

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Henrique Francisco Milan Junior

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE CHUMBADORES:
ENSAIOS DE ARRANCAMENTO INSTRUMENTADOS**

Avaliador:
Defesa: dia 09/12/2016 às 08:45 horas
Local: UFRGS / Prédio Centenário Av. Osvaldo Aranha, s/ n
Anotações com sugestões para qualificar o trabalho são bem-vindas. O aluno fará as correções e lhe passará a versão final do trabalho, se for de seu interesse.

Porto Alegre
dezembro 2016

HENRIQUE FRANCISCO MILAN JUNIOR

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE CHUMBADORES:
ENSAIOS DE ARRANCAMENTO INSTRUMENTADOS**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Luiz Antonio Bressani
Coorientador: Anderson Fonini

Porto Alegre
dezembro 2016

HENRIQUE FRANCISCO MILAN JUNIOR

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE CHUMBADORES EM:
ENSAIOS DE ARRANCAMENTO INSTRUMENTADOS**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pelo Relator da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, dezembro de 2016

Prof. Luiz Antonio Bressani
PhD pela University of London
Orientador

Eng. Anderson Fonini
Dr. pelo PPGEC/UFRGS
Coorientador

Prof. Lucas Festugato
Dr. pelo PPGEC/UFRGS
Relator

BANCA EXAMINADORA

Prof. Luiz Antônio Bressani
(UFRGS)
PhD pela University of London

Prof. Lucas Festugato
(UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Eng. Anderson Fonini
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Felipe Gobbi Silveira
(UNISINOS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais, Henrique e Ângela, e a
minha irmã Aline, que me apoiaram ao longo de toda
minha existência.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, à minha família pelo apoio incondicional, principalmente ao longo destes sete anos de vivência à distância. Deixo aqui meu muito obrigado por acreditar em meu potencial, tornando possível a realização de meus sonhos, a expansão de meus horizontes, e principalmente por todo amor compartilhado desde sempre. Não há palavras para expressar minha gratidão a vocês.

Sou grato à Instituição UFRGS, aos professores e colegas de curso pelos ensinamentos técnicos e pessoais compartilhados ao longo destes cinco anos e meio.

Agradecimentos aos professores da área de geotecnia, em especial aos professores Luiz Antônio Bressani, orientador, e Lucas Festugato, relator, pelas revisões deste trabalho, além do conhecimento transmitido ao longo das cadeiras.

Agradecimentos aquém de especiais ao coorientador, e guru, Anderson Fonini, idealizador deste trabalho, sempre disposto a orientar, instigar e sanar as dúvidas surgentes, mesmo em horários e dias não convencionais.

Agradeço a toda família FGS Geotecnia pela oportunidade de realização deste trabalho e pelas experiências profissionais e pessoais compartilhadas nos últimos dois anos. Felipe, Jucelia, Álvaro, Adriano, Alisson, Bruno, Rodrigo, Ricardo, Camila, Daniel, Esthefano, Matheus, Fábio, Patrícia, Mariana e agregados, deixo aqui meu muito obrigado pelo companheirismo e convivência saudável no ambiente de trabalho.

Sou grato ao laboratório LAGEOtec pela disponibilização dos equipamentos para realização dos ensaios de laboratório. Em especial ao técnico Jair pelo auxílio na execução dos ensaios e conhecimento de precisão compartilhado.

Por fim, agradeço a todos os amigos que estiveram ao meu lado ao longo desta jornada, se for citar todos, não haveria espaço suficiente nesta página. Em especial, ao irmão de coração Luis Felipe Bombardelli pela amizade longínqua e motivação inesgotável para alcançar meus objetivos, aos amigos Pedro Kazuyuki, pela amizade compartilhada durante o curso e nas diversas noites em claro durante a realização deste trabalho, e Bruno Souza pelo companheirismo e dicas preciosas de escrita e formatação.

The journey is the reward.

Autor desconhecido

RESUMO

A utilização da técnica de solo grampeado visando a estabilização de taludes é largamente difundida em obras de engenharia. O grampeamento de solo/rocha é caracterizado por ser um sistema passivo onde são inseridos elementos resistentes à tração (grampos) no terreno para reforço do mesmo e composto por faceamento concreto projetado ou, mais recentemente, em tela metálica de alta resistência. O presente trabalho visou estudar o comportamento mecânico dos grampos, bem como da interação grampo *versus* terreno em ensaios de arrancamento, utilizados para a determinação da resistência ao cisalhamento de interface solo *versus* nata de cimento. A análise do comportamento dos grampos é ferramenta fundamental para avaliação dos parâmetros utilizados no dimensionamento de sistemas de solo/rocha grampeados, pois é condicionante fundamental no cálculo do comprimento necessário dos grampos bem como das tensões possíveis de serem absorvidas pelos mesmos. Este estudo consistiu na medição de cargas, e consequente determinação de tensões, em grampos instrumentados durante ensaios de arrancamento. Como parte deste trabalho experimental foram realizados ensaios de laboratório para caracterização do solo, denominado itabirito silicoso friável, e determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e deformabilidade dos solos onde estão inseridos os grampos testados. As barras foram instrumentadas em 7 seções através de pontes completas de *strain gauges* ao longo da barra, além de uma célula de carga instalada na cabeça do grampo. Concomitantemente com a aplicação da força de arrancamento foram medidos os deslocamentos na cabeça dos chumbadores. A distribuição dos esforços nos grampos foi medida ao longo da barra o que permitiu calcular as tensões ao longo do grampo. Com base nestes dados e nos parâmetros obtidos dos ensaios de laboratórios foram aplicadas as teorias para cálculo da resistência de interface nata *versus* solo e discutidos os resultados obtidos e esperados. Os valores de arrancamento encontrados em ensaios de campo foram bem superiores (em cerca de 290%) aos estimados pelos métodos teóricos.

Palavras-chave: Solo Grampeado. Instrumentação Geotécnica. Ensaios de Arrancamento Instrumentados. Ensaios de Cisalhamento Direto. Resistência ao Cisalhamento na Interface. Itabirito.

ABSTRACT

Soil nailing has been widely used for slope stabilization in engineering practice. Soil nailing consists of the insertion of a passive reinforcement on the ground, which is combined with shotcrete, or more recently with high tensile steel mesh. This research aims to study the mechanical behavior of a grouted soil nail, as well as the interaction grout *versus* ground, during a pullout test to determine the ultimate bond strength value. The analysis of the nail behaviour is fundamental to evaluate the key parameters adopted for soil nailing design since more accurate estimated values results in a more efficient system. The present research has consisted in to measuring the nail load through instrumentation in order to determine the stresses acting on the nail. As part of this research, laboratory tests were also conducted to determine the soil resistance parameters and deformability. The soil was named soft siliceous itabirite. The nails were instrumented by full Wheatstone Bridges arranged along the steel bars. A load cell was used on the nail head for measure the pullout load. The displacements induced by the loading were measured at the anchor head. Bond strength was predicted by theoretical approaches based on the soil resistance parameters. The estimated bond strengths were compared with those obtained through pullout tests. The values found by field test were 290% higher than the predicted ones.

Key word: Soil Nailing. Geotechnical Instrumentation. Pullout Test.
Direct Shear Test. Bond Strength. Itabirite.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas do trabalho	17
Figura 2 – Comparação de técnicas utilizadas para revestimento de túneis.....	19
Figura 3 – Mecanismos de ruptura em taludes estabilizados com solo grampeado.....	22
Figura 4 – Disposição dos elementos básicos de um grampo.....	24
Figura 5 – Etapas construtivas de solo grampeado.....	24
Figura 6 – Esquema de divisão das zonas de atuação de forças no grampo.....	27
Figura 7 – Distribuição de esforços ao longo do grampo.....	28
Figura 8 – Local de desenvolvimento da máxima força axial no grampo.....	28
Figura 9 – Simplificação de esforços proposta pela FHWA.....	29
Figura 10 – Mobilização de q_s ao longo de trecho na zona passiva	30
Figura 11 – Esquema típico para realização de ensaios de arrancamento.....	34
Figura 12 – Extensômetro uniaxial de fio conectado.....	39
Figura 13 – Esquema típico de Ponte de Wheatstone.....	39
Figura 14 – Quarto de ponte com dois fios.....	41
Figura 15 – Quarto de ponte com três fios.....	41
Figura 16 – Meia ponte com um <i>gauge</i> ativo e outro inativo.....	43
Figura 17 – Meia ponte com dois <i>gauges</i> ativos e perpendiculares entre si.....	43
Figura 18 – Disposição de meia ponte com <i>gauges</i> ativos e perpendiculares entre si.....	43
Figura 19 – Meia ponte com dois <i>gauges</i> ativos e paralelos entre si.....	44
Figura 20 – Disposição de meia ponte com <i>gauges</i> ativos e paralelos entre si.....	44
Figura 21 – Ponte completa com <i>gauges</i> perpendiculares.....	45
Figura 22 – Disposição de ponte completa com <i>gauges</i> perpendiculares.....	45
Figura 23 – Ponte completa com <i>gauges</i> paralelos.....	45
Figura 24 – Disposição de ponte completa com <i>gauges</i> paralelos.....	45
Figura 25 – Relógio comparador analógico.....	47
Figura 26 – Potenciômetro linear.....	48
Figura 27 – Esquema de funcionamento de potenciômetro.....	48
Figura 28 – Geologia da região.....	51
Figura 29 – Disposição das pontes ao longo das barras.....	53
Figura 30 – Superfície da barra preparada.....	54
Figura 31 – Colagem dos <i>gauges</i> com auxílio de fita gabarito.....	54
Figura 32 – Colagem dos conectores.....	55
Figura 33 – Pontes esmaltadas para isolamento dos fios.....	56

Figura 34 – Aplicação de fita veda rosca para proteção dos circuitos.....	56
Figura 35 – Verificação das pontes.....	56
Figura 36 – Aplicação de camada final de proteção.....	56
Figura 37 – Reta de calibração para célula de carga.....	57
Figura 38 – Calibração das barras.....	58
Figura 39 – Retas de calibração para barra 1.....	59
Figura 40 – Retas de calibração para barra 2.....	59
Figura 41 – Instalação barra 1.....	60
Figura 42 – Injeção de calda na barra 1.....	60
Figura 43 – Execução de ensaio na barra 1.....	61
Figura 44 – Ensaio de arrancamento barra 1.....	63
Figura 45 – Ensaio de arrancamento barra 1, extremidade mais profunda.....	63
Figura 46 – Mobilização de resistência de interface para ciclos de carga, barra 1.....	64
Figura 47 – Distribuição de cargas ao longo da barra 1.....	65
Figura 48 – Distribuição de cargas ao longo da barra 2.....	65
Figura 49 – Amostra de itabirito silicoso friável retirada do talude	67
Figura 50 – Distribuição granulométrica da amostra de itabirito silicoso friável.....	68
Figura 51 – Ensaio LL, primeira tentativa com sucesso de moldagem.....	69
Figura 52 – Material de moldagem fissurado durante tentativa de ensaio LL.....	69
Figura 53 – Curva tensão cisalhante x deformação horizontal para ensaio inundado.....	71
Figura 54 – Curva deformação vertical x deformação horizontal para ensaio inundado..	71
Figura 55 – Corpo de prova rompido para ensaio inundado.....	71
Figura 56 – Curva tensão cisalhante x deformação horizontal para ensaio natural.....	72
Figura 57 – Curva deformação vertical x deformação horizontal para ensaio natural.....	73
Figura 58 – Corpo de prova rompido para ensaio natural.....	73
Figura 59 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento para itabirito silicoso friável.....	74
Figura 60 – Curva de deslocamentos elásticos e plásticos x carga para barra 1.....	76
Figura 61 – Desenvolvimento de rigidez, barra 1.....	77
Figura 62 – Avaliação do ajuste pelo fator de carga.....	84

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Valores típicos de q_s de acordo com o tipo de material.....	31
Quadro 2 – Correlações empíricas de q_s a partir de N_{sPT}	32
Quadro 3 – Estimativa da resistência de cisalhamento de interface.....	80
Quadro 4 – Fator de carga para itabirito silicoso friável.....	83
Quadro 5 – Avaliação do ajuste pelo fator de carga.....	84
Quadro 6 – Fator de erro.....	85

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Estágios de carga e tempo de permanência adotados nos ensaios.....	61
Tabela 2 – Propriedades da amostra de itabirito silicoso friável.....	69
Tabela 3 – Propriedades dos corpos de prova para ensaios de cisalhamento direto.....	74
Tabela 4 – Valores de rigidez para grampo 1	78

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CPRM – Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais

FHWA – Federal Highway Administration

NATM – New Austriac Tunneling Method

NBR – Normas Brasileiras Regulamentadoras

PVC – policloreto de polivinila

SAD – sistema de aquisição de dados

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

USCS – Unified Soil Classification System

ASTM – American Society for Testing and Materials

LISTA DE SÍMBOLOS

A – área da seção transversal do fio condutor (m^2)

A_s – área da seção transversal da barra (m^2);

c' – coesão do solo (kPa)

C_u – coeficiente de uniformidade

C_c – coeficiente de curvatura

d – diâmetro de perfuração (m)

D – diâmetro do fio condutor (m)

e – índice de vazios do solo

ε – deformação longitudinal

F_s – fator de segurança

F_x – fases do rigidez para cada ciclo

GF – fator do extensômetro (sensibilidade)

GS – grau de saturação do solo

H_m – espessura média da camada de solo sobre o trecho ancorado (m);

γ_n – peso específico natural do solo (kN/m^3)

γ_d – peso específico seco do solo (kN/m^3)

γ_s – peso específico real dos grãos (kN/m^3)

IP – índice de plasticidade

LL – limite de liquidez

LP – limite de plasticidade

L_{anc} – comprimento do trecho ancorado do grampo (m)

L_{livre} = comprimento do trecho livre do grampo (m);

L_{sg} – comprimento dos *strain gauges* (m)

ΔL_x – variação de deslocamento para cada fase (mm)

N_{SPT} – resistência à penetração do solo em ensaio de sondagem a percussão

ϕ' – ângulo de atrito interno do solo ($^{\circ}$)

ρ – resistividade do material (Ωm)

r = fator de erro;

R_F – resistência na face (kN)

R_{PO} – resistência ao arrancamento (kN)

R_T – resistência a tração da barra de aço (kN)

ΔR – variação da resistência elétrica do condutor (Ω);

R – resistência elétrica inicial do condutor (Ω);

R_L – resistência dos fios (Ω)

R_G – resistência do extensômetro (Ω)

R_{gx} – Rigidez correspondente a fase (tf/mm)

q_s – resistência de cisalhamento de interface solo-grampo (kPa)

q_{sest} – resistência de cisalhamento na interface solo-grampo estimada (kPa)

q_{sajust} = resistência de cisalhamento na interface solo-grampo ajustada (kPa);

σ_n' – tensão efetiva normal ao grampo (kPa)

σ_v' – tensão vertical sob grampo (kPa)

$\sigma_{\text{aço}}$ = tensão de escoamento do aço (kPa)

T – carregamento de tração durante ensaio de arrancamento (tf)

T_L – capacidade última de arrancamento do grampo por metro (kN/m)

$T_{\text{máx}}$ – esforço máximo de tração desenvolvida no grampo (kN)

T_O – esforço na cabeça do grampo (kN)

T_{ajust} – capacidade última de arrancamento ajustada (tf);

T_{est} = capacidade última de arrancamento estimada (tf)

ΔT_x – variação de carga para cada fase (tf)

θ – perímetro da perfuração (m)

ν – coeficiente de Poisson

V_0 – leitura de tensão de saída (V)

V_{EX} – tensão de excitação do circuito (V)

V_R – razão entre variação de tensão de saída e tensão de excitação

ω – umidade do material (%)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	15
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	15
2.2 HIPÓTESE.....	15
2.3 OBJETIVOS DA PESQUISA.....	15
2.3.1 Objetivo principal	15
2.3.2 Objetivos secundários	15
2.4 PRESSUPOSTO	16
2.5 DELIMITAÇÕES	16
2.6 LIMITAÇÕES	16
2.7 DELINEAMENTO	16
3 REVISÃO DE SOLO GRAMPEADO	19
3.1 GENERALIDADES	19
3.1.1 Histórico	20
3.1.2 Aplicações	21
3.1.3 Mecanismos de ruptura	22
3.1.3.1 Rupturas internas	23
3.1.3.2 Rupturas externas	23
3.1.3.3 Rupturas mistas	23
3.1.4 Processo executivo	23
3.1.5 Considerações de projeto	25
3.2 COMPORTAMENTO DOS GRAMPOS	26
3.2.1 Distribuição de esforços	26
3.2.2 Interação solo x grampo	29
3.2.2.1 Obtenção do parâmetro de resistência de interface	31
3.2.2.2 Ensaio <i>in situ</i>	33
4 REVISÃO DE INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA	36
4.1 MEDIÇÃO DOS CARREGAMENTOS	36
4.1.1 Strain gauges	36
4.1.2 Pontes de Wheatstone	39
4.1.2.1 Quarto de ponte	41
4.1.2.1 Meia ponte	42
4.1.2.3 Ponte completa	44

4.2 MEDIÇÃO DOS DESLOCAMENTOS	46
4.3 SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS.....	48
5 PROGRAMA EXPERIMENTAL DE CAMPO.....	50
5.1 ÁREA DE ESTUDO.....	50
5.1.1 Aspectos geológicos da região.....	50
5.1.2 Aspectos geológicos/geotécnicos do local.....	51
5.2 CARACTERÍSTICAS DOS GRAMPOS.....	52
5.3 INSTRUMENTAÇÃO DAS BARRAS.....	53
5.4 ENSAIOS DE CALIBRAÇÃO.....	57
5.4.1 Célula de carga.....	57
5.4.2 Barras.....	57
5.5 PROCEDIMENTO DE ENSAIO.....	60
5.6 RESULTADOS DOS ENSAIOS.....	62
5.6.1 Barra 1.....	62
5.6.2 Barra 2.....	65
6 PROGRAMA EXPERIMENTAL DE LABORATÓRIO.....	67
6.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	67
6.2 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.....	70
7 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	75
7.1 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.....	75
7.2 ENSAIOS DE ARRANCAMENTO.....	76
7.3 RESISTÊNCIA DE INTERFACE.....	79
7.3.1 Fator de carga.....	81
7.3.2 Avaliação do ajuste pelo fator de carga.....	83
8 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	87
REFERÊNCIAS.....	90

1 INTRODUÇÃO

O solo grampeado é uma técnica de estabilização de taludes baseada na inserção de elementos passivos em um maciço instável. Estes elementos são aliados a um sistema de faceamento superficial em concreto projetado, ou mais recentemente, em tela de alta resistência, e a um sistema de drenagem. O método surgiu como alternativa ao revestimento rígido em escavações de túneis em solos competentes, entretanto, a aprimoração do conhecimento da solução resultou na expansão de sua aplicação para materiais menos competentes.

Os elementos de reforço comumente consistem em barras de aço inseridas no terreno, sendo posteriormente envolvidas com nata de cimento. Os grampos, como são denominados, elevam a resistência ao cisalhamento ao longo da potencial superfície de ruptura, promovendo a estabilização do maciço. Os esforços cisalhantes são mobilizados na interface solo *versus* nata de cimento ao longo do grampo. Estes esforços são transferidos para as barras, gerando esforços de tração e consequentes deformações axiais por toda sua extensão. A compreensão do desenvolvimento destas deformações é crucial para elaboração adequada de projeto de solo grampeado, uma vez que a técnica demanda pequenas deformações para mobilização da resistência de interface, contudo deslocamentos excessivos podem comprometer a performance da estrutura de contenção.

Na solução de grampeamento de solo/rocha, os grampos são dispostos uniformemente ao longo do terreno, sendo o espaçamento e o comprimento dos chumbadores as principais variantes de projeto. Os parâmetros que controlam o dimensionamento são relacionados com a geometria do talude, com as propriedades geomecânicas do solo e com a capacidade de resistência dos elementos de reforço. Esta resistência é função do comprimento do grampo e da capacidade de carga do chumbador, que, por sua vez, é função direta da resistência cisalhante na interface nata de cimento *versus* solo, q_s (CLOUTERRE, 1991).

Tendo em vista a relevância da resistência de interface solo *versus* nata de cimento, faz-se necessário o conhecimento da magnitude dos valores adotados para o dimensionamento de solução. A estimativa destes valores não é trivial, sendo comum a adoção de valores a partir de correlações empíricas ou valores característicos de acordo com o solo a ser estabilizado. Entretanto, estas estimativas iniciais servem somente para fins de anteprojeto. Para etapas

posteriores o valor de q_s deve ser obtido através de ensaios *in situ*, denominados ensaios de arrancamento (CLOUTERRE, 1991). Os dados obtidos pelos ensaios de arrancamento são relacionados à capacidade última de arrancamento do grampo e o deslocamento imposto na estrutura, contudo para o estudo minucioso do comportamento dos grampos, é essencial o conhecimento da distribuição de tensões ao longo dos mesmo. Esta distribuição pode ser determinada através da instrumentação dos grampos submetidos a um determinado carregamento.

A instrumentação geotécnica tem por objetivo o fornecimento e/ou a verificação de dados de campo, a fim de se adequar o dimensionamento de maneira eficiente e segura, bem como monitorar obras em execução ou finalizadas. Peck (1993) descreve que “Todo instrumento instalado em um projeto deve ser selecionado e instalado para responder a uma questão específica. Seguir esta simples regra é a chave para o sucesso de instrumentação de campo”.

Neste contexto, o presente trabalho visa o estudo do comportamento dos grampos durante ensaios de arrancamento por intermédio de instrumentação geotécnica com extensômetros – dispositivos capazes de medir as deformações nos elementos –, além da verificação de correlações existentes na literatura, a partir dos parâmetros de resistência e do estado de tensões do solo.

O trabalho está apresentado em 8 capítulos, sendo esta introdução o primeiro. A seguir são apresentadas as diretrizes da pesquisa, incluindo objetivos, pressupostos, delimitações, limitações e metodologia. Os capítulos 3 e 4 referem-se à revisão bibliográfica realizada para maior compreensão da solução de solo grampeado e de instrumentação por extensometria, respectivamente. O capítulo 5 e 6 descrevem os programas experimentais de campo e laboratório; o capítulo 7 apresenta a análise e discussão dos resultados. Por fim, o capítulo 8 aponta as considerações finais do trabalho.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: como se desenvolvem os esforços de tração nos grampos atuantes em um sistema de estabilização de solo grampeado?

2.2 HIPÓTESE

É hipótese deste trabalho que os esforços de tração na barra são máximos no início do trecho ancorado (mais próximo a face do talude) e se dissipam ao longo deste trecho.

2.3 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundários e são descritos a seguir.

2.3.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é o estudo do desenvolvimento de esforços em grampos submetidos às cargas de tração durante ensaio de arrancamento.

2.3.2 Objetivos secundários

Os objetivos secundários do trabalho são:

- a) verificação das características e determinação dos parâmetros de resistência do solo objeto deste estudo: itabirito silicoso friável;
- b) análise dos valores de resistência de interface solo *versus* nata de cimento obtidos através de correlações que utilizam parâmetros de resistência do solo *versus* os valores de resistência obtidos nos ensaios *in situ*.

2.4 PRESSUPOSTO

O trabalho tem por pressuposto que:

- a) os valores das deformações obtidas pela instrumentação dos grampos representam com exatidão as deformações reais;
- b) o material extraído da face do talude representa o solo encontrado ao longo de todo o grampo injetado no solo;
- c) a camada de interesse de solo no talude é isotrópica e homogênea;
- d) os parâmetros de resistência encontrados pelos ensaios de laboratório descrevem o comportamento do material em campo.

2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se ao estudo do comportamento de grampos isolados, sem influências de grampos adjacentes que compõem a estabilização do talude.

2.6 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- a) a realização de dois ensaios de arrancamento instrumentados;
- b) a realização de ensaios de laboratório com amostras deformadas.

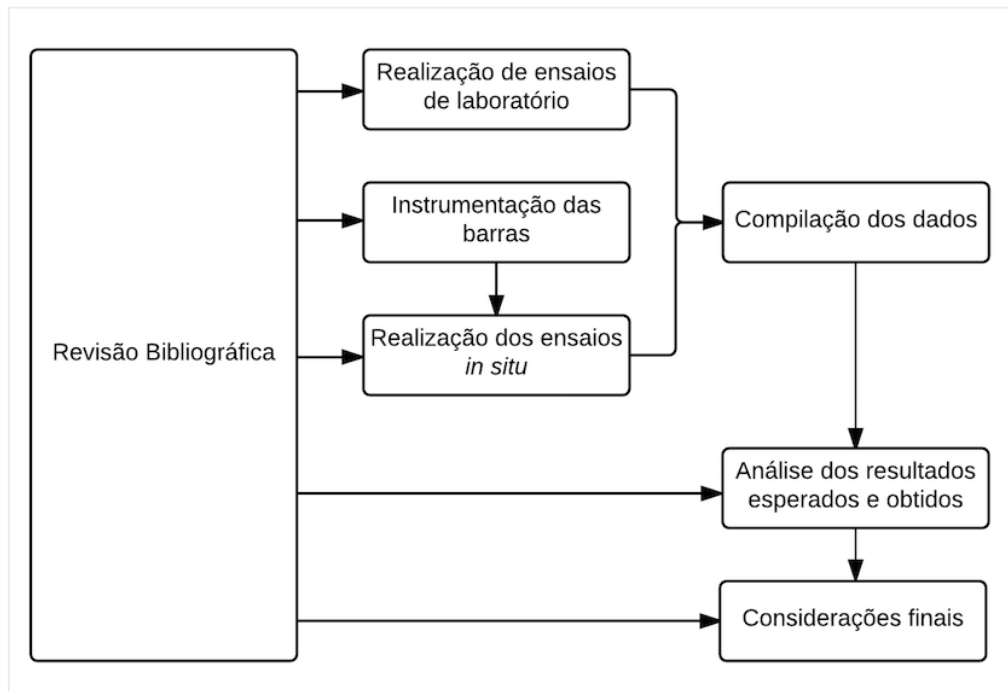
2.7 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado através das etapas apresentadas a seguir, conforme Figura 1:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) realização de ensaios de caracterização e resistência do solo em laboratório;
- c) instrumentação das barras;
- d) realização de ensaios de arrancamento com as barras instrumentadas;
- e) compilação dos dados obtidos;
- f) análise dos resultados esperados e obtidos;

g) considerações finais.

Figura 1 – Diagrama das etapas do trabalho



(fonte: elaborado pelo autor)

A **pesquisa bibliográfica** constitui a primeira etapa do trabalho, sendo esta realizada ao longo de todo o estudo. A pesquisa tem por objetivo o embasamento teórico dos conceitos e das técnicas que viabilizarão a análise dos resultados e considerações finais do trabalho. A pesquisa será feita em duas fases: a primeira referente a técnica de solo grampeado, incluindo o comportamento dos grampos e a resistência de cisalhamento de interface; a segunda terá enfoque no estudo de instrumentação geotécnica por extensometria.

A seguir serão iniciados os procedimentos para **realização de ensaios de laboratório** compostos por ensaios de caracterização e de resistência do material do talude. Concomitantemente a estes ensaios, iniciar-se-á a **instrumentação das barras** as quais serão posteriormente utilizadas para **realização de ensaios *in situ***.

Na sequência da realização dos ensaios de laboratório e de campo, dar-se-á a **compilação dos dados** coletados. Nesta etapa ocorrerá o tratamento dos dados para posterior análise e comparação dos resultados esperados x obtidos.

Em seguida, ocorrerá a **análise dos resultados** previamente tratados. Os resultados esperados serão calculados a partir de correlações adequadas, as quais serão encontradas na etapa de pesquisa bibliográfica. Concomitantemente, os resultados obtidos no ensaio *in situ* serão avaliados. Com ambos os dados disponíveis, foi realizada uma análise comparativa entre estes.

Por fim, são apresentadas as **considerações finais** acerca do trabalho desenvolvido.

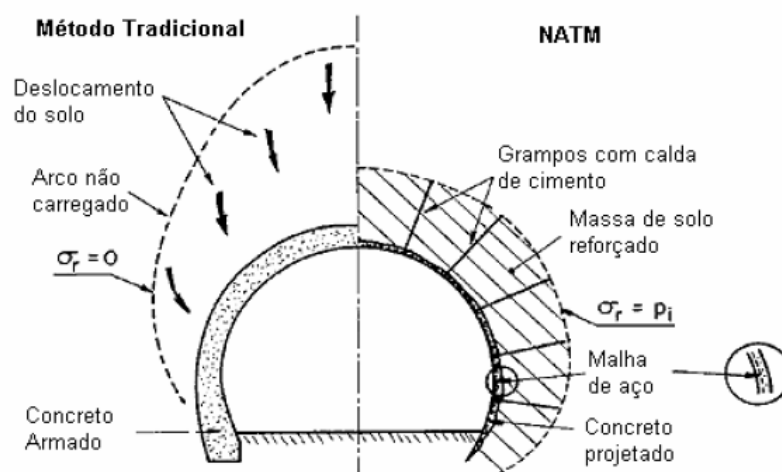
3 REVISÃO DE SOLO GRAMPEADO

Este capítulo visa descrever o embasamento teórico sobre o comportamento de grampos utilizados em solos/rochas grampeados. Primeiramente são apresentados brevemente os conceitos básicos de solo grampeado, bem como histórico, aplicações, vantagens e limitações, etapas envolvidas na execução e mecanismos de ruptura. Após são apresentados as principais considerações de projeto, o comportamento esperado dos grampos e sua interação com o solo, bem como os métodos existentes para previsão dos parâmetros de resistência de interface.

3.1 GENERALIDADES

O solo/rocha grampeado é uma técnica de estabilização de taludes e escavações amplamente utilizada em obras de engenharia. A técnica foi desenvolvida na década de 50 do século passado, inspirada no NATM (*New Austriac Tunneling Method*) que substituiu a utilização de revestimentos rígidos e pesados em escavações de túneis por um compósito gerado por reforços adicionados aos próprios maciços rochosos (Figura 2). Mais tarde, o método foi expandido para estabilização de taludes e escavações em solos (CLOUTERRE, 1991).

Figura 2 – Comparação de técnicas utilizadas para revestimento de túneis



(fonte: adaptado de CLOUTERRE, 1991)

A solução é caracterizada por ser um sistema passivo onde são inseridos no terreno reforços resistentes à tração (grampos) para reforço do maciço aliados ao faceamento da superfície com concreto projetado ou, mais recentemente, com tela metálica de alta resistência, geralmente aliada com manta de controle de erosão. As forças resistentes ao arrancamento dos grampos são mobilizadas na interface solo x nata de cimento ao longo do trecho ancorado.

Os grampos são espaçados uniformemente ao longo da face do talude. Este espaçamento bem como o comprimento do grampo varia de acordo com as condicionantes de projeto, as quais incluem as condições de ruptura interna e externa da solução. Os parâmetros que controlam o dimensionamento de projetos de solo/rocha grampeado são relacionados com as características dos materiais geotécnicos, a geometria do local a ser estabilizado e com os elementos de reforço. O parâmetro chave para a definição do comprimento ancorado do grampo é a capacidade de carga do grampo, que é função da resistência cisalhante na interface nata de cimento x solo, q_s , segundo Clouterre (1991), sendo este parâmetro obtido através de ensaios de arrancamento *in situ*.

3.1.1 Histórico

Derivado do método de suporte para escavações em rocha, o solo grampeado foi executado pela primeira vez em 1972 para estabilização de corte de um talude arenoso com aproximadamente 20 metros de altura objetivando alargar uma ferrovia existente próximo a Versailles, França (LAZARTE et al., 2003). Constatada a praticidade de construção e o custo-benefício do método, o grampeamento de solo começou a ser largamente utilizado em obras de engenharia.

Em meados da década de 70, a tecnologia foi aplicada para contenção de uma escavação profunda em solo silto-arenoso nos Estados Unidos, introduzindo a técnica no continente americano (LAZARTE et al., 2003). Em 1986, inicia-se o projeto de pesquisa CLOUTERRE, na França, com o objetivo de aprofundar o conhecimento técnico e difundir o uso da solução. A pesquisa culminou em diversos avanços teóricos e práticos em sua aplicação, obtendo-se vasta gama de dados a partir de ensaios de campo, monitoramento e simulações numéricas, tornando-se importante referência para projetos posteriores.

No Brasil, a primeira obra remonta à estabilização de emboque de túnel no Sistema Cantareira, em São Paulo, projetada empiricamente com base na experiência em túneis. O uso

da técnica passou a ser recorrente após a virada da década de 80, principalmente após ações da Fundação Geo-Rio (ORTIGAO et al., 1993).

3.1.2 Aplicações

O solo grampeado é comumente executado para estabilizações permanentes, entretanto pode ser executado para obras de intervenção temporárias. Geoguide 7 (2008) cita diversas possibilidades de aplicações, dentre elas em:

- a) Novos taludes em corte, atuando como suporte para escavação por patamares;
- b) Encostas e aterros existentes com potencial risco de instabilidades, estabilizando-os através de redistribuição de tensões;
- c) Túneis como revestimento radial e para estabilização de emboques;
- d) Reparos ou reforços de estruturas de contenção existentes que apresentem patologias ou indícios de rupturas;
- e) Recomposição de taludes naturais ou artificiais que apresentam processos de ruptura.

Com extensa gama de aplicações em obras de engenharia supracitadas, é adequado citar as vantagens que levaram à expansão da utilização da técnica. Os incentivos são fundamentalmente associados com a execução, performance e custo (GEOGUIDE 7, 2008).

Dentre eles apresentam-se:

- a) Flexibilidade: execução não necessita de mobilização de grandes equipamentos, o que torna a solução adaptável a obras de difícil acesso;
- b) Velocidade: sequência executiva simples, permitindo, ainda, frentes de trabalho simultâneas;
- c) Redução de impactos ambientais: redução de serviços de terraplenagem e conformação do terreno quando comparado com soluções que envolvem reaterros;
- d) Performance: modelo de ruptura dúctil, apresentando sinais de falha através de deformações pré-ruptura;
- e) Adaptabilidade: projeto passível de alterações à medida que se desenvolve a obra, como por exemplo, modificação do comprimento dos grampos ou afastamentos;

- f) Custo: redução do custo de implementação da solução pode atingir valores até 30% menores quando comparados com cortinas atirantadas, por exemplo.

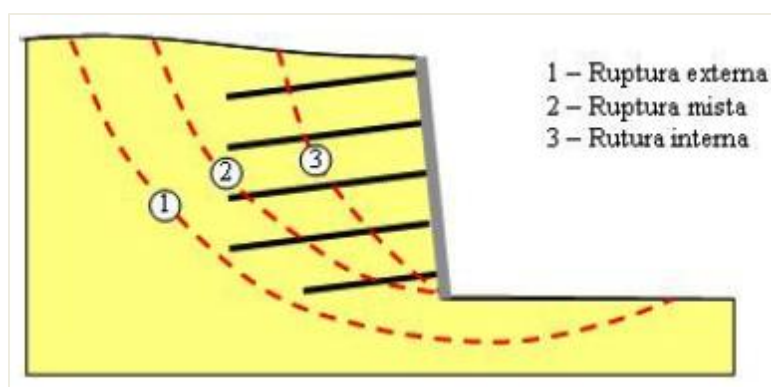
Por outro lado a técnica apresenta limitações. Geoguide 7 (2008) apresenta dentre elas:

- a) Deslocamentos: como a estrutura flexível permite deslocamentos, a técnica não é recomendada para projetos em que há construções próximas sensíveis aos movimentos do terreno;
- b) compatibilidade: os grampos podem interceptar outras estruturas existentes (cabos de energia, tubulações, fundações), principalmente em zonas urbanas;
- c) nível d'água: em terrenos a serem escavados que apresentam elevado nível d'água, a solução não é recomendada devido à dificuldade de execução e necessidade de obras auxiliares;
- d) rupturas globais profundas: impõe o uso de grampos mais longos, dificultando o processo executivo e elevando o custo da solução.

3.1.3 Mecanismos de ruptura

Para desenvolver a solução de solo grampeado é necessário compreender os possíveis mecanismos de rupturas a que os taludes estabilizados estarão sujeitos. Clouterre (1991), Lazarte et al (2003) e Geoguide 7 (2008) dividem os modelos de ruptura em interna, externa e mista, de acordo com Figura 3.

Figura 3. Mecanismos de ruptura em taludes estabilizados com solo grampeado



(fonte: adaptado de CLOUTERRE, 1991)

3.1.3.1 Rupturas internas

As rupturas internas ocorrem dentro da massa de solo tratada, podendo se desenvolver tanto no solo quanto nos grampos. Os principais modelos de rupturas internas para solo grampeado podem ser verificados através de:

- a) Arrancamento dos elementos passivos: ruptura mais frequente observada em taludes estabilizados por solo grampeado. Neste modelo, a ruptura ocorre devido à baixa de aderência entre solo e grampo;
- b) Rompimento dos grampos: falha estrutural nos elementos de reforço do sistema devido a elevados esforços de tração ou cisalhamento e flexão impostos pela massa de solo;
- c) Falhas no faceamento: ocasionada por esforços excessivos transferidos a partir da cabeça do grampo para o sistema de faceamento;
- d) Ruptura superficial do solo: geralmente ocorre através de deslizamento de camada superficial de solo ou ocasionada por erosão progressiva, referente à presença de fluxo de água no talude, instabilizando o solo entre grampos individuais.

3.1.3.2 Rupturas externas

As rupturas externas são caracterizadas por instabilidades profundas, fora da região de tratamento, podendo ser verificada em outros tipos de solução de estabilização de taludes. Ocorre comumente por instabilidade global do talude ou deslizamento do bloco reforçado devido ao comprimento insuficiente dos grampos. As rupturas externas geralmente estão correlacionadas com as baixas propriedades de resistência do solo de fundação.

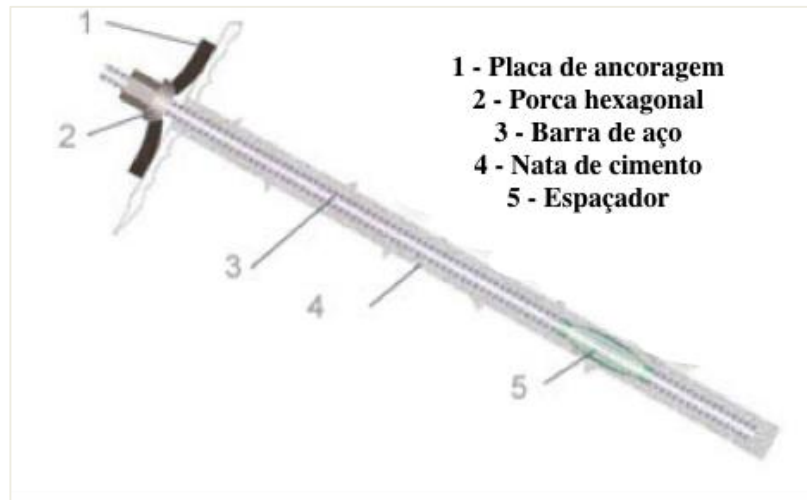
3.1.3.3 Rupturas mistas

As rupturas mistas associam os dois modelos de instabilidades citados anteriormente, passando pela região tratada e por fora do tratamento. É frequentemente relacionada à falta de comprimento de ancoragem dos grampos ou à baixa resistência de interface.

3.1.4 Processo executivo

A metodologia executiva é apresentada de acordo com trabalho realizado por Jewell e Bruce (1986) e pelas recomendações práticas demonstradas por Ortigão et al. (1993). A Figura 4 demonstra os componentes básicos que constituem o grampo.

Figura 4. Disposição dos elementos básicos de um grampo



(fonte: adaptado do DYWIDAG, 2016)

A técnica de solo grampeado deve ser executada em etapas sucessivas que compreendem: escavação, instalação do grampo, e, por fim, faceamento. A Figura 5 ilustra sucintamente o método executivo da solução.

Figura 5. Etapas construtivas de solo grampeado



(fonte: SOLOTRAT ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2015)

Ortigão et al. (1993) descreve as etapas de execução de solução em solo grampeado. A primeira etapa consiste na escavação do terreno, sendo esta etapa realizada em nichos cujas dimensões (altura e comprimento) variam de acordo com a resistência do material a ser estabilizado e da capacidade do material permanecer estável durante algumas horas/dias para aplicação dos grampos e revertimento.

A segunda etapa consiste na instalação dos grampos no talude. Os métodos geralmente utilizados consistem na cravação ou na perfuração do solo/rocha seguida de preenchimento com calda de cimento, sendo este o mais convencional, consistindo na perfuração com trados helicoidais ou perfuratrizes. O diâmetro de perfuração geralmente varia entre 53 a 100 mm, sendo dependente do diâmetro da barra a ser instalada, que por sua vez, varia entre 13 a 32 mm (função das cargas de projeto). As barras são inseridas no furo com espaçadores a cada 2 m que visam garantir a posição centralizada do grampo ao longo da perfuração. Adjacente às barras é inserido um tubo de PVC cuja função é conduzir a nata de cimento ao fundo do furo, promovendo o preenchimento de maneira ascendente, a partir do fundo até a boca da perfuração, melhorando o preenchimento completo da perfuração. Ao longo dos tubos de PVC são dispostas perfurações, denominadas válvulas de injeção, espaçadas entre 0.5 e 1.5 m, dependendo das propriedades da calda de cimento. A calda pode ser aplicada sob pressão ou por gravidade. A quantidade de tubos varia de acordo com o número de etapas de injeção, sendo recomendado um período de 12 horas entre injeções. Este processo de reinjeção visa o ganho de resistência da interface, nos casos em que a nata é injetada sob pressão.

O revestimento de face pode ser executado em concreto projetado ou com malhas de aço de alta resistência, geralmente associadas ao uso de mantas de controle de erosão. Para solução com faceamento em concreto projetado, torna-se imprescindível a execução de sistema de drenagem do paramento, frequentemente composto por barbacãs associados a geotêxteis. Para ambas as alternativas, entretanto, deve-se atentar para o dimensionamento de sistema de drenagem profunda, composto por drenos sub-horizontais profundos, a fim de direcionar o fluxo de água no interior da estrutura de contenção.

Quanto à proteção contra corrosão dos grampos, sugere-se adotar as recomendações propostas pela norma NBR 5629 – Execução de Tirantes Ancorados no Terreno (ABNT, 2006) de acordo com o grau de agressividade do terreno.

3.1.5 Considerações de projeto

A elaboração de projeto de uma estrutura de solo grampeado deve garantir os requisitos de estabilidade interna e externa, servicibilidade e durabilidade durante execução e vida útil da solução, além de considerar os custos e os impactos ambientais. (GEOGUIDE 7, 2008).

A análise de estabilidade é geralmente realizada por métodos de equilíbrio limite consagrados na engenharia geotécnica, inicialmente proposto por Fellenius e aprimorados por Bishop (1955), Morgenstern e Price (1965), Spencer (1967) (DA SILVA¹, 2011 *apud* DA ROSA, 2015). Atualmente, é notória a utilização de *softwares* baseados em equilíbrio limite para análises de estabilidade e em elementos finitos para cálculo de deformações a fim de se otimizar a solução adotada.

Os parâmetros que controlam o dimensionamento são definidos pelo comprimento do trecho ancorado, a inclinação e o espaçamento (horizontal e vertical) dos grampos, sendo estes dependentes das seguintes condicionantes: geometria do talude, propriedades geomecânicas do solo e propriedades da barra e da nata de cimento (CLOUTERRE, 1991).

3.2 COMPORTAMENTO DOS GRAMPOS

Conforme apresentado no item 3.1.3, o principal mecanismo de ruptura observado em obras de solo grampeado ocorre a partir do arrancamento do elemento passivo, seguido por falha estrutural nas barras constituintes. Tendo isto em vista, verifica-se a importância da compreensão dos esforços atuantes nos grampos e de sua interação com o material a ser estabilizado.

3.2.1 Distribuição de esforços

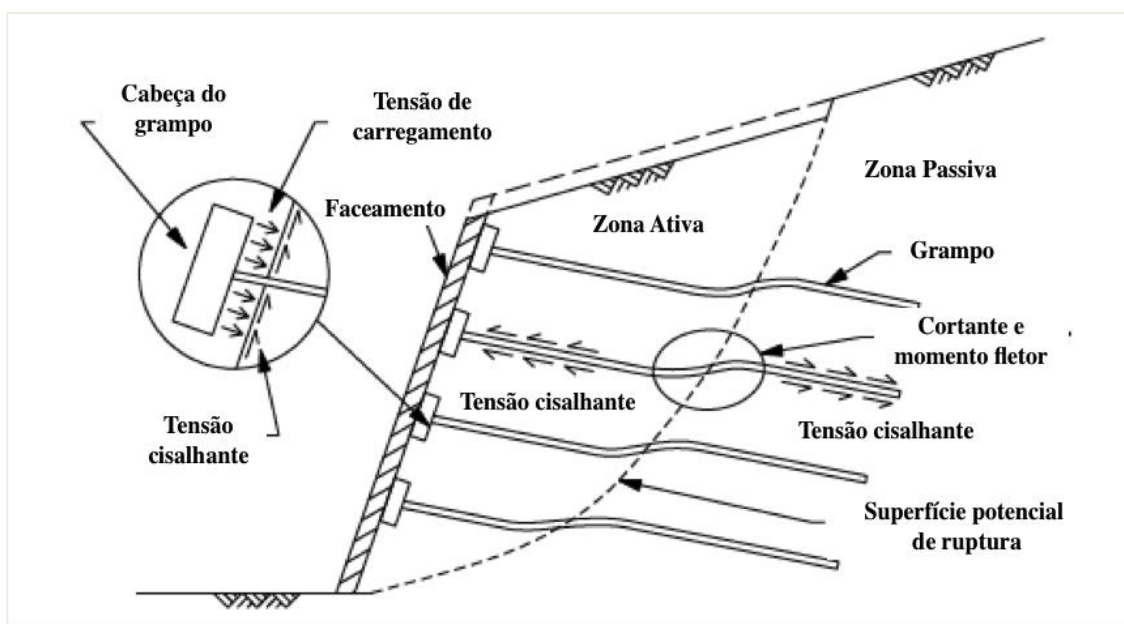
O desenvolvimento de esforços nos grampos é complexo, gerando uma distribuição de esforços não uniforme ao longo da barra, que depende de diversos fatores, como as propriedades mecânicas do grampo, as propriedades geomecânicas do solo e o atrito entre os mesmos (GEOGUIDE 7, 2008)

É possível compreender esta distribuição a partir da suposição de uma superfície potencial de ruptura do talude, encontrada por análise de equilíbrio limite, adotando um comportamento isotrópico para o solo (GEOGUIDE 7, 2008). A intersecção desta superfície com o grampo, segundo Lazarte et al. (2003), é geralmente próxima ao limite divisório de duas zonas de

¹ DA SILVA, J. P. M. Os métodos de equilíbrio limite e dos elementos finitos na análise de estabilidade de taludes. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2011.

atuação de forças: ativa e passiva (Figura 6). A primeira é identificada a partir da face do talude até a suposta superfície de ruptura, caracterizando o trecho instável. Nesta região as tensões em torno do grampo são orientadas para fora do talude, tendendo a arrancá-lo. A zona passiva, por outro lado, se localiza no trecho subsequente a este, atrás da intersecção, na região estável do talude, com os esforços reagindo contra o arrancamento.

Figura 6. Esquema de divisão das zonas de atuação de forças no grampo



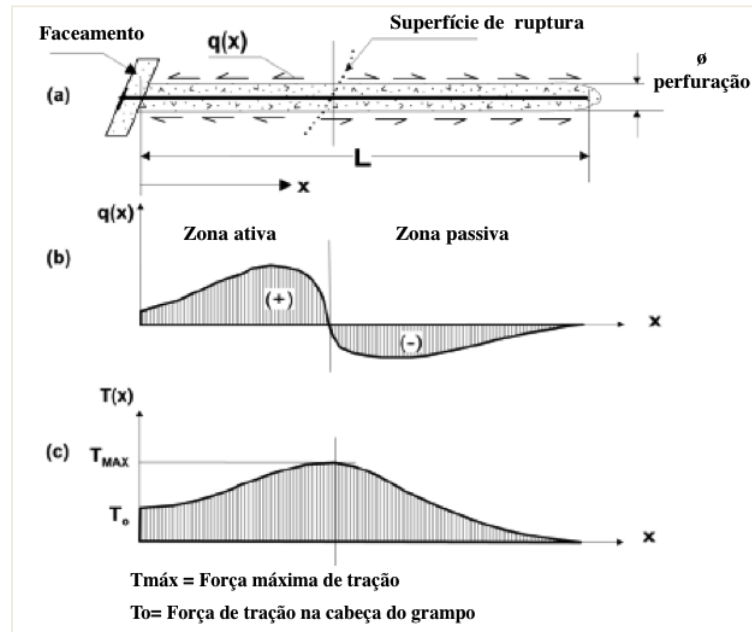
(fonte: adaptado de LAZARTE et al., 2003)

O grampo atua vinculando estas duas regiões distintas, gerando, assim, esforços de tração ao longo da barra. É comum admitir que os esforços aumentam a partir da face do talude até as proximidades do ponto de intersecção no qual são verificados os maiores esforços de tração ($T_{MÁX}$), e, a partir do qual, espera-se uma redução de esforços em direção ao fundo da barra, conforme Figura 7 (LAZARTE et al., 2003). No local de $T_{MÁX}$, verifica-se, também, a ocorrência de esforços cortantes, bem como de momentos fletores gerados pela tensão cisalhante na superfície de ruptura, contudo a mobilização destes carregamentos é modesta para condições de serviço em que se verificam pequenas deformações da estrutura (JURAN et al., 1983).

Geoguide 7 (2008) e Lazarte et al. (2003) afirmam ainda que para o dimensionamento de cortes verticalizados, a localização da força axial máxima pode variar entre 0.3 a 0.4 da altura total do corte a partir da face, para grampos mais elevados, e de 0.15 a 0.2 para os mais

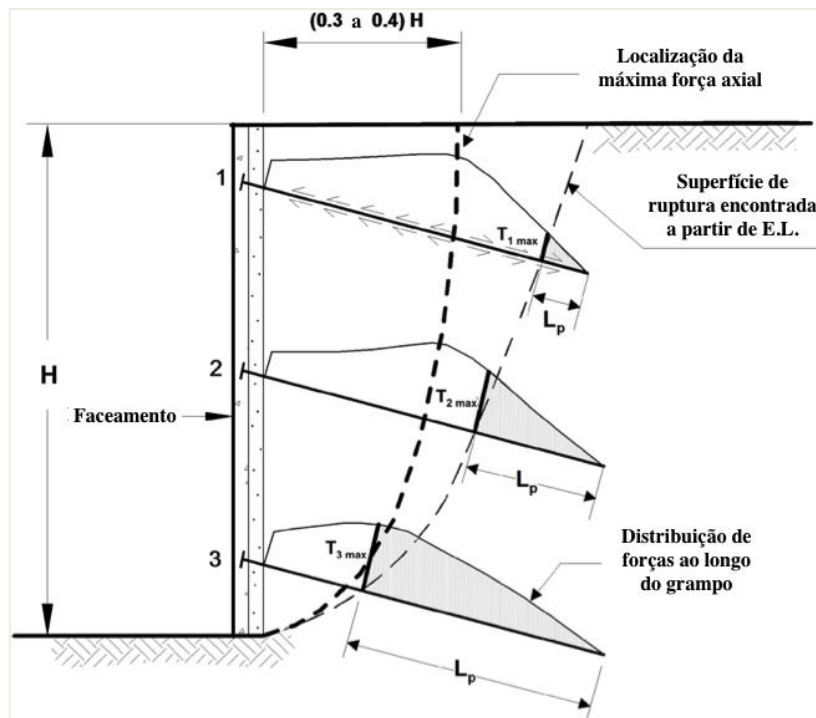
inferiores, conforme Figura 8. Esta consideração se baseia em observações de trincas de tração em diversas obras executadas e pode variar conforme a inclinação de corte.

Figura 7. Distribuição de esforços ao longo do grampo



(fonte: adaptado de LAZARTE et al., 2003)

Figura 8. Local de desenvolvimento da máxima força axial no grampo.

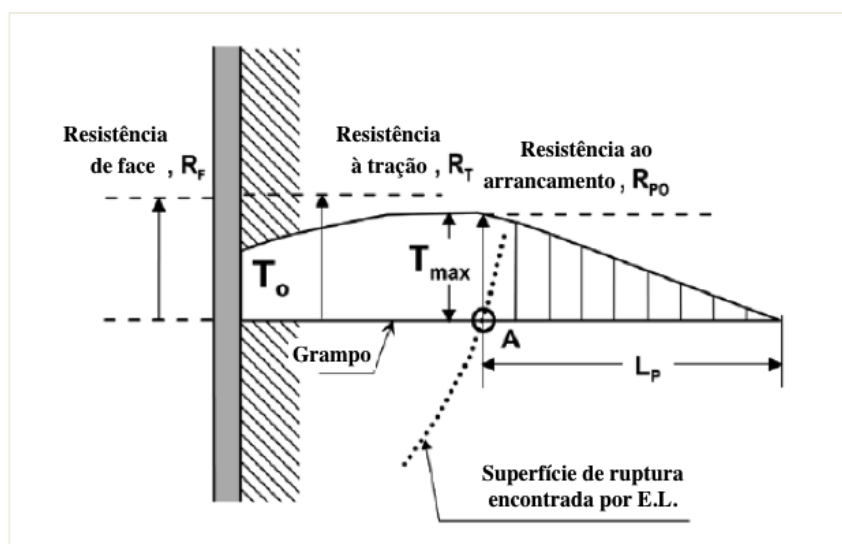


(fonte: adaptado de LAZARTE et al., 2003)

Nota-se que o comprimento do grampo que desenvolve tensões resistentes ao arrancamento na zona passiva (L_P), tende a ser maior do que aquele admitido através da superfície potencial de ruptura. Entretanto, frente à complexidade da definição da localização precisa de $T_{MÁX}$, para fins práticos de engenharia, é válido admitir que o comprimento resistente ao arrancamento se encontra a partir da intersecção até o final do grampo.

A distribuição dos esforços pode ser simplificada de acordo com manual técnico da Federal Highway Administration (Lazarte et al., 2003), conforme Figura 9. A carga de tração máxima desenvolvida no grampo ($T_{MÁX}$) é limitada pelo menor dentre os três valores de resistência desenvolvidas no grampo: R_T , resistência à tração da barra; R_{PO} resistência ao arrancamento, ou R_F , resistência na face.

Figura 9. Simplificação de esforços proposta pela FHWA.



(fonte: adaptado de LAZARTE ET AL., 2003)

Os esforços verificados na cabeça do grampo (T_0), observados nas Figuras 6, 7 e 8, variam de 0.6 a 1.0 de $T_{MÁX}$, sendo transmitidos ao sistema de faceamento, o qual deve ser projetado para suportar estes carregamentos ($R_F > T_0$) (GEOGUIDE 7, 2008). A obtenção dos valores de R_T e R_{PO} são discutidos nos próximos itens.

3.2.2 Interação solo-grampo

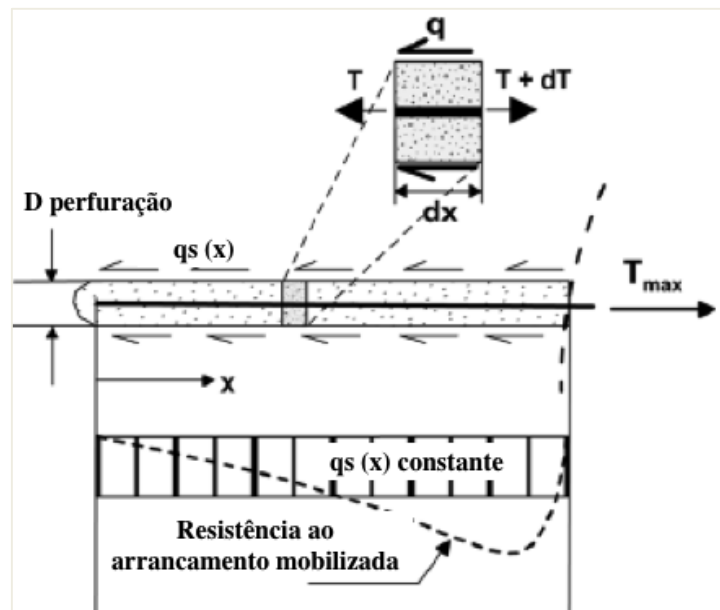
A transferência de esforços entre grampo e solo é limitada pela tensão de aderência entre os mesmos, sendo esta mobilizada à medida que ocorrem pequenos deslocamentos dos

elementos em relação à massa de solo, da ordem de milímetros. A tensão de resistência ao arrancamento, denominada q_s , é diretamente proporcional à capacidade de carga do grampo (R_{PO}), parâmetro chave para dimensionamento de solo grampeado (CLOUTERRE, 1991).

Geoguide 7 (2008) descreve que, além da resistência mobilizada pelo atrito entre solo e nata, há uma aumento significativo de aderência devido ao intertravamento entre as partículas de solo e as de cimento. Além disso, a ruptura não ocorre necessariamente ao longo da interface solo x grampo, podendo ser verificada na massa de solo que contorna radialmente o trecho ancorado. Este efeito eleva os valores de q_s , pois altera o nível de tensões da massa de solo adjacente ao bulbo.

Assim, como a distribuição de esforços apresentada anteriormente, a mobilização da resistência de interface ao longo do grampo não é uniforme, de acordo com Figura 10 (Lazarte et al., 2003). Segundo o autor, para fins de cálculo, é plausível adotar um valor de q_s constante ao longo da barra.

Figura 10. Mobilização de q_s ao longo de trecho na zona passiva.



(fonte: adaptado de GEOGUIDE, 2008)

3.2.2.1 Obtenção de parâmetros de resistência

Inicialmente, pode-se ponderar valores para q_s a partir de banco de dados disponíveis na literatura. Elias e Juran² (1990) *apud* Da Rosa (2015) apresenta valores típicos para resistência de interface de acordo com o material a ser estabilizado de solo, Quadro 1.

Quadro 1. Valores típicos de q_s de acordo com o tipo de material

Material	Tipo de Rocha/Solo	Aderência q_s (kN/m ²)
Rocha	Calcários	300-400
	Filito	100-300
	Dolomita mole	400-600
	Dolomita Fissurada	600-1000
	Arenito Intemperizado	200-300
	Basalto	500-600
Solos Não coesivos	Areia Siltosa	100-150
	Silte	60-75
	Colúvio	75-150
	Areia	380
Solos Finos	Argila Siltosa	35-50
	Silte Argiloso	90-140
	Argila Mole	20-30
	Argila Rija	40-60

(fonte: adaptado de ELIAS E JURAN, 1990 *apud* DA ROSA, 2015)

Além de pesquisa na literatura, a resistência de interface pode ser inicialmente estimada através correlações empíricas com dados de ensaios de cone, pressiômetros, dilatômetros e de penetração à percussão (PRADHAN, 2003). No Brasil, o ensaio de penetração à percussão é vastamente utilizado na prática de engenharia, sendo assim, Lima (2007) apresenta uma compilação de correlações empíricas de q_s e N_{SPT} a partir de trabalhos de Ortigão (1997), Ortigão et al. (1997) e Springer (2006). A Quadro 2 apresenta as equações de correlação empíricas compiladas pelo autor, bem como comparação das equações através de valores estimados de q_s a partir de valor arbitrado de N_{SPT} .

² ELIAS, V.; JURAN, I. Preliminary draft - Manual of practice for soil nailing. US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Contract DTFH-61-85-C-00142, 1990. Não paginado.

Quadro 2. Correlações empíricas de q_s a partir de N_{SPT} .

Referência	Correlação	Valor de q_s para $N(SPT)=10$
Ortigão (1997)	$q_s = 50 + 7,5 N(SPT)$	125kPa \approx 0,13MPa
Ortigão et al. (1997)	$q_s = 67 + 60 \ln N(SPT)$	205kPa \approx 0,21MPa
Springer (2006)	$q_s = 45,12 \cdot \ln [N(SPT)] - 14,99$	89kPa \approx 0,09MPa

(fonte: adaptado de LIMA, 2007)

A variabilidade nos resultados encontrados para q_s , verificada na Tabela 2, a partir do mesmo valor de N_{SPT} corrobora a busca de métodos mais racionais para a estimativa da resistência de cisalhamento na interface.

Pradhan (2003) apresenta uma alternativa à estimativa de q_s , utilizando métodos analíticos para obtenção da capacidade última de arrancamento do grampo por metro (T_L), através do qual se obtém um valor estimado para q_s , definido por q_{sest} pela Equação 1:

$$q_{sest} = \frac{T_L}{\pi d} \quad (1)$$

Sendo:

q_{sest} = resistência de cisalhamento na interface solo-grampo estimada (kPa);

T_L = capacidade última de arrancamento do grampo por metro (kN/m);

d = diâmetro do perfuração (m).

Pradhan (2003) descreve diversos trabalhos de autores que definem o parâmetro basicamente em função da resistência dos solos (c' e ϕ'), da tensão normal efetiva média ao longo do grampo (σ_n'), e do perímetro de perfuração (θ), podendo ainda, apresentar fatores de arrancamento que variam de acordo com as características do solo e o espaçamento entre os grampos. Como o presente trabalho visa o estudo do comportamento de um grampo isolado, é possível determinar T_L a partir da Equação 2, proposta por Heymann et al. (1992), que considera apenas as propriedades de resistência do solo, a geometria do talude e a área de contato solo *versus* nata:

$$T_L = \theta (c' + \sigma_n' \tan \phi') \quad (2)$$

Onde:

θ = perímetro da perfuração (m);

c' = coesão do solo (kPa);

σ_n' = tensão vertical efetiva normal ao grampo (kPa);

ϕ' = ângulo de atrito interno do solo ($^\circ$).

Combinando-se as Equações 1 e 2, é presumível obter a resistência de cisalhamento de interface estimada, pela Equação 3:

$$q_{sest} = (c' + \sigma_n' \tan \phi') \quad (3)$$

Os valores da resistência de cisalhamento estimados pela abordagem analítica são válidos para determinação do parâmetro em fase inicial de projeto, entretanto a resistência ao arrancamento deve ser verificada através de ensaios de arrancamento *in situ* para consolidação dos parâmetros utilizados.

3.2.2.2 Ensaios *in situ*

O ensaio *in situ*, denominado ensaio de arrancamento, consiste na execução de um grampo na face do talude, e posterior aplicação de esforço de tração até que se atinja a capacidade última de carregamento do mesmo. Com base na medição deste esforço, encontra-se o valor real de q_s , para as condições impostas em campo.

Como já apresentado, a magnitude de q_s é função direta do comportamento do solo e da superfície de interação dos grampos, que por sua vez varia de acordo com o método de execução e dimensões da perfuração. A Equação 4, de Bustamante e Doix (1985), relaciona q_s com a capacidade última de carga obtida através de ensaios de arrancamento, levando em conta a dimensão do contato solo *versus* nata do grampo:

$$q_s = \frac{T_{arranc}}{\pi d L_{anc}} \quad (4)$$

Sendo:

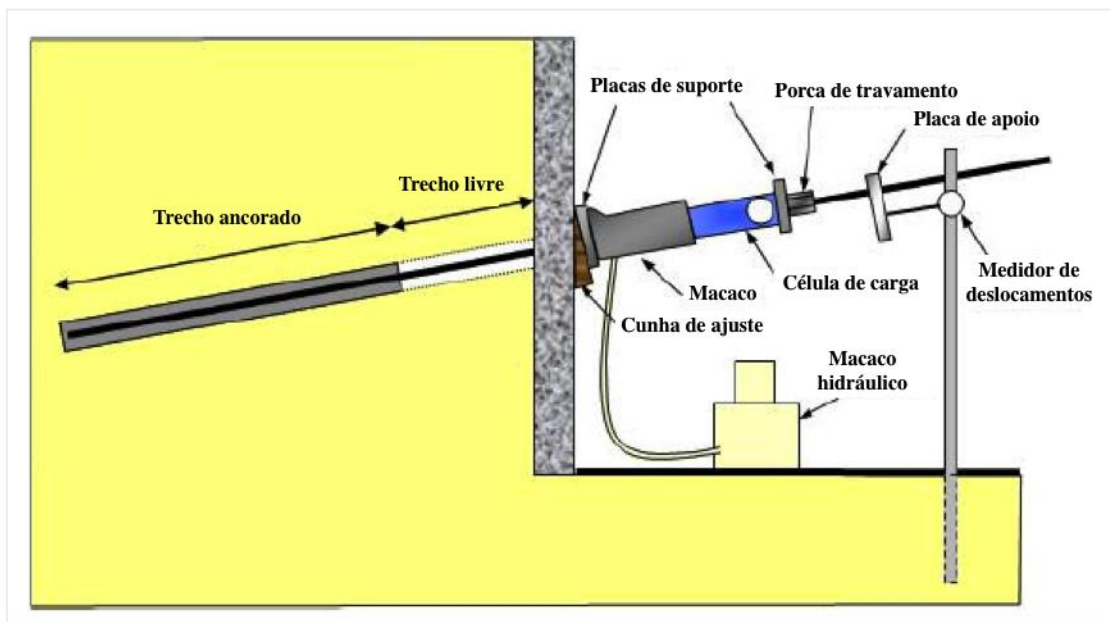
q_s = resistência de cisalhamento na interface solo-grampo (kPa);

T_{arranc} = carga última de arrancamento medida em campo (kN);

L_{anc} = comprimento do trecho ancorado do grampo (m).

Para realização do ensaio faz-se necessária a utilização de macaco hidráulico com capacidade de carga adequada, placas e porcas de suporte para reação da carga imposta pelo macaco, célula de carga previamente calibrada para medição dos carregamentos, e medidor de deslocamento (CLOUTERRE, 1991). A Figura 11 ilustra esquema típico de ensaio de arrancamento.

Figura 11. Esquema típico para realização de ensaios de arrancamento.



(fonte: adaptado de CLOUTERRE, 1991)

Sugere-se que os ensaios sigam os critérios adaptados da norma de tirantes, NBR 5629 (ABNT, 2006), sendo executados através de ciclos de carregamento e descarregamento até que se verifique a carga de tração máxima. As cargas devem ser aplicadas em pequenos incrementos, respeitando os ciclos de carregamento preconizados na norma: 0.4T, 0.6T, 0.8T,

1.0T, 1.2T, 1.4T, 1.6T e 1.75T, sendo 1.75T equivalente à resistência máxima da barra (R_T), conforme supracitado no item 3.2.1. Esta resistência é função das propriedades de aço da barra utilizada, sendo encontrada através da Equação 6. Durante o ensaio, R_T não deve ser ultrapassado a fim de evitar o rompimento brusco do grampo.

$$R_T = \frac{\sigma_{aço}}{F_s} A_s \quad (6)$$

Onde:

R_T = resistência a tração máxima da barra de aço (kN);

$\sigma_{aço}$ = tensão de escoamento do aço (kPa)

A_s = área da seção transversal da barra (m^2);

F_s = fator de segurança

A barra utilizada no ensaio deve ser escolhida tal que sua resistência à tração seja superior à capacidade de arrancamento mobilizada na interface solo x nata ($R_T > R_{PO}$).

Durante os estágios de carga e descarga é previsto o aguardo das estabilizações das deformações. Os tempos necessários, assim como as cargas, são adaptados da norma de tirantes.

Com os dados adquiridos de carga e deslocamento na cabeça do grampo, traça-se a curva carga *versus* deslocamento para o ensaio. O carregamento máximo encontrado para o arrancamento é então utilizado para determinação de q_s a partir da Equação 4.

4 REVISÃO DE INSTRUMENTAÇÃO POR EXTENSÔMETRIA

A prática de instrumentação na engenharia geotécnica tem por objetivo a obtenção de informações de performance de uma solução implantada através da união das capacidades de medição dos instrumentos e das capacidades pessoais do projetista (DUNNICLIFF, 1993). O autor descreve ainda que a maioria destes instrumentos consiste em: transdutores, isto é, dispositivos que convertem uma mudança física no instrumento para um correspondente sinal de saída elétrico; sistema de aquisição de dados; e a ligação entre estes elementos.

A instrumentação de taludes estabilizados em solo grampeado está associada a investigação das deformações dos grampos e das deformações laterais do terreno (LANDAU ASSOCIATES, 1999). No caso deste trabalho, a instrumentação visa apenas as deformações dos grampos, a fim de se determinar as magnitudes dos esforços atuantes e a consequente mobilização de resistência na interface.

Para o estudo do comportamento de barras submetidas à esforços é frequente o uso de resistências elétricas denominadas *strain gauges*. A instrumentação visa medir, concomitantemente, as cargas aplicadas e os deslocamentos ocorridos.

4.1 MEDIÇÃO DOS CARREGAMENTOS

4.1.1 *Strain gauges*

Os esforços de tração ao longo da barra podem ser medidos através de extensometria elétrica. Em 1856, Lord Kelvin realizou experimentos com fios de cobre energizados e verificou que a resistência elétrica dos fios se modificava proporcionalmente à deformação elástica sofrida pelos fios quando sujeitos à esforços axiais (PERRY³, 1962 *apud* ALMEIDA, 2002). Esta relação é demonstrada na Equação 7.

³ PERRY C. C.; LISSNER H.R. The Strain Gage Primer. New York: Mc Graw Hill Company, 1962.

$$\frac{\Delta R}{R} = GF \varepsilon \quad (7)$$

Onde:

ΔR = variação da resistência elétrica do condutor (Ω);

R = resistência elétrica inicial do condutor (Ω);

GF = fator do extensômetro (sensibilidade)

ε = deformação longitudinal

Sendo a resistência elétrica de um condutor definida pela Equação 8:

$$R = \rho \frac{L_{sg}}{A} = \rho \frac{4L_{sg}}{\pi D^2} \quad (8)$$

Sendo:

ρ = resistividade do material (Ωm)

L_{sg} = comprimento dos *strain gauges* (m)

A = área da seção transversal do fio condutor (m^2)

D = diâmetro do fio condutor (m)

Quando o fio é deformado longitudinalmente, a variação da resistência é então alterada:

$$dR = \frac{\partial R}{\partial \rho} d\rho + \frac{\partial R}{\partial L_{sg}} dL_{sg} + \frac{\partial R}{\partial D} dD \quad (9)$$

Calculando as derivadas parciais para Equação 9, encontra-se 10:

$$dR = \frac{4L_{sg}}{\pi D^2} d\rho + \frac{4\rho}{\pi D^2} dL_{sg} - \frac{8\rho L_{sg}}{\pi D^3} dD \quad (10)$$

Dividindo-se a Equação 10 pela 8, e diferenciando tem-se:

$$\frac{dR}{R} = \frac{d\rho}{\rho} + \frac{dL_{sg}}{L_{sg}} - \frac{2dD}{D} \quad (11)$$

Onde:

$$\frac{dL_{sg}}{L} = \varepsilon \text{ (deformação axial);}$$

$$-\frac{dD}{D} = -\nu\varepsilon \text{ (deformação transversal);}$$

$$\frac{d\rho}{\rho} = \text{variação da resistividade do condutor.}$$

Logo, a Equação 11 pode ser reescrita como:

$$\frac{dR}{R} = \varepsilon + 2\nu\varepsilon + \frac{d\rho}{\rho} = \varepsilon \left(1 + 2\nu + \frac{1}{\varepsilon} \frac{d\rho}{\rho} \right) \quad (12)$$

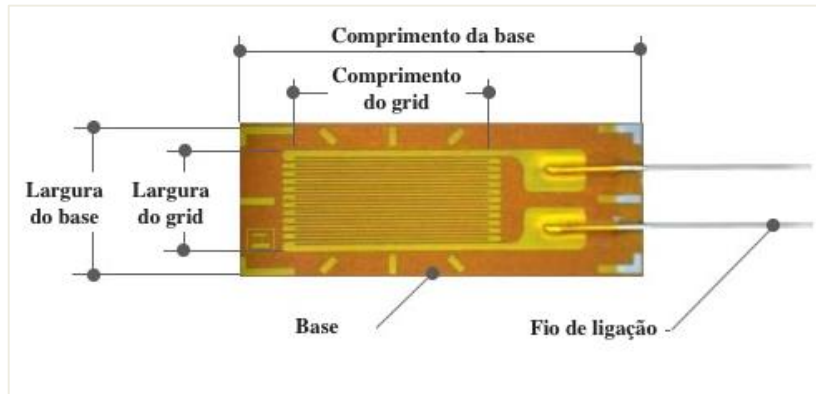
A partir da Equação 12 nota-se que a sensibilidade à deformação dos fios condutores, e por consequência dos extensômetros, depende do coeficiente de Poisson e da resistividade do condutor. Juvinal⁴ (1967) *apud* Almeida (2002) descreve que a variação da resistividade do condutor é função da variação do volume do mesmo, em outras palavras, a sensibilidade do condutor é função de sua variação geométrica.

Quanto aos tipos de extensômetros, Dunncliff (1993) cita que existem cinco tipos básicos, dentre eles: os de fio conectados e não conectados; de lâmina; semicondutores; e, ainda, os soldáveis. Como os extensômetros de fio conectados serão utilizados na instrumentação, convém descrevê-los em maior detalhe. Esses *strain gauges* são compostos por um fio fino de liga metálica, geralmente de cobre e níquel, disposto em laços paralelos, ao longo do *grid*, ligados à uma base de plástico que por sua vez será acoplada na estrutura a ser monitorada. A maioria dos fabricantes disponibiliza extensômetros com resistência de 120Ω e 350Ω com precisão de deformação na ordem de μm. A fim de reduzir o aquecimento na lâmina

4 JUVINAL, R. C. Engineering Considerations of Stress, Strain and Strength. Michigan: McGraw-Hill, 1967.

relacionado dissipação de potência no *gauge*, o autor recomenda a utilização de extensômetros com maiores resistências. A Figura 12 apresenta o tipo de *strain gauge* descrito.

Figura 12. Extensômetro uniaxial de fio conectado.

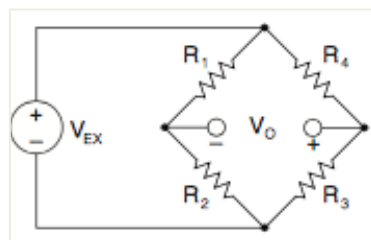


(fonte: adaptado de SHOWA MEASURING INSTRUMENTS, 2007)

4.1.2 Pontes de Wheatstone

Para medições de deformação, os extensômetros podem ser conectados de modo a formar um circuito denominado Ponte de Wheatstone, a fim de medir com maior precisão pequenas deformações (na ordem de milímetros) e compensar efeitos da temperatura. A Ponte de Wheatstone é originalmente composta por quatro resistores semelhantes. A Figura 13 ilustra um esquema típico destes circuitos.

Figura 13. Esquema típico de Ponte de Wheatstone



(fonte: adaptado de NATIONAL INSTRUMENTS, 1998)

A ponte é caracterizada por uma tensão de excitação constante V_{EX} , e por uma de tensão de saída, V_0 , a qual pode ser encontrada através da Lei de Ohm:

$$V_0 = \frac{R_1 R_3 - R_2 R_4}{(R_1 + R_2)(R_3 + R_4)} V_{EX} \quad (13)$$

Sendo:

V_0 = leitura de tensão de saída (V);

V_{EX} = tensão de excitação do circuito (V);

R_x = resistência dos resistores (Ω).

Quando em balanço, V_0 tende a zero, logo temos a relação:

$$R_1 R_3 = R_2 R_4 \quad (14)$$

Ao substituir um resistor do circuito por um extensômetro, de resistência nominal R_G , para qualquer deformação no *gauge*, haverá uma variação na sua resistência, desbalanceando o circuito e gerando uma tensão de saída diferente de zero. A variação de resistência no extensômetro pode ser expressa pela Equação 5.

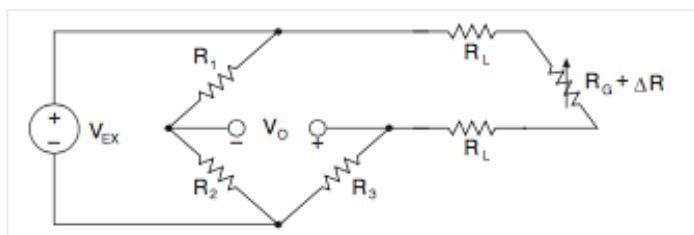
Na prática, a quantidade de resistores substituídos por extensômetros varia de acordo com os recursos e com a finalidade da medição. As pontes são frequentemente dispostas em: um quarto de ponte, meia ponte ou ponte completa (DUNNICLIFF, 1993). A leitura de saída é dependente da sensibilidade do circuito da ponte, que por sua vez é função direta do número e da posição dos *strain gauges*.

As configurações de um quarto e meia ponte quando aplicadas na instrumentação devem prever o efeito da resistência dos fios (R_L) que ligam o(s) extensômetro(s) às demais resistências do circuito, que geralmente se encontram afastadas do ponto onde está instalado o *gauge*. No caso de o circuito ser acoplado próximo ao extensômetro esta resistência pode ser desprezada (NATIONAL INSTRUMENTS, 1998).

4.1.2.1 Quarto de ponte

A disposição de um quarto de ponte é a mais simples dos tipos citados, sendo a maior vantagem desta configuração relacionada ao custo devido à presença de apenas um *gauge*. Entretanto, possui limitações de leitura relacionadas aos efeitos de temperatura nos fios e no extensômetro, sendo necessária a compensação desses efeitos. A Figura 14 apresenta o circuito típico de um quarto de ponte.

Figura 14. Quarto de ponte com dois fios.

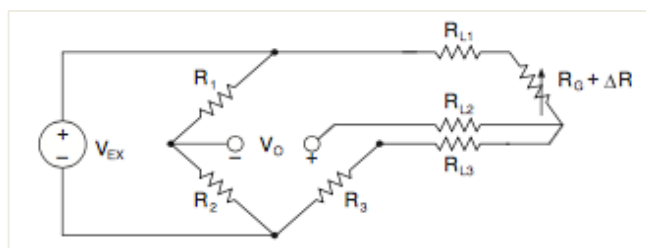


(fonte: adaptado de NATIONAL INSTRUMENTS, 1998)

Esta configuração pode ser utilizada para medição de esforços axiais em laboratório com controle de temperatura, contudo não é recomendada para instrumentação de campo (DUNNICLIFF, 1993).

O autor cita a alternativa de conexão de ponte com um terceiro fio de ligação para compensar o efeito da temperatura nos fios, entretanto esta alteração não compensa os efeitos relacionados ao aquecimento do próprio extensômetro, sendo estes relacionados à dissipação de potência devido à tensão de excitação aplicada. A Figura 15 apresenta o sistema de ligação com três fios.

Figura 15. Quarto de ponte com três fios.



(fonte: adaptado de NATIONAL INSTRUMENTS, 1998)

National Instruments (1998) descreve que o efeito da resistência deste terceiro fio (R_{L2}) pode ser desconsiderada pois a corrente no fio é extremamente pequena. Além disso, explica que as pontes com apenas um extensômetro, não apresentam linearidade entre tensão de saída e

deformação do extensômetro quando em grandes deformações, devendo ser utilizadas com cautela. Segundo o autor, a deformação para configuração de um quarto com três fios pode ser expressa por:

$$\varepsilon = \frac{-4 V_R}{GF (1 + 2V_R)} \left(1 + \frac{R_L}{R_G}\right) \quad (15)$$

Onde:

ε = deformação na barra

V_R = razão entre variação de tensão de saída e tensão de excitação

R_L = resistência dos fios (Ω)

R_G = resistência do extensômetro (Ω)

GF = *gauge factor*, ou fator de sensibilidade

A razão entre variação na tensão de saída e de excitação (V_R) pode se expressa por:

$$V_R = \frac{\Delta V_0}{V_{EX}} \quad (16)$$

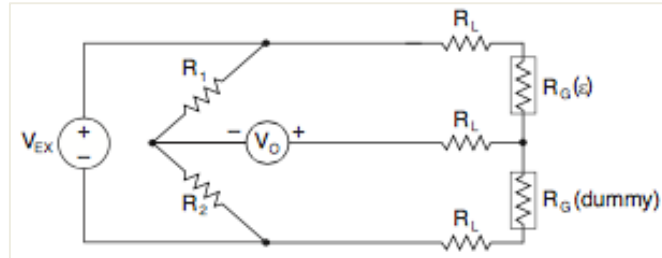
4.1.2.2 Meia ponte

Se um segundo *strain gauge* é conectado à ponte, os efeitos de temperatura são compensados. Para configuração de meia ponte há três possibilidades: um *gauge* ativo e outro inativo; dois ativos perpendiculares entre si dispostos na mesma face da peça; e, ainda, dois ativos paralelos entre si e em faces opostas.

A primeira disposição é limitada pela necessidade de o *gauge* inativo (*dummy*) se encontrar livre das tensões aplicadas e ainda estar submetido às mesmas condições de temperatura do ativo, dificultando o processo de confecção das pontes. Sua aplicação está relacionada à testes de longo prazo em estruturas com grande variação de temperatura. (DUNNICLIFF, 1993).

A Figura 16 mostra a configuração descrita. A deformação pode ser encontrada pela Equação 13, uma vez que há apenas um extensômetro ativo, segundo National Instruments (1998).

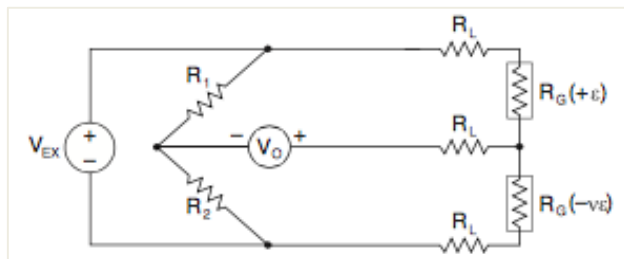
Figura 16. Meia ponte com um *gauge* ativo e outro inativo.



(fonte: adaptado de NATIONAL INSTRUMENTS, 1998)

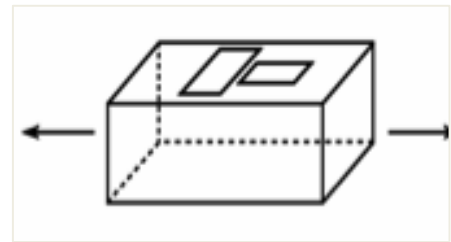
A segunda conta com o efeito de Poisson na medida de deformação e se adequa à medição de esforços axiais, sendo frequentemente aplicada em pilares ou barras. As Figuras 17 e 18 apresentam esta condição de arranjo e a disposição no elemento a ser testado, respectivamente. A deformação pode ser encontrada a partir da Equação 17, de acordo com National Instruments (1998).

Figura 17 – Meia ponte com dois *gauges* ativos perpendiculares entre si.



(fonte: adaptado de NATIONAL INSTRUMENTS, 1998)

Figura 18 – Disposição de meia ponte com *gauges* ativos e perpendiculares entre si.



(fonte: BRUMASARELLO)

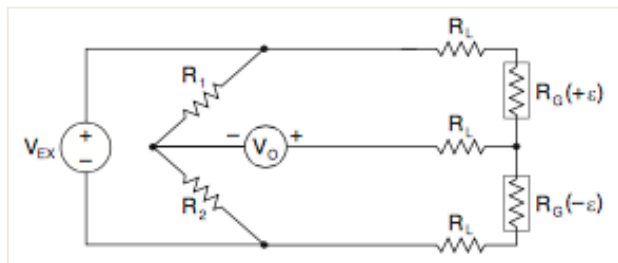
$$\varepsilon = \frac{-4 V_R}{GF [(1 + \nu) - 2V_R(\nu - 1)]} \left(1 + \frac{R_L}{R_G}\right) \quad (17)$$

Onde:

ν = coeficiente de Poisson dos extensômetros.

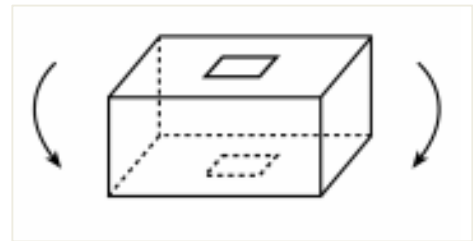
A terceira disposição é descrita pelo uso de dois *gauges* ativos posicionados na mesma direção, contudo em faces opostas da peça. Esta configuração é tipicamente aplicada para medições de momentos fletores em vigas, pois anula os efeitos de esforços axiais na leitura de saída. As Figuras 19 e 20 apresentam esta situação. Nota-se os sinais de deformação nos respectivos extensômetros (face superior submetida à esforço de tração: $+\varepsilon$; e face inferior à compressão: $-\varepsilon$). A Equação 18 pode ser aplicada para cálculo da deformação.

Figura 19 – Meia ponte com dois *gauges* ativos paralelos entre si.



(fonte: adaptado de NATIONAL INSTRUMENTS, 1998)

Figura 20 – Disposição de meia ponte com *gauges* ativos e paralelos entre si.



(fonte: BRUMASARELLO)

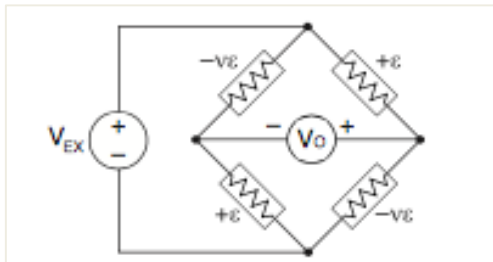
$$\varepsilon = \frac{-2 V_R}{GF} \left(1 + \frac{R_L}{R_G} \right) \quad (18)$$

4.1.2.3 Ponte completa

Por fim, Dunicliff (1993) descreve que a configuração de ponte completa fornece o melhor desempenho dentre as opções supracitadas e praticamente não sofre alterações por efeitos de temperatura dos fios ou dos extensômetros. Entretanto, por contar com quatro *gauges* possui maior custo para confecção. A ponte completa pode ser configurada, analogamente à meia ponte, a partir de três possibilidades: apresentando *gauges* inativos, *gauges* paralelos ou perpendiculares entre si. A configuração com extensômetros inativos não será apresentada pois sua aplicação prática é rara. As características das pontes com extensômetros ativos são semelhantes as supracitadas para configuração de meia ponte.

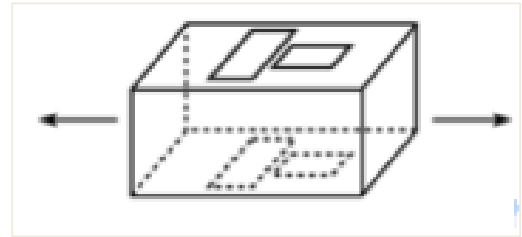
As Figuras 21 e 22 ilustram a configuração de ponte e a disposição adequada para testes com esforços axiais, respectivamente. A Equação 19 apresenta a expressão analítica para encontrar a deformação correspondente.

Figura 21 – Ponte completa com *gauges* perpendiculares.



(fonte: adaptado de NATIONAL INSTRUMENTS, 1998)

Figura 22 – Disposição de ponte completa com *gauges* perpendiculares.

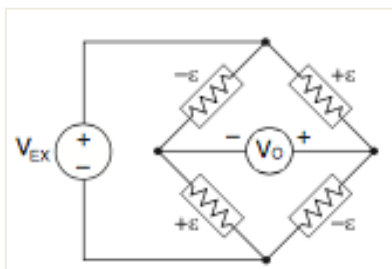


(fonte: BRUMASARELLO)

$$\varepsilon = \frac{-2 V_R}{GF[(1 + \nu) - \nu R(v - 1)]} \quad (19)$$

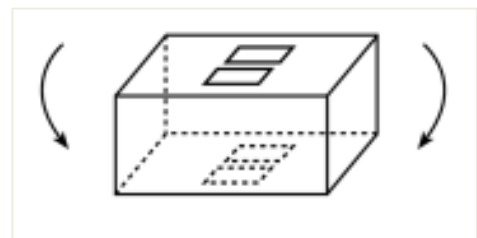
As Figuras 23 e 24 apresentam a configuração de ponte e a disposição adequada para testes com esforços de flexão, e a Equação 18, a expressão analítica para encontrar a deformação.

Figura 23 – Ponte completa com *gauges* paralelos.



(fonte: adaptado de NATIONAL INSTRUMENTS, 1998)

Figura 24 – Disposição de ponte completa com *gauges* paralelos.



(fonte: BRUMASARELLO)

$$\varepsilon = \frac{-V_R}{GF} \quad (20)$$

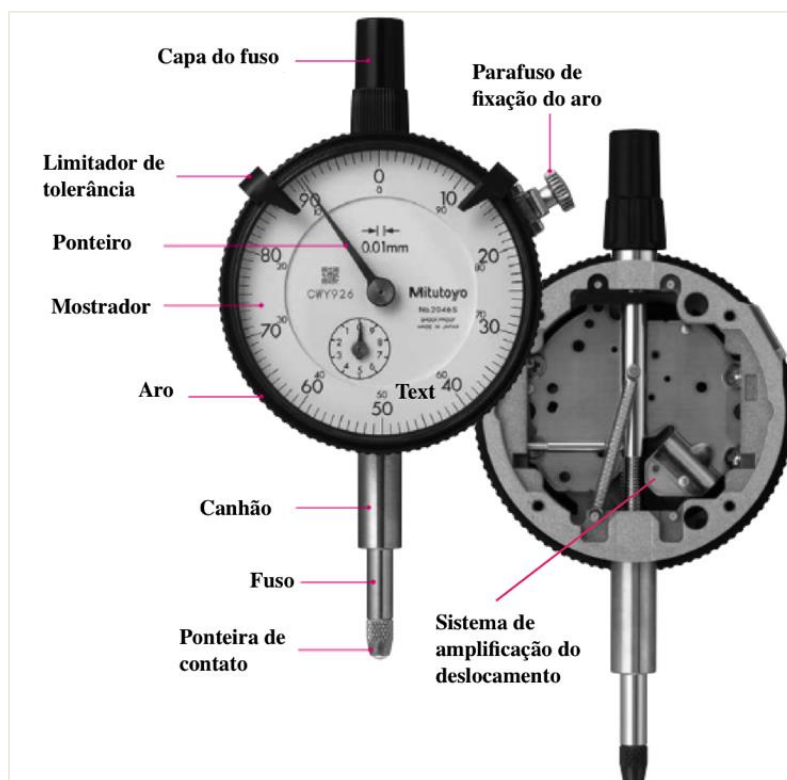
A partir da Equação 19, verifica-se que a variação da tensão no circuito para a configuração adotada é proporcional as deformações sofridas pela barra, sendo possível determinar as cargas ao longo de seu comprimento a partir de calibração de reta tensão de saída x carga para cada ponte.

Quanto ao sinal de excitação das pontes, National Instruments (1998) cita que não existe um valor fixo de tensão. O autor explica ainda que tensões de excitação mais elevadas geram sinais de saída maiores, contudo podem ocasionar em erros de leitura por superaquecimento dos extensômetros. Por outro lado, tensões de excitação menores, diminuem a amplitude do sinal de saída, reduzindo a sensibilidade da ponte. Na prática é frequente o uso de tensões no intervalo de 3 a 10 V.

4.2 MEDIÇÃO DOS DESLOCAMENTOS

Os deslocamentos ao longo do ensaio de arrancamento devem ser medidos para posterior análise da curva carga x deslocamento. Os deslocamentos podem ser obtidos com auxílio instrumento mecânico instalado na cabeça do grampo, denominado relógio comparador, podendo este ser analógico ou digital. A Figura 25 demonstra o instrumento, bem como seus componentes.

Figura 25. Relógio comparador analógico.

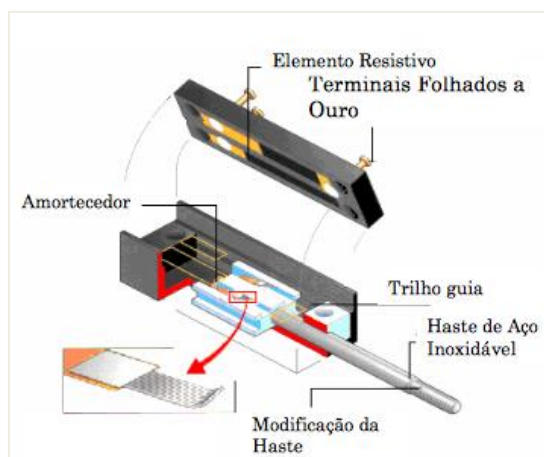


(fonte: adaptado de MITUTOYO)

O relógio comparador se baseia na conversão do movimento linear sofrido pela ponteira de contato para o movimento rotacional do ponteiro no mostrador. A visualização é amplificada por engrenagens e alavancas no interior no relógio, fornecendo medidas de precisão com notável sensibilidade ao deslocamento. Os modelos comumente encontrados apresentam acurácia na ordem de 0.01mm. (DUNNICLIFF, 1993).

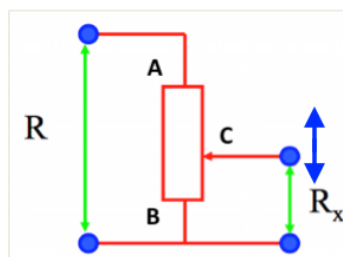
Outro instrumento que pode ser utilizado para medições de deslocamento é denominado régua potenciométrica a qual é caracterizada por um transdutor potenciométrico, segundo Figura 26. O transdutor é composto por uma resistência elétrica ajustável, a qual fornece uma resistência em resposta a posição de um cursor, conforme Figura 27. Uma tensão de entrada é aplicada nos dois pontos terminais da resistência (A e B), e a leitura de saída pode ser obtida entre B e C. A leitura de tensão de saída é então correlacionada com o deslocamento imposto à régua potenciométrica.

Figura 26. Potenciômetro linear.



(fonte: adaptado de BRUMASARELLO)

Figura 27. Esquema de funcionamento de potenciômetro.



(fonte: adaptado de BRUMASARELLO)

4.3 SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS

O sistema de aquisição de dados (SAD) registra e compila as leituras dos instrumentos de medição. O SAD deve contar com dispositivo eletrônico que registre estas leituras de saída ao longo do tempo, denominado, *data logger*, além de cabos vinculados a transmissão da tensão de excitação dos circuitos e ao retorno dos sinais de resposta aos carregamentos.

O SAD pode contar ainda com amplificadores de sinal, uma vez que as leituras de tensão de saída das pontes são da ordem de mV e as leituras registradas no *data logger*, em V. Sendo assim, os sinais de saída são comumente amplificados a fim de se obter maior resolução de medidas de deformação, além de reduzir eventuais efeitos de ruído (NATIONAL INSTRUMENTS, 1998).

As leituras são, então, compiladas e armazenadas no *data logger*, sendo posteriormente correlacionadas com os carregamentos através de retas de calibração.

5 PROGRAMA EXPERIMENTAL DE CAMPO

O programa experimental de campo consistiu na execução de dois ensaios de arrancamento instrumentados realizados no talude, cujo objetivo foi determinar o comportamento dos grampos quando solicitados por cargas de tração, além de determinar a resistência ao cisalhamento de interface solo/nata de cimento ao longo dos grampos, parâmetro, este, fundamental para projeto de solo grampeado.

5.1 ÁREA DE ESTUDO

O talude está localizado em mina de extração de minério de ferro em processo de descomissionamento, próxima a Belo Horizonte, região noroeste do Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais.

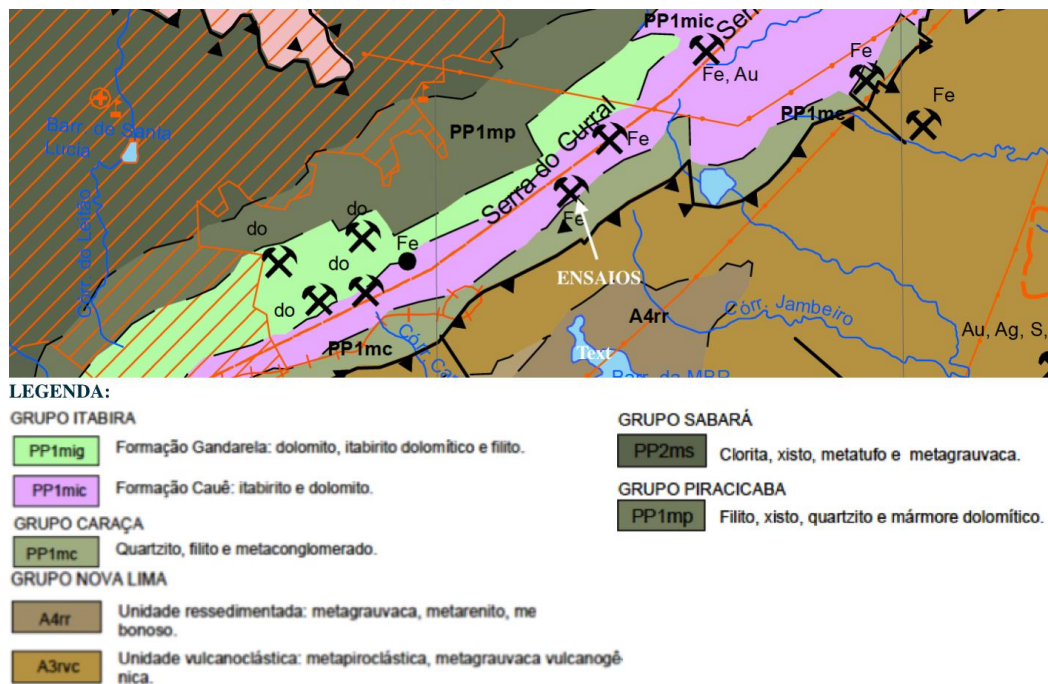
5.1.1 Aspectos geológicos da região

A geologia da região é composta de rochas metassedimentares do período Paleoproterozóico, agrupadas no chamado Supergrupo Minas. Dentro desse domínio as formações geológicas são subdivididas em grupos predominantes: Nova Lima, Itabira, Caraça, Sabará e Piracicaba (CPRM, 2008). De acordo com a Figura 28, nota-se que os domínios mais influentes no local de realização dos ensaios são: Grupo Itabira e Grupo Caraça.

O Grupo Itabira contém os maiores depósitos de minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero (FRANCA, 1997). Dentro deste grupo se encontram as Formações Gandarela e Cauê, sendo a última a provável formação da qual se originou a rocha matriz do solo estudado neste trabalho, o itabirito silicoso friável. A Formação Cauê é composta por um corpo principal espesso de hematita - cuja espessura pode variar entre 200 a 300 metros - e intercalações de itabiritos e dolomitos ferruginosos, formados através de sequências deposicionais químicas. (GAIR, 1962). Na Formação Gandarela há predominância de dolomitos, filitos dolomíticos e itabiritos.

O Grupo Caraça é constituído pelas formações Moeda e Batatal, compostas por quartzitos e filitos sericíticos, respectivamente. Nas regiões próximas a mina, o grupo possui espessura estimada variando de 80 a 320 metros, de acordo com Gair (1962), consistindo em uma ou duas lentes (*beds*) de quartzito intercaladas com lentes de filitos sírticos.

Figura 28. Geologia da região.



(fonte: adaptado de CPRM, 2008).

5.1.2 Aspectos geológicos/geotécnicos do local

Segundo Franca (1997), os litotipos predominantes no local de estudo consistem em itabiritos, hematitas e filitos. No local de estudo ocorreu uma instabilidade no talude de corte, no contato entre camadas de hematita e itabirito friável. O material alvo deste trabalho é o itabirito friável, uma vez que os grampos foram injetados neste material para solução de estabilização da encosta. Logo, somente o itabirito será alvo do estudo.

O material no local de realização dos ensaios de arrancamento é caracterizado por um solo residual proveniente do itabirito silicoso, sua rocha sã. O termo itabirito, de acordo com Dorr e Barbosa (1963), é definido como formações ferruginosas bandadas de fácies óxido laminado e metamorfisado, na qual a sílica fora recristalizada em quartzo e há presença de ferro nos minerais de magnetita e hematita.

O solo, cuja denominação é itabirito silicoso friável, corresponde a um protominério de alta composição em ferro, apresentando cristais de hematita, em maior quantidade granulares e tabulares, além de goethita – responsável pela cimentação do hidróxido de ferro – magnetita e quartzo. A forma dos cristais são relevantes para a tensão de resistência ao cisalhamento e a deformabilidade do solo/rocha. Estruturas com maiores proporções de cristais granulares e tabulares tendem a possuir maior resistência ao cisalhamento.

Quanto aos aspectos geotécnicos do material, constata-se alto grau de alteração do mesmo, baseado em inspeção visual em escala macro, sendo esta alteração relacionada a decomposição química das espécies minerais dos fragmentos da rocha sã em partículas de granulometria de areia e silte.

5.2 CARACTERÍSTICAS DOS GRAMPOS

Os ensaios de arrancamento foram realizados em chumbadores de 4.40 metros, sendo destes 4.0 metros imersos no solo e 0.40 metros fora da face do talude. O comprimento do trecho livre era equivalente a 2 metros, logo, o do bulbo executado, também foi de 2 metros. Os furos de 90mm foram executados perpendicularmente a face do talude, através de perfuratriz pneumática portátil, sendo posteriormente preenchidos com calda de cimento com fator água/cimento equivalente a 0.5. O cimento utilizado na calda de preenchimento foi o Portland tipo IV, resistência da nata de 40 MPa. Os ensaios foram realizados com 28 dias de cura da calda de cimento.

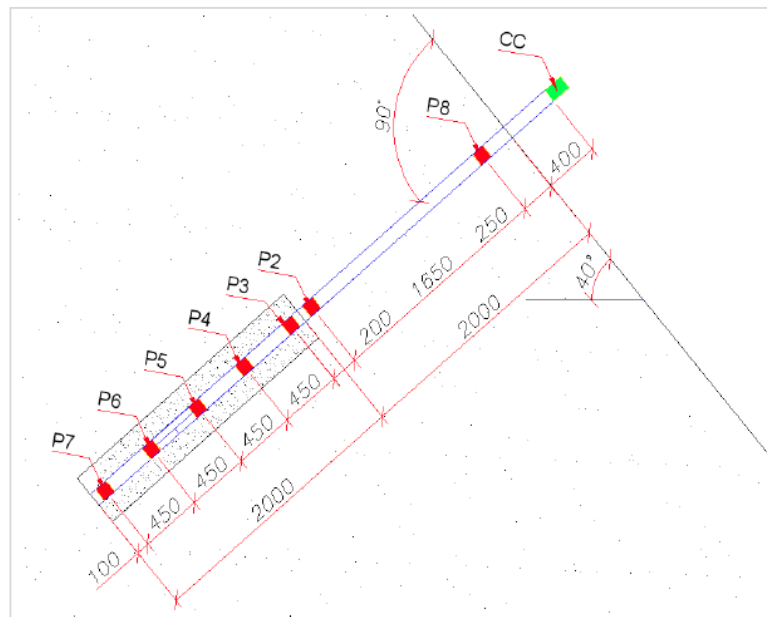
As barras de aço utilizadas no ensaio são do tipo GEWI 32, possuindo saliências, em formato de rosca filetada, com a finalidade de aumentar a aderência entre barra e calda de cimento; diâmetro nominal de 32 mm, e, conseqüente, área transversal de 804 mm²; tensão de escoamento de 500 MPa; carga de escoamento de 40 tf, valor este reduzido por um fator de 0.9, para determinação da carga de trabalho, segundo as recomendações da norma NBR 5629 (ABNT, 2006), resultando em 36 tf. Ainda, devido ao procedimento de instrumentação das barras, descrito no item 5.3, houve uma redução na área da seção transversal nos pontos que apresentam as Pontes de Wheatstone pelo lixamento da barra, portanto, a carga máxima de tração adotada para barra foi de 32 tf.

5.3 INSTRUMENTAÇÃO DAS BARRAS

A instrumentação das duas barras utilizadas nos ensaios de arrancamento consistiu na instalação de *strain gauges*, do tipo PA-06-250BA-350-LEN com resistência de 350 Ohms, ligados de maneira a configurar Pontes de Wheatstone completas.

As pontes foram dispostas em sete pontos distintos ao longo dos grampos, além de uma célula de carga na cabeça do grampo, a qual foi adquirida previamente calibrada pelo fabricante. A Figura 29 apresenta a disposição das pontes ao longo das barras, que foram confeccionadas de maneira criteriosa uma vez que a mínima deformação nos *gauges* poderia ocasionar em alterações nas leituras a serem obtidas.

Figura 29. Disposição das pontes ao longo das barras.



(fonte: elaborado pelo autor)

A primeira etapa de confecção foi a preparação da superfície de recebimento dos circuitos. Nos sete pontos pré-determinados ao longo da barra, lixaram-se quatro lados por ponto, sendo duas superfícies preparadas para aplicação de extensômetros e conectores e duas somente para aplicação de conectores. O lixamento ocorreu em três etapas: a primeira com lima, para obtenção de uma superfície plana ao longo da barra; a segunda com uma lixa grossa para regularização da superfície e remoção de saliências e pontos de oxidação; e por fim, foi utilizada uma lixa fina, no sentido longitudinal, transversal e diagonal, a fim de se obter uma melhor aderência entre barra e cola. Após lixamento, ocorreu a marcação do eixo guia, sendo

este realizado com o auxílio de fita crepe para não riscar a superfície e um gabarito composto por tubo de PVC cortado ao meio para garantir a colagem alinhada de extensômetros em faces opostas da barra. O próximo passo foi a limpeza da superfície através da aplicação de solvente para remoção de graxas e impurezas, e, então, aplicou-se um condicionador com o intuito de criar microrugosidades na barra e, na sequência, um neutralizador para neutralizar o processo de agressão à superfície. A Figura 30 apresenta superfície da preparada para receber os extensômetros.

Figura 30. Superfície da barra preparada.



(fonte: elaborado pelo autor)

A segunda etapa foi caracterizada pela colagem dos extensômetros, estes posicionados criteriosamente nos eixos da barra, com auxílio de fita adesiva como gabarito, para garantir a colagem na posição correta, de acordo com Figura 31. Inicialmente foram colados dois extensômetros, perpendiculares entre si, em cada lado diametralmente oposto da barra através da aplicação de cola de secagem rápida.

Figura 31. Colagem dos *gauges* com auxílio de fita gabarito.

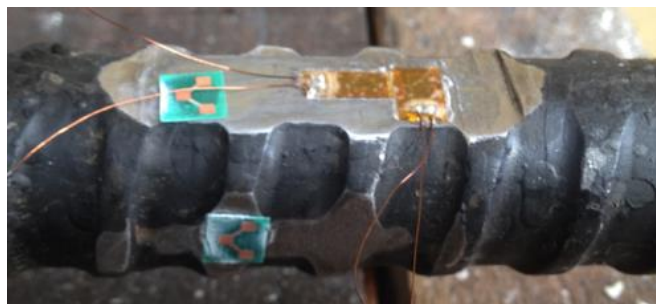


(fonte: elaborado pelo autor)

A terceira etapa consistiu na colagem dos conectores, dispositivo pelo qual é realizada a ligação entre os fios dos diferentes *gauges*, configurando os circuitos, além da ligação dos fios

que alimentam o sistema e os provenientes do sistema de aquisição de dados. Diferentemente dos extensômetros, quatro conectores foram colados em quatro diferentes faces preparadas da barra. A Figura 32 apresenta dois conectores colados na barra.

Figura 32. Colagem dos conectores.



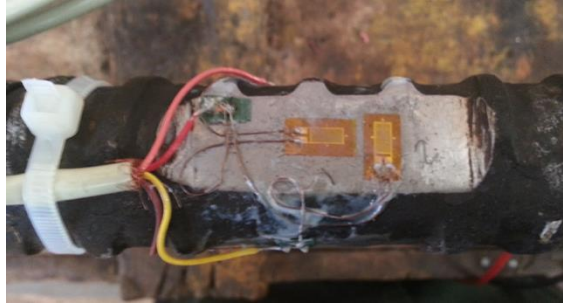
(fonte: elaborado pelo autor)

A quarta etapa contou com a verificação e ligação das pontes e cabos de alimentação e aquisição de dados a partir de micro-soldagem. Após testar a resistência de todos os extensômetros com auxílio de um ohmímetro, soldou-se os fios dos *strain gauges* pelos conectores, de acordo com a configuração das pontes, e então ligou-se as pontes com os cabos do sistema de alimentação, bem como com o de aquisição de dados.

A quinta foi caracterizada pela proteção das pontes: inicialmente, esmaltou-se as pontes com o objetivo de se isolar fios e contatos que poderiam ocasionar curto-circuitos, Figura 33; após secagem, aplicou-se fita veda rosca em torno de toda a extensão do circuito, Figura 34. Posteriormente foram colocados dois espaçadores a cada ponte confeccionada, a fim de se garantir o posicionamento adequado das barras ao longo do furo no talude; os espaçadores são, ainda, mais uma proteção mecânica para as células de carga. Nesta etapa, foram verificados novamente o funcionamento e qualidade das ligações do circuito, conforme Figura 35.

Com todas as pontes em funcionamento, aplicou-se uma camada de cola termoplástica, para proteção contra entrada de umidade e contra choques mecânicos, e por último, colocou-se um tubo de PVC com uma fina camada de cola no seu interior, de acordo com Figura 36.

Figura 33. Pontes esmaltadas para isolamento dos fios.



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 34. Aplicação de fita teflon para proteção dos circuitos.



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 35. Verificação das pontes.



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 36. Aplicação da camada final de proteção.



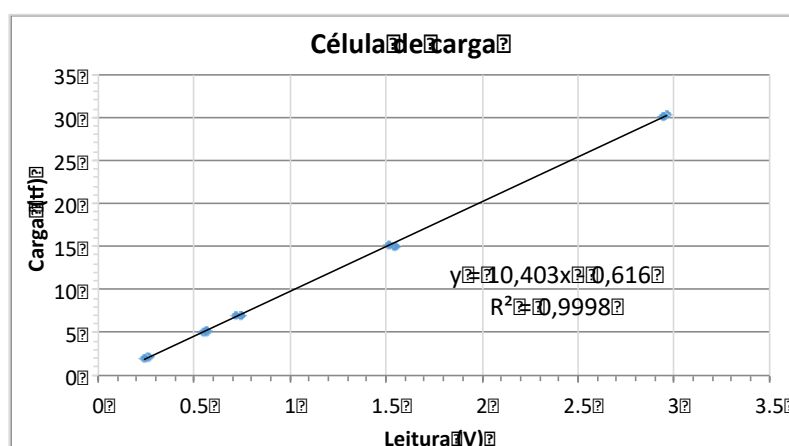
(fonte: elaborado pelo autor)

5.4 ENSAIOS DE CALIBRAÇÃO

5.4.1 Célula de carga

A calibração da célula de carga foi realizada através de ensaio de tração com auxílio de macaco hidráulico e sistema de aquisição de dados. O incremento de carga foi constante até que se aproximasse da carga de tração máxima calculada para as barras, 32tf. O data logger armazenava a leitura da tensão da célula de carga ao passo que o carregamento era medido através do manômetro do macaco. A célula de carga possuía capacidade de carga de 50 tf.

Figura 37. Reta de calibração para célula de carga.



(fonte: elaborado pelo autor)

A partir da Figura 37 nota-se que a equação de calibração é linear para cargas a partir de aproximadamente 2,5 tf. Para cargas menores que esta magnitude, houve uma oscilação devido a sensibilidade do cursor do macaco hidráulico disponível.

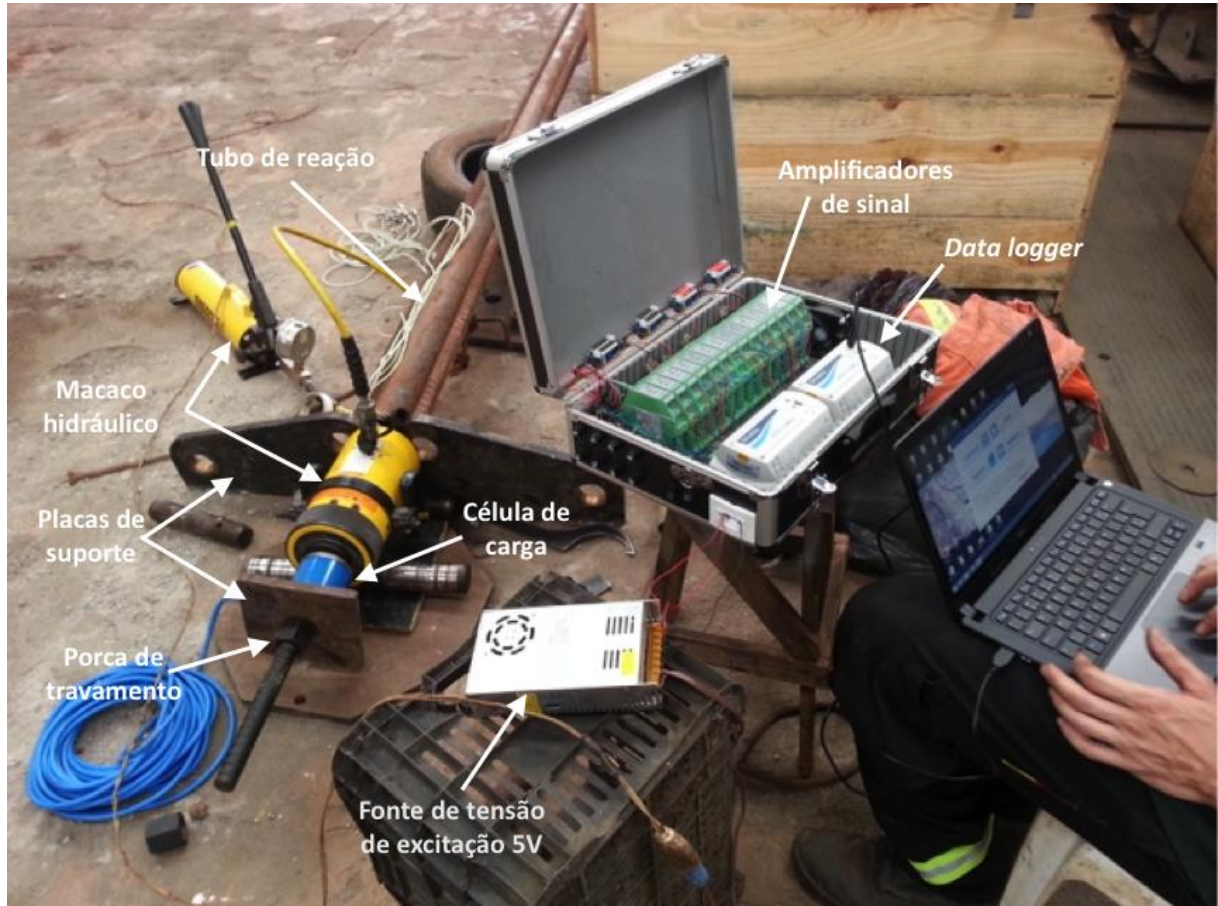
5.4.2 Barras

A calibração das barras foi feita através de ensaios de tração com auxílio de macaco hidráulico, célula de carga calibrada, sistema de aquisição de dados, além de placas, roscas e tubos para reação das forças aplicadas, conforme a Figura 38.

As retas de calibração foram encontradas a partir da definição da relação leitura de tensão *versus* carga para cada Ponte de Wheatstone ao longo das barras. De maneira análoga ao ensaio de calibração da célula de carga, os incrementos de carga foram constantes, contudo o

carregamento máxima destes ensaios não ultrapassou 9 tf. Os ensaios de calibração de cada barra foram repetidos três vezes com a finalidade de se obter retas de calibração com maior grau de confiabilidade.

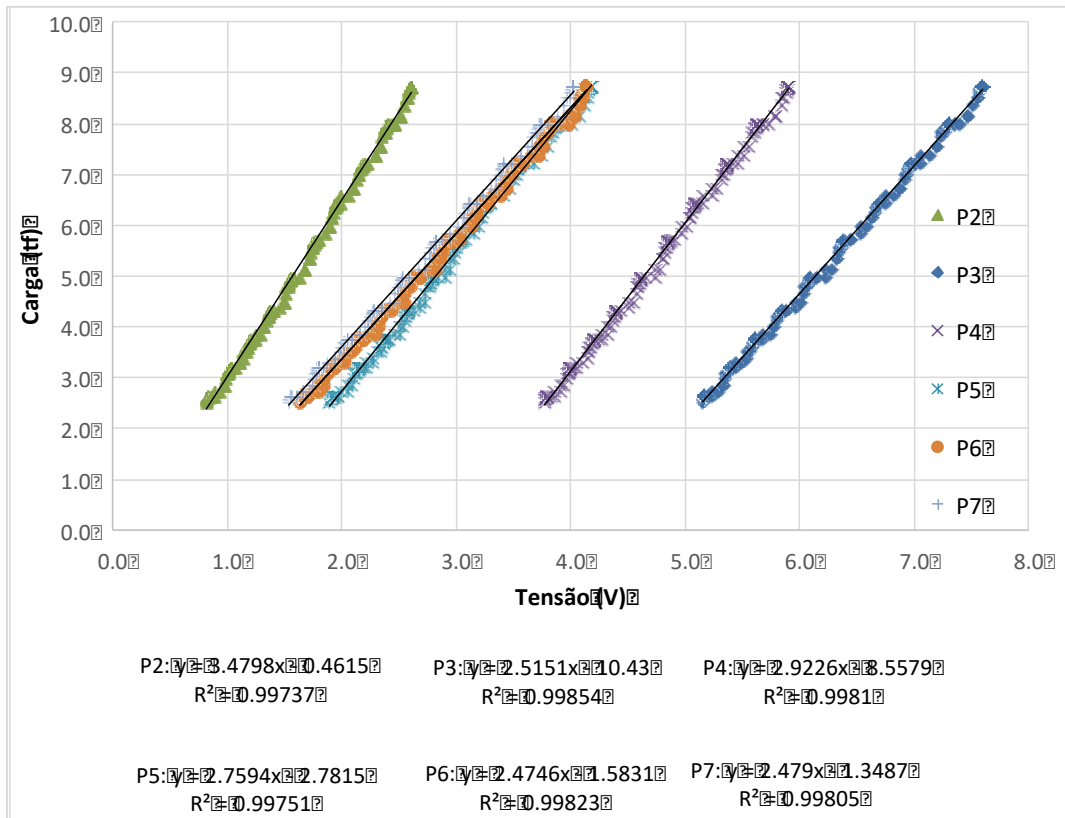
Figura 38. Calibração das barras.



(fonte: elaborado pelo autor)

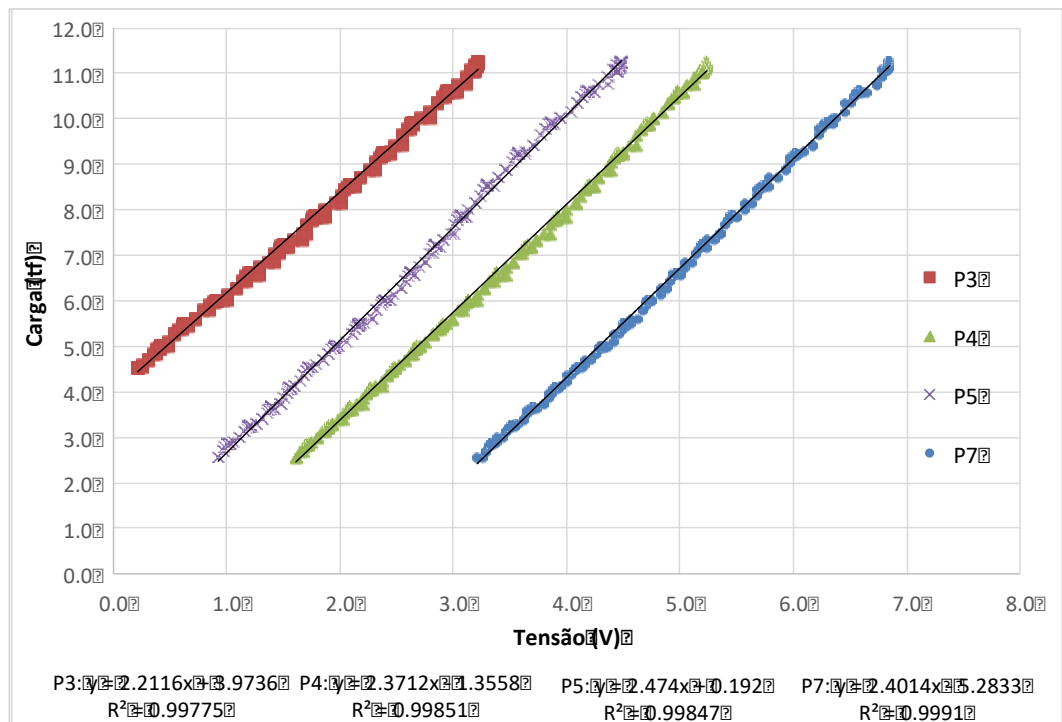
As Figuras 39 e 40 apresentam as retas de calibração encontradas para as pontes da barra 1 e 2, respectivamente, bem como as equações de calibração. As pontes P8 (barra 1), P2, P6 e P8 (barra 2) foram suprimidas das figuras pois apresentaram falha durante ensaio de calibração.

Figura 39. Retas de calibração para barra 1.



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 40. Retas de calibração para barra 2.



(fonte: elaborado pelo autor)

5.5 PROCEDIMENTO DE ENSAIO

As duas barras foram transportadas para o talude e posicionadas nos locais pré-estabelecidos. A barra 1 foi instalada próxima ao local de retirada das amostras dos ensaios de laboratório. A barra 2 foi instalada em um local à montante no talude, entretanto de acordo com estudos prévios realizados para o dimensionamento da solução de solo grampeado, o local possuía propriedades geomecânicas e geométricas semelhantes ao local de instalação da barra 1. A inclinação do terreno para ambos os locais era de aproximadamente 40°. As Figuras 41 e 42 ilustra o processo de instalação e injeção da barra 1. Convém ressaltar que os trechos livres das barras foram envolvidos por tubos de PVC, a fim de proteger estes trechos durante a injeção de nata de cimento.

Figura 41. Instalação barra 1.



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 42. Injeção de calda na barra 2.



(fonte: elaborado pelo autor)

O esquema de montagem do ensaio foi semelhante àquele preconizado no item 3.2.2.2, contudo os deslocamentos na cabeça do grampo foram medidos através de régua

potenciométrica com precisão de 0.75 mm. O macaco hidráulico utilizado para aplicação de carga possuía capacidade de 40 tf. Os dois grampos foram ensaiados de maneira semelhante, sendo os estágios de carga correspondentes e o tempo de permanência mínimo para estabilização das deformações apresentados na Tabela 1, sendo estes adaptados da norma de tirantes. A Figura 43 ilustra a execução do ensaio.

Tabela 1. Estágios de carga e tempo de permanência adotados nos ensaios

Estágio de carga	Estágio de carga (tf)	Ciclo de carga	Tempo de permanência mínimo (min)
0	0		0
0.14T	3	1	5
0.40T	7		5
0.14T	3	2	2
0.60T	11		5
0.14T	3	3	2
0.80T	14		15
0.14T	3	4	2
1.00T	18		15
0.14T	3	5	2
1.20T	22		15
0.14T	3	6	2
1.40T	25		30
0.14T	3	7	2
1.6T	29		30
0.14T	3	8	2
1.75T	32		30

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 43. Execução de ensaio na barra 1.



(fonte: elaborado pelo autor)

5.6 RESULTADOS DOS ENSAIOS

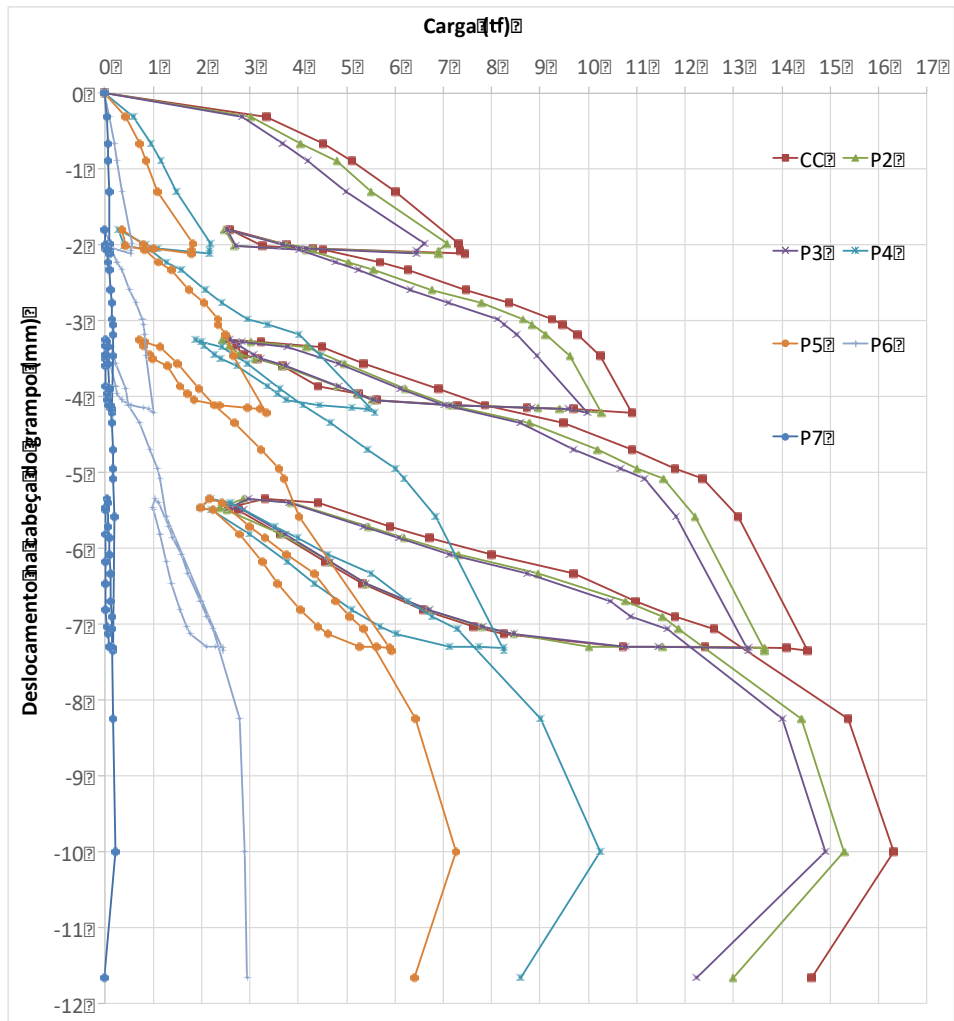
Os resultados obtidos para os ensaios de arrancamento são apresentados através da relação carregamento *versus* deslocamento na cabeça do grampo, e a distribuição de cargas ao longo das barras a partir da relação posição da Ponte de Wheatstone *versus* carga para cada ciclo de carregamento. São citados também o comportamento e eventuais problemas ocorridos durante a execução dos ensaios.

5.6.1 Barra 1

O ensaio realizado na barra 1 ocorreu com sucesso, sendo executado até a ruptura do grampo. A Figura 44 apresenta os resultados para o ensaio de arrancamento instrumentado desta barra. O carregamento de ruptura ocorreu ao longo do quarto ciclo de carga, sendo o carregamento máximo de 16.32 tf, ou 0.9T, para um deslocamento medido de 9.99 mm.

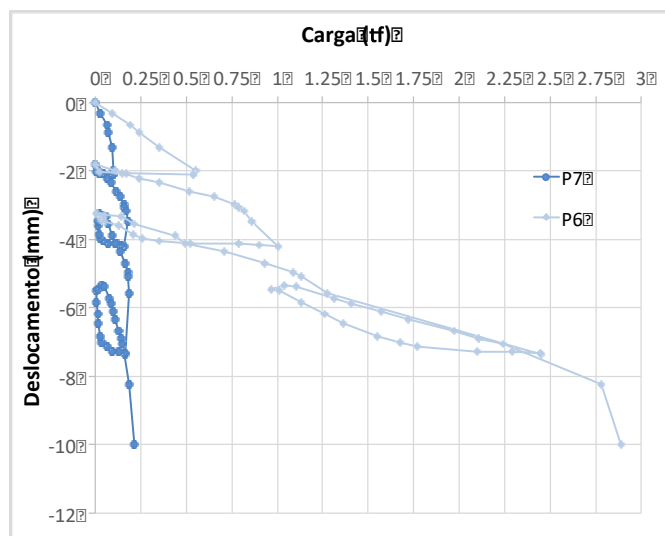
A Figura 45 é derivada do mesmo gráfico, contudo é apresentada em escala adaptada para melhor visualização da distribuição das cargas para as pontes mais afastadas da cabeça do grampo, i.e., pontes 6 e 7, respectivamente. Nota-se que no momento da ruptura do grampo a carga mobilizada na célula de carga mais afastada da face do talude, localizada a 10 cm da extremidade da barra, foi de aproximadamente 0.22 tf.

Figura 44. Ensaio de arrancamento barra 1.



(fonte: elaborado pelo autor)

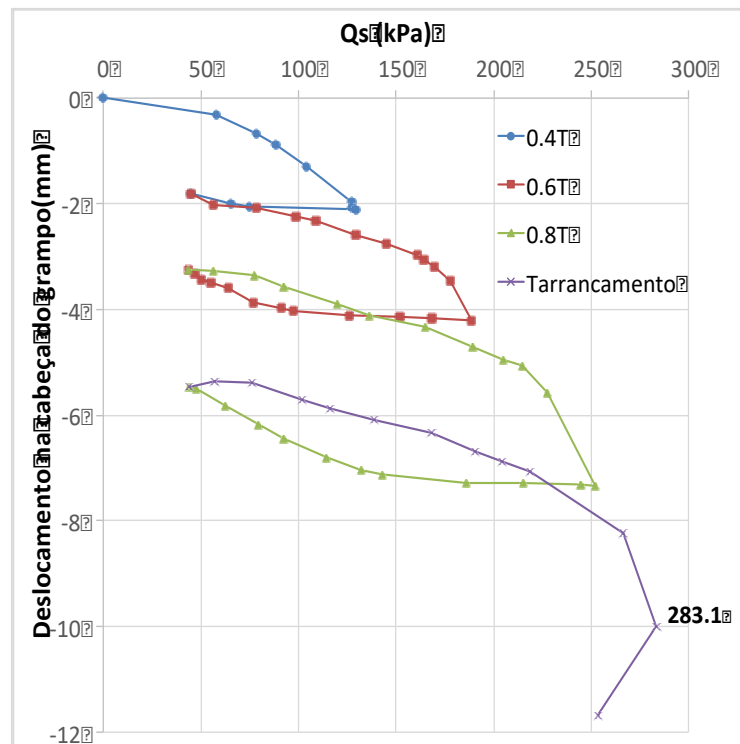
Figura 45. Ensaio de arrancamento barra 1, extremidade mais profunda.



(fonte: elaborado pelo autor)

A Figura 46 demonstra a mobilização da resistência de interface em função do deslocamento da cabeça do grampo para cada ciclo de carga. A resistência de interface máxima é encontrada no instante em que ocorre a ruptura do grampo e é equivalente a 283.1 kPa, sendo calculada a partir da Equação 5. Convém ressaltar que este valor é representativo da resistência ao cisalhamento de interface média ao longo de toda a superfície cilíndrica do bulbo, uma vez que esta não se mobiliza de modo uniforme ao longo do mesmo.

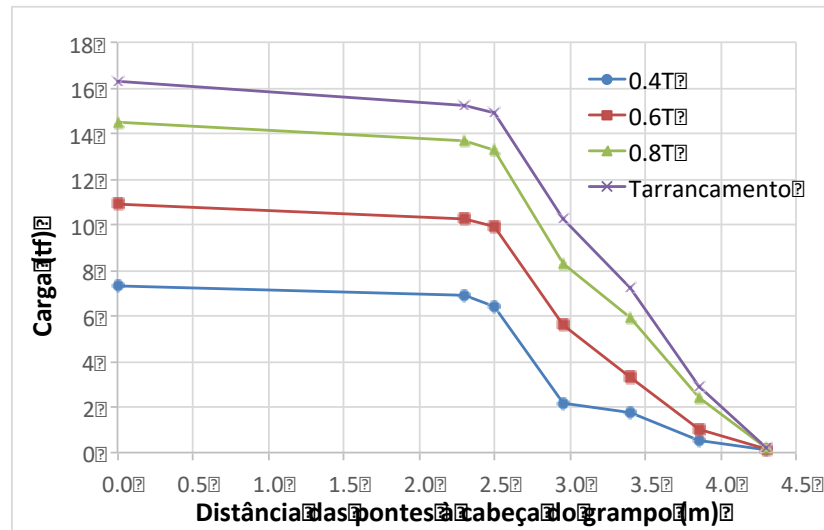
Figura 46. Mobilização de resistência de interface média para ciclos de carga, barra 1.



(fonte: elaborado pelo autor)

A partir das leituras dos carregamentos nas pontes, traçou-se a distribuição de cargas ao longo da barra, de acordo com a Figura 47. Nota-se que a mobilização do grampo ocorre de maneira gradual a partir do início do trecho injetado (2.30 m) em direção à porção mais imersa do grampo no solo. A perda de carga referente ao trecho não ancorado, provavelmente, ocorreu devido a um atrito mobilizado entre barra e solo. Verifica-se, ainda, que com a aproximação do carregamento de ruptura, o formato da curva de distribuição de cargas tende a forma triangular, conforme ilustrado pela Figura 9 - distribuição de cargas simplificada pela FHWA.

Figura 47. Distribuição de cargas ao longo da barra 1.

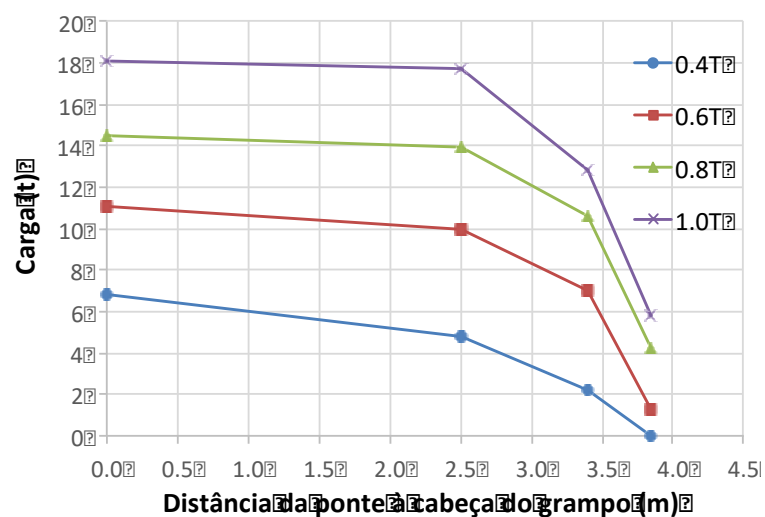


(fonte: elaborado pelo autor)

5.6.2 Barra 2

O ensaio executado no grampo da barra 2 apresentou problemas técnicos durante sua execução, não sendo possível atingir a carga de ruptura, bem como realizar medidas de deslocamento na cabeça do grampo. Entretanto, foi possível verificar a distribuição de cargas, a partir das três pontes ativas, além da observada na célula de carga, conforme Figura 48.

Figura 48. Distribuição de cargas ao longo da barra 2.



(fonte: elaborado pelo autor)

O ensaio atingiu o carregamento de 18.1 tf, ou, aproximadamente, 1.0T. Para este carregamento a resistência de interface encontrada foi de 314.1 kPa. A partir das curvas, evidencia-se o comportamento genericamente semelhante àquele encontrado para barra 1.

6 PROGRAMA EXPERIMENTAL DE LABORATÓRIO

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de laboratório que visaram a caracterização do material bem como a determinação dos parâmetros de resistência do itabirito silicoso friável.

6.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Os ensaios de caracterização foram realizados seguindo as diretrizes recomendadas pelas suas respectivas normas: umidade de campo, anexo A da NBR 6457 (ABNT, 2016); densidade real dos grãos, NBR 6508 (ABNT, 1984); e, análise granulométrica, NBR 7181 (ABNT, 2016). Para realização dos ensaios, as amostras foram preparadas seguindo as especificações da norma de preparação de amostras, NBR 6457 (ABNT, 2016).

A amostragem foi realizada em local próximo à localidade do ensaio da barra 1. As amostras foram coletadas diretamente do talude, a uma profundidade de aproximadamente 1.0 m da face, e possuíam dimensões aproximadas de 20x15x10 cm. Durante a extração, o material foi devidamente vedado a fim de se conservar a umidade de campo. A umidade encontrada foi da ordem de 7.0%. A Figura 49 ilustra a amostra retirada em campo.

Figura 49. Amostra de itabirito silicoso friável retirada do talude.



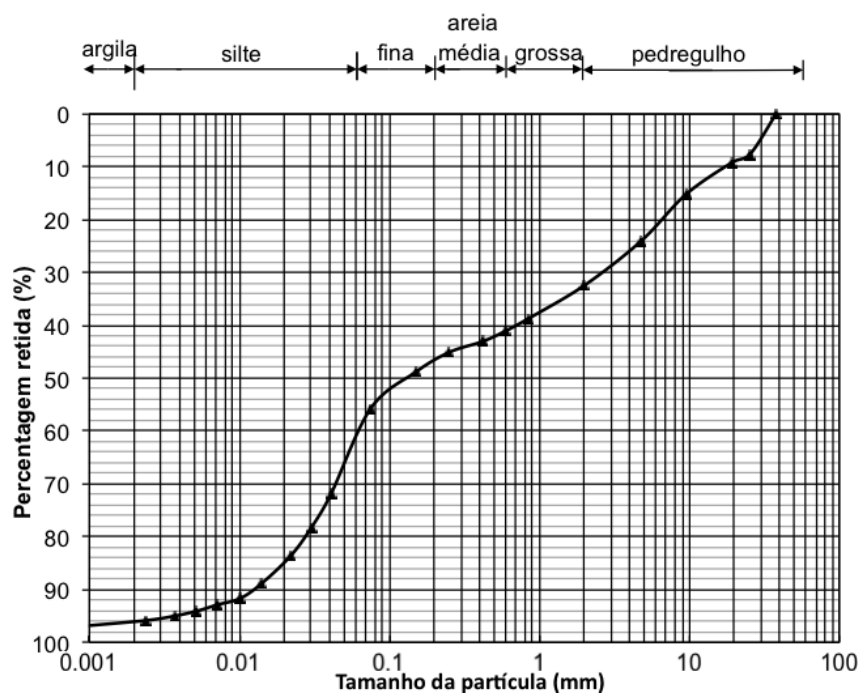
(fonte: elaborado pelo autor)

A peso específico de campo foi determinado diretamente através da razão entre massa de solo da amostra utilizada para os ensaios e o volume da mesma. Para obtenção do volume, a

amostra envelopada com papel filme foi imersa em um recipiente completamente cheio de água, o volume extravasado foi capturado por outro recipiente e então mediu-se a massa de água deslocada pela imersão da amostra, e obteve-se o volume. O peso específico encontrado foi de 30.6 kN/m^3 . O peso específico real dos grãos determinado foi de 44.9 kN/m^3 .

O ensaio de granulometria procedeu através de peneiramento grosso e fino, e sedimentação com uso de defloculante, a fim de se obter a curva granométrica completa do material. A Figura 50 apresenta a distribuição granulométrica.

Figura 50. Distribuição granulométrica da amostra de itabirito silicoso friável..



(fonte: elaborado pelo autor)

De acordo com a classificação do USCS, (ASTM, 2011), o material é classificado como areia siltosa mal graduada. A distribuição granulométrica de areia siltosa está relacionada ao tamanho dos cristais, à alta porosidade, o que resulta em alta permeabilidade do material.

Quanto aos limites de Atterberg, não foi possível executar com sucesso o ensaio de limite de liquidez sob as recomendações da NBR 6459 (ABNT, 2016). Diversas tentativas foram realizadas a partir de uma umidade a qual fosse possível moldar a mistura, sobre a concha de Casagrande, sem que o material fissurasse ao moldá-lo. Na primeira tentativa, com sucesso na moldagem, a umidade utilizada fora de 13.6%, e o número de golpes obtido foi 13, conforme Figura 51. Na segunda tentativa, para uma umidade de 14.7%, o número de golpes obtido foi

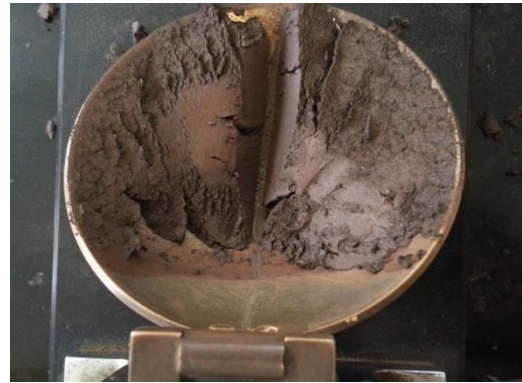
11, e, para uma umidade de 15.5%, 8 golpes. Para misturas com teor de umidade inferior a 13.6% não foi possível moldar na concha de Casagrande, pois o material fissurava, conforme apresentado na Figura 52. Por outro lado, para teores de umidade superiores o fechamento da ranhura ocorria com menos golpes. Segundo o item 5.3 da norma, com a impossibilidade de se conseguir o fechamento da abertura com mais de 25 golpes, considera-se que o material não apresenta limite de liquidez. Não sendo possível determinar IP, o ensaio de limite de plasticidade não foi realizado. Logo, verifica-se que o material não é plástico.

Figura 51 – Ensaio LL, primeira tentativa com sucesso de moldagem.



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 52 – Material de moldagem fissurado durante tentativa de ensaio LL.



(fonte: elaborado pelo autor)

A Tabela 2 apresenta um resumo dos índices físicos determinados pelos ensaios, bem como os índices calculados a partir mesmos.

Tabela 2. Propriedades da amostra de itabirito silicoso friável.

Propriedade	Valor
γ_n (kN/m ³)	30.6
γ_d (kN/m ³)	28.6
γ_s (kN/m ³)	44.9
e	0.57
ω (%)	7.0
GS	0.52
C_u	46.7
C_c	0.193

(fonte: elaborado pelo autor)

6.2 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Os ensaios de cisalhamento direto foram conduzidos com o objetivo de determinar os parâmetros de resistência do solo. Os ensaios foram realizados em amostras deformadas em anéis com 60 mm de diâmetro interno e 20 mm de altura, sob as diretrizes do método padrão de ensaios D3080 (ASTM, 1998). A utilização de amostras remoldadas deu-se por dois motivos:

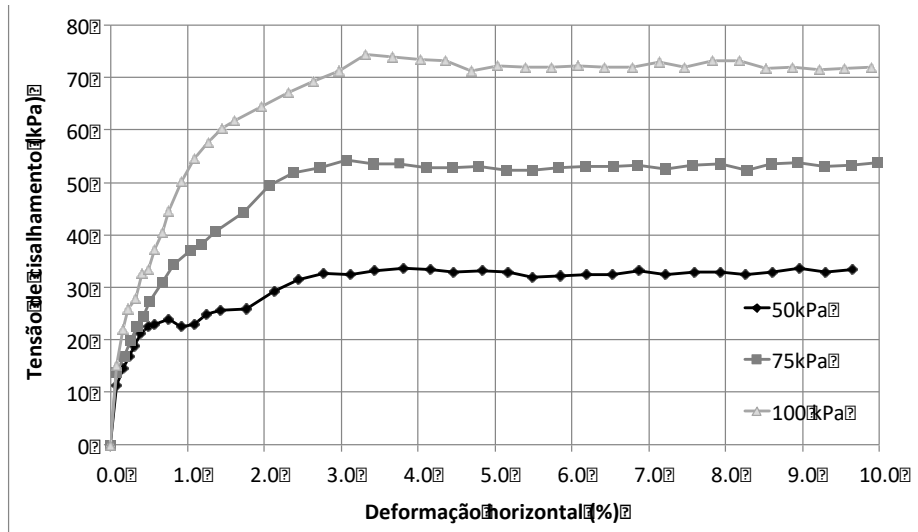
- a) as amostras retiradas do talude aparentavam estar desestruturadas, possivelmente devido ao transporte, não sendo possível moldar através da inserção dos anéis na mesma;
- b) as amostras retiradas do talude apresentavam pedregulhos com diâmetro maior que 6 mm. De acordo com a norma D3080 (ASTM, 1998): “o diâmetro mínimo de corpos de prova circulares deve ser 10 vezes maior que o diâmetro máximo dos grãos encontrado para o material”. Como havia a fixação de diâmetro de 60 mm pelo equipamento.

Para a moldagem dos corpos de prova, o material passou por secagem ao ar, alcançando uma umidade higrópica de aproximadamente 0.5%, sendo utilizado o material passante na peneira #10, com abertura de 2 mm, a fim de se eliminar a fração de pedregulhos e grãos maiores. Empregou-se o mesmo índice de vazios de encontrado para amostra retirada em campo, sendo realizados dois conjuntos de ensaios: com umidade natural de campo e com amostra submersa. Para cada conjunto foram executados três ensaios sob as tensões normais de 50, 75 e 100 kPa. As tensões foram definidas buscando-se uma aproximação dos níveis de tensão os quais estão sujeitos os grampos da solução executada no talude.

Segundo as recomendações da D3080 (ASTM, 1998), a velocidade de ensaio deve ser escolhida tal que não exista excesso de poropressão no momento da ruptura da amostra. Como o material possui comportamento de areia siltosa, a dissipação de poropressão não deve ser lenta. Logo, a velocidade do ensaio adotada foi de 0.00096 in/min, correspondente a velocidade média dentre a gama de opções disponíveis pelo equipamento.

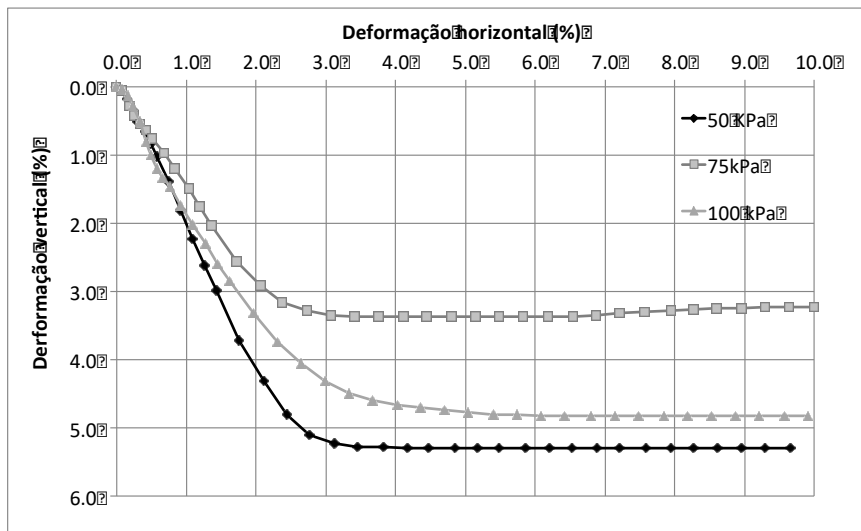
As curvas de tensão cisalhante *versus* deformação horizontal bem como as de deformação vertical *versus* deformação horizontal dos ensaios submersos são apresentadas na Figura 53 e 54. A Figura 55 apresenta um corpo de prova referente a este conjunto após realização do ensaio.

Figura 53. Curva tensão cisalhante x deformação horizontal para ensaio inundado.



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 54. Curva deformação vertical x deformação horizontal para ensaio inundado.



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 55. Corpo de prova rompido para ensaio inundado.

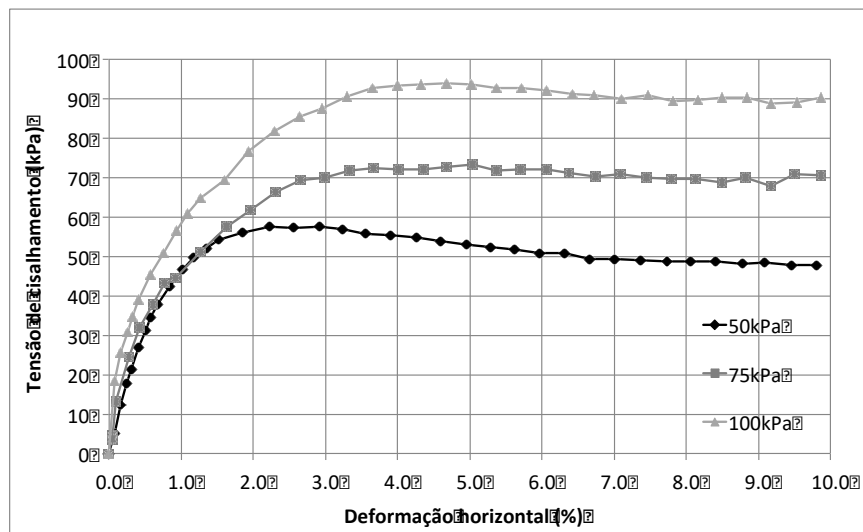


(fonte: elaborado pelo autor)

Nota-se que as curvas de tensão cisalhante *versus* deformação horizontal para os ensaios submersos não apresentaram pico de resistência. O ensaio de 50 kPa exibiu um patamar com oscilação na curva entre 1% e 2%, seguido de crescimento na tensão cisalhante, atingindo um nível de tensão constante a partir de 2% de deformação axial. Os ensaios de 75 kPa e 100 kPa atingiram o patamar de níveis constantes com aproximadamente 3%. Além disso, os corpos de prova apresentaram compressão volumétrica durante o cisalhamento, contudo a amostra de 75 kPa demonstrou menor compressão, enquanto a de 50 kPa, maior, e a de 100 kPa um valor intermediário.

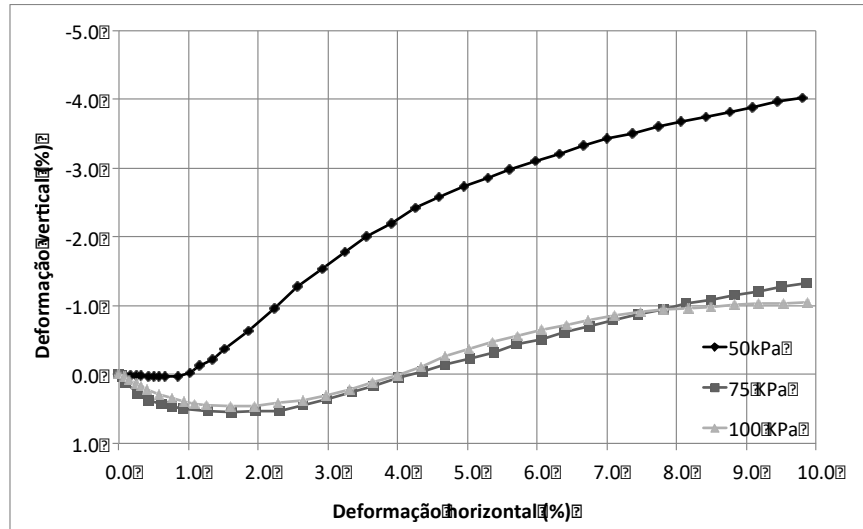
As curvas de tensão cisalhante *versus* deformação horizontal bem como as de deformação vertical *versus* deformação horizontal dos ensaios com umidade natural são apresentadas na Figuras 56 e 57. A Figura 58 apresenta o corpo de prova após realização de ensaio com umidade natural.

Figura 56. Curva tensão cisalhante x deformação horizontal para ensaio com umidade natural.



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 57. Curva deformação vertical x deformação horizontal para ensaio com umidade natural.



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 58. Corpo de prova após ensaio natural.



(fonte: elaborado pelo autor)

Nota-se que as curvas de tensão cisalhante *versus* deformação horizontal para as amostras com umidade natural de 75 e 100 kPa também não demonstraram picos de resistência. Entretanto, o ensaio de 50 kPa apresentou um crescimento nas tensões cisalhantes seguido por uma queda constante de resistência, a partir de 2% de deformação axial. Os ensaios de 75 kPa e 100 kPa atingiram níveis de resistência ao cisalhamento máximo com aproximadamente 3% e 4%, respectivamente. Ao contrário dos ensaios submersos, os corpos de prova apresentaram compressão volumétrica durante os estágios iniciais de ensaio, seguidos por uma expansão, sendo esta observada após a deformação de 1%, para 50 kPa, e 2% para os níveis de 75 e 100 kPa. Esta expansão indica um provável comportamento dilatante do material, sendo a expansão mais expressiva para níveis de tensões mais baixos. Convém ressaltar a semelhança das curvas de deformação para as duas tensões mais elevadas.

A Tabela 3 resume as propriedades dos corpos de prova moldados referentes aos conjuntos de ensaios de cisalhamento direto realizados.

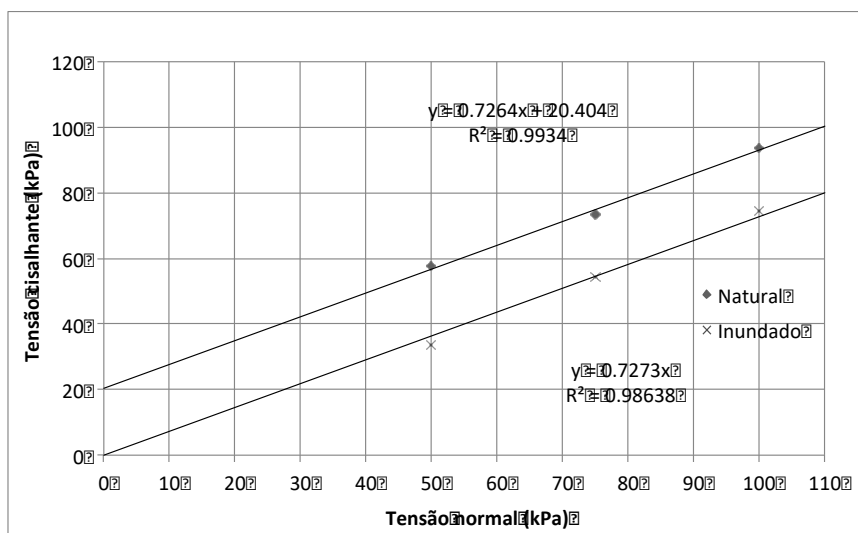
Tabela 3. Propriedades dos corpos de prova para ensaios de cisalhamento direto.

Ensaio	Tensão normal (kPa)	γ_n (kN/m ³)	e	w (%)
Inundado	50	30.5	0.57	6.5
	75	30.6	0.56	6.3
	100	30.5	0.57	6.5
Umidade natural	50	30.5	0.57	6.6
	75	30.5	0.57	6.4
	100	30.5	0.57	6.5

(fonte: elaborado pelo autor)

A Figura 59 apresenta as envoltórias de resistência ao cisalhamento obtidas através dos ensaios. O ângulo de atrito interno encontrado foi de 36° para ambas condições de ensaio, natural e submersa. A envoltória para as amostras com umidade natural apresentou um intercepto coesivo de 20.4 kPa, diferindo do valor nulo para os ensaios inundados.

Figura 59. Envoltórias de resistência ao cisalhamento para itabiro silicoso friável.



(fonte: elaborado pelo autor)

7 ANÁLISE DOS RESULTADOS

7.1 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Os ensaios de cisalhamento direto visaram a obtenção dos parâmetros de resistência para o itabirito silicoso friável. Destaca-se a conformidade do valor encontrado para o ângulo de atrito interno a partir das amostras ensaiadas inundadas e com umidade de natural.

Quanto ao intercepto coesivo encontrado para os ensaios com umidade natural, esta coesão aparente pode estar relacionada com eventual sucção do material, bem como com o ajuste da envoltória de ruptura, uma vez que as amostras ensaiadas eram remoldadas, i.e., não apresentavam estruturação entre as partículas.

Segundo Terzaghi et al. (2013), em solos densos não saturados que apresentam comportamento de areia fina, há uma coesão aparente resultante da pressão de contato mobilizada na interface grãos, água e ar. A pressão de contato é resultado da tensão superficial na região limítrofe entre ar e água nos vazios adjacentes entre dois grãos de areia (efeito de capilaridade). O efeito mecânico da coesão aparente é dependente da densidade relativa do solo: quanto mais elevada a densidade relativa, maiores níveis de sucção. Terzaghi et al. (2013) ainda descreve que ao inundar o material, esta coesão aparente é eliminada e a pressão de contato reduz para zero, este fato corrobora com o resultado apresentado na envoltória de resistência dos ensaios inundados, que apresentou intercepto coesivo nulo, diferindo dos 20.4 kPa encontrados para a amostra com umidade de campo.

Quanto ao ajuste da envoltória de ruptura, sabe-se que a mesma não é simplesmente linear, com inclinação dependente dos respectivos níveis de tensões aplicados. Portanto, é possível que parte do intercepto coesivo encontrado esteja relacionado com este ajuste.

Quanto as curvas de deformações, sabe-se que o comportamento das deformações depende da densidade do material, da presença de água entre os poros e dos níveis de tensão aplicados. Segundo Terzaghi et al. (2013), o mecanismo responsável pela mudança de volume é a tendência das partículas de solo se reorganizarem durante o cisalhamento. Nota-se, pelas curvas de deformação, que os ensaios com umidade natural apresentam expansão à medida

que o solo é cisalhado. Esta variação volumétrica pode estar associada a um comportamento dilatante do material. Por outro lado, os ensaios inundados apresentaram compressão nos estágios iniciais de deformação axial, e então, atingiram um patamar constante. Estes comportamentos divergentes podem estar relacionados com diferença de quantidade de água entre as partículas de solo. Nos ensaios submersos, a água tende a preencher os vazios entre os grãos de solo, auxiliando o deslize e a acomodação das partículas

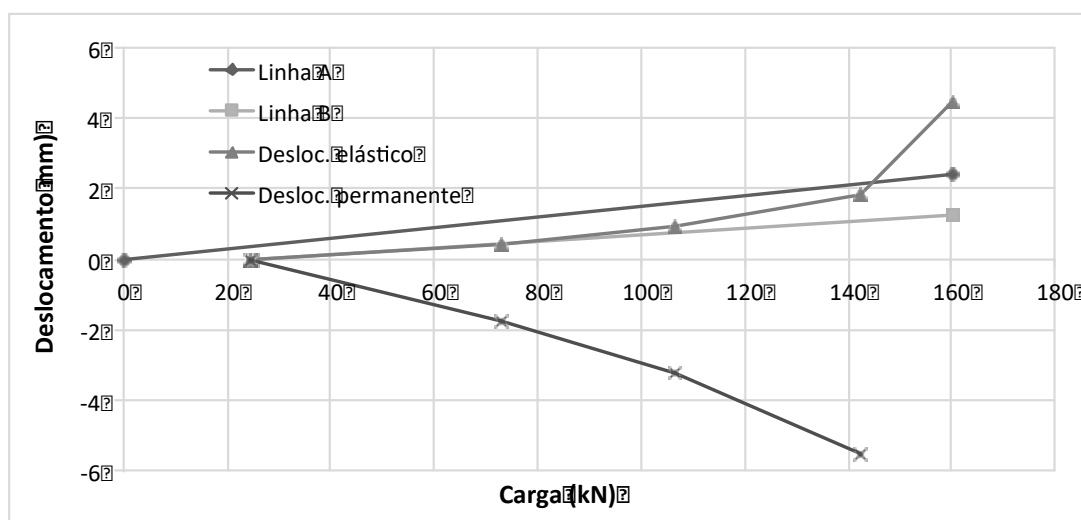
7.2 ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

Os dois ensaios de arrancamento foram executados até o quarto ciclo de carga, sendo que o grampo 1 rompeu antes de atingir o carregamento 1.0T, e o ensaio no grampo 2, ligeiramente após atingir 1.0T, foi paralisado.

As deformações máximas e ao longo da barra foram calculadas pelo carregamento máximo e pelas leituras em cada ponte, através da lei de Hooke. A barra 1 deformou 4.38 mm ao longo de todo seu comprimento, sendo que destes 70% ocorreram ao longo do trecho livre e 30% no trecho ancorado. A barra 2 apresentou deformação axial de 4.86 mm, sendo 61% no trecho livre e 39% no trecho ancorado.

A fim de avaliar os deslocamentos, adaptou-se o método convencional de interpretação para ensaios de qualificação de tirantes, sob as diretrizes da norma NBR 5629 (ABNT, 2006). A Figura 60 apresenta o resultado encontrado para o grampo 1.

Figura 60. Curva deslocamentos elásticos e plásticos x carga para barra 1..

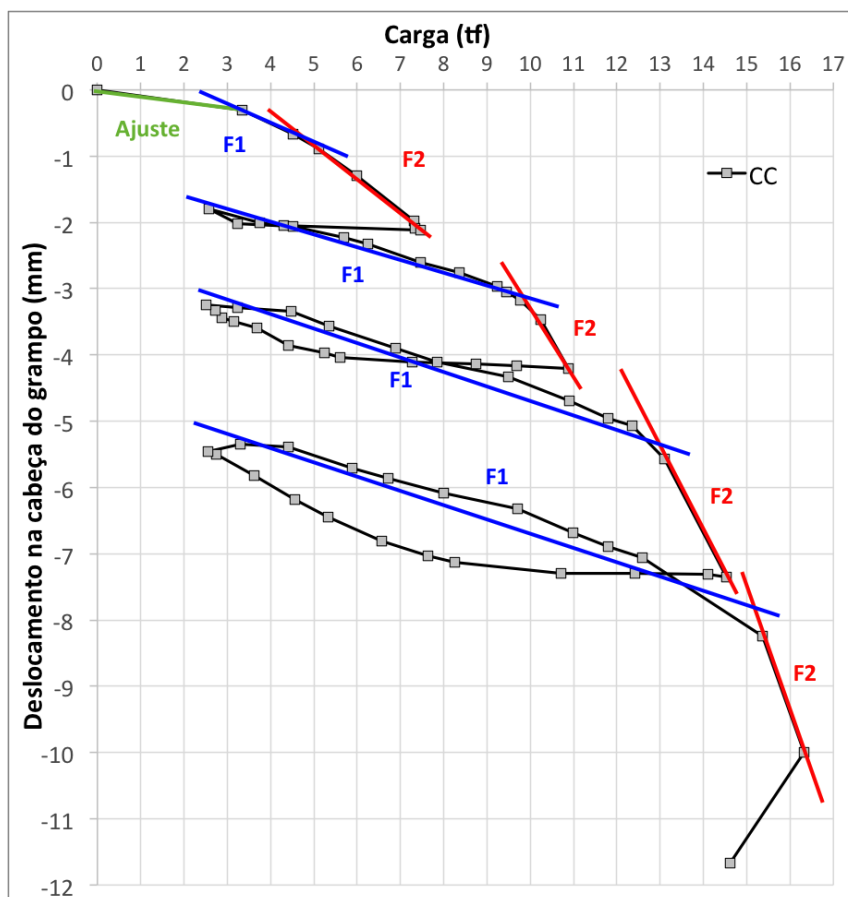


(fonte: elaborado pelo autor)

Evidencia-se que a barra ultrapassa a linha A, ou limite superior de aprovação do ensaio de qualificação, para um carregamento de 145 kN, ou 14.8 tf. Segunda as diretrizes da norma, este ponto pode ser definido como a capacidade última de arrancamento. Trata-se de uma abordagem mais conservadora pois o limite superior, referente ao deslocamento elástico medido na cabeça do grampo, considera apenas metade do trecho ancorado, além do trecho livre. Ressalta-se que a magnitude da carga se aproxima a 0.8T, correspondente ao terceiro estágio de carregamento.

Com a finalidade de compreender melhor o padrão de comportamento carga *versus* deslocamento do grampo, foram identificadas fases durante os quatro ciclos de carga para o grampo 1, de acordo com a Figura 61. Estas fases representam diferentes magnitudes de rigidez do grampo (valor correspondente a variação de carga sobre a variação de deslocamento) mobilizada durante os ciclos. A Tabela 3 apresenta as variações, bem como os valores de rigidez encontrados para cada fase e ciclo.

Figura 61. Desenvolvimento de rigidez no grampo, barra 1.



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 4. Valores de rigidez para grampo 1

Ciclo 1	F1	$\Delta T1$ (tf)	1.18
		$\Delta L1$ (mm)	0.36
		Rg1 (tf/mm)	3.27
	F2	$\Delta T2$ (tf)	2.94
		$\Delta L2$ (mm)	1.44
		Rg2 (tf/mm)	2.04
Ciclo 2	F1	$\Delta T1$ (tf)	6.89
		$\Delta L1$ (mm)	1.25
		Rg1 (tf/mm)	5.53
	F2	$\Delta T2$ (tf)	1.44
		$\Delta L2$ (mm)	1.16
		Rg2 (tf/mm)	1.24
Ciclo 3	F1	$\Delta T1$ (tf)	9.85
		$\Delta L1$ (mm)	1.82
		Rg1 (tf/mm)	5.41
	F2	$\Delta T2$ (tf)	2.17
		$\Delta L2$ (mm)	2.28
		Rg2 (tf/mm)	0.95
Ciclo 4	F1	$\Delta T1$ (tf)	12.62
		$\Delta L1$ (mm)	2.28
		Rg1 (tf/mm)	4.60
	F2*	$\Delta T2$ (tf)	0.96
		$\Delta L2$ (mm)	1.76
		Rg2 (tf/mm)	0.55

(fonte: elaborado pelo autor)

Onde:

F_x = fases do rigidez para cada ciclo;

ΔT_x = variação de carga para cada fase (tf);

ΔL_x = variação de deslocamento para cada fase (mm);

Rg_x = Rigidez correspondente a fase (tf/mm);

No início do ensaio há uma fase de ajuste que pode ser caracterizada pela adequação do sistema de montagem e de reação utilizados no ensaio. A fase 1 corresponde a uma etapa de maior rigidez do sistema na qual as cargas se desenvolvem com menores deslocamentos. Por outro lado, a fase 2 associa-se a uma menor rigidez, na qual a medida que os carregamentos crescem, os valores de rigidez decrescem.

A fase 2, do ciclo 4 corresponde ao último estágio verificado antes da ruptura do grampo, e apresenta os menores valores de rigidez para ambas as fases quando comparados com os ciclos 2 e 3. Este fato corrobora com a possibilidade de se adotar um valor mais conservador para a capacidade última admissível em ensaios de arrancamento, para posterior determinação de q_s , parâmetro chave para dimensionamento de reforços em solo grampeado. Entretanto, para a continuidade deste estudo, a carga última de arrancamento adotada para o grampo 1 segue 16.32 tf.

7.3 RESISTÊNCIA DE INTERFACE

Com o intuito de se estimar a carga última de arrancamento, admitiu-se que a resistência de interface solo *versus* nata aproxima-se da tensão de cisalhamento do solo desenvolvida ao longo do bulbo de ancoragem do grampo. O Quadro 3 apresenta os resultados obtidos para esta abordagem a partir dos parâmetros de resistência do solo, da Equação 3, e das propriedades geométricas do talude, de acordo com disposição ilustrada na Figura 29. A resistência ao cisalhamento de interface de campo (q_s) foi encontrada através da Equação 4, de Bustamante e Doix (1985), apresentada no item 3.2.2.2. Com a finalidade de se simplificar o cálculo, o coeficiente de empuxo ao repouso do solo foi admitido como 1, em outras palavras, as tensões ao redor do grampo são equivalentes. A carga última de arrancamento estimada pode ser encontrada a partir da Equação 19, na qual a constante introduzida de 9.806 é referente a conversão de unidades, de quilonewtons para toneladas-força.

$$T_{\text{est}} = \frac{\theta \text{ Lanc} (c' + \sigma n' \tan \phi')}{9.806} \quad (19)$$

Onde:

T_{est} = capacidade última de arrancamento estimada (tf)

θ = perímetro da perfuração (m);

Lanc = comprimento ancorado do grampo (m);

c' = coesão do solo (kPa);

$\sigma n'$ = tensão vertical efetiva normal ao grampo (kPa);

ϕ' = ângulo de atrito interno do solo (°);

Quadro 3. Estimativa da resistência de cisalhamento de interface

Ensaio	Llivre (m)	Lanc (m)	Hm (m)	σ_v' (kPa)	σ_n' (kPa)	qsest (kPa)	Test (tf)	Tarranc (tf)	qs (kPa)
Barra 1	2.00	2.00	3.92	119.8	77.0	76.4	4.41	16.32	283.1
Barra 2	2.00	2.00	3.92	119.8	77.0	76.4	4.41	18.10	314.1

(fonte: elaborado pelo autor)

Onde:

Llivre = comprimento do trecho livre do grampo (m);

Lanc = comprimento do trecho ancorado (m);

Hm = espessura média da camada de solo sobre o trecho ancorado (m);

σ_v' = tensão vertical efetiva média em torno do trecho ancorado (kPa);

σ_n' = tensão normal efetiva média em torno do trecho ancorado (kPa);

qsest = resistência de interface estimada (kPa);

Test = capacidade última de arrancamento estimada (tf);

Tarranc = carga última de arrancamento medida em campo (tf);

qs = resistência de interface mobilizada de campo (kPa).

A partir do Quadro 3, verifica-se que para uma tensão vertical média de 119.8 kPa ao longo do bulbo, a tensão de cisalhamento é da ordem de 76.4 kPa. O valor obtido em campo variou para cada barra, como esperado, sendo os valores calculados, aproximadamente, 283.1 kPa e 314.1 kPa para as barras 1 e 2, respectivamente. Sendo assim, evidencia-se que os resultados encontrados em campo foram bem superiores ao esperado. Para a barra 1 o valor encontrado foi 270% maior, e para a barra 2, 310%. Esta diferença pode ser justificada por diversos motivos, dentre os quais destacam-se:

- a) Perímetro do bulbo superior: o diâmetro do bulbo foi admitido como equivalente ao diâmetro de perfuração executado no processo de instalação dos grampos. Entretanto, é extremamente difícil assegurar que a dimensão de 90mm foi executada uniformemente ao longo de toda a perfuração, podendo ocorrer trechos com diâmetro de perfuração superior àquele admitido nos cálculos, devido à desvios inerentes ao processo executivo. Além deste fator relacionado a perfuração, há a hipótese de infiltração da nata de cimento entre as partículas de solo, aumentando ainda mais a área superficial resistente;

- b) Sucção: possível efeito de sucção dependente do grau de saturação durante ensaio de arrancamento. A umidade do solo no dia do ensaio não foi obtida. Este fator possivelmente alteraria a coesão aparente do material, e por consequência, a magnitude da resistência de interface estimada;
- c) Dilatância: como o solo apresenta expansão volumétrica quando em cisalhamento, espera-se que ocorra um incremento nas tensões ao redor do bulbo pelo efeito da dilatância e, conseqüente, aumento na magnitude de q_{sest} ;
- d) Material heterôgeneo ao longo da perfuração: admitiu-se que a amostra de solo retirada a 1 m da face do talude é representativa para os 4 m de furo, contudo ao longo do trecho é plausível que o material se encontre em grau de alteração menor e níveis de compactação maior, logo, com propriedades de resistência mais elevadas;
- e) Mecanismo de ruptura: é provável que o mecanismo real de ruptura seja mais complexo do que o adotado, uma vez q_{sest} foi calculado a partir das propriedades geomecânicas do solo, não contado com a interação solo *versus* nata de cimento, ou com a rugosidade desta interface.

Quanto à diferença de magnitudes encontrada entre a resistência ao cisalhamento de interface da barra 1 e a mobilizada até o fim do ensaio da barra 2, entende-se que a diferença é pouco expressiva (barra 1 cerca de 11% inferior à barra 2), tendo em vista que as condições e propriedades do material, apesar de aproximadas, possivelmente, não são estritamente idênticas.

7.3.1 Fator de carga

Para considerar de forma intrínseca as hipóteses citadas introduz-se um fator de carga na Equação 3, obtendo-se a Equação 20:

$$q_{sajust} = \alpha \theta (c' + \sigma n' \tan \theta') \quad (20)$$

Onde:

q_{sajust} = resistência de cisalhamento na interface solo-grampo ajustada (kPa);

α = fator de carga de ajuste para itabirito friável silicoso;

θ = perímetro da perfuração (m);

c' = coesão do solo (kPa);

σ_n' = tensão vertical efetiva normal ao grampo (kPa);

ϕ' = ângulo de atrito interno do solo ($^\circ$).

A determinação de α por análises e modelos matemáticos é complexa, envolvendo diversas variáveis desde o processo executivo às propriedades heterogêneas e anisotrópicas encontradas nos materiais geotécnicos. Entretanto, a partir de uma vasta base de dados de ensaios de arrancamentos, pode-se encontrar um fator de carga plausível, através de regressões, para estimar o valor de q_s a partir de ensaios de laboratório. Logo, pode ser admitido um fator de carga de ajuste baseado nos valores de resistência ao cisalhamento encontrada pelos ensaios de campo associados ao valores estimados pelos parâmetros de resistência do material. Como neste presente trabalho foram realizados apenas dois ensaios de arrancamento, esse fator de carga de ajuste pode ser encontrado simplificadaamente pela Equação 21:

$$\alpha = \frac{\sum q_s}{\sum q_{s_{est}}} \quad (21)$$

A partir do fator de carga de ajuste encontrado, calculou-se os valores de q_{sajust} através da Equação 22. Os resultados encontrados para resistência de cisalhamento na interface ajustada para os ensaios instrumentados são apresentadas no Quadro 8.

$$q_{sajust} = \alpha q_{s_{est}} \quad (22)$$

Quadro 4. Fator de carga para itabirito silicoso friável.

Ensaio	qs (kPa)	qsest (kPa)	α	qsajust (kPa)
Barra 1	283.1	76.4	3.91	298.7
Barra 2	314.1	76.4		298.7

(fonte: elaborado pelo autor)

7.3.2 Avaliação do ajuste pelo fator de carga

Com o intuito de avaliar o ajuste proposto para estimativa de q_s , compilou-se ensaios de arrancamento realizados no talude por executante externo. De maneira análoga, foram calculadas as resistências ao cisalhamento de interface estimada e ajustada para cada ensaio pelas Equações 3 e 20, bem como a capacidade última de arrancamento estimada e ajustada, através da Equações 19 e 23.

$$T_{ajust} = \frac{\alpha L \theta (c' + \sigma n' \tan \phi')}{9.806} \quad (23)$$

Onde:

T_{ajust} = capacidade última de arrancamento ajustada (tf);

α = fator de carga de ajuste para itabirito friável silicoso;

θ = perímetro da perfuração (m);

c' = coesão do solo (kPa);

$\sigma n'$ = tensão vertical efetiva normal ao grampo (kPa);

ϕ' = ângulo de atrito interno do solo ($^\circ$).

L = comprimento do trecho ancorado (m).

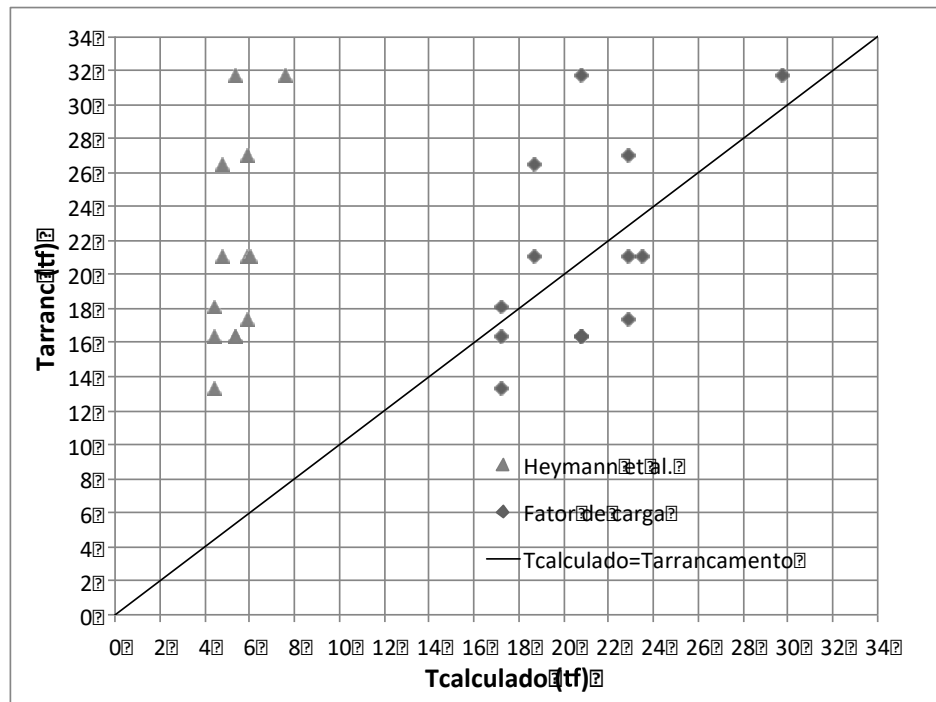
O Quadro 5 apresenta os resultados encontrados para dez ensaios de arrancamento realizados no talude. A Figura 62 ilustra a comparação entre a capacidade última de arrancamento estimada e ajustada, propostas por Heymann et al. (1992) e pelo fator de carga, com a respectiva carga de arrancamento encontrada em campo.

Quadro 5. Avaliação do ajuste pelo fator de carga.

Ensaio	Livre (m)	Lanc (m)	Hm (m)	σ_v' (kPa)	σ_n' (kPa)	qsest (kPa)	Test (tf)	qsajust (kPa)	Tajust (tf)	Tarranc (tf)
Barra 1	2.00	2.00	3.92	119.84	77.03	76.37	4.40	298.59	17.22	16.32
Barra 2	2.00	2.00	3.92	119.84	77.03	76.37	4.40	298.59	17.22	18.10
E1	2.70	2.00	4.37	133.82	86.02	82.89	4.78	324.12	18.69	21.11
E2	4.70	2.00	5.68	173.76	111.69	101.55	5.86	397.06	22.90	27.02
E3	3.70	2.00	5.03	153.79	98.85	92.22	5.32	360.59	20.79	16.32
E4	4.70	2.00	5.68	173.76	111.69	101.55	5.86	397.06	22.90	21.11
E5	3.70	2.00	5.03	153.79	98.85	92.22	5.32	360.59	20.79	16.32
E6	4.70	2.00	5.68	173.76	111.69	101.55	5.86	397.06	22.90	17.34
E7	3.70	2.00	5.03	153.79	98.85	92.22	5.32	360.59	20.79	31.71
E8	5.00	2.00	5.87	179.75	115.54	104.35	6.02	408.00	23.53	21.11
E9	2.00	2.00	3.92	119.84	77.03	76.37	4.40	298.59	17.22	13.26
E10	2.70	2.00	4.37	133.82	86.02	82.89	4.78	324.12	18.69	26.51
E11	3.70	2.00	5.03	153.79	98.85	131.83	7.60	515.47	29.72	31.71

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 62. Avaliação do ajuste pelo fator de carga.



(fonte: elaborado pelo autor)

A partir dos valores apresentados no Quadro 5 e da Figura 62, evidencia-se que os valores encontrados pelo fator de carga proposto se deslocam em direção a reta de equivalência entre as cargas de arrancamento de campo e as cargas calculadas, como esperado. Observa-se a

dispersão dos valores obtidos pelo ensaios de campo, e a amplificação da mesma em consequência da aplicação do fator de carga. Dentre os treze ensaios considerados, incluindo os dois instrumentados, seis se encontraram acima da linha de igualdade almejada e sete abaixo. Com a finalidade de se avaliar os resultados, encontrou-se a razão entre os valores de carga de arrancamento e valores calculados pelo ajuste, sendo esta razão denominada fator de erro, explicitado na Equação 24. O Quadro 6 ilustra o resumo dos resultados encontrados.

$$r = \frac{T_{\text{arranc}}}{T_{\text{ajust}}} \quad (24)$$

Onde:

r = fator de erro;

T_{arranc} = carga última de arrancamento medida em campo (tf);

T_{ajust} = capacidade última de arrancamento ajustada (tf);

Quadro 6. Fator de erro

Ensaio	T _{arranc} (tf)	T _{ajust} (tf)	r
Barra 1	16.32	17.22	0.95
Barra 2	18.10	17.22	1.05
E1	21.11	18.69	1.13
E2	27.02	22.90	1.18
E3	16.32	20.79	0.78
E4	21.11	22.90	0.92
E5	16.32	20.79	0.78
E6	17.34	22.90	0.76
E7	31.71	20.79	1.53
E8	21.11	23.53	0.90
E9	13.26	17.22	0.77
E10	26.51	18.69	1.42
E11	31.71	29.72	1.07
		Média	0.95
		Desvio padrão	0.25
		Coefficiente de variação (%)	26

(fonte: elaborado pelo autor)

A partir do Quadro 6, constata-se que os valores encontrados para o fator de erro variam de 0.76 a 1.53, apontando uma média de 0.95, com coeficiente de variação da ordem de 26%.

Com base nas análises acima, o fator de ajuste proposto demonstrou-se ligeiramente arrojado, visto que os ensaios E3, E5, E6 e E9 apresentaram valores obtidos em campo, em média, 23% menores que aqueles obtidos pela abordagem do fator de ajuste.

Ressalta-se que o fator de carga foi encontrado a partir de amostra limitada de ensaios – apenas os dois executados ao longo deste trabalho – não sendo representativos de toda a heterogeneidade do talude onde foram executados os demais ensaios utilizados para avaliação do ajuste, sendo evidente a necessidade de uma amostragem maior para determinação de um fator de carga mais consistente. Ainda, percebe-se a relevância da consideração acerca das propriedades geométricas do local de execução de cada ensaio, uma vez que, fixados os parâmetros de resistência do solo, a variável que comanda os cálculos de estimativa é a tensão efetiva vertical média ao longo do trecho ancorado.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho apresentou um estudo sobre o comportamento de grampos através de campanha de ensaios de campo instrumentados e de laboratório, além da análise dos valores de resistência ao cisalhamento de interface obtidos em campo e estimados pelos parâmetros de resistência do itabirito silicoso friável. O programa de ensaios de campo contou com a realização de dois ensaios de arrancamento instrumentados em barras de 4.3 metros de comprimento (2.3 m livres e 2 m ancorados), diâmetro de perfuração de 90 mm, executados perpendicularmente à face do talude, cuja inclinação era de 40°. A campanha em laboratório consistiu em ensaios de caracterização e de cisalhamento direto, sendo esses realizados em dois conjuntos: ensaios inundados e ensaios com umidade natural de campo.

Quanto à instrumentação dos grampos, a utilização dos *strain gauges* propiciou a avaliação do comportamento dos grampos. Destacaram-se os cuidados tomados durante confecção e calibração das barras, devido à sensibilidade dos extensômetros. Apesar disso, das quatorze pontes confeccionadas, quatro apresentaram falhas durante calibração – uma na barra 1, três na barra 2 –, além da falha de uma ponte durante realização de ensaio na barra 2.

A calibração das pontes foi fundamental para interpretação dos resultados a partir de retas de correlação carregamento *versus* tensão de saída, uma vez que englobam possíveis interferências não consideradas nas equações de deformação dos *gauges*, apresentadas na revisão de instrumentação geotécnica, tais como: rugosidade e aderência da superfície de contato; formação de bolhas de ar entre extensômetro e barra; e posicionamento durante colagem.

Os ensaios de laboratório visaram à caracterização do itabirito silicoso friável, bem como a obtenção de suas propriedades geomecânicas. O material foi classificado como areia siltosa mal graduada. As curvas de tensão cisalhante *versus* deformação axial não apresentaram pico de resistência tanto para as amostras inundadas quanto as executadas sob umidade natural. Os ensaios inundados demonstraram compressão volumétrica quando em cisalhamento, já os ensaios com umidade natural, ligeira compressão seguida de expansão da amostra, possivelmente ligada a comportamento dilatante do material. Quanto aos parâmetros de resistência encontrados para o itabirito silicoso friável, ressalta-se a conformidade do valor

encontrado para o ângulo de atrito interno, 36° , a partir das amostras ensaiadas submersas e com umidade de natural. Entretanto, apresentou intercepto coesivo de 20.4 kPa para a amostra natural, e nulo para condição submersa. Duas hipóteses foram levantadas para ocorrência do intercepto coesivo: efeito de sucção do solo e eventual ajuste da envoltória de ruptura.

Em relação aos ensaios de arrancamento instrumentados, esses consistiram em ferramenta valiosa para o estudo do comportamento dos grampos. Verificou-se o desenvolvimento das tensões *versus* deslocamento, além da distribuição de cargas ao longo do grampo correspondente à barra 1. Devido a problemas técnicos enfrentados durante a execução do ensaio na barra 2, não foi possível avaliar a evolução dos carregamentos *versus* deslocamentos, contudo foi possível verificar a distribuição dos carregamentos ao longo do grampo. Para os dois grampos, constatou-se que as maiores tensões e deformações axiais na barra ocorreram nas proximidades da cabeça do grampo e no trecho livre, sendo que as mesmas reduzem à medida que se adentra ao trecho ancorado, como esperado. Além disso, para a barra 1 foi possível identificar fases de comportamento do grampo durante os ciclos de carregamento. Estas fases representam valores de rigidez, correspondentes a variação de carga pelo deslocamento medido na cabeça do grampo. Foram identificadas fases de ajuste, no início do ensaio, de maior rigidez seguida de outra com menor rigidez, para cada ciclo.

A capacidade última de arrancamento encontrada foi de 16.32 tf e 18.10 tf, para as barras 1 e 2, respectivamente. As deformações calculadas foram de 4.38 mm para barra 1, destes 70% ao longo do trecho livre e 30% do trecho ancorado, e de 4.86 mm para a barra 2, os quais 61% se desenvolveram no trecho livre e 39% no ancorado.

Quanto a resistência de interface solo *versus* nata de cimento, os ensaios de campo apresentaram valores de 283.1 kPa e 314.1 kPa para os grampos correspondentes às barras 1 e 2, respectivamente. As estimativas de resistência calculadas pelos modelos analíticos encontrados na bibliografia resultaram em uma resistência de interface de 76.4 kPa para ambos os grampos. Sendo assim, os valores encontrados em campo foram cerca de 270% e 310% superiores àqueles estimados. Cinco hipóteses foram levantadas objetivando justificar esta diferença: i) perímetro do bulbo de ancoragem superior; ii) efeito de sucção do solo; iii) comportamento dilatante do material; iv) heterogeneidade do material ao longo da perfuração; e v) mecanismo de ruptura mais complexo que o adotado nas previsões.

Com a finalidade de considerar estas hipóteses, foi proposto um fator de carga de ajuste a partir dos resultados dos dois ensaios instrumentados, sendo equivalente a 3.91. O ajuste foi avaliado a partir de sua aplicação para estimativa da capacidade de carga última de arrancamento em onze ensaios realizados no mesmo talude. O fator de carga proposto aproximou os valores calculados pelos parâmetros daqueles encontrados pelos ensaios de arrancamento; entretanto, mostrou-se arrojado, apresentando um fator de erro médio de 0.95, com desvios relativos a média da ordem de 26%. Simplificadamente, o ajuste resultou em valores superiores àqueles encontrados pelos respectivos ensaios de arrancamento em campo.

A experiência em geotecnia do autor deste trabalho sugere que a estimativa de comprimento de grampo é frequentemente realizada através de correlações empíricas ou valores típicos de tensão de aderência grampo *versus* terreno, de acordo com o tipo de solo ou rocha, de tal forma que a solução a ser implantada pode não propiciar a eficiência técnica e econômica almejada. Os métodos analíticos encontrados na literatura, geralmente, utilizam apenas os parâmetros de resistência ao cisalhamento do material, implicando em valores muito conservadores. Desta constatação, denota-se a relevância de estudos como este, que visam a compreensão do comportamento de materiais geotécnicos, a fim de se estimar com maior precisão o desempenho de campo das soluções adotadas. O fator de correção aqui proposto não se mostrou satisfatório, proporcionando baixa segurança, contudo este é um tema que merece atenção e pesquisa mesmo com a complexidade envolvida para se prever o comportamento de grampos a partir de modelagem analítica.

Ao longo do desenvolvimento do trabalho, surgiram algumas questões e observações que pode servir como sugestões para trabalhos futuros:

- a) Avaliar a resistência de interface solo *versus* nata de cimento através de ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova moldados com metade do volume em solo, metade em nata de cimento;
- b) Aprofundar o estudo do comportamento do itabirito silicoso friável, avaliando efeitos de sucção e dilatância;
- c) Realizar ensaios de arrancamento instrumentados em itabirito silicoso friável em laboratório, avaliando os efeitos de sobrecarga e inclinação dos grampos;
- d) Realizar exumação de grampos ensaiados.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, L. D. F. de. **Análise de tensões e deformações em um corpo de prova "Compact Tension" experimentalmente por extensometria e teoricamente por MFEL.** 2002. 134 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica), Departamento de Engenharia de Materiais, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5629:** Execução de tirantes ancorados no terreno. Rio de Janeiro, 2006.

_____. **NBR 6457:** Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 6459:** Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR 6508:** Grãos de solos que passam na peneira de 4.8mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 7181:** Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.

ASTM. **D2487 – Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).** ASTM International, West Conshohocken, PA, US, 2011.

_____. **D3080 – Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.** ASTM International, West Conshohocken, PA, US, 1998.

BRUCE, D.A; JEWEL, R.A. **Soil Nail: Application and Praticce.** Ground Engineering, vol. 19, no. 8, 1986.

BRUSAMARELLO, V. **Introdução aos transdutores – Notas de Aula.** Disponível em: <<https://chasqueweb.ufrgs.br/~valner.brusamarello/eleinst/ufrgs6.pdf>>. Acesso em: 29 out. 2016.

_____. **Células de carga – Notas de aula** Disponível em: <<https://chasqueweb.ufrgs.br/~valner.brusamarello/eleinst/ufrgs7.pdf>>. Acesso em: 29 out. 2016.

BUSTAMANTE, M.; DOIX, B. **Une méthode pour le calcul des tyrants et des micropieux injectés**. Bulletin des Liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées, no 140, 1985.

CLOUTERRE. **Recommendations Clouterre** – Soil recommendations for designing, calculating, constructing and inspecting earth support systems using soil nailing. French National Project Clouterre, English Language Translation, 1991.

CPRM. **Carta geológica – Folha SE.23-Z-C-VI – Belo Horizonte**. Disponível em: < <http://geobank.cprm.gov.br> >. Acesso em: 20 set. 2016.

DA ROSA, B. D. **Faceamento de solo grampeado com malhas de aço** – Estudo dos critérios de dimensionamento. 2015. 137p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

DA SILVA, J. P. M. **Os métodos de equilíbrio limite e dos elementos finitos na análise de estabilidade de taludes**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2011.

DORR, J. V. N. II.; BARBOSA A. L. M. **Geology and Ore Deposits of the Itabira District Minas Gerais, Brazil**: U. S. Geological Survey Professional Paper 341- C. Washington: United States Government Printing Office 1963. 110 p, USA

DUNNICLIFF, J. **Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance**. New York: Wiley Interscience, 1993.

ELIAS, V.; JURAN, I. **Preliminary draft - Manual of practice for soil nailing**. US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Contract DTFH-61-85-C-00142, 1990. Não paginado.

FRANCA, PAULO RICARDO BEHRENS DA. **Analysis of slope stability using limit equilibrium and numerical methods with case examples from the Águas Claras Mine, Brazil**. 1997. 225 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mining Engineering, Department of Mining Engineering, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada, 1997.

GEOGUIDE 7. **Guide to Soil Nail Design and Construction**. Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering and Development Department. The Government of Hong Kong. Special Administrative Region, Hong Kong, 2008.

HEYMANN G.; RHODE A. W.; SCHWARTZ K.; FRIEDLAENDER E. Soil nail pullout resistance in residual soils. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON EARTH REINFORCEMENT PRACTICE, 1992, Kyushu, Japan. **Proceedings...** Rotterdam, The Netherlands: Balkema. p. 487–492.

JURAN, I.; SHAFIEE, S.; SCHLOSSER, F.; HUMBERT, P.; GUENOT, A. Study of soil-bar interaction in the technique of soil nailing. In: VIII EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING (ECSFME), 1983. **Proceedings...** Helsinki, p. 513-516.

JACOB E. GAIR. **Geology and Ore Deposits of the Nova Lima and Rio Acima Quadrangles Minas Gerais, Brazil.** U. S. Geological Survey Professional Paper 341 – A. Washington: United States Government Printing Office, 1962. 65 p., USA

JUVINALL, R. C. **Engineering Considerations of Stress, Strain and Strength.** Michigan: McGraw-Hill, 1967.

LANDAU ASSOCIATES. Inc. **Monitoring of Soil Nailed Walls at the Highway 217 and Highway 26 Interchange Final Report:** State Planning and Research Project 370. Edmonds, USA, 1999.

LAZARTE, C. A., ELIAS, V., ESPINOSA, D., SABATINI, P. J. **Geotechnical engineering circular n.7** – soil nailing. US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington D.C, 2003. p. 314.

LIMA, A.P. **Comportamento de uma escavação grampeada em solo residual de gnaíse.** 2007. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2007.

MITUTOYO. Corp. **Quick Guide to Precision Measuring Instruments,** Kanagawa, Japan. Disponível em: < https://www.mitutoyo.co.jp/eng/pdf/E4329_QuickGuide.pdf>. Acesso em: 01 junho 2016.

NATIONAL INSTRUMENTS. Corp. **Strain Gauge Measurement - A Tutorial,** Application Note 078. Austin, USA, 1998. Disponível em: <<http://www.ing.unp.edu.ar/electronica/asignaturas/ee016/anexo/r-an078.pdf>>. Acesso em: 29 maio 2016.

ORTIGÃO, J. A. R. **Ensaio de arrancamento para projetos de solo grampeado**, Nota técnica, Solos; Rochas, ABMS, 1997. v. 20:1, p.39-43.

ORTIGÃO, J. A. R.; PALMEIRA, E. M.; ZIRLIS, A. **Experiência com solo grampeado no Brasil: 1970-1993**. Revista Solos e Rochas, 1993, v. 16 no. 4. p. 291-304.

ORTIGÃO, J. A. R.; PALMEIRA, E. M.; ZIRLIS, A. Optimised design for soil nailed walls. In: INTERNACIONAL CONFERENCE ON GROUND IMPROVEMENT GEOSYSTEMS, no 3, 1997. **Proceedings...** London: Telford, p. 368-374.

PECK, R.B. Foreword. In: DUNNICLIFF, J. **Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance**. New York: Wiley Interscience, 1993. p. v-viii.

PERRY C. C.; LISSNER H.R. **The Strain Gage Primer**. New York: Mc Graw Hill Company, 1962.

PRADHAN, B. **Study of pullout behaviour of soil nails in completely decomposed granite fill**. 2003. 134p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - The University of Hong Kong, Hong Kong Special Administrative Region, 2003.

PROTENDIDOS DYWIDAG, Ltda. **Sistemas DYWIDAG – Ancoragens em solos e rochas**, 2016. Disponível em: <<http://www.dywidag.com.br/produtos/sistemas-geotecnicos/sistemas-dywidag-ancoragens-em-solos-e-rochas/chumbadores.html>>. Acesso em: 30 maio 2016.

SHOWA MEASURING INSTRUMENTS. Inc. **Types and Specifications of Strain Gauges**, Tokyo, Japan, 2007. Disponível em: <http://www.showa-sokki.co.jp/english/products_e/Strain_Gage_e/strain_gage_config_e.html>. Acesso em: 01 junho 2016.

SOLOTRAT ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Ltda.. **Solo Grampeado**. 2015. 17 p. Disponível em: <http://www.solotrat.com.br/dados/pt_ManSoloGrampeado2015.pdf>. Acesso em: 30 maio 2016.

SPRINGER, F. O. **Ensaio de arrancamento de grampos em solo residual de gnaise**, 2006, 310p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2006.

TERZAGHI, KARL; PECK, RALPH B.; MESRI, GHOLAMREZA. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 3. ed. New Delhi: Wiley India Ltd., 2013.