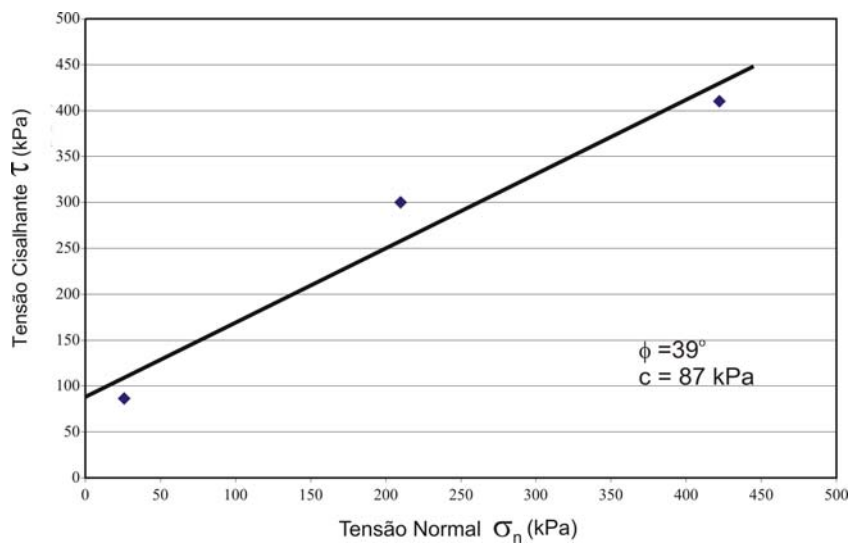
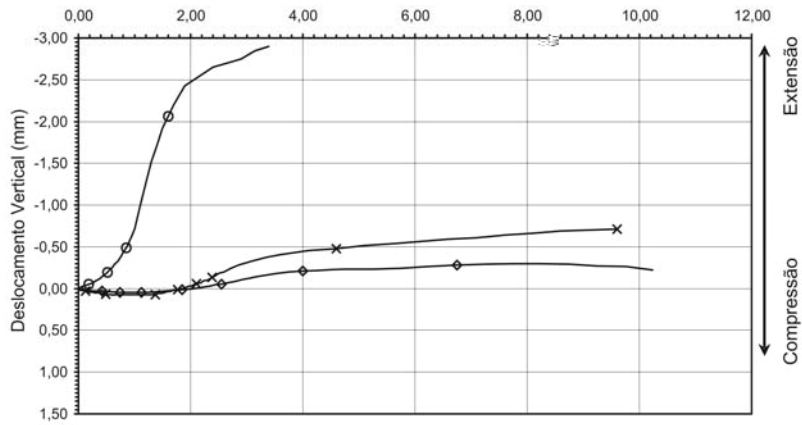
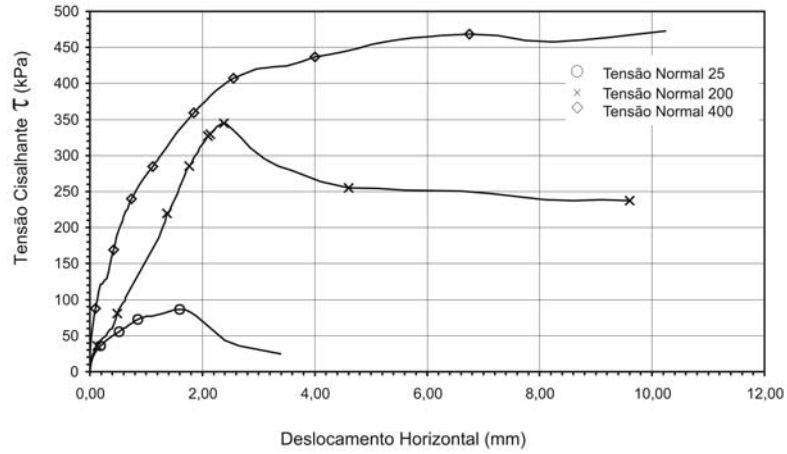
4. Cisalhamento Direto – Rua Ati (Cota -1,0 m, amostra inundada)



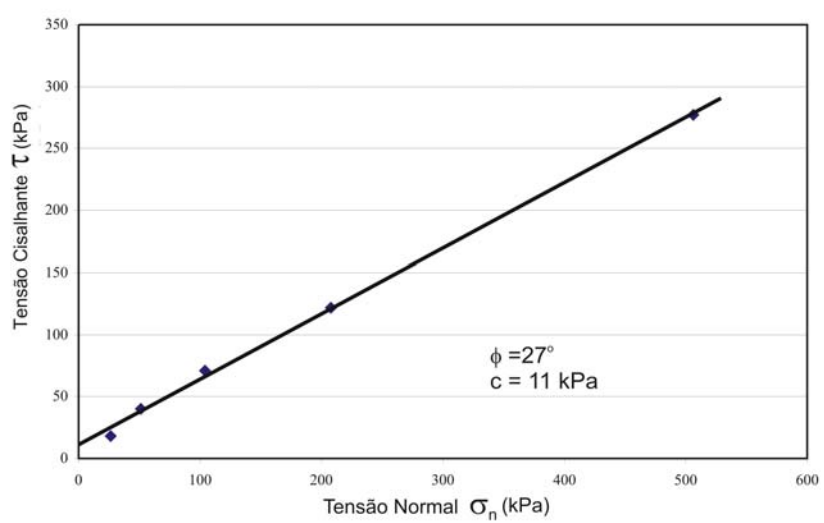
5. Cisalhamento Direto – Rua Ati (Cota -2,0 m, amostra inundada)



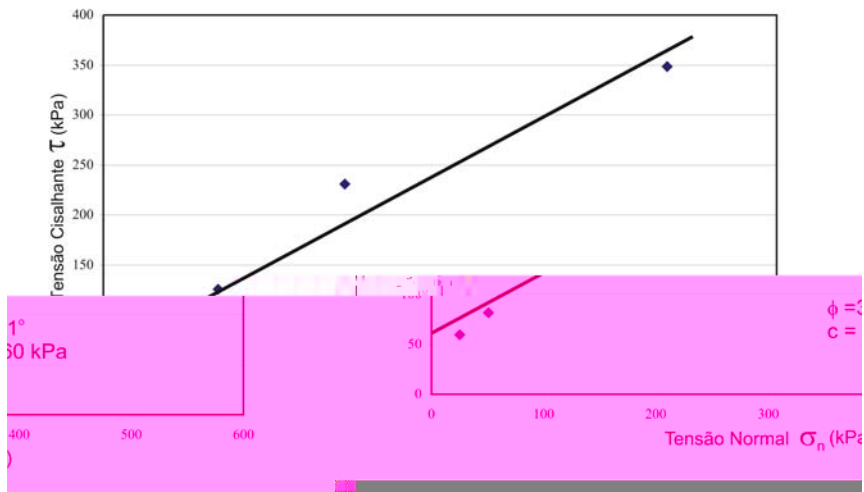
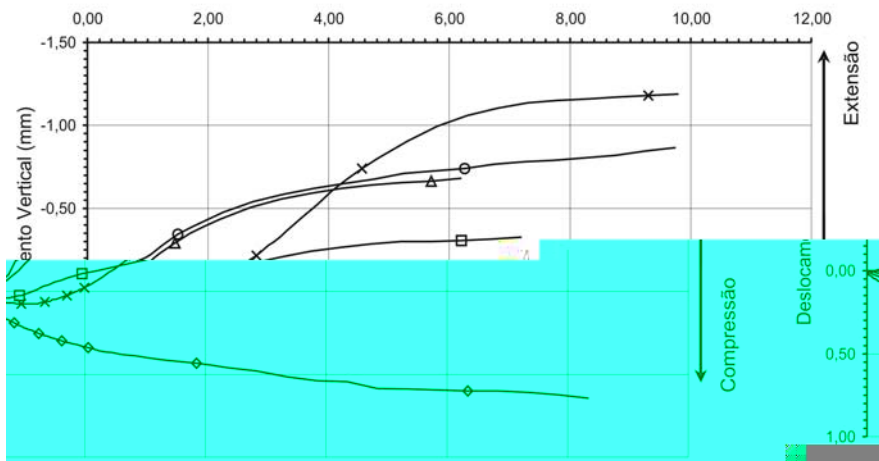
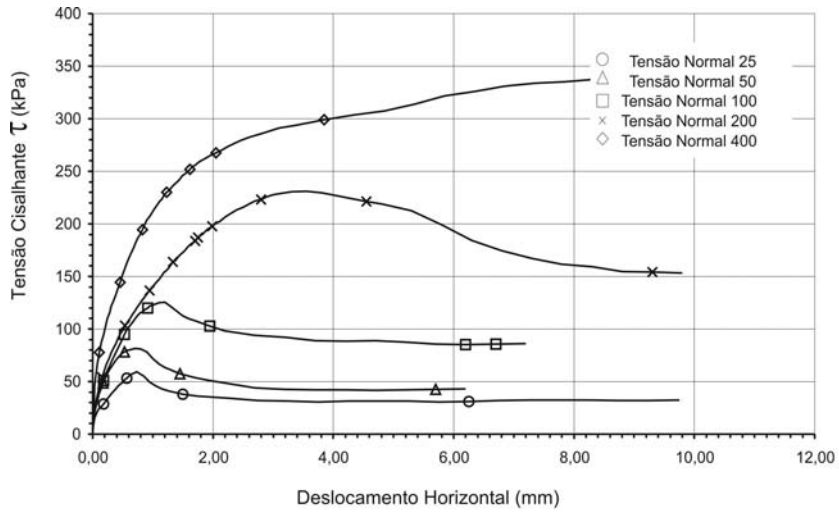
6. Cisalhamento Direto – Rua Cardoso Junior (Cota -5,0 m, amostra na umidade natural)



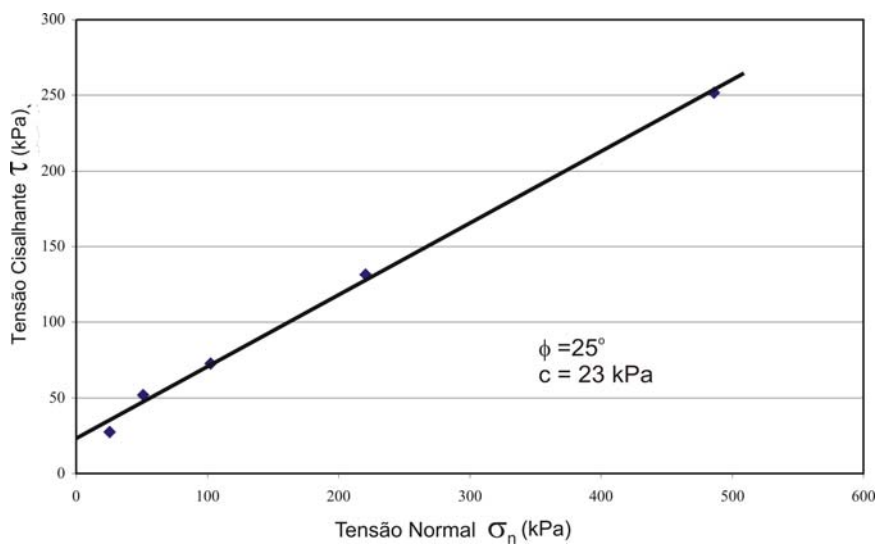
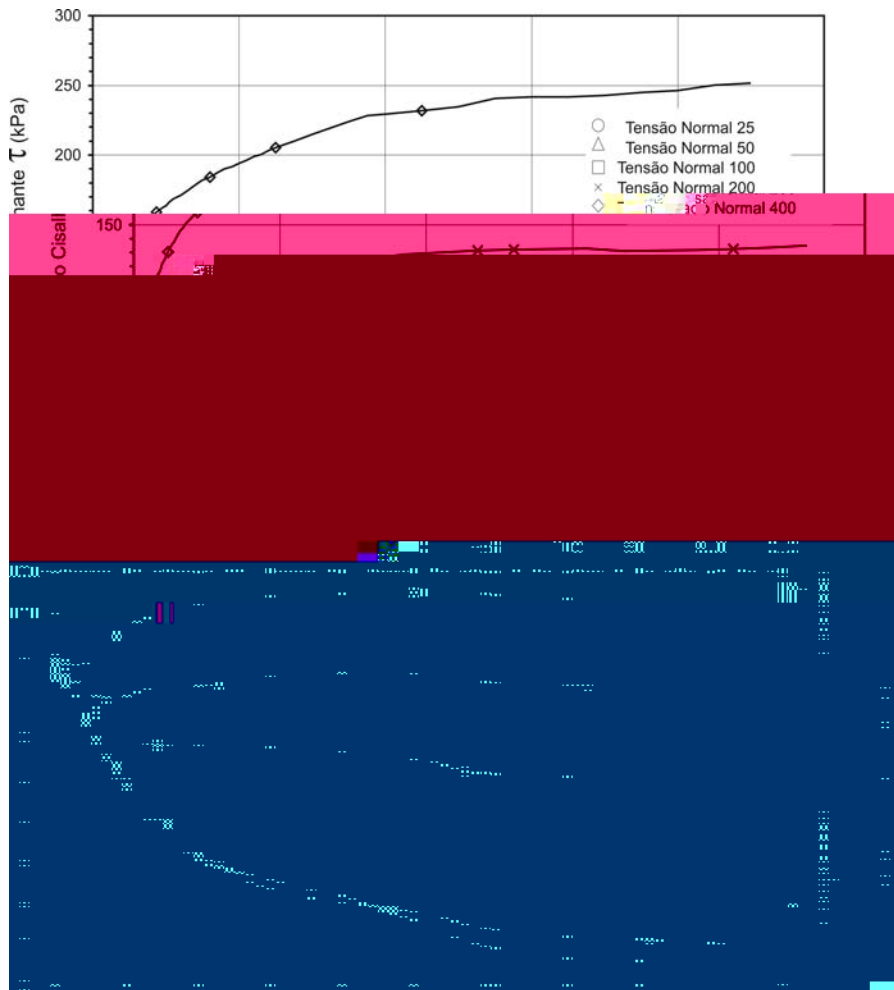
7. Cisalhamento Direto – Rua Cardoso Junior (Cota -5,0 m, amostra inundada)



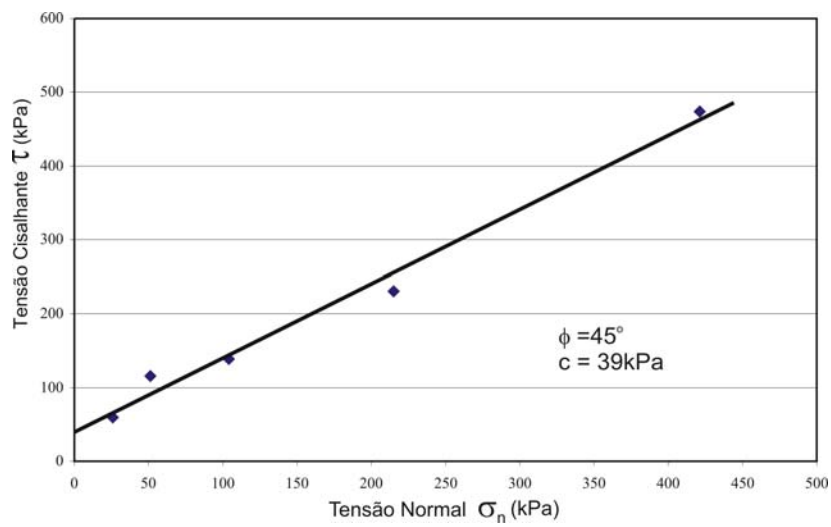
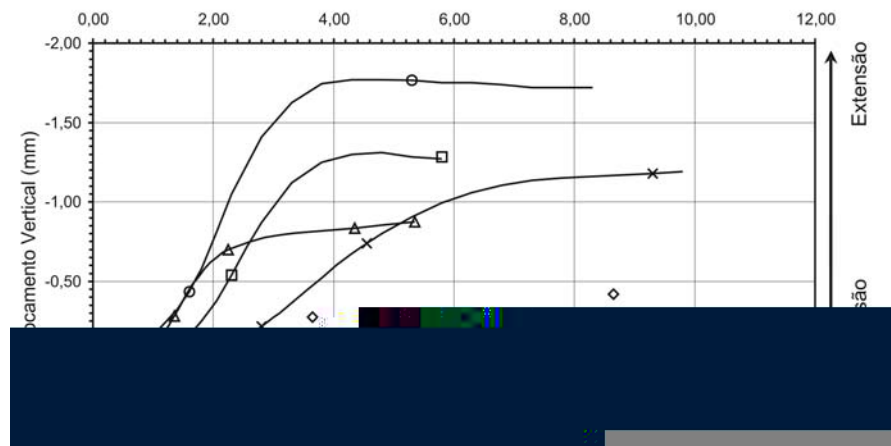
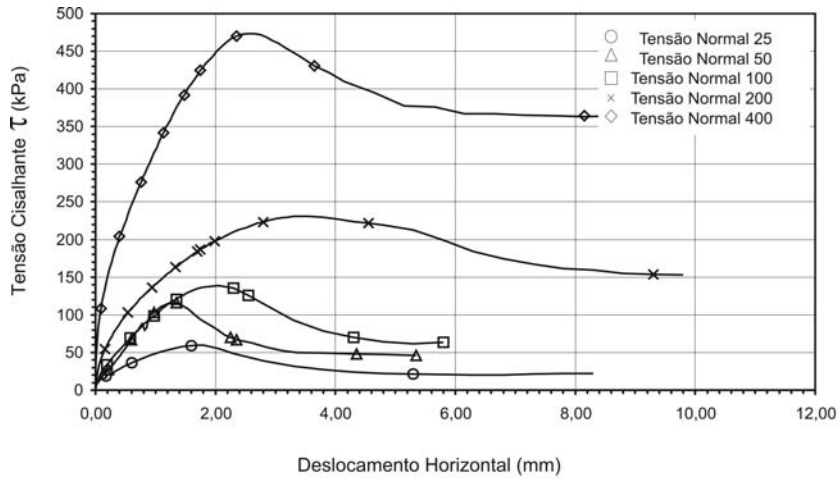
8. Cisalhamento Direto – Rua Cardoso Junior (Cota -10,0 m, amostra na umidade natural)



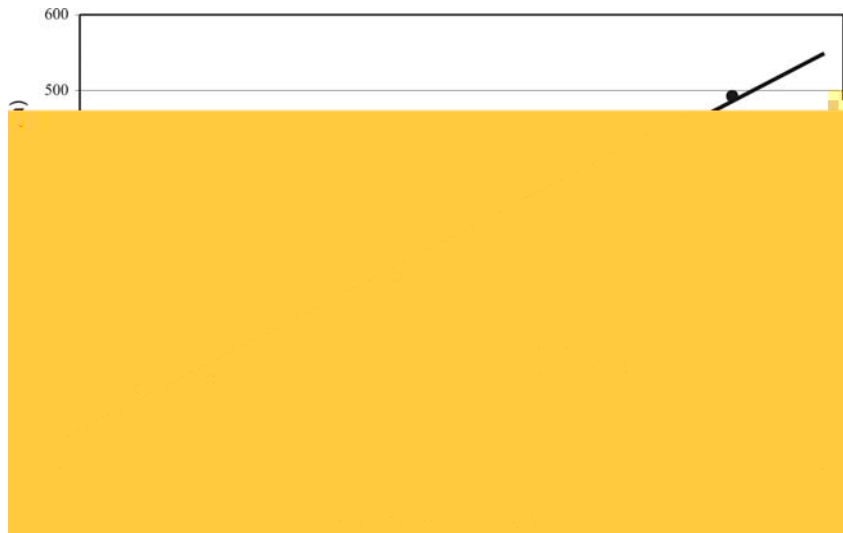
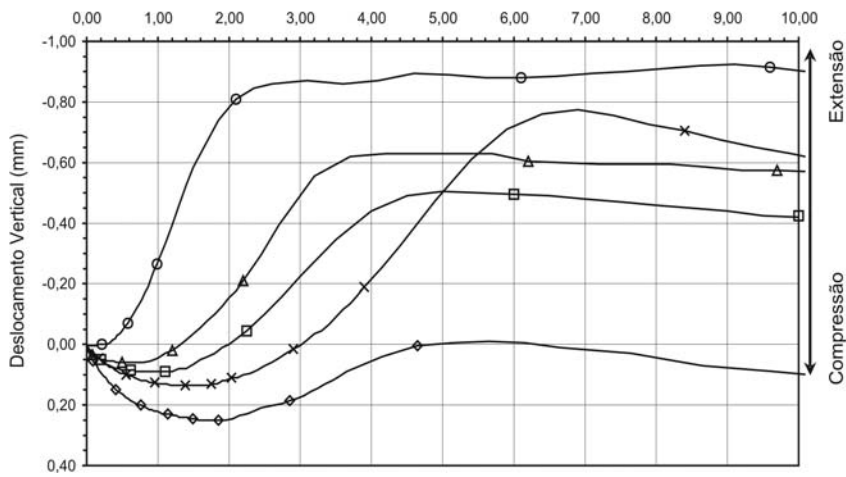
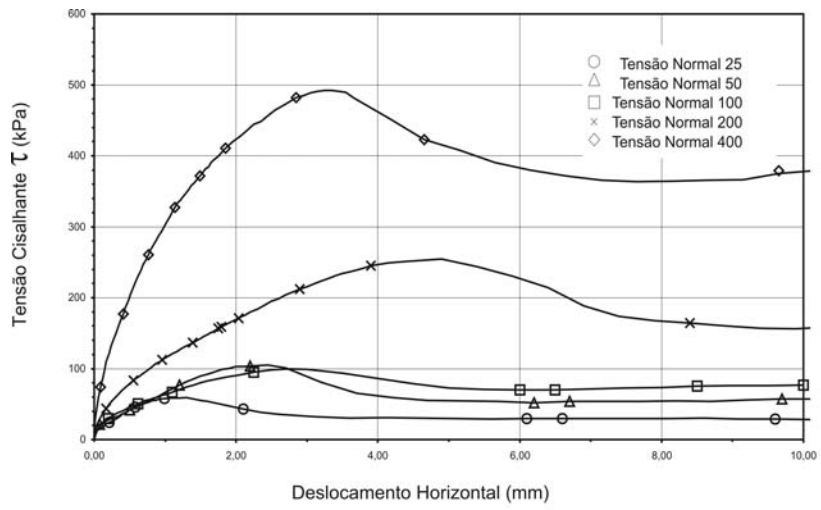
9. Cisalhamento Direto – Rua Cardoso Junior (Cota -10,0 m, amostra inundada)



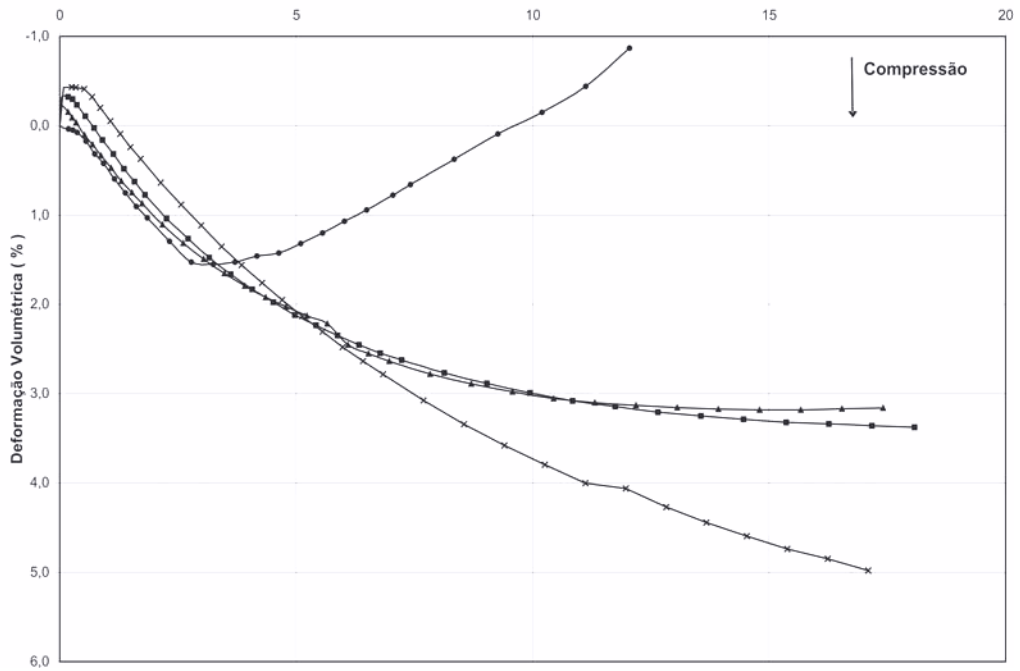
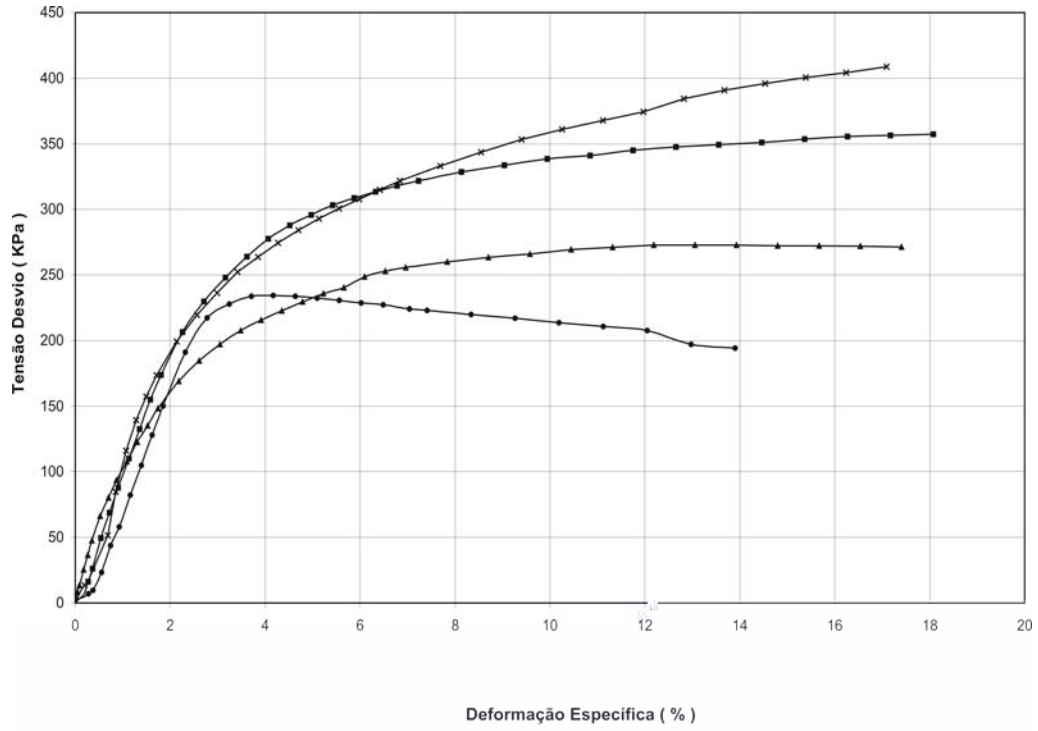
10. Cisalhamento Direto – Rua Cardoso Junior (Cota -15,0 m, amostra na umidade natural)



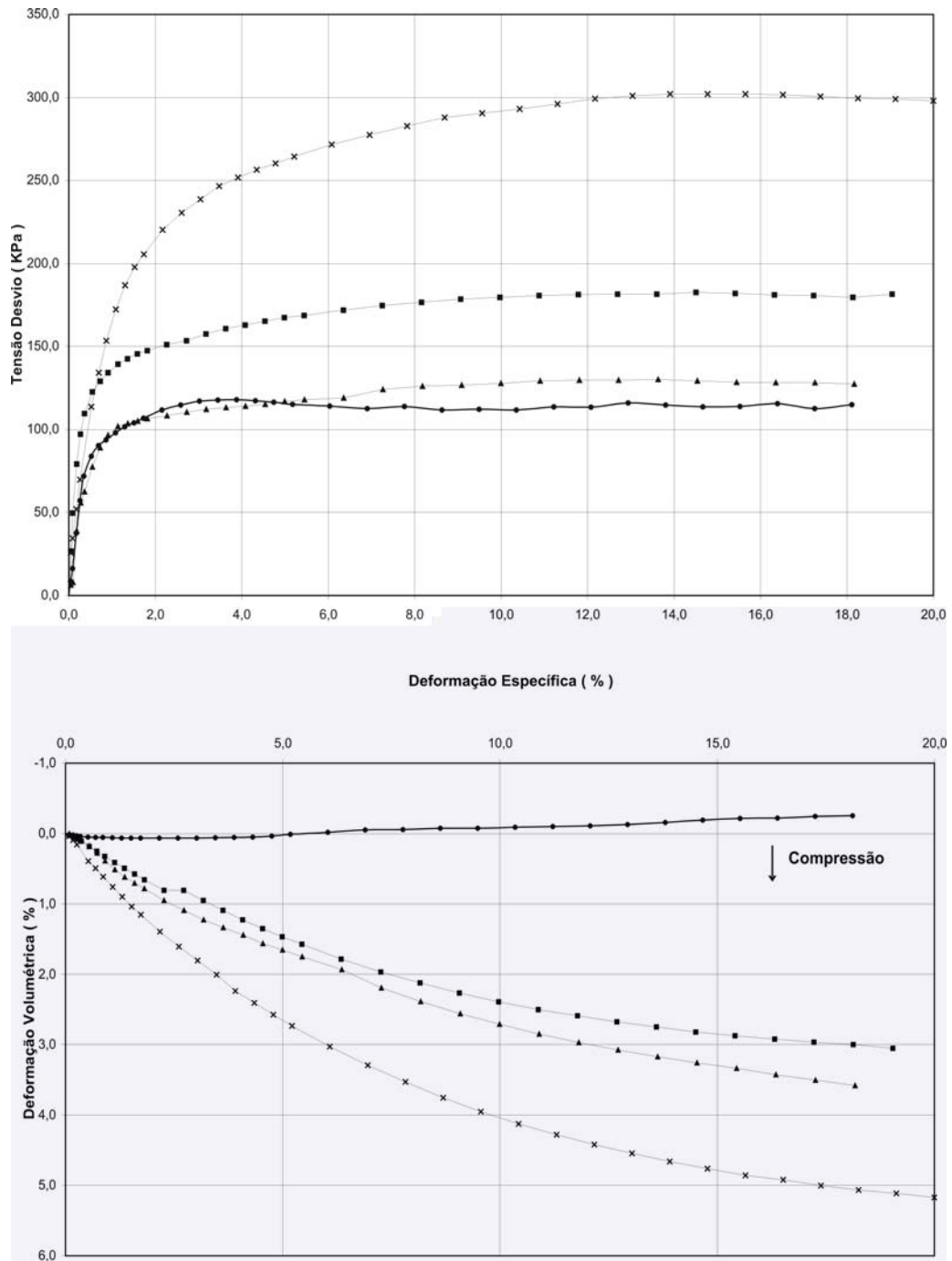
11. Cisalhamento Direto – Rua Cardoso Junior (Cota -15,0 m, amostra inundada)



12. Ensaio Triaxial CD – Rua Ati (Cota -1,0 m, amostra na umidade natural)



13. Ensaio Triaxial CD – Rua Ati (Cota -1,0 m, amostra saturada)



Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)