

**Dissertação de Mestrado**

**REAVLIAÇÃO GEOTÉCNICA DAS  
ANCORAGENS DE UMA ESTRUTURA DE  
CONTENÇÃO COM PATOLOGIAS  
DIVERSAS**

**AUTORA: GABRIELE MARTINS GONTIJO**

**ORIENTADOR: Prof. Dr. Romero César Gomes (UFOP)**

**COORIENTADOR: Prof. Dr. Thiago Bomjardim Porto  
(UFOP)**

**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA DA UFOP**

**OURO PRETO – NOVEMBRO DE 2020**

**GABRIELE MARTINS GONTIJO**

**REAVLIAÇÃO GEOTÉCNICA DAS ANCORAGENS DE UMA  
ESTRUTURA DE CONTENÇÃO COM PATOLOGIAS DIVERSAS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Geotecnia.

Orientador

Prof. Dr. Romero César Gomes (UFOP)

Coorientador

Prof. Dr. Thiago Bomjardim Porto (UFOP)

**OURO PRETO**

**2020**

## SISBIN - SISTEMA DE BIBLIOTECAS E INFORMAÇÃO

G641r Gontijo, Gabriele Martins .  
Reavaliação Geotécnica das ancoragens de uma estrutura de  
retenção com patologias diversas . [manuscrito] / Gabriele Martins  
Gontijo. - 2020.  
126 f.: il.: color., gráf., tab., mapa.

Orientador: Prof. Dr. Romero César Gomes.

Coorientador: Prof. Dr. Thiago Bomjardim Porto.

Dissertação (Mestrado Acadêmico). Universidade Federal de Ouro  
Preto. Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas. Programa de Pós-  
Graduação em Geotecnia.

Área de Concentração: Geotecnia.

1. Tirantes de rocha . 2. Ancoragem (Engenharia de estruturas) . 3.  
Fundações (Engenharia) - Capacidade de Carga. 4. Cisalhamento dos  
solos - Resistência. I. Gomes, Romero César. II. Porto, Thiago Bomjardim.  
III. Universidade Federal de Ouro Preto. IV. Título.

CDU 624.13

Bibliotecário(a) Responsável: Maristela Sanches Lima Mesquita - CRB-1716



## FOLHA DE APROVAÇÃO

**Gabriele Martins Gontijo**

### REAVALIAÇÃO GEOTÉCNICA DAS ANCORAGENS DE UMA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO COM PATOLOGIAS DIVERSAS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de **Mestre em Geotecnia**.

Aprovada em 26 de novembro de 2020

Membros da banca

Prof. Dr. Romero Cesar Gomes - Orientador (Universidade Federal de Ouro Preto)  
Prof. Dr. Tales Moreira de Oliveira - (Universidade Federal de São João del Rei)  
Prof. Dr. Crysthian Purcino Bernardes Azevedo (Adonai Engenharia)

Prof. Dr. Luis de Almeida Prado Bacellar, coordenador do Programa, aprovou a versão final e autorizou seu depósito no Repositório Institucional da UFOP em 27/01/2021



Documento assinado eletronicamente por **Luis de Almeida Prado Bacellar, COORDENADOR(A) DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTÉCNIA**, em 03/02/2021, às 09:33, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site [http://sei.ufop.br/sei/controlador\\_externo.php?acao=documento\\_conferir&id\\_orgao\\_acesso\\_externo=0](http://sei.ufop.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0), informando o código verificador **0128398** e o código CRC **9A28868A**.

*Dedico este trabalho aos meus pais,  
Romildo Martins Gontijo e Maria  
Aparecida Campos Gontijo e meu  
esposo, fontes constantes de incentivo na  
minha vida acadêmica, profissional e  
pessoal.*

## AGRADECIMENTOS

“Nas grandes batalhas da vida, o primeiro passo para a vitória é o desejo de vencer.” Essa conquista só foi possível, pois tive pessoas que me auxiliaram nesta caminhada.

Agradeço a Deus por me dar abrigo na tempestade, pelas graças e bondade.

Aos meus pais, Romildo e Maria, que se sacrificaram, dedicaram para eu estudar e ter uma boa formação acadêmica. As minhas irmãs, Grasielle e Gisele, que me deram suporte e ajudaram para realização deste sonho, principalmente a Grasielle, que me ajudou em detalhes da pesquisa. Ao Tadeu, meu esposo, pelo companheirismo, incentivo e por acreditar na minha capacidade.

Ao meu Coorientador Dr. Thiago Bomjardim Porto pela confiança, oportunidade, paciência, incentivo, auxílio por meio de críticas, sugestões, ensinamentos. Por acreditar que eu seria capaz de desenvolver uma pesquisa numa área, até então, desconhecida para mim.

Ao orientador Romero César Gomes, pela oportunidade, paciência e ensinamentos.

Aos demais professores da Pós-Graduação por transmitir a maior virtude: conhecimento.

Aos funcionários do NUGEO por permitir que este sonho fosse realizado com maior tranquilidade e paz.

Aos colegas de mestrado, em especial: Aline, Hemilly, Lilian e Walter pelo companheirismo durante toda trajetória, incentivo, horas de estudos, boas conversas que contribuíram para tornar o ambiente mais tranquilo.

Ao Engenheiro Dr. Pedro dos Reis Filho da Criar Engenharia Ltda. e ao Carlos Eduardo, Fiscal do DEER pela disponibilidade de tempo e por fornecer dados para o desenvolvimento desta pesquisa.

As amigas de Divinópolis pelo suporte, incentivo e força, por escutar sempre os desabafos e não permitir que eu desistisse desta conquista.

A UFOP e Escola de Minas pelo ensino de qualidade, gratuito e realizando grandes sonhos.

## RESUMO

A técnica de contenção em ancoragens reinjetáveis e protendidas ainda é pouco estudada, apesar de ser muito utilizada no Brasil de forma empírica, em comparação com outras soluções de estabilização de encostas como o solo grampeado, que obteve um grande avanço teórico-experimental nos últimos 30 anos. Em projetos que empregam essa técnica, faz-se necessária a determinação da capacidade de carga dos tirantes, a qual é obtida através de formulações teóricas semiempíricas publicadas mundialmente. Contudo, os resultados nem sempre representam a realidade para as condições geológico-geotécnicas do solo local, tornando-as imprecisas. Desta forma, uma avaliação detalhada do correto dimensionamento da capacidade de carga, aferido pelos resultados de provas de carga, permite uma otimização das estruturas. Este trabalho tem como objetivo principal analisar os resultados obtidos de capacidade de carga de uma contenção com 308 tirantes a partir de: (a) três métodos semiempíricos clássicos da literatura técnica, (b) um método teórico a partir da teoria de Mohr Coulomb e (c) ensaios de recebimento em conformidade com a NBR 5629, cuja ruptura física idealizada foi possibilitada pela extrapolação matemática de Van Der Veen (1953) modificada por Aoki (1976). Este estudo pretendeu, ainda, obter os valores mobilizados para a resistência ao cisalhamento ( $q_s$ ) na interface solo-bulbo para o maciço geotécnico estudado. Para esta pesquisa foram utilizados dados provenientes do projeto e da obra de reforço de uma cortina atirantada com ancoragens protendidas e reinjetáveis de uma obra de contenção localizada na cidade de Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil. Os resultados obtidos possibilitaram uma comparação entre as metodologias empregadas neste trabalho. Esta pesquisa se justifica pelo pequeno número de estudos relacionados a ancoragens injetadas no solo desenvolvidos nas últimas décadas e também o fato das metodologias de cálculo clássico serem restritas ao local que foram elaboradas e logo serem aplicadas erroneamente em outras regiões. Os resultados encontrados mostram-se satisfatórios, sendo possível estabelecer uma tendência.

**PALAVRAS CHAVE:** Tirante, contenção, capacidade de carga, resistência ao cisalhamento.

# ABSTRACT

The retaining technique in rejectable and prestressed anchors is still poorly studied, despite being widely used in Brazil empirically, in comparison with other slope stabilization solutions such as soil nailing, which has achieved a great theoretical and experimental advance in the last 30 years. In projects that use this technique, it is necessary to determine the load carrying capacity of the tie rods, which is obtained through semi-empirical theoretical formulations published worldwide. However, the results do not always represent the reality for the geological-geotechnical conditions of the local soil, making them inaccurate. In this way, a detailed assessment of the correct dimensioning of the load capacity, as measured by the results of load tests, allows an optimization of the structures. The main objective of this work is to analyze the results obtained from the load capacity of a retaining with 308 tie rods from: (a) three classic semi-empirical methods in the technical literature, (b) a theoretical method based on Mohr Coulomb's theory and (c) receiving tests in accordance with NBR 5629, whose idealized physical break was made possible by the mathematical extrapolation of Van Der Veen (1953) modified by Aoki (1976). This study also aimed to obtain the mobilized values for shear strength ( $q_s$ ) at the soil-bulb interface for the studied geotechnical massif. For this research, data from the project and the work to reinforce an anchored wall with 308 prestressed and rejectable anchorages from a retaining work in the city of Belo Horizonte, Minas Gerais, Brazil, were used. The results obtained enabled a comparison between the methodologies used in this work. This research is justified by the small number of studies related to anchors injected into the soil developed in the last decades and also the fact that the classical calculation methodologies are restricted to the place that were elaborated and soon to be applied erroneously in other regions. The results found are satisfactory, being possible to establish a trend.

**KEYWORDS:** Tie rod, retaining, load capacity, shear strength.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1 - Partes Constituintes do Tirante (Adaptado da Solotrat, 2018). .....	7
Figura 2-2 - Características básicas de alguns tipos de tirantes (Adaptado Solotrat,2018). .....	8
Figura 2-3 - Tirantes da estrutura sendo montados (DEER, 2018). .....	9
Figura 2-4 - Sequência executiva de um tirante (Adaptado da Solotrat,2018).....	10
Figura 2-5 - Ábaco para determinação do valor de $q_s$ solos granulares. (Bustamante e Doix, 1985). .....	17
Figura 2-6 - Ábaco para determinação do valor de $q_s$ solos argilosos e siltosos. (Bustamante e Doix, 1985) .....	17
Figura 2-7 - Ábaco para determinação do valor de $q_s$ rochas fragmentadas (Bustamante e Doix, 1985). .....	18
Figura 2-8 - Gráfico de Aoki (Adaptado de Aoki, 2013). .....	22
Figura 2-9 - Gráfico de Mohr Coulomb (Adaptado Nogueira, 2011). .....	24
Figura 2-10 - Estrutura de sustentação na engenharia civil e na medicina. (Silva, 2011). .....	25
Figura 2-11 - Fluxograma da patologia na construção civil. (Adaptado Sena <i>et al.</i> , 2020). .....	26
Figura 2-12 - Gráfico de origem de incidência de patologias. (Adaptado Silva e Jonov, 2011). .....	27
Figura 2-13 - Gráfico da lei de evolução de custo. (Adaptado Helene, 1992). .....	30
Figura 2-14 - Patologias na contenção da Avenida Nossa Senhora do Carmo. (A e C) Fissuração, (B) Lasca, (D) Tirante solto, (E) Eflorescência e Líquens, (F) Porosidade. (DEER, 2018). .....	33
Figura 2-15 - Vegetação na junta da contenção da Avenida Nossa Senhora do Carmo. (DEER, 2018). .....	34
Figura 2-16 - Deslocamento das juntas na contenção da Avenida Nossa Senhora do Carmo. (DEER, 2018). .....	35
Figura 2-17 - Patologia no painel de concreto da Avenida Nossa Senhora do Carmo. (A, D e E) Desagregação e Corrosão, (B) Surgência de água, (C) Fissuração (DEER,2018). .....	37
Figura 3-1 - Local da área em estudo. (Google Earth, acessado em 26-02-2019).....	45
Figura 3-2 - Mapa geologia de Belo Horizonte. (Silva <i>et al.</i> , 1995). .....	48
Figura 3-3 - Patologias na contenção da Avenida Nossa Senhora do Carmo. (A) Medição da trinca no asfalto, (B) Desagregação na parede de concreto e corrosão da armadura, (C) Líquens e Eflorescências. (DEER, 2018). .....	49
Figura 3-4 - Reforço provisório do painel 11 – Painel crítico (DEER, 2018). .....	51
Figura 3-5 - Implantação de 308 novos tirantes e concretagem de 15 cm. (DEER, 2018). .....	52
Figura 3-6 - Reforço da fundação com blocos e estaca raiz. (DEER, 2018). .....	52
Figura 3-7 - Túnel Bala (Estado de Minas, 2018). .....	53
Figura 3-8 - Radar de monitoramento. ( <a href="https://www.groundprobe.com/product/ssrxt/?lang=pt-pt-">https://www.groundprobe.com/product/ssrxt/?lang=pt-pt-</a> ,acesso 23-03-2019). .....	54

Figura 3-9 - Projeto da cortina atirantada da Avenida Nossa Senhora do Carmo. (Criar Engenharia S/A).....	55
Figura 3-10 - Cortina Atirantada e local dos ensaios SPT (representados pela sigla SM). .....	56
Figura 3-11 - Perfil geológico-geotécnico perfil SG3 do painel 1 a 5. (Adaptado Criar Engenharia S/A, 2018).....	57
Figura 3-12 - Perfil geológico-geotécnico perfil SG3 do painel 6 e metade do 7. (Adaptado Criar Engenharia S/A, 2018). ....	58
Figura 3-13 - Perfil geológico-geotécnico perfil SG2 da metade do painel 7. (Adaptado Criar Engenharia S/A, 2018). ....	59
Figura 3-14 - Perfil geológico-geotécnico perfil SG2 do painel 8. (Adaptado Criar Engenharia S/A, 2018).....	60
Figura 3-15 - Perfil geológico-geotécnico perfil SG2 do painel 9. (Adaptado Criar Engenharia S/A, 2018).....	61
Figura 3-16 - Perfil geológico-geotécnico perfil SG1 do painel 10. (Adaptado Criar Engenharia S/A, 2018).....	62
Figura 3-17 - Perfil geológico-geotécnico perfil SG1 do painel 11 a 16. (Adaptado Criar Engenharia S/A, 2018).....	63
Figura 4-1 - Gráfico de perfil de sondagem SG1, comparação entre capacidade de carga por linha. ....	73
Figura 4-2 - Gráfico de perfil de sondagem SG2, comparação entre capacidade de carga por linha. ....	75
Figura 4-3 - Gráfico do perfil de sondagem SG3, comparação entre capacidade de carga por linha. ....	77
Figura 4-4 - Gráfico do Tirante T26 com as capacidades de carga. ....	90
Figura 4-5 -Gráfico do Tirante T52 e T53 com as capacidades de carga. ....	91
Figura 4-6 - Gráfico do Tirante T54 com as capacidades de carga. ....	91
Figura 4-7 - Gráfico do Tirante T208 com as capacidades de carga. ....	92
Figura 4-8 - Gráfico do Tirante T210 com as capacidades de carga. ....	92

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 - Características principais dos ensaios de tirantes. (Adaptado ABNT 5629/2018).....	12
Tabela 2-2 - Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas. (Adaptado ABNT 5629/2018).....	13
Tabela 2-3 - Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais. (Adaptado ABNT 5629/2018).....	14
Tabela 2-4 - Fatores de Segurança Mínimos para ruptura global de tirantes permanentes. (Adaptado ABNT 5629/2018).....	14
Tabela 2-5 - Coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo. (Adaptado de Bustamante e Doix,1985).....	16
Tabela 2-6 - Parâmetros de dimensionamento (Adaptada de Porto, 2015).....	20
Tabela 2-7 - Condições de validade da extrapolação de Van der Veen (1953) segundo Aoki <i>et. al</i> (2013). (Adaptado Aoki <i>et al.</i> , 2013).....	23
Tabela 2-8 - Vida útil de projeto. (Adaptado NBR 15.575).....	40
Tabela 2-9 - Principais Trabalhos publicados na área.....	40
Tabela 3-1 - Divisão do perfil geológico-geotécnico.....	64
Tabela 3-2 - Valores para coesão (c), ângulo de atrito ( $\phi$ ) e peso específico ( $\gamma$ ).....	65
Tabela 4-1 - Manifestações Patológicas presentes na contenção da Avenida Nossa Senhora do Carmo.....	69
Tabela 4-2 - Tipo de solo do local das ancoragens dos tirantes.....	71
Tabela 4-3 - Relação de tirantes com o valor da capacidade de carga.....	79
Tabela 4-4 - Capacidade de carga pela adaptação da Teoria de Mohr Coulomb.....	81
Tabela 4-5 - Comprimento de ancoragem para os 308 tirantes da cortina atirantada, calculados pela capacidade de carga extrapolada.....	83
Tabela 4-6 - Divisão dos tirantes com comprimento de ancoragem menor que 8m.....	86
Tabela 4-7 - Tirantes considerados aceitáveis e confiáveis e seus comprimentos ancorados.....	87
Tabela 4-8 - Tirantes considerados confiáveis pela extrapolação matemática com o tipo de tirante e capacidade de carga pelo critério de Aoki <i>et al.</i> (2013).....	89

# LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES.

$a$ = coeficiente de forma da curva;

ABEF= Associação Brasileira de Empresas de Engenharia de Fundações e Geotecnia;

ABMS= Associação Brasileira de Mecânica dos Solos;

ABNT = Associação Brasileira de Normas Técnicas;

a.C= antes de Cristo;

$b$ = intercepto n eixo dos deslocamentos da reta obtida na escala semilogaritmica;

$c$  = coesão;

°C= grau Celsius;

cm= centímetro;

comp.= comprimento;

$d$  = deslocamento;

DEER= Departamento de Edificações e Estradas de Rodagem de Minas Gerais;

DHP= dreno horizontal profundo;

DNIT= Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte;

$D_p$  = diâmetro perfurado do furo;

$D_s$  = diâmetro médio do bulbo;

$e$ = base do logaritmo natural;

E.U.A= Estados Unidos da América;

$F$  = carga aplicada no topo da ancoragem;

$FS$  = fator de segurança;

$F_t$  = força de trabalho do tirante;

$Fr$  = carga última correspondente à assíntota vertical da curva;

$F_{máx}$  = carga máxima do ensaio;

IBAPE= Instituto Brasileiro de Avaliações e Pericias de Engenharia;

IBGE= Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística;

IER = injeção em estágio repetitivo;

IESP= Instituto de Engenharia de São Paulo.

IEU = injeção em estágio único;

INMET= Instituto Nacional de Meteorologia;  
IPT-SP = Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo;  
ISO= Organização Internacional para Padronização;  
 $K$  = coeficiente de ancoragem;  
Kg= quilograma;  
Km= quilometro;  
kN= quilo Newton;  
 $L_b$  = comprimento do trecho ancorado do tirante (bulbo);  
 $L_L$  = comprimento do trecho livre do tirante;  
 $L_t$  = comprimento total;  
m= metro;  
mm= milímetro;  
MPa= Mega Pascal;  
MG= Minas Gerais;  
NBR = Norma Brasileira;  
 $N_{SPT}$  = Índice SPT para determinar a resistência do solo;  
PBQP-H= Programa Brasileiro da Qualidade e Produtividade do Habitat;  
 $P_l$  = pressão limite do terreno;  
 $q_s$  = resistência ao cisalhamento;  
 $r^2$ = coeficiente de determinação;  
rpm= rotação por minuto;  
SM= sondagem mista;  
SG1= Seção Geotécnica perfil 1;  
SG2= Seção Geotécnica perfil 2;  
SG3= Seção Geotécnica perfil 3;  
SPT = Standard Penetration Test;  
T= tirante;  
 $t_f$  = tempo final;  
 $t_i$  = tempo inicial;  
tg= tangente;  
 $T_L$  = capacidade de carga do bulbo;  
 $t_u$  = capacidade de carga específica;  
URBEL= Companhia Urbanizada e de Habitação de Belo Horizonte;

U.S= Estados Unidos;

VUP= Vida Útil de um Projeto;

3D= três dimensões;

$\beta$  = coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção;

$\gamma$  = peso específico do solo;

$\tau = q_s$  = resistência ao cisalhamento;

$\sigma$  = tensão normal;

$\phi$  = ângulo de atrito;

$\Phi$  = diâmetro;

# SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 - .....	1
1. INTRODUÇÃO .....	1
1.1 - JUSTIFICATIVA .....	2
1.2 - OBJETIVOS .....	3
1.2.1 - Objetivos Específicos .....	3
1.3 - SÍNTESE E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	3
CAPÍTULO 2 - .....	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1 - HISTÓRICO DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO NO MUNDO.....	4
2.2 - HISTÓRICO DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO NO BRASIL.....	5
2.3 - TÉCNICA DE ANCORAGEM E NORMATIZAÇÃO .....	6
2.4 - MÉTODOS PARA CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DE UM TIRANTE 15	
2.4.1 - Métodos Empíricos .....	15
2.4.2 - Extrapolações Matemáticas .....	20
2.4.3 - Teoria de Mohr Coulomb .....	23
2.5 - PATOLOGIA .....	24
2.5.1 - Origem das Patologias .....	26
2.5.2 - Orçamento de Construções Sinistradas.....	29
2.5.3 - Patologia em Estruturas de Contenção .....	31
2.5.4 - Desempenho das Estruturas/Contenções .....	37
2.6 - PRINCIPAIS TRABALHOS PUBLICADOS NA ÁREA .....	40
CAPÍTULO 3 - .....	44
3. ESTUDO DE CASO E METODOLOGIA DE ESTUDO .....	44
3.1 - INTRODUÇÃO .....	44
3.2 - DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA EM ESTUDO.....	44
3.2.1 - Localização da Área de Estudo.....	44
3.2.2 - Características da Área da Estrutura .....	46
3.2.3 - Características Geotécnicas .....	46
3.2.4 - Patologias da Construção.....	49
3.2.5 - Intervenções e Recuperações .....	50
3.3 - DADOS DO PROJETO.....	54
3.3.1 - Realização dos Ensaios .....	65
3.4 - METODOLOGIA DE ESTUDO.....	65
3.4.1 - Revisão e Compilação de Informações Prévias .....	65

3.4.2 - Caracterização das Patologias.....	66
3.4.3 - Cálculo da Capacidade de Carga e Comprimento Ancorado.....	66
CAPÍTULO 4 -.....	68
4. RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISES.....	68
4.1 - ANÁLISE DE PATOLOGIAS.....	68
4.2 - SUMARIZAÇÃO GEOTECNICA.....	70
4.3 - AVALIAÇÃO DAS ESTIMATIVAS DE CAPACIDADES DE CARGA.....	72
4.3.1 - Análise Por Perfil Geológico-Geotécnico.....	72
4.4 - ANÁLISES DOS MÉTODOS.....	78
4.5 CÁLCULO DO COMPRIMENTO ANCORADO DOS TIRANTES ENSAIADOS. ....	82
4.5.1 - Comparação entre o comprimento ancorado obtido através da carga extrapolada e o comprimento do projeto. ....	86
4.6 - ANÁLISE COMPARATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DOS TIRANTES CONSIDERADOS CONFIÁVEIS SEGUNDO AOKI <i>ET AL.</i> (2013). ....	89
4.6.1 - Análise comparativa entre a capacidade de carga da extrapolação e os métodos semi-empíricos. ....	89
CAPÍTULO 5 -.....	95
5. CONCLUSÕES.....	95
5.1 - SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	96
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	97
APÊNDICE I: Dados por tirantes.....	103
APÊNDICE II: Valores de Capacidade de Carga agrupados.....	117
APÊNDICE III: Entrevista.....	119
ANEXOS I: Boletins de Ensaio de Protensão dos Tirantes Confiáveis.....	121
ANEXOS II: Extrapolação matemática de van der veen modificado por AOKI para os Tirantes Confiáveis.....	124



### 1. INTRODUÇÃO

No Brasil, o crescente desenvolvimento urbano e a escassez de áreas para implantação de construções levam os brasileiros a construir em regiões de topografia acidentadas. Desta forma, esses empreendimentos estão susceptíveis a catástrofes, visto que encontram-se em região de riscos geológicos. A capital mineira, Belo Horizonte, exemplo de construções verticais devido à alta densidade populacional, destaca-se pelos números significativos de estruturas de contenção. Dentro deste contexto, a proposição de estruturas de contenção seguras e eficientes torna-se relevante.

As contenções são construídas em locais com restrições de espaço e limitação de deformações horizontais e verticais. As estruturas de contenções são divididas em convencionais (muros de flexão, muros de gravidades) e especiais (cortina atirantada, solo grampeado, terra armada). A escolha da melhor solução é feita caso a caso, conforme realidade geotécnica local e disponibilidade de recursos financeiros. Trata-se de tema relevante, uma vez que um eventual colapso pode desencadear a perda de vidas humanas e de ativos. A fim de se evitar sinistros ou desempenhos não satisfatórios torna-se necessário uma análise rigorosa do problema em questão.

A Norma de Desempenho NBR- 15575- Desempenho de edificações habitacionais, recomenda que as estruturas civis tenham vida útil superior a cinquenta (50) anos. Desta forma, além de um projeto e uma execução de qualidade, torna-se necessário uma manutenção preventiva nos elementos estruturais, garantindo o não aparecimento de sinais de deterioração da estrutura (patologias) como, por exemplo: corrosão, carbonatação, deformações excessivas, entre outros.

Patologia em grego significa “estudo das doenças”, na qual *pathos* (doença) e *logos* (estudo). Esse tema é usado em várias áreas técnico-científicas variando o objeto de acordo com o ramo da atividade. Na construção civil a patologia é a parte da engenharia que estuda os mecanismos, sintomas, origens e causas do problema. Os problemas

patológicos podem se manifestar após o início da execução da estrutura ou até mesmo anos após o fim da construção (ao longo da vida útil).

O bom conhecimento das Normas Brasileiras e a aplicabilidade das mesmas nas construções podem reduzir o número de manifestações patológicas. Os fenômenos patológicos são oriundos de cuidados menosprezados no projeto, execução da obra ou até na falta de manutenção. Através de estudos é possível deduzir a origem, a natureza e mecanismo envolvidos nos fenômenos patológicos. Além disso, estudos geotécnicos podem evitar custos com reparação, com sua reposição ou com possível ressarcimento de danos a terceiros devido às patologias nas construções. O entendimento da patologia é de fundamental importância para evitar problemas e reduzir eventuais desastres que podem culminar em perdas humanas e materiais.

Esta pesquisa irá retratar sobre uma estrutura de contenção que foi construída em encosta desde o final da década de 70, em Belo Horizonte - MG, e sofreu intervenção em 2018. Este trabalho foi realizado na tentativa de uma análise crítica para essa intervenção na estrutura, através do estabelecimento da melhor forma de execução dos tirantes, associadas às condições geotécnicas locais. O banco de dados disponibilizado nesta pesquisa é proveniente de entrevistas com projetista e executor, matérias de jornais e dados fornecidos pelo DEER-MG.

Assim, esta pesquisa constitui uma excelente oportunidade para se catalogar as patologias de uma construção e as soluções para sua resolução em técnica de paredes atirantadas (cortinas atirantadas). Desta forma, divulgá-la no âmbito da engenharia geotécnica nacional.

## **1.1 - JUSTIFICATIVA**

A utilização de tirantes ancorados no terreno é uma técnica bastante utilizada no auxílio de estabilização de maciços geotécnicos. No Brasil, a prática foi normalizada com o apoio do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT-SP), através de um programa experimental de capacitação e certificação de empreiteiros de serviços de infraestrutura nas décadas de 70 e 80 com o objetivo de credenciá-los a participar das obras de

construção dos metrôes do Rio de Janeiro e São Paulo. Essa dissertação foi elaborada no contexto de um reforço de uma cortina atirantada executada em meados da década de 70, portanto, quase cinquenta (50) anos após a primeira intervenção. Visto o exposto, torna-se necessário uma melhor compreensão desse tema, principalmente no que se refere à determinação da capacidade de carga ( $T_L$ ) e resistência ao cisalhamento ( $q_s$ ) das ancoragens reinjetáveis e protendidas utilizadas no reforço de uma parede de concreto armado com dimensões de (160 x 11) m<sup>2</sup>.

## **1.2 - OBJETIVOS**

O objetivo geral deste estudo é avaliar elementos geotécnicos de um reforço executado sobre uma cortina atirantada em Belo Horizonte de responsabilidade do DEER-MG.

### **1.2.1 - Objetivos Específicos**

- Avaliar as patologias;
- Sumarização geotécnica local;
- Cálculo da capacidade de carga dos tirantes;
- Cálculo do comprimento ancorado.

## **1.3 - SÍNTESE E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

Os capítulos desta dissertação foram elaborados e organizados conforme a seguir:

- Capítulo 1 - Introdução, justificativa da pesquisa, apresentação dos objetivos e estrutura da dissertação;
- Capítulo 2 - Revisão bibliográfica;
- Capítulo 3 - Estudo de caso e metodologia de estudo;
- Capítulo 4 - Resultados e análises;
- Capítulo 5 - Conclusões e sugestões para trabalhos futuros;
- Referências bibliográficas;
- Apêndice e Anexos.

### **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

#### **2.1 - HISTÓRICO DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO NO MUNDO**

Segundo Kinder e Hilgemann (1964) *apud* Pinto (2013) na antiga região sul da Mesopotâmia, onde hoje é o Iraque, surgiram às primeiras estruturas de contenção datadas de 3.200 a 2.800 a.C.. Neste local, os sumerianos construíram contenções de aterros por muros de alvenaria de argila.

Para Barros (2006) as mais antigas construções humanas são as estruturas de arrimo, contudo somente no século XVIII progrediu-se a parte teórica para os dimensionamentos destas estruturas.

Os engenheiros franceses no século 18 difundiram a engenharia de contenção com obras mais sofisticadas. Essa ciência expandiu na época da expansão colonialista europeia que precisava de fortes armados construídos em diversos locais e diferentes topografia, e também com o trabalho de Coulomb publicado em 1776. Com este surgimento, em meados do século 18 começaram a serem executados os empreendimentos brasileiros desta modalidade (Ranzini e Negro Jr., 1998).

IESP (2006) exhibe em seu trabalho que no ano de 1920/1930 os escoramentos eram realizados por pedaços de madeira, se essas madeiras estivessem na posição horizontal eram designadas estroncas e na posição inclinada como escoras.

Com o passar dos anos e o crescente desenvolvimento urbano e industrial ocorreu à urgência de construir em subsolo por escavações mais profundas. Desta forma, More (2003) menciona que o progresso das estruturas de contenção do solo, a incluir as ancoragens, resultou de os engenheiros geotécnicos precisarem conciliar o mínimo deslocamento do solo, tendo em vista a existência de construções vizinhas, bem como os excessivos esforços horizontais.

Através de relatos por Cambefort (1964) a primeira aplicação relevante para ancoragem em maciço rochoso é datada de 1934 como complementação a barragem de Cheurfas, localizada na Argélia. Essas ancoragens são introduzidas no terreno para resistir às tensões de tração e conduzi-las ao maciço.

No final da Segunda Guerra Mundial (1945) as cidades estavam destruídas e era indispensável uma reconstrução. Assim, as contenções em solo tiveram um extraordinário desenvolvimento até 1970. Neste setor, os notáveis progressos foram: no concreto protendido: melhor aço, no solo: injeção de calda e a invenção do *Freyssinet* (macacos hidráulicos). Os avanços na técnica de escoramento expandiram fronteiras e atingiu países como Estados Unidos e Brasil (IESP, 2016).

More (2003) descreve que no fim da década de 50 na Alemanha, França e Itália começou a utilização de ancoragem no solo através de uma única barra de aço no furo juntamente com calda de cimento.

Com essa experiência europeia, cidades como Milwaukee e Nova York ao escavar para construir prédios na data de 1960/61 empregavam tirantes nos solos e rochas. Mas foi apenas em 1961 que a engenharia utilizando essa técnica de contenção ficou conhecida através da publicação na revista americana de engenharia mais importante desta época a *Engineering News Record* (IESP, 2006).

A partir de 1990 a madeira já não era utilizada para escorar as escavações, neste caso empregavam-se tirantes protendidos para contenção nas construções de edifícios nos Estados Unidos, Brasil e por todo o mundo (Porto,2015).

## **2.2 - HISTÓRICO DAS ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO NO BRASIL**

No Brasil, as estruturas de contenção começaram a ser executadas em meados do século 18, através da difusão pelos franceses das técnicas de engenharia de contenção (Ranzini e Negro Jr., 1998). No século 19, com a vinda da Corte Portuguesa expandiu-se o uso de estrutura de contenção para construções portuárias e contenções urbanas na Bahia e Rio de Janeiro, como a ferrovia Imperial Estrada de Ferro de Petrópolis (1854) e Companhia

Estrada de Ferro Dom Pedro II (1854) (ABMS/ABEF, 1997).

Somente após Alemanha, França e Itália em 1950 desenvolver a técnica de contenção com ancoragem protendidas, o Brasil adaptou-se a essa técnica. Contudo, o Brasil demandava construções de edifícios enormes, ou seja, as escavações para construção seriam cada vez mais profundas, logo o país aperfeiçoou os métodos de cálculos e execução das contenções por ancoragem protendidas (IESP,2006).

Segundo Costa Nunes (1978), a construção da rodovia Rio-Teresópolis, iniciada em 1957, foi à primeira contenção atirantada construída no Brasil. As condições utilizadas nesta obra foram consideradas inéditas no mundo para a época.

Em 1970 na cidade de São Paulo iniciou a obra do metrô de contenção com os tirantes reinjetáveis e protendidos. Mas, a expansão da técnica de contenção com tirantes só expandiu no Brasil em 1980 com o desenvolvimento da indústria do automóvel e a necessidade de construções no subsolo (IESP, 2006).

De acordo com Yassuda e Dias (1996), um grande avanço da técnica de ancoragem no Brasil ocorreu após as chuvas catastróficas no Rio de Janeiro nos anos de 1996 e 1997, que possibilitaram a aplicação da ancoragem em diversas estruturas de contenção de taludes, para restauração das encostas da cidade e de estradas próximas.

Estes mesmos autores relataram que estas construções trouxeram projetos mais sofisticados e complexos, além de uma maior confiabilidade e controle. Consequência disso, foi a crescente instalação de empresas especializadas na produção de tirantes, como também, a vinda de técnicas de engenharia e empresas estrangeiras.

### **2.3 - TÉCNICA DE ANCORAGEM E NORMATIZAÇÃO**

Na engenharia geotécnica a estabilização de encostas, escavações subterrâneas, reforço de estruturas de arrimo são exemplos de técnicas que utilizam ancoragem para contenção de solos e rochas. De acordo com Matos (2010), as ancoragens são elementos estruturais que se utilizam para transmitir, a um maciço terroso ou rochoso, uma força de tração a partir da mobilização de tensões na interface solo/ancoragem. Esta ancoragem

utilizada para contenção de maciços pode ser classificada de acordo com sua protensão em: ativa, a qual utiliza carga para aplica-la ao terreno, ou passiva, que não são pré-tensionadas e sim ancoragem protendidas (Vasconcelos, 2016). Um exemplo de ancoragem ativa são os tirantes que são compostos por diversos elementos como: barra, fio e tem como principal função transferir tensões de protensão ao solo. A técnica de ancoragem por tirantes é abrangida na norma ABNT NBR 5629/2018- Tirantes ancorados no terreno — Projeto e execução.

De acordo com o projeto, a construção do tirante se dá pela formação de um elemento de aço introduzido no terreno já perfurado e resistente a tração. Segundo Xanthakos (1991), a protensão deste elemento, quando ancorado em uma parte adequada do solo, mobiliza uma reação de resistência cuja carga é transmitida à estrutura de contenção pela parte conhecida como cabeça do tirante. A ancoragem é feita pelo trecho ancorado e a transmissão da carga até a cabeça ocorre pelo trecho livre. Essas são as três partes principais de um tirante, representadas na Figura 2.1 e descritas pela Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro (2014a, p. 289):

- a) cabeça: é a extremidade que fica fora do terreno, sendo a parte que suporta a estrutura que, por sua vez, contém a massa a ser estabilizada;
- b) trecho ancorado ou injetado é a outra extremidade da ancoragem que transmite ao terreno a carga de tração, sendo constituído pela barra envolvida por calda de cimento injetada;
- c) trecho livre é o trecho intermediário entre a cabeça e o trecho enterrado, que transmite as cargas de tração entre a cabeça e o trecho ancorado.

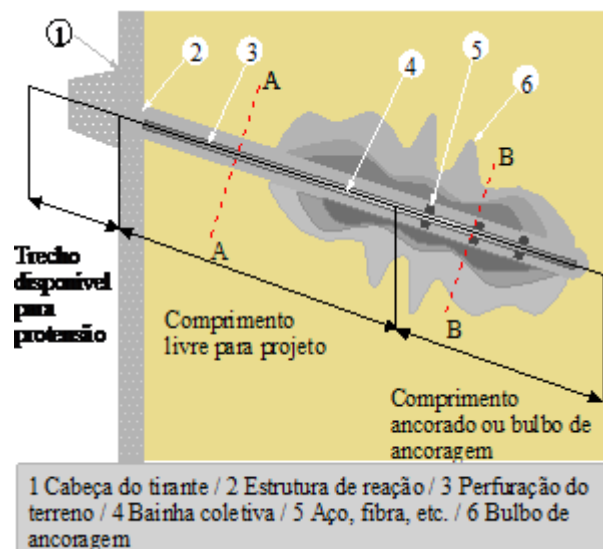


Figura 2-1 - Partes Constituintes do Tirante (Adaptado da Solotrat, 2018).

A Figura 2.2 demonstra as características básicas de alguns tipos de tirante. A bainha é um tubo não degradável de isolamento que na forma individual serve para proteger cada elemento de tração, enquanto a coletiva encontra-se em contato com o terreno e protege conjuntamente todos os elementos de tração. Estes elementos de tração são a parte estrutural do tirante que trabalha sempre a tração, que usualmente é composto por um ou mais fios, cordoalhas ou por barra de aço e tem como objetivo aumentar a resistência ao cisalhamento do solo com o aumento da tensão normal atuante ao longo da linha de ruptura (Solotrat,2018).

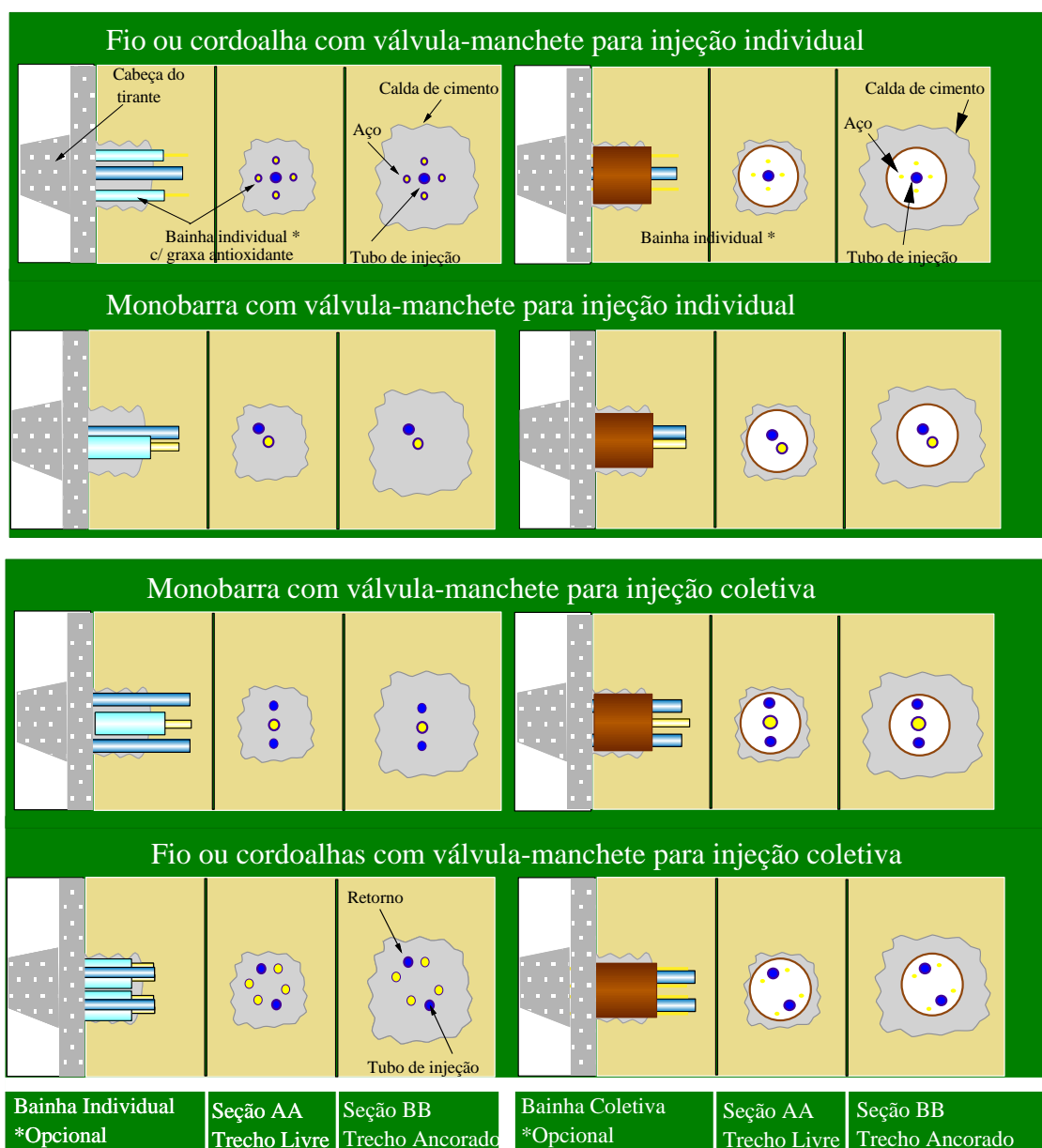


Figura 2-2 - Características básicas de alguns tipos de tirantes (Adaptado Solotrat,2018).



O método construtivo de tirantes tem como primeiro passo a montagem, que é realizado com ferramentas de corte incumbidas para este fim, e usualmente realiza-se no próprio canteiro de obra. Essas ferramentas de corte podem ser discos elétricos ou serras manuais. Outro equipamento utilizado é a furadeira elétrica para perfurações do tubo de injeção (Solotrat, 2018). A Figura 2.3 exibe os tirantes da estrutura deste estudo sendo montados no próprio canteiro de obra, estes tirantes são do tipo barra com sistema de reinjeção e proteção anticorrosiva.



Figura 2-3 - Tirantes da estrutura sendo montados (DEER, 2018).

Para que os tirantes desempenhem sua função durante a vida útil da estrutura, a NBR 5629 (ABNT, 2018) orienta uma proteção aos elementos de aço contra a corrosão. Nesta norma é possível ter acesso às diretrizes dos procedimentos de proteção a ser implantados de acordo com o tipo (provisório ou permanente) e o meio do local, se são solos agressivo ou não agressivo.

Além deste ponto citado no parágrafo anterior, a norma exige que ao montar os tirantes,

os mesmos tenham um comprimento que satisfaça as orientações do projeto e tenham uma parte adicional, a qual se realiza a protensão. Também é importante adicionar os espaçadores, para que o cobrimento mínimo seja executado, bem como a proteção anticorrosivo nos tirantes.

A sequência executiva de um tirante é representada na Figura 2.4 e demonstra que o primeiro passo após a montagem é a realização da perfuração, a qual é necessária ser estável até a fase de injeção. Para esta estabilização, utiliza-se um revestimento metálico provisório ou fluido (solotrat,2018). Contudo, para utilizar o fluido como um estabilizador, a NBR 5629 (ABNT, 2018) estabelece critérios, sejam eles: não alteração da capacidade de carga do tirante, sem produtos agressivos as ancoragens e que o mesmo não prejudique a cura/pega do aglutinante.

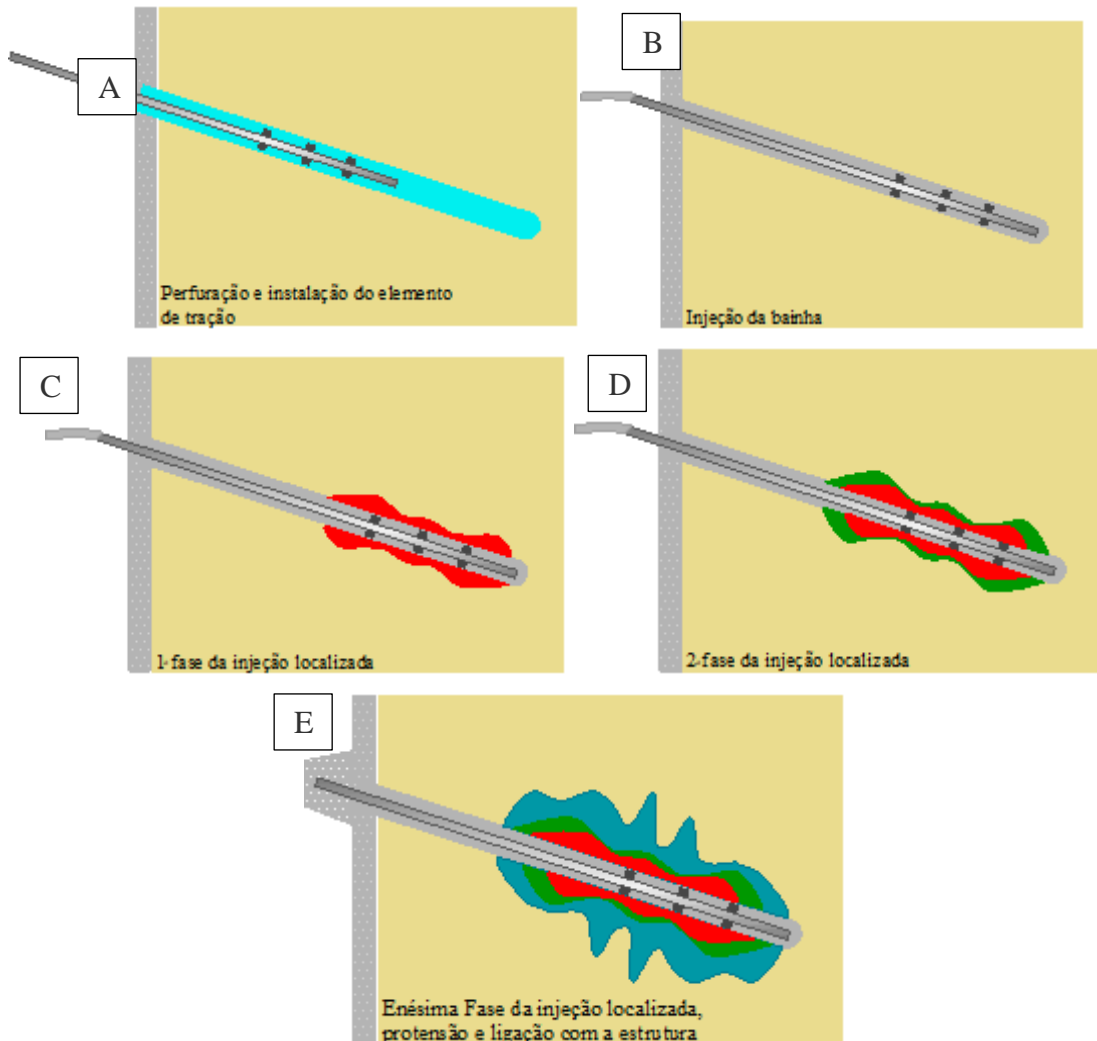


Figura 2-4 - Sequência executiva de um tirante (Adaptado da Solotrat,2018).

Quanto à operação de perfuração tem-se como equipamento a perfuratriz, que é utilizada para perfurar o terreno. Essa perfuratriz pode ser do tipo sobre carreta ou manual e irá ser escolhida de acordo com o tipo de solo/rocha e as dimensões do furo. Outro equipamento também utilizado na operação de perfuração é a bomba d'água ou lama, manuseada quando existe fluido líquido na perfuração. Ao contrário, quando este fluido é o ar, utiliza-se o compressor. Além disso, quanto à perfuração, são necessários hastes e revestimentos, ferramenta de corte e cabeça de perfuração, transferidor de pêndulo e esquadros de madeira (solotrat, 2018).

A segunda parte da execução é a fase de injeção, ou seja, injeção da calda de cimento sob pressão, que tem por finalidade fixar a armação de tração no terreno. O tubo de injeção permite a injeção da nata de cimento e é o local, em que está disposto às válvulas do tipo manchete, que expande ou contrai para passagem da calda. Segundo Solotrat (2018), esta calda precisa ter fator água/cimento de 0,5 (em peso) ou superior. De acordo com a NBR 5628 (ABNT,2018), existem dois tipos de injeção da calda de cimento em fase única ou múltipla. A fase única é realizada pelo preenchimento ascendente do furo, enquanto a fase múltipla é complementar à anterior e permite a reinjeção de calda ou outro aglutinante mais de uma vez.

De acordo com Carvalho (2009), nas injeções múltiplas tem um novo posicionamento da ancoragem no interior do furo. Em cada nova fase de injeção, a calda injetada rompe a calda existente, fluindo em seu entorno e alojando-se entre a ancoragem e a terra, com o bulbo aumentando de volume.

Ao passo de executar a operação de injeção é necessária uma bomba injetora que tenha uma capacidade de vazão e uma pressão conciliável a construção. Uma observação importante é que a capacidade da bomba deve ser de 5MPa ( $50\text{kg/cm}^2$ ) ou mais quando a presença de válvula manchete nos tirantes. Para complemento tem-se as mangueiras de alta pressão que podem ser rígidas ou flexíveis e de resistência a possível ruptura maior que 50% da pressão de abertura. Para a preparação da calda será necessário um misturador de alta turbulência (1750rpm) e agitador que permite a calda ficar em suspensão em rotação mínima de 50rpm. Assim, com a calda pronta é necessário trabalhar com a haste de injeção que são metálicas e possuem roscas; o obturador duplo; comando de injeção;

válvula seja ela comum ou manchete e por fim o tubo para lavagem ao final da injeção (solotrat, 2018).

Finalizado a injeção, a NBR 5629/2018 define que é necessário esperar o tempo de cura de acordo com o aglutinante e então realizar os ensaios que são a terceira fase da execução. Ao terminar a implantação do tirante é imprescindível verificar seu desempenho através dos ensaios de qualificação e recebimento que avalia as cargas do tirante através da aplicação de carga axial de tração e a medida do deslocamento na cabeça do tirante. Na Tabela 2.1 tem-se um resumo destes ensaios de acordo com a NBR 5629/2018.

Tabela 2-1 - Características principais dos ensaios de tirantes.  
(Adaptado ABNT 5629/2018).

<b>Tipo de ensaio</b>	<b>Características principais dos ensaios de tirantes</b>
Qualificação (comportamento)	Aplicado para investigação ou adequação de um tirante em um determinado tipo de terreno.
Qualificação (comportamento) com medição de fluência	Aplicado para a avaliação da perda de carga do tirante ao longo do tempo.
Recebimento (desempenho)	Aplicado para avaliação da capacidade de carga nos tirantes.

De acordo com Gomes *et al.* (2016), o controle tecnológico das ancoragens reinjetáveis e atirantadas era controlada pela NBR 5629 (2006), atualmente NBR 5629 (2018). Segundo a norma, as ancoragens permanentes devem ser ensaiadas em campo 1,75 vezes a carga de trabalho. No entanto, em muitas ocasiões as ancoragens suportam esforços muito superiores às cargas solicitadas, ocasionando projetos não otimizados (comprimentos de ancoragem muito grande) e, conseqüentemente, custos elevados.

Na NBR 5629-2018 em seu Anexo B – Requisitos de projeto para aplicação de ancoragem em situações específicas- retrata que os tirantes introduzidos numa estrutura para assegurar estabilidade devem obedecer a condições mínimas de cálculo. Desta forma, uma contenção ancorada precisa ter um fator de segurança (FS) mínimo para a superfície potencial de ruptura.

Como no caso da estrutura da Nossa Senhora do Carmo, em que é uma construção permanente, o Fator de Segurança (FS) é definido através de riscos envolvidos. A primeira etapa é enquadrar o projeto a partir da perda de vida humana (Tabela 2.2) e também nos danos materiais e ambientais (Tabela 2.3). Assim, o Fator de Segurança mínimo da estrutura deve ser maior que o valor apresentado na Tabela 2.4, que neste caso é de 1,5.

Para o cálculo do Fator de Segurança deve-se escolher um dos métodos consagrados em mecânica dos solos, levando em conta as condições geológicas e geotécnicas envolvidas. A carga de trabalho do tirante é uma carga a ser considerada no cálculo do fator de segurança (NBR 5629-2018).

Tabela 2-2 - Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas.  
(Adaptado ABNT 5629/2018).

Nível de Segurança	Critérios
Alto	<p>Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou indústrias, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas.</p> <p>Ferrovias e rodovias de tráfego intenso.</p>
Médio	<p>Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas.</p> <p>Ferrovias e rodovias de tráfego moderado.</p>
Baixo	<p>Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas.</p> <p>Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido.</p>

Tabela 2-3 - Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais.  
(Adaptado ABNT 5629/2018).

<b>Nível de Segurança</b>	<b>Critérios</b>
Alto	Danos materiais: locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetam serviços essenciais. Danos ambientais: locais sujeitos a acidentes ambientais graves, como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produto tóxicos.
Médio	Danos materiais: locais próximos a propriedades de valor moderado. Danos ambientais: locais sujeitos a acidentes ambientais moderados.
Baixo	Danos materiais: locais próximos a propriedades de valor reduzido. Danos ambientais: locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos.

Tabela 2-4 - Fatores de Segurança Mínimos para ruptura global de tirantes permanentes.  
(Adaptado ABNT 5629/2018).

<b>Nível de Segurança Contra Danos Materiais e Ambientais</b>	<b>Nível de Segurança contra danos a vida humana</b>		
	<b>Alto</b>	<b>Médio</b>	<b>Baixo</b>
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Ao final da implantação dos tirantes, o executor da construção deve direcionar ao contratante um manual do proprietário, o qual deve conter providências e recomendações a serem empregadas para manutenção da estrutura (NBR 5629/2018). Um profissional especialista deve ser contratado para as inspeções e verificar a estrutura como um todo para perceber possíveis anomalias, como: trincas, infiltrações, deslocamentos.

Ao longo dos anos, a cortina atirantada deve ser verificada e ter manutenções para evitar patologias que são facilmente visíveis ao olho nu. Entre as patologias tem-se: corrosão da cabeça do tirante, percolação de água pela estrutura e juntas, cabos rompidos. Mikos *et al.* (2017) retrata em seu trabalho que a corrosão atua tanto na cabeça do tirante como no trecho livre o que pode provocar colapso na estrutura, visto que a segurança e funcionalidade da contenção se perde.

## **2.4 - MÉTODOS PARA CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DE UM TIRANTE**

Para cálculo da capacidade de carga considera-se como um dos parâmetros a resistência ao cisalhamento da interface solo-bulbo através das tensões, ou seja, a tensão tangencial mobilizada entre trecho ancorado e o terreno. Segundo Silva (2016), essa resistência ao cisalhamento ( $q_s$ ) é o parâmetro responsável pelo desempenho da capacidade de carga do tirante afinal é por esta resistência que os esforços são transmitidos do bulbo ao solo.

A técnica de transferência de carga do bulbo e solo, além dos deslocamentos relativos entre eles e o atrito mobilizado depende de outros fatores, como: tensão de confinamento presente no bulbo, comprimento ancorado, características geotécnicas do solo, protensão e carga aplicada à ancoragem e o método de execução adotado (Silva, 2016).

Desta forma, percebe-se que como as variáveis para técnica da capacidade de carga são numerosas, a estimativa da mesma é realizada através de ensaios com as mesmas características da estrutura. Contudo, ao realizar os ensaios geralmente a ruptura não é alcançada assim é imprescindível que a capacidade de carga da ancoragem seja determinada por métodos teóricos e empíricos ou extrapolações matemáticas.

### **2.4.1 - Métodos Empíricos**

#### **2.4.1.1. Método de Bustamante e Doix (1985)**

O método de Bustamante e Doix (1985) foi elaborado a partir de 120 ensaios de prova de carga executados em 34 locais da França. Os autores possuem uma metodologia quantitativa para os cálculos e propõe o cálculo da capacidade de carga em função de:

técnica de injeção, pressão de injeção e o volume da calda de cimento. A capacidade de carga pode ser estimada através das Fórmulas 2.1 e 2.2:

$$T_L = \pi \cdot D_s \cdot L_b \cdot q_s \cdot \quad (2.1)$$

$$D_s = \beta \cdot D_p \quad (2.2)$$

Sendo:

$T_L$ = capacidade de carga do bulbo (kN);

$D_s$ = diâmetro médio do bulbo (m);

$L_b$ = comprimento do trecho ancorado ou bulbo (m);

$q_s$ = resistência ao cisalhamento (kN/m<sup>2</sup>);

$D_p$ = diâmetro perfurado do furo (m);

$\beta$ = coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo.

De acordo com o tipo de solo e injeção, os autores Bustamante e Doix (1985) propõem valores para o coeficiente de majoração ( $\beta$ ), que permite determinar o diâmetro do trecho ancorado médio ( $D_s$ ), conforme a Tabela 2.5. Entretanto, esses valores devem ser utilizados apenas quando o volume de nata de cimento injetado for no mínimo 1,5 vezes do volume perfurado.

Tabela 2-5 - Coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo.  
(Adaptado de Bustamante e Doix,1985).

Tipo de Solo	Coeficiente $\beta$	
	Com reinjeção	Sem reinjeção
Cascalho	1,8	1,3-1,4
Cascalho arenoso	1,6-1,8	1,2-1,4
Areia com cascalho	1,5-1,6	1,2-1,3
Areia Grossa	1,4-1,5	1,1-1,2
Areia Média	1,4-1,5	1,1-1,2
Areia Fina	1,4-1,5	1,1-1,2
Areia Siltosa	1,4-1,5	1,1-1,2
Silte	1,4-1,6	1,1-1,2
Argila	1,8-2,0	1,2



Por outro lado, estes autores apresentam os valores da resistência ao cisalhamento ( $q_s$ ) em forma de ábacos. O valor do  $q_s$  é função do  $N_{SPT}$  do solo, pressão limite no ensaio pressiométrico  $P_l$  e também do tipo de injeção (estado único – IEU ou repetitivo - IER). Seguem as Figuras 2.5, 2.6 e 2.7 dos ábacos respectivamente para solos granular, argiloso e rocha fragmentada.

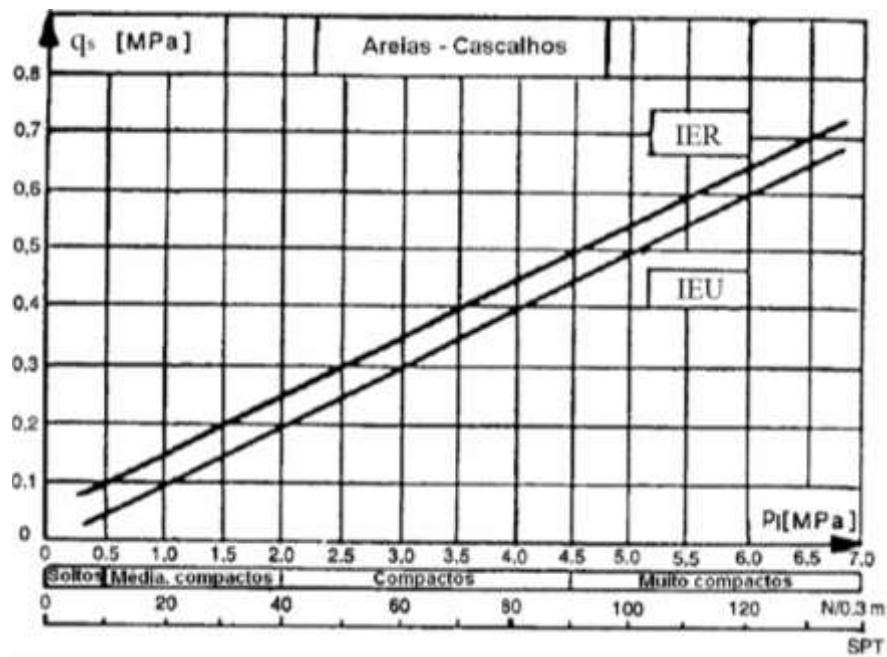


Figura 2-5 - Ábaco para determinação do valor de  $q_s$  solos granulares. (Bustamante e Doix, 1985).

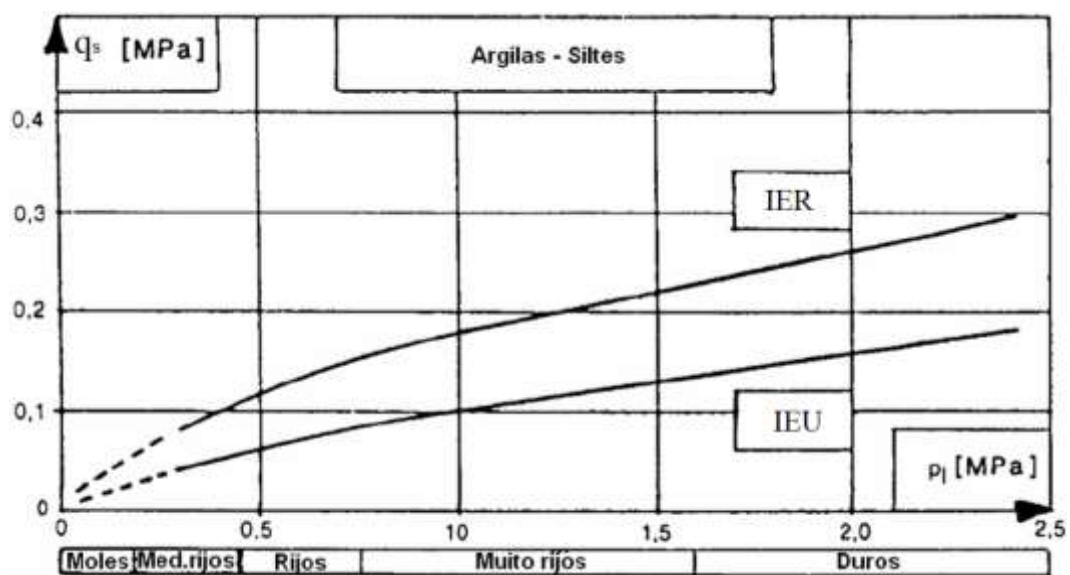


Figura 2-6 - Ábaco para determinação do valor de  $q_s$  solos argilosos e siltosos. (Bustamante e Doix, 1985)

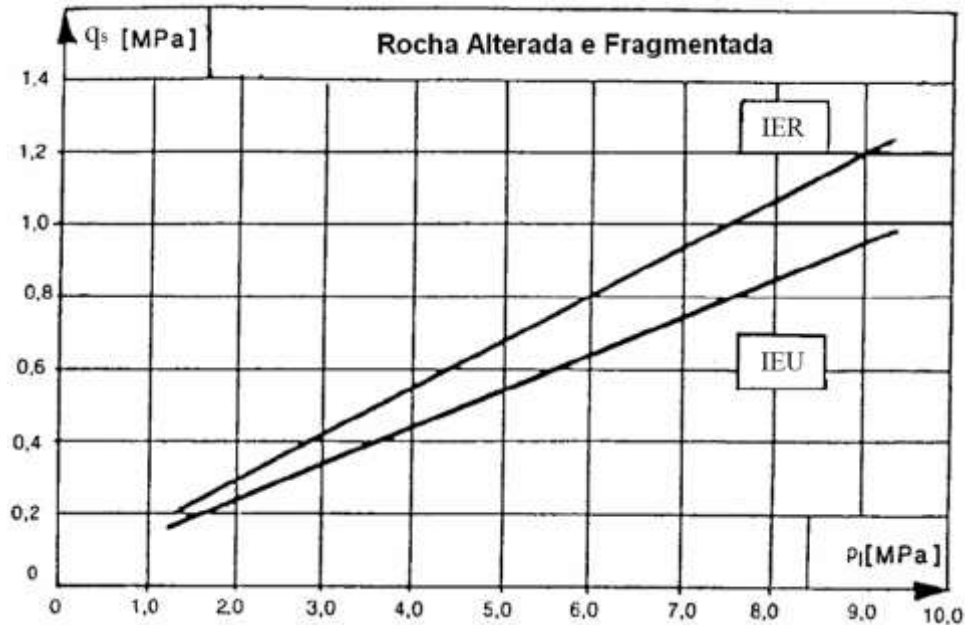


Figura 2-7 - Ábaco para determinação do valor de q<sub>s</sub> rochas fragmentadas (Bustamante e Doix, 1985).

A metodologia utilizada por Bustamante e Doix (1985), ao comparar os solos granulares com os solos argilo-siltosos (Figura 2.5 e 2.6), permite concluir que injeções múltiplas possuem maior influência que injeção em única fase. Contudo, isso contraria os ábacos, visto que as areias possuem maior grau de injetabilidade. Essa divergência se deve em omitir fatores executivos para formação da metodologia (Souza, 2001 apud Porto, 2015).

#### 2.4.1.2. Método de Falconi (2005)

Decourt Quaresma propôs uma formulação para cálculo da capacidade de carga em estacas raiz. Com isso, Falconi (2005) inicialmente baseou seus estudos nesta fórmula e sugeriu um método de cálculo simplificado para estimar a capacidade de carga de ruptura em ancoragens reinjetáveis e protendidas. A capacidade de carga das ancoragens é apresentada pela equação 2.3, que depende da resistência ao cisalhamento equação 2.4 e por vez subordina-se ao número de golpes (N<sub>SPT</sub>) da sondagem.

$$T_L = \pi D_s L_b q_s \quad (2.3)$$

$$q_s = 15 \left( \frac{SPT}{3} + 1 \right) \quad (2.4)$$

Sendo:

$T_L$  = capacidade de carga do bulbo (kN);

$D_S$  = diâmetro médio do bulbo (m);

$L_b$  = comprimento do trecho ancorado do tirante (bulbo) (m);

$q_s$  = resistência ao cisalhamento (kN/m<sup>2</sup>);

$D_P$  = diâmetro perfurado do furo (m).

### 2.4.1.3. Método de Porto (2015)

Com ensaios desenvolvidos no final da década de 1970, com a construção do metrô na cidade de São Paulo e de outras obras no estado de São Paulo e Minas Gerais, por meio de um amplo programa experimental, Porto (2015) avaliou e relacionou a influência de diferentes variáveis, como:  $N_{SPT}$ , número de injeções, pressão da injeção, diâmetro do bulbo e do furo e outras para execução de ancoragens. Com extrapolações matemáticas da proposta de Van der Veen (1953), Porto (2015) chegou às equações (2.5), (2.6) e (2.7) para cálculo da capacidade de carga geotécnica, diâmetro médio do bulbo, e aderência na ruptura, respectivamente:

$$T_L = \pi D_S L_b q_s \quad (2.5)$$

$$D_S = \beta \cdot D_P \quad (2.6)$$

$$q_s = 10 k \cdot \left( \frac{SPT}{3} + 1 \right) \quad (2.7)$$

No qual

$T_L$  = Capacidade de carga do bulbo (kN);

$D_S$  = Diâmetro médio do bulbo (m);

$L_b$  = Comprimento do trecho ancorado do tirante (m);

$q_s$  = Aderência de ruptura (kN/m<sup>2</sup>);

$D_P$  = Diâmetro do furo (m);

$\beta$  = Coeficiente de majoração do bulbo devido à injeção

$k$  = Coeficiente de ancoragem (kN/m<sup>2</sup>).

SPT = Standard Penetration Test;

Contudo, no programa experimental não possui análise para o solo tipo silte, logo os valores para as constantes das equações para este tipo de solo são inferidos através dos demais valores das outras categorias de solo. Porto (2015) definiu valores para o coeficiente de ancoragem (k) e coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo que se encontra na Tabela 2.6:

Tabela 2-6 - Parâmetros de dimensionamento (Adaptada de Porto, 2015).

Solo predominante	$\beta$	Valores de k(kN/m <sup>2</sup> )	
		Valores com 80% de confiança	Valor mais provável
Argila Siltosa	2,1	1,2 a 1,29	1,25
Argila Arenosa	2,1	0,9 a 1,01	0,95
Silte Argiloso	1,97	2,37 a 2,77	2,57
Silte	2,11	2,04 a 2,28	2,16
Silte Arenoso	2,25	1,7 a 1,78	1,74
Areia Argilosa	2,2	2,57 a 2,77	2,67
Areia Siltosa	2,2	2,1 a 2,37	2,24

#### 2.4.2 - Extrapolações Matemáticas

As extrapolações matemáticas são utilizadas devido à dificuldade em obter a verdadeira capacidade de carga, visto que geralmente em contenções atirantadas a ruptura da ancoragem não é obtida nos ensaios de protensão. Além disso, os métodos retratados no item 2.4.1 foram elaborados em ambientes específicos, o que diferem nas características geotécnicas, a execução, tipo de tirante, entre outros.

Desta forma, sem conter as características geológico-geotécnicas da construção a executar e independente da interpretação do engenheiro projetista, a capacidade de carga ancorada pode ser determinada pela extrapolação matemática. Essas extrapolações são soluções matemáticas na qual ajusta a curva carga versus deslocamento (para tirantes) a uma curva já conhecida (exponencial- Van der Veen (1953) ou hipérbole – Chin (1970)).

### 2.4.2.1. Extrapolação de Van der Veen (1953)

O método proposto por Van der Veen emprega uma curva exponencial, na qual configura os pontos desta curva a uma função matemática, investigando a capacidade de carga por deslocamentos, teoricamente, infinita. A equação 2.8 expressa essa curva carga versus deslocamento.

$$F = Fr (1 - e^{-ad}) \quad (2.8)$$

Onde:

F= carga aplicada no topo da ancoragem (kN);

Fr = carga última correspondente a assíntota vertical da curva (kN);

e = base dos logaritmos naturais;

a = coeficiente de forma da curva (mm<sup>-1</sup>);

d = deslocamento correspondente à carga F (mm);

Devido se ter duas incógnitas, carga última correspondente a assíntota vertical (Fr) e coeficiente de forma da curva (a), utilizam-se tentativas para solucionar essa equação. Assim, reescreve-se a equação pela equação 2.9:

$$1 - \frac{F}{Fr} = e^{-ad}$$

Ou (2.9)

$$ad = -\ln\left(1 - \frac{F}{Fr}\right)$$

Com valores para F consegue-se plotar um gráfico de  $-\ln\left(1 - \frac{F}{Fr}\right)$  versus deslocamento (d). A incógnita do problema Fr será dado pelo gráfico que mais se aproximar de uma reta, assim como a outra incógnita a (coeficiente angular), conforme Figura 2.8.

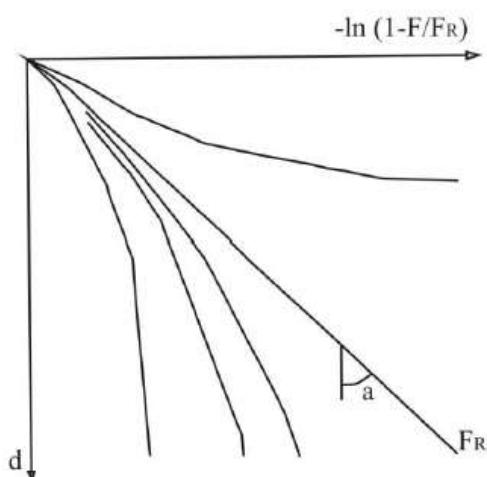


Figura 2-8 - Gráfico de Aoki (Adaptado de Aoki, 2013).

#### 2.4.2.2. Extrapolação de Van der Veen modificada por Aoki (1976)

Van der Veen empregou sua extrapolação no cálculo da capacidade de carga de estacas, contudo Aoki (1976) ao estudar percebeu que a curva ajustada por Van der Veen não necessita passar pela origem do gráfico. Com isso, Aoki (1976) propôs mudanças na equação de Van der Veen, obtendo a seguinte equação (2.10):

$$F = Fr (1 - e^{-adb}) \quad (2.10)$$

Onde:

b= intercepto n eixo dos deslocamentos da reta obtidos a escala semilogaritmica.

O ajuste da curva através deste parâmetro se deve a eventuais problemas de instrumentação ou outros detalhes do comportamento bulbo-terreno (Amann, 2010).

O coeficiente de determinação  $r^2$ , que mede conformidade do trecho extrapolado com trecho experimental, quando mais próximo de 1 certifica um ajuste satisfatório à curva carga versus deslocamento e do modelo de curva experimental (Aoki, 1976).

Aoki *et al.* (2013) alerta para utilização da extrapolação de Van der Veen (1953), que só deve ser aplicado à curva quando o coeficiente de determinação seja suficientemente

próximo de 1, caso contrário à extrapolação não tem validade. Para solucionar esse problema, Aoki *et al.* (2013) propôs níveis de confiabilidade a extrapolação conforme Tabela 2.7, no qual deve-se relacionar a carga máxima do ensaio ( $F_{m\acute{a}x}$ ) com a capacidade de carga da ancoragem, conhecida também por valor da carga extrapolada ( $F_r$ ).

Tabela 2-7 - Condições de validade da extrapolação de Van der Veen (1953) segundo Aoki *et al.* (2013). (Adaptado Aoki *et al.*, 2013).

$[(F/F_{m\acute{a}x})-1]*100$	Extrapolação
$\leq 25\%$	Confiável
25% - 50%	Aceitável
50% - 75%	Tolerável
$\geq 75\%$	Inaceitável

### 2.4.3 - Teoria de Mohr Coulomb

A teoria de Mohr–Coulomb é um modelo matemático que descreve a resposta de materiais frágeis como o concreto à tensão cisalhante bem como tensão normal. As maiores partes dos materiais clássicos de engenharia seguem de alguma forma esta regra em pelo menos uma porção de seu envelope de falha cisalhante. De forma geral, a teoria se aplica a materiais para os quais a resistência à compressão excede em muito a resistência à tração.

Na engenharia geotécnica a teoria é usada para definir resistência ao cisalhamento de solos e rochas a diferentes tensões efetivas. O critério de falha de Mohr–Coulomb representa o envelope linear que é obtido de uma plotagem da resistência ao cisalhamento ( $\tau$ ) de um material versus a tensão normal ( $\sigma$ ) aplicada. Esta relação é expressa como equação (2.11) e Figura 2.9:

$$\tau = qs = c + (\sigma \cdot tg\Phi) \quad (2.11)$$

Onde:

$\tau = q_s =$  resistência ao cisalhamento ( $\text{kN/m}^2$ );

$c =$  coesão ( $\text{kN/m}^2$ );

$\sigma =$  tensão normal ( $\text{kN/m}^2$ );

$\Phi =$  ângulo de atrito ( $^\circ\text{C}$ );

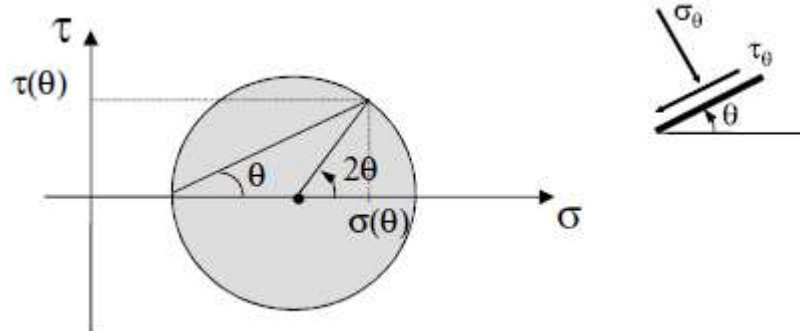


Figura 2-9 - Gráfico de Mohr Coulomb (Adaptado Nogueira, 2011).

Com essa teoria foi realizado uma adaptação pela empresa executora da estrutura e obteve a equação (2.12) para cálculo da capacidade de carga:

$$TL = \pi \cdot 1,97 \cdot L_b \cdot D_p \cdot q_s \quad (2.12)$$

Onde:

$T_L =$  capacidade de carga (kN);

$L_b =$  Comprimento do trecho ancorado do tirante (m);

$D_p =$  Diâmetro do furo (m);

$q_s =$  Resistência ao cisalhamento ( $\text{kN/m}^2$ );

## 2.5 - PATOLOGIA

Na construção civil, a palavra Patologia (derivado do grego *pathos*, afetação, doença, e *logia*, ciência, estudo) é um ramo da ciência dedicado à análise e estudo de construções, com a finalidade de fazer o diagnóstico de problemas ou anomalias que podem comprometer ou não o funcionamento de uma estrutura de contenção, por exemplo.



De acordo com Silva (2011), os engenheiros civis foram inspirados a utilizar termos oriundos da medicina diante da similaridade dos objetos estudados: ser humano e construções (Figura 2.10). Esta semelhança é perceptível quando se compara o esqueleto humano à estrutura de edifício, a musculatura igualaria as alvenarias, a pele humana comparada aos revestimentos, o sistema circulatório seria as instalações elétricas, o gás, a água, o esgoto e por fim, o sistema respiratório seria a ventilação como: janelas, ar condicionado, etc.



Figura 2-10 - Estrutura de sustentação na engenharia civil e na medicina. (Silva, 2011).

Quando o paciente apresenta uma doença, o médico receita um remédio. No caso de uma construção, o responsável realiza-se um reparo. Contudo, para o médico receitar ao paciente um medicamento ele precisa saber as causas da doença, como também solicitar exames e se aprofundar no assunto. Na engenharia civil este é o problema, visto que nem sempre um especialista da área de patologia tem atuado e desenvolvido estudos para saber os sintomas de uma construção (França *et al.*, 2011).

Portanto, segundo Souza e Ripper (1998) a patologia dedica-se ao estudo da perturbação no desempenho da estrutura em relação à estabilidade, estética, condições de serviço e durabilidade diante as condições submetidas. Por outro lado, Santos (2018) alega que uma construção contém patologia quando a mesma tem defeitos ou não contempla suas funções. Assim, a patologia é a análise de problemas, falhas ou defeitos que prejudiquem as funções das estruturas.

É notório afirmar que uma construção sempre terá patologia, mas Zapla (2009) alerta que é de suma importância atentar que os problemas patológicos evoluem e agravam-se com o passar do tempo, podendo o problema inicial gerar novos problemas.

Por fim, a patologia estuda as doenças de uma forma geral, e patologia da construção é a área da engenharia responsável por investigar as manifestações patológicas, que são expressões resultantes da degradação na construção. Estas expressões podem se apresentar durante a execução da construção ou ao longo do tempo (Sena *et al.*, 2020). A Figura 2.11 tem um fluxograma resumido da patologia na construção civil.

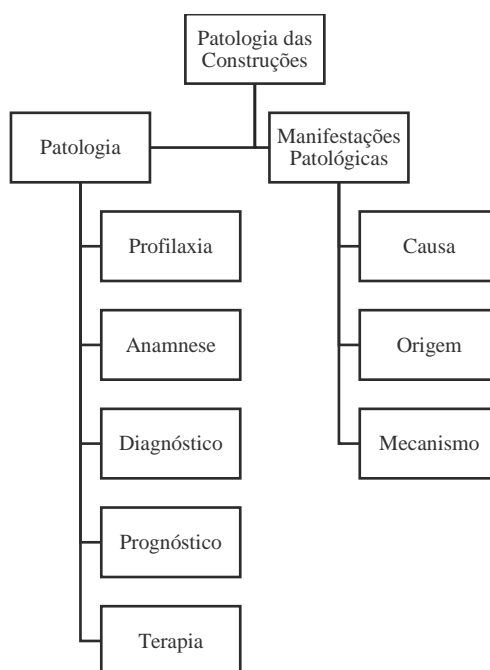


Figura 2-11 - Fluxograma da patologia na construção civil. (Adaptado Sena *et al.*, 2020).

### 2.5.1 - Origem das Patologias

Os problemas patológicos além das causas de catástrofes naturais podem ter origem por falhas pertinentes as construções, e podem ser divididas em três etapas: concepção, conhecida também como: planejamento, projeto e materiais; execução e por fim utilização. Para que ocorra redução ou extinção destas anomalias deve-se ter um rigoroso controle de qualidade em todos esses processos da atividade civil (Cunha *et al.*, 1996).

Já Ripper e Souza (2009) acredita que a origem da patologia pode ser intrínseca ou extrínseca. A primeira relacionada aos materiais e componentes enquanto a segunda origem está ligada ao processo construtivo. Para eles, as patologias estão correlacionadas às características do material, a hostilidade do meio ambiente e as práticas e monitoramento na parte executiva.

As patologias são provenientes de um conjunto de variáveis e não concentrada apenas em um fator isolado. Essas variáveis podem ser classificadas conforme o processo patológico: com o sintoma, com a razão deste problema ou com a etapa do processo na qual ocorreu à patologia. A Figura 2.12 exemplifica as principais origens de incidência de patologia no Brasil (Silva e Jonov, 2011).

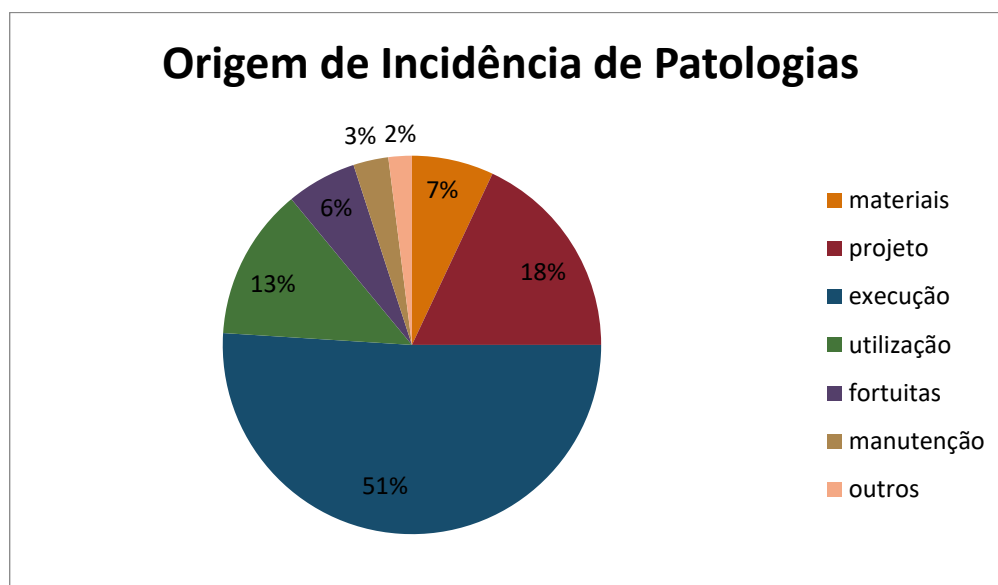


Figura 2-12 - Gráfico de origem de incidência de patologias. (Adaptado Silva e Jonov, 2011).

Diante os relevantes índices de patologia encontrados em construções, os profissionais têm uma busca constante pela garantia e controle de qualidade em todo processo produtivo. Isto posto, o produto final depende da qualidade do processo e interação entre as etapas. De acordo com Souza e Ripper (1998,p.23) :

O surgimento de problema patológico em dada estrutura indica, em última instância e de maneira geral, a existência de uma ou mais falhas durante a execução de uma das etapas da construção, além de apontar para falhas também no sistema de controle de qualidade próprio a uma ou mais atividades.

### **2.5.1.1. Concepção**

Durante a fase de concepção da construção podem surgir várias falhas procedentes no estudo preliminar, realização do anteprojeto e durante produção do projeto final. Nos países desenvolvidos existe uma grande preocupação com o projeto, que é o grande responsável pelas patologias em estruturas. Por outro lado, no Brasil essa não é a realidade, pois não se atribui a mesma importância (Sena *et al.*, 2020).

Alguns trabalhos citam que esta fase é responsável pelo custo de 3% a 10% da construção. Também é na concepção da construção que se tem a maior influência das despesas, velocidade e qualidade. Desta forma, não se pode deixar para resolver os problemas na hora da construção porque as perturbações irão requerer soluções paliativas ou reativas.

As patologias desta fase são conhecidas como patologias de recuperação, devido à proporcionalidade existente entre a antiguidade da falha e as dificuldades técnicas e custo para resolver estas alterações (Souza e Ripper, 1998).

### **2.5.1.2. Execução**

A etapa de execução é responsável pela ocorrência de vários erros que podem gerar patologia, como: precárias condições de trabalho, baixa qualificação de mão de obra, a não fiscalização eficiente na execução, qualidade inferior de materiais e por fim irresponsabilidade técnica. Souza e Ripper (1988) afirmam que a principal causa para uma estrutura não durar ou ter seu desempenho comprometido é a deficiência na formação profissional e qualidade técnica.

Na execução de uma construção, sem a fiscalização de um profissional competente, podem-se agravar os erros que levarão a uma futura patologia. Uma deficiente fiscalização em canteiro de obra pode acarretar erros como: posicionamento errado e quantidade de armaduras, qualidade do concreto e também inadequada localização de formas para concretagem. No caso de uma estrutura, por exemplo, onde se realiza uma construção em concreto a retirada do escoramento e desforma em momento inoportuno influenciam no módulo de elasticidade e resistência, também na compressão do concreto

que pode levar a rompimento e deformações. Outro ponto do concreto é a mistura inadequada de seus materiais, que se apresentar alto teor de sulfatos ou cloretos produz efeito danoso em longo prazo, apesar de no momento da aplicação trazer benefícios (Marcelli, 2007).

### **2.5.1.3. Utilização**

Os itens 2.5.1.1 e 2.5.1.2 retratam patologias quanto à implantação da construção, contudo as mais graves patologias são desenvolvidas ao longo da vida útil. De acordo com Cunha *et al.* (1996) tanto em estruturas particulares como públicas, os proprietários muito das vezes não possuem os projetos relativo ao seu imóvel. Desta forma, ao realizarem uma reforma ou mudança na construção ocorrem deformações e modificação na carga portante, a primeira muitas vezes negligenciada e apenas a segunda é verificada. Assim, as estruturas podem apresentar flechas, rotações excessivas e fissuras devidas ao aumento de tensões. Para uma melhor compreensão é possível fazer uma analogia com um equipamento mecânico, o qual possui bom desempenho e, com o passar dos anos, é necessário apenas realizar manutenções periódicas nos elementos desgastados e deteriorados.

Os problemas acarretados pela falta de manutenção ou manutenção inadequada são listados por Souza e Ripper (1998) como: desconhecimento técnico básico, a incompetência e problemas econômicos. No quesito gravidade de patologia, as patologias provenientes de deficiência de planejamento para manutenção, juntamente com falta de dinheiro, originam grandes custos para recuperação/reforço e em algumas circunstâncias a demolição da estrutura.

### **2.5.2 - Orçamento de Construções Sinistradas**

Uma construção que apresenta patologia tem sua orçamentação parecida com a de uma construção convencional e segue as mesmas diretrizes de um profissional habilitado. Contudo, uma estrutura com anomalias precisa de uma avaliação criteriosa dos serviços a ser realizado para que a construção volte às condições anteriores a existência da patologia. É importante que o profissional responsável avalie corretamente a real

necessidade de reparo das patologias através de estudos criteriosos da extensão dos danos e os comprometimentos ocorridos na construção (Marcelli, 2007).

Helene (1992) relata que os problemas patológicos exibem, na maioria das vezes, características externas que permitem concluir sua natureza, origem e mecanismos e até mesmo as prováveis consequências. Outro ponto a se considerar é sobre a recuperação destes problemas patológicos que quando prontamente realizados, são mais facilmente executados, mais econômicos e os reparos mais duráveis e efetivos. Para demonstração no quesito financeiro na correção das patologias segue a Figura 2.13, na qual divide os valores em relação ao período de projeto, execução, manutenção preventiva (três primeiros anos) e manutenção corretiva.

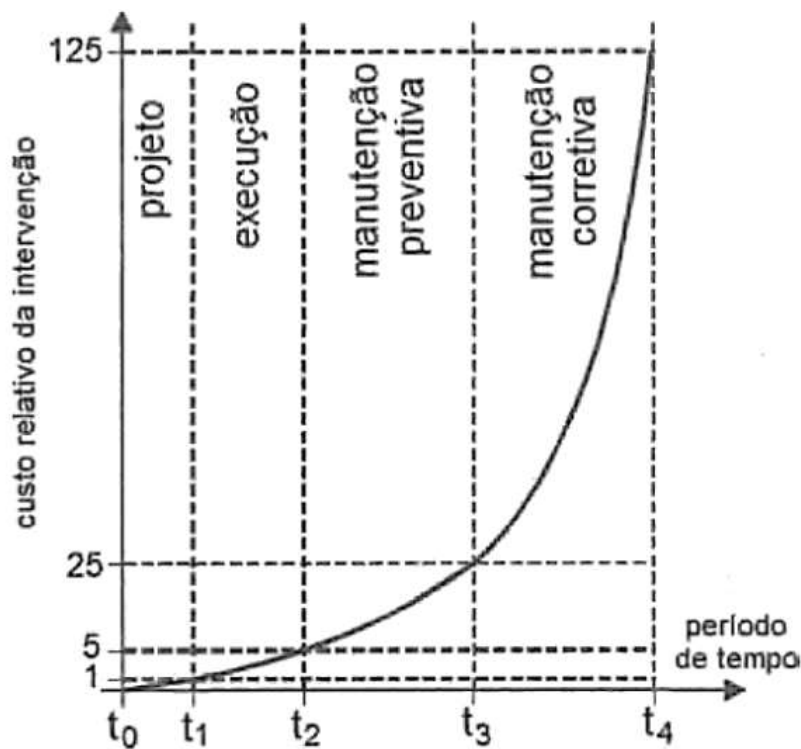


Figura 2-13 - Gráfico da lei de evolução de custo. (Adaptado Helene, 1992).

Além do custo elevado na correção de uma patologia, uma construção tem sua estética comprometida, e em grande parte destas estruturas, ocorre à diminuição da capacidade de carga resistente levando ao colapso parcial ou total desta construção, por Helene (1992).

### 2.5.3 - Patologia em Estruturas de Contenção

Os acidentes com cortina atirantada são resultantes da soma de diversos fatores, entre eles: falhas executivas, processo de corrosão e ineficiência ou ausência de sistema de drenagem. Os elementos de uma cortina atirantada são enterrados no solo, logo estão propícios a fatores que podem deteriorar sua integridade estrutural. Então, o estado de conservação é responsável por permitir que a cortina atirantada seja estável e capaz de suportar os esforços para o qual foi projetada (Jayawickrama *et al.*, 2007).

Pitta *et al.* (2006) expõe que no Brasil as principais cortinas atirantadas apresentam mais de 40 anos, ou seja, foram construídas na década de 1970. Nesta época os procedimentos não eram normatizados e não se tinha controle de qualidade, logo é necessária a realização de inspeções e manutenções periódicas. Nestas estruturas, a corrosão é a manifestação patológica mais relevante, que está presente principalmente próximo à cabeça do tirante e no trecho livre, cuja são regiões com maior presença de oxigênio e água.

As cortinas atirantadas são as estruturas de contenção com maior chance de colapso por corrosão, e as consequências são preocupantes, uma vez que a falha de um elemento pode causar sobrecarga nos tirantes adjacentes, podendo resultar no colapso da estrutura (Irvin e Mothersille, 2007).

Com pesquisas bibliográficas, observando a estrutura em estudo neste trabalho e entrevista com os profissionais envolvidos constata-se que as principais manifestações patológicas em cortinas atirantadas estão presentes:

- Nos painéis: fissura, desagregação, segregação, corrosão, surgência de água;
- Nas juntas horizontais construtivas: fissura, desagregação, segregação, presença de líquens, surgência de água;
- Nas juntas de dilatação: deslocamentos ou giros, fuga de finos, vegetação, surgência de água;
- Nos capacetes de concreto: fissuração, lascas, eflorescência, porosidade, presença excessiva de líquens, base exposta, surgência de água, tirante solto, tirante rompido com projeção, tirante rompido com contração.

### 2.5.3.1. Patologia em tirantes

Uma estrutura de contenção apresenta patologia principalmente em tirantes, as quais são de alta gravidade por afetar a capacidade portante da estrutura. Como o tirante está encaixado na estrutura e não permite sua total visualização, o capacete de protensão é responsável pela verificação do mesmo através do grau de conservação (informação verbal)<sup>1</sup>

As patologias presentes no capacete de protensão são descritas abaixo e algumas representadas na Figura 2.14:

- Fissuração: com tamanho reduzido no início da deterioração, as fissuras são de difícil observação. Nas cortinas com concreto projetado a observação desta patologia geralmente é feita quando o processo se encontra em estado avançado. Essa patologia pode estar associada a outras e ter sua origem por dilatação térmica, impacto físico, retração do concreto.
- Lascas: de fácil observação, as lascas originam do erro ao concretar o capacete ou perda de volume após essa concretagem. Assim, o concreto é reduzido e pode danificar as armaduras.
- Eflorescência: processo excessivo de carbonatação.
- Porosidade: deriva de inadequada concretagem ou concreto mal projetado, desta forma prejudica proteção das armaduras e peças metálicas comprometendo a vida útil da estrutura.
- Exposição da cabeça do tirante: ocorre na desforma ou por impacto físico ao longo do tempo.
- Fluxo de água na cabeça do tirante: deficiência na vedação da junção entre o tirante e painel. Assim, tem-se a ameaça de corrosão das partes metálicas.
- Líquens: significa a presença de alta umidade que pode agredir a parte metálica.
- Exposição da placa: o cobrimento de concreto não foi suficiente e acelera a corrosão da placa devido a reações químicas.
- Ruptura do tirante com projeção do capacete: a função do tirante não existe e está

---

<sup>1</sup>Informação fornecida por Pedro dos Reis Filho em entrevista a Gabriele Martins Gontijo, em Belo Horizonte, em 01 de fevereiro de 2019.



ligada a ruptura interna por corrosão sobtensão da luva ou barra no trecho livre.

- Ruptura do tirante com contração da barra: corrosão da peça de aço na cabeça.
- Tirante solto: é preciso exumar o capacete para perceber essa patologia que é devido a uma fenda entre o capacete e a parede.

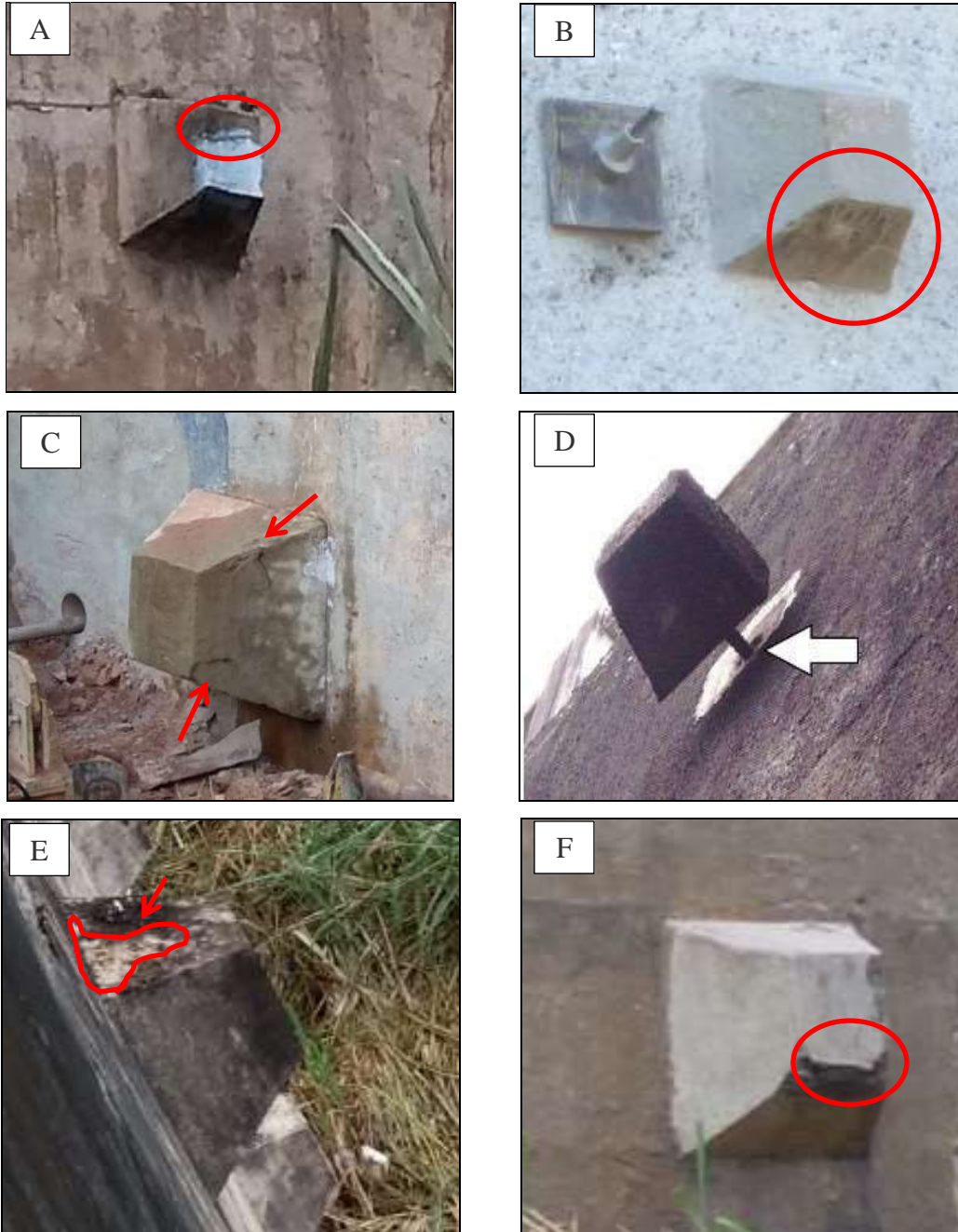


Figura 2-14 - Patologias na contenção da Avenida Nossa Senhora do Carmo. (A e C) Fissuração, (B) Lasca, (D) Tirante solto, (E) Eflorescência e Líquens, (F) Porosidade. (DEER, 2018).

### 2.5.3.2. Patologia em juntas verticais

As juntas verticais são essenciais para um bom desempenho da estrutura de contenção. São elas que proporcionam o deslocamento e deformação devido à dilatação térmica. Como os painéis ficam expostos à variação térmica durante a vida útil esse comportamento de deslocamento e deformação é importante para impedir trincas e fissuras.

Assim, têm-se as seguintes patologias nas juntas verticais:

- Deslocamentos: ao executar o processo descendente da cortina pode causar movimentação dos painéis superiores, que no final da concretagem afeta a capacidade de suporte desta estrutura (Figura 2.16).
- Surgência de água: drenagem inferior com problemas de funcionamento e sistema de vedação da junta mal executado. Ao longo de grandes períodos pode provocar fuga de finos.
- Fuga de finos: a perda de material da cortina que pode provocar perda de protensão dos tirantes, subsidência e deslocamentos.
- Vegetação: originada da má vedação das juntas juntamente com umidade comprometendo a função das juntas e drenos (Figura 2.15).



Figura 2-15 - Vegetação na junta da contenção da Avenida Nossa Senhora do Carmo. (DEER, 2018).



Figura 2-16 - Deslocamento das juntas na contenção da Avenida Nossa Senhora do Carmo. (DEER, 2018).

### **2.5.3.3. Patologias em juntas horizontais**

Ao executar a cortina de forma descendente são criadas as juntas horizontais. Elas indicam a qualidade da execução dos painéis, visto que são responsáveis pela localização da maioria das patologias. Os problemas nesta região são originados da má execução e a falta de controle do cobrimento. As patologias nas juntas horizontais são as mesmas descritas no item 2.5.3.2 com diferença da localização.

### **2.5.3.4. Patologias nos painéis de concreto**

Nos painéis de concreto surgem patologias devidas àquelas patologias presentes nos capacetes de concreto, juntas horizontais e de dilatação não tratadas. Assim, a degradação dos elementos da cortina é rápida perante o tempo tardio de degradação dos painéis de concreto. Mas os problemas nos painéis são de fácil observação por serem de vasto aspecto.

Nesta região, os problemas não são considerados graves ou críticos, afinal, não comprometem o equilíbrio da estrutura e os reparos são de uma maior facilidade. As graves patologias nos painéis são devido a erros de projeto como dimensionamento das ferragens.

Nos painéis de concreto têm-se as mesmas patologias já citadas (Figura 2.17):

- Fissuração;
- Desagregação;
- Corrosão;
- Surgência de água.





Figura 2-17 - Patologia no painel de concreto da Avenida Nossa Senhora do Carmo. (A, D e E) Desagregação e Corrosão, (B) Surgência de água, (C) Fissuração (DEER,2018).

#### **2.5.4 - Desempenho das Estruturas/Contenções**

A saúde e desempenho de uma construção é uma preocupação de tempos bem antigos com referências do assunto no código Hamurabi, texto escrito na Mesopotâmia há cerca de 4000 anos. Este código expõe um conjunto de leis, o qual na área da construção civil traz em seus artigos aspectos de desempenho, qualidade e segurança das construções, assim como demonstra que estes quesitos já tinham valor para aquela época (Sena *et. al.*, 2020).

De acordo com Borges (2008), este código escrito pelo rei Hamurabi (rei da Babilônia entre 1955 e 1913 a.C.) foi o primeiro registro de regulamentação numa construção. Neste registro relatava sobre o desempenho em segurança estrutural, o qual uma construção não poderia entrar em colapso e matar ninguém.

Nos países desenvolvidos, desde 1960 define-se desempenho em uma construção, que está em utilização, como o comportamento associado a ela (Blachere, 1974 apud Chevalier; Hans, 2003). Uma construção apresenta “bom comportamento” quando exercer suas funções e objetivos, ou seja, atende os requisitos de projeto quando submetido ao uso e exposição.

No ano de 1925 nos Estados Unidos, o U.S. National Bureau of Standards (precursor do National Institute of Standards) enunciou as Práticas Recomendadas na preparação dos códigos de construção, que previa o desenvolvimento tecnológico avançado com o desempenho nas construções (Borges, 2008).

O mesmo autor relata no seu trabalho que na década de 70 nos E.U.A surgiu o programa “Operation Breakthrough” com objetivo de desenvolver critérios para projetos e para avaliação de sistemas de construção de casa. Com esse programa, em 1977 a definição de critérios de desempenho na construção foi então publicada. Por fim, em 1984, ocorreu a elaboração da ISO 6241 para auxílio na elaboração de Normas de Desempenho e guiar a seleção dos requisitos que pode ser aplicado em cada caso de desempenho.

No Brasil, o conceito de desempenho surgiu na década de 70 com o trabalho do Professor Teodoro Rosso (Rosso, 1980). Nesta época a economia brasileira e o investimento na construção civil estavam em ascensão, o que permitiu estímulo a racionalização e industrialização da construção. Desta forma, no Brasil, surgiram novos sistemas construtivos e soluções inovadoras, o que tornou necessário a criação de instrumentos para avaliar, com base em critérios, o comportamento das construções durante sua vida útil. Contudo, a falta de referências e a dificuldade para avaliar esse sistema levaram a resultados desastrosos como patologias precoces e alto custo de manutenção (Borges, 2008). Assim, apenas na década de 80 o tema Desempenho da Construção foi desenvolvido no Brasil com vários trabalhos como Roberto de Souza (1983), Wanderley

Dias Flauzino (1983) e Vanderley John (1987).

Borges (2008) no seu trabalho apresenta que no ano de 2000 a Caixa Econômica Federal financiou um projeto de pesquisa “Normas Técnicas para avaliação de sistemas construtivos inovadores para habilitação”. Esse projeto tem como objetivo evoluir as normas técnicas brasileiras- (ABNT- normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas) para avaliação de estruturas com o conceito de desempenho.

Em 2000 o Engenheiro Ércio Thomaz coordenou os estudos para produção da norma. E foi no ano de 2008, em 12 de maio, que foi publicado a Norma Brasileira de Desempenho (Borges, 2008). Mas apenas em 19 de fevereiro de 2013 o texto da NBR-15.575 “Edificações habitacionais- Desempenho”, conhecida também como Norma de Desempenho, tornou-se um aprendizado.

A NBR-15.575 explora a durabilidade do sistema, a manutenibilidade e conforto tátil e antropodinâmico dos usuários. Essas questões são tratadas com os critérios de desempenho que quantitativa os requisitos do comportamento da construção, através de agentes degradadores que agem sobre a construção reduzindo seu desempenho. Por isso, com o passar dos anos, é preciso realizar a manutenção de uma estrutura, ou seja, atividades que conservem ou recuperem a capacidade funcional. A avaliação de desempenho é realizada através de ensaios em laboratórios ou campo, inspeção em protótipos, simulações e análise do projeto. A durabilidade de construção está relacionada com o tempo ao qual ela deixa de exercer suas funções. O intervalo entre o início de uso e o período que deixa a exercer seu desempenho é denominado vida útil. Segundo a Tabela 7 “Vida útil de um projeto (VUP)” da NBR 15.575, demonstrada na Tabela 2.8, uma contenção tem aproximadamente 50 anos de desempenho. Contudo, com inspeções periódicas e intervenções de manutenção este tempo pode ser prolongado.

Tabela 2-8 - Vida útil de projeto. (Adaptado NBR 15.575)

Sistema	VUP mínima em anos
Estrutura	$\geq 50$
Pisos internos	$\geq 13$
Vedação vertical externa	$\geq 40$
Vedação vertical interna	$\geq 20$
Cobertura	$\geq 20$
Hidrossanitário	$\geq 20$

No caso da cortina atirantada para que a mesma apresente um bom desempenho é preciso determinar o tipo de construção e especificações para presumir os possíveis movimentos de terra. Esses movimentos são provocados por: conexões indevidas, escavações exageradas, sobrecargas adjacentes à parede, rebaixamento de água, procrastinação na colocação de tirantes. Assim, com a diminuição dos movimentos é possível que a cortina tenha um longo e bom desempenho. Apesar de tudo, as cortinas atirantadas apresentam um bom desempenho, visto que seus deslocamentos são insignificantes já que a estrutura é ancorada por tirantes (Gusmão Filho, 2006).

## 2.6 - PRINCIPAIS TRABALHOS PUBLICADOS NA ÁREA

Neste item do trabalho iram ser apresentados alguns estudos publicados na área de contenção (Tabela 2.9) e um breve texto sobre cada um deles.

Tabela 2-9 - Principais Trabalhos publicados na área.

Referência	Tipo de Trabalho	Título do Trabalho
Santos <i>et al.</i> (2016)	Artigo	Contenção de encostas com uso de tirantes: estudo de caso.
D'Hyppolito (2017)	Dissertação	Relações Empíricas para Estimativa da Resistência ao Arrancamento de Ancoragens.
Monteiro, Araújo, Aguiar (2017)	Artigo	Análise de método semiempíricos nacionais e internacionais para determinação da capacidade de carga axial em estacas tipo raiz.
Porto, Torres, Gomes (2017)	Artigo	Behavior of reinjectable and prestressed anchors in soil masses: constructo case study in Congonhas- Brazil
Santos (2017)	Dissertação	Estabilização de taludes em colúvio com o uso de cortinas ancoradas.
Piazzaluga (2018)	Dissertação	Análise Computacional Probabilística e Hipotética de uma cortina atirantada executada em uma cava de mineração.

(Continua)



Referência	Tipo de Trabalho	Título do Trabalho
Gonzáles Corrales (2018)	Dissertação	Análise Comparativa da estabilidade interna de cortinas atirantadas utilizando métodos analíticos e simulações numéricas 2D.
Silva e Casanova (2018)	Artigo	Análise do Desempenho de Tirantes Ancorados em Solos Coesivos, através do número de fases de injeção.
Machado e Mendes (2018)	Artigo	Load check of ancores curtains located in geotechnical hazard areas in the city of Rio de Janeiro.
Silva e Miranda (2018)	Artigo	Análise e projeto de estrutura de contenção em ruptura de talude por erosão: estudo de caso.
Dias (2019)	Dissertação	Proposta de Dimensionamento Geotécnico de Tirantes por meio de ensaios de recebimento.

Santos *et al.* (2016) realizou o dimensionamento geotécnico de um trecho da cortina atirantada do Rodoanel Mário Covas em São Paulo, em que verificou a estabilidade global pelo método de Culmann e um estudo comparativo de diferentes tipos de solo. No seu estudo o Fator de Segurança (FS) ficou acima do recomendado pela norma brasileira de estabilidade de encosta provando a segurança da estrutura calculada.

Na dissertação de D'Hyppolito (2017) foi proposto uma nova correlação para determinar a resistência de arranchamento de grampos em contenções através do índice  $N_{SPT}$ , tipo de solo e número de injeção. Mas, este estudo só foi possível devido ao banco de dados disponível na literatura brasileira, ou seja, divulgação de trabalhos que são de suma importância para novas descobertas e melhoria de projetos.

Um trabalho parecido com esta dissertação é de Monteiro, Araújo, Aguiar (2017), no qual em um solo de areia siltosa foram calculadas as capacidades de carga do sistema solo-estaca utilizando diferentes métodos semiempíricos. Vale ressaltar, que os métodos para cálculo da capacidade de carga solo-estacas são diferentes dos métodos para capacidade de carga para ancoragem.

Em um muro de contenção que possui 36 ancoragens reinjetáveis e pretendida instaladas num solo silte arenoso com minério, cuja construção foi realizada para a estabilização de um talude na cidade de Congonhas-Minas Gerais, Porto, Torres e Gomes (2017) analisaram o comportamento das ancoragens e as resistências das mesmas com aumento

do número de injeção.

A solução de estabilização de partes remanescentes de colúvios por cortina atirantada é o tema do trabalho de Santos (2017), em que realizou uma comparação da análise de estabilidade do projeto considerando a presença de água e sem água. Neste estudo, ele comprovou a importância de em cortinas atirantadas ter um sistema drenante eficaz para evitar rupturas.

Uma cortina atirantada executada no talude de uma mineração foi estudo de caso para a dissertação de Piazzaluga (2018). Esta cortina estava sofrendo deformações e através de uma abordagem probabilística, o autor avaliou as superfícies de ruptura e deformações para obter o fator de segurança, probabilidade de falha e índice de confiabilidade. As análises probabilísticas se mostraram satisfatórias para todos os itens. Além disso, ele comprovou a importância de uma abordagem probabilística para refinamento de análises determinísticas no caso de avaliar estabilidades de estruturas geotécnicas.

No trabalho de Gonzáles Corrales (2018) foi apresentada uma comparação entre os métodos de cálculo para análise de estabilidade interna de cortina atirantada empregando os métodos analíticos de equilíbrio limite das cunhas. Esta pesquisa mostrou a importância de se considerar à estratigrafia realista nas simulações numéricas do modelo geotécnico.

Silva e Casanova (2018) em seu estudo de uma cortina atirantada no município de São Miguel Arcaño, investigaram o desempenho das ancoragens de acordo com a resistência do solo e número de reinjeções.

Como já relatado neste trabalho, os tirantes tendem a perder capacidade de carga com o passar dos anos. Machado e Mendes (2018) comprovam isso no seu trabalho ao simular para 20 cortinas atirantadas, que contém 50 ou mais anos, através de testes de verificação de carga residual.

Atendendo a requisitos técnicos, Silva e Miranda (2018) dimensionaram uma estrutura de contenção através de análise de estabilidade da estrutura, verificando os critérios de deslizamento, tombamento e capacidade de carga. Além disso, eles também realizaram

em seu estudo uma análise global do sistema talude/muro.

Em seu trabalho, Dias (2019) propôs uma otimização para duas estruturas ancoradas sugerindo novos comprimentos ancorados aos tirantes através de ensaios de recebimento da construção. Além disso, para o solo da região destas estruturas, ele sugeriu novos valores para o coeficiente de ancoragem, o que aumenta o banco de dados para outros trabalhos próximos do local das estruturas.

### **3. ESTUDO DE CASO E METODOLOGIA DE ESTUDO**

#### **3.1 - INTRODUÇÃO**

Além das descrições da estrutura em estudo, esta parte do trabalho irá retratar o banco de dados para cálculo da capacidade de carga, ou seja, as premissas para esse trabalho. Também irá apresentar as patologias encontradas na cortina atirantada da Avenida Nossa Senhora do Carmo e uma descrição sucinta das intervenções que foram realizadas para a recuperação e reforço da estrutura.

#### **3.2 - DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA EM ESTUDO**

##### **3.2.1 - Localização da Área de Estudo**

A estrutura de contenção em estudo está localizada na capital mineira Belo Horizonte, a aproximadamente 5 km do centro de Belo Horizonte, às margens da rodovia BR-356, conhecida também como Avenida Nossa Senhora do Carmo que conecta a cidade de Belo Horizonte a cidade de Nova Lima, a entrada para o bairro Belvedere eanel para outras cidades, como ilustrado na Figura 3.1.



Figura 3-1 - Local da área em estudo. (Google Earth, acessado em 26-02-2019).

Essa estrutura de contenção foi construída, segundo relatos, em 1975 pela antiga empresa Geotop, com comprimento de 160 m e subdividida em 16 painéis (10 m de comprimento X 11 m de altura). Até o ano de 2017, a contenção era de responsabilidade do DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte), mas, atualmente, essa responsabilidade é do DEER-MG (Departamento de Edificações e Estradas de Rodagem de Minas Gerais).

### **3.2.2 - Características da Área da Estrutura**

O IBGE/Censo 2010 permite inferir que como dados climáticos, a área em estudo tem-se uma média pluviométrica anual de 1.450mm. O clima predominante é o tropical, basicamente pelo regime sazonal de chuvas com estações úmida, chuvosa e seca. Já os dados geográficos mostram um relevo de região com rochas cristalinas, sendo ramificações da cordilheira do Espinhaço, pertencentes ao grupo da Serra do Itacolomi. O ponto culminante neste caso é a Serra do Curral atingindo 1.395m e altitude média de 852m.

Nos meses de maio a agosto, o clima local é considerado de período de seca, já no período de outubro a abril são os meses anuais de precipitação pluviométrica. Contudo, as chuvas mais severas e frequentes ocorrem durante os meses de novembro, dezembro e janeiro (Parrizi *et al.* (2004)). Desta forma, o órgão DEER-MG acredita serem os altos índices pluviométricos na região da contenção, entre final de 2017 e início de 2018, que contribuiu para o desenvolvimento e/ou avanço das patologias na contenção em estudo. Segundo o Instituto Nacional de Meteorologia (INMET), a cidade de Belo Horizonte possui uma média histórica de precipitação chuvosa de 163,5 milímetros mensal. Entretanto, em março de 2018 as chuvas atípicas atingiram a região com excesso de precipitação (403,3mm), mais especificamente, em apenas 14 dias choveu 247% do que seria esperado para todo mês de março.

### **3.2.3 - Características Geotécnicas**

Segundo Silva *et al.* (1995) apud Parrizi *et al.* (2004), Belo Horizonte possui três compartimentos geológicos, os quais podem ser visualizados na Figura 3.2:

- Complexo de Formações Superficiais no qual é formado por sedimentos aluviais, canga e por depósitos de vertente, também possui colúvios, depósitos de torrencial e de tálus;
- Complexo Gnáissico ou Complexo Belo Horizonte constituído pelas rochas gnáissicas arqueanas, sendo aproximadamente 70% do território do município. Neste caso, a litologia principal é gnaisse cinza de bandamento composicional e feições de migmatização. As rochas neste caso apresentam-se saprolitizadas ou muito alteradas e/ou recoberta por manto de intemperismo silto-argiloso;
- Complexo Metassedimentar composto pelos grupos: Sabará, Piracicaba e Itabira, com 30% de ocupação da parte sul do município. O primeiro grupo é constituído de filitos e xistos muito alterado, já o segundo grupo por quartzitos ferruginosos alterados, filitos sericíticos e dolomíticos e na menor proporção filitos grafitosos e quartzitos puros. O último grupo, Itabira, abrange itabiritos, dolomitos e filitos dolomíticos. Todos eles integram o Supergrupo Minas presente na literatura sobre a geologia oficial.

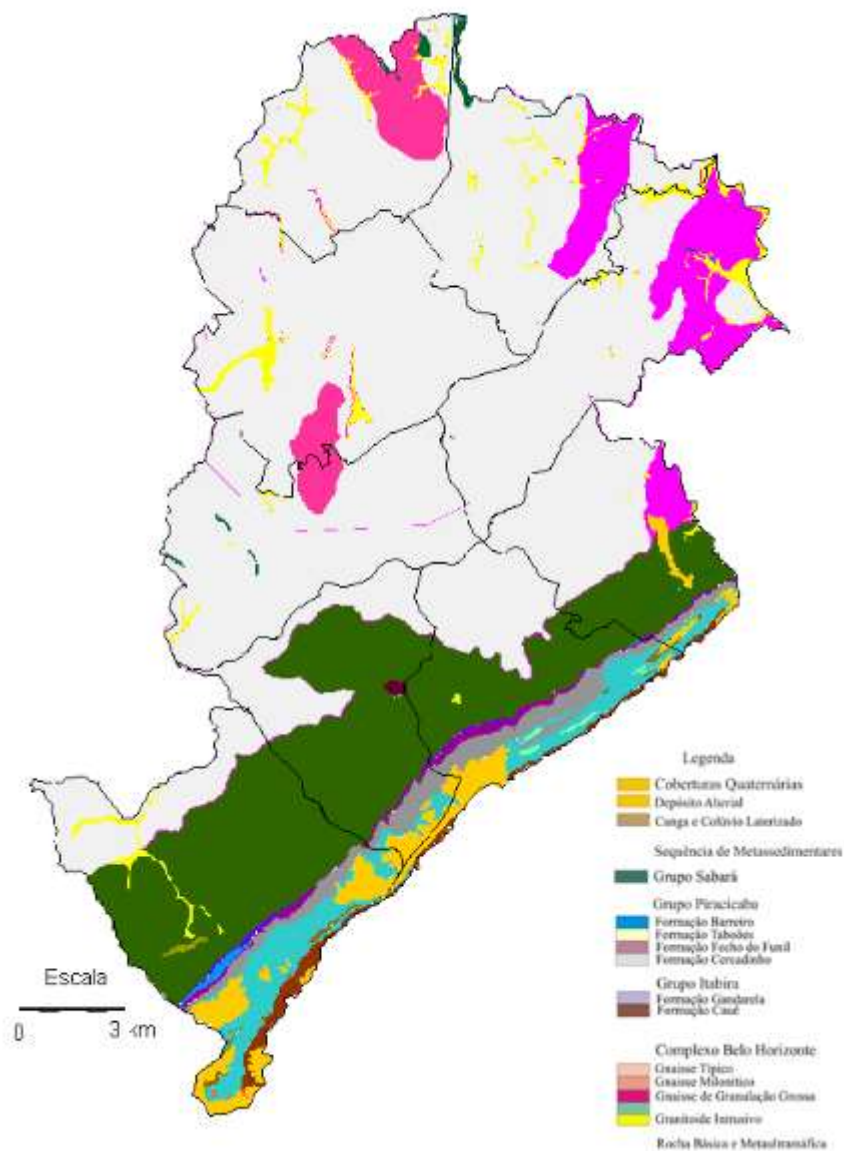


Figura 3-2 - Mapa geologia de Belo Horizonte. (Silva *et al.*, 1995).

A cortina atirantada da Avenida Nossa Senhora do Carmo foi construída numa região onde o talude instável é composto por um aterro de filito. O filito é classificado como rocha metamórfica de granulação muito fina e constituído de minerais micáceos, o que lhe confere um aspecto sedoso.



### 3.2.4 - Patologias da Construção

Após a construção em 1975, nunca ocorreu uma manutenção na contenção da Avenida Nossa Senhora do Carmo. Assim como qualquer construção sem manutenção, a contenção começou a desenvolver patologias. No ano de 2018, técnicos da defesa civil perceberam uma movimentação na estrutura de um trecho da pista com risco de queda do muro de contenção e um abatimento na via.

Além disso, na estrutura foram verificadas patologias como: trincas, fissuras, presença de musgos, corrosão da cabeça de ancoragem e perda de protensão do aço, conforme Figura 3.3.

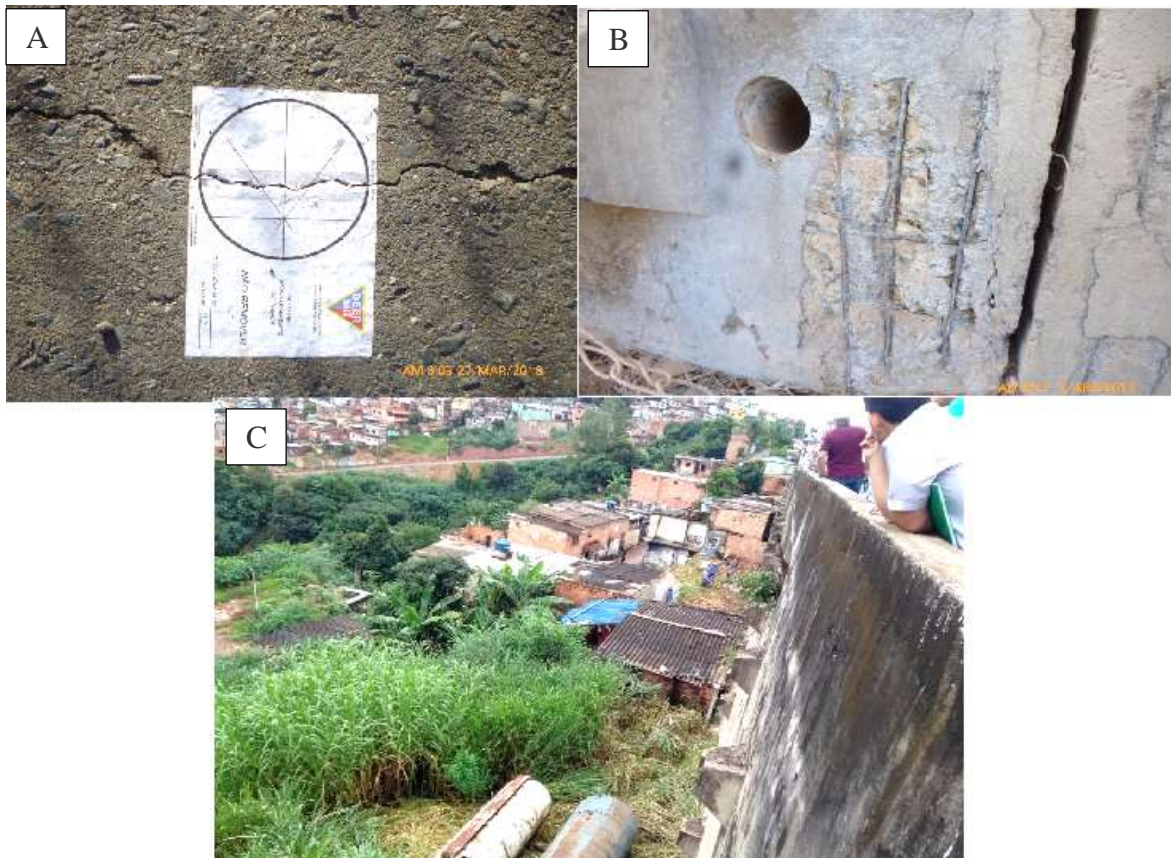


Figura 3-3 - Patologias na contenção da Avenida Nossa Senhora do Carmo. (A) Medição da trinca no asfalto, (B) Desagregação na parede de concreto e corrosão da armadura, (C) Líquens e Eflorescências. (DEER, 2018).

### **3.2.5 - Intervenções e Recuperações**

Em março de 2018 a defesa civil entregou ao DEER-MG uma notificação diante as circunstâncias das patologias e problemas na contenção. A defesa civil esperava que medidas fossem adotadas para mitigar os riscos e recuperar a contenção da Avenida Nossa Senhora do Carmo. Nesta época, já circulava na internet mensagens com informações quanto a um possível desabamento, causando angústia dos moradores que residem ao longo do perímetro da contenção. Como medida de atenuar as queixas e preocupações dos moradores e usuários da via, e o risco existente de desabamento, o DEER-MG realizou um reparo imediato nas trincas que encontravam-se no pavimento da rodovia e iniciou estudos de sondagens para avaliar o terreno e definir que tipo de intervenção seria realizado no local.

Contudo, para que a recuperação da estrutura fosse executada era necessário transacionar com desafios na área social, político/econômico e de mobilidade. A dificuldade social era a presença de aproximadamente 30 famílias que moravam próximas à contenção. Por outro lado, a parte político/econômico era justamente a disputa do setor público, entre o DNIT e o DEER, para saber a quem caberia à responsabilidade. E por fim, a questão da mobilidade é a contenção está presente na rodovia BR-356, que tem trânsito intenso em boa parte do tempo, diante esta rodovia ser acesso a estradas que vai para o Rio de Janeiro e outras regiões.

A interdição e recuperação foi executada pelo DEER-MG que teve apoio da BHTrans, Defesa Civil do município, URBEL (Companhia Urbanizadora e de Habilitação de Belo Horizonte), a polícia militar, guarda municipal, corpo de bombeiro e Copasa.

A BHtrans interditou uma faixa entre o bairro Santa Lucia e Belvedere (em direção ao BH Shopping) com a utilização de cones. Simultaneamente a interdição da faixa, a URBEL e defesa civil começaram a operação de notificação das 30 famílias que viviam na vila São Bento, comunidade localizada ao lado do muro e que estavam expostas ao risco.

Com a retirada das famílias, as máquinas e operações chegaram para começar os trabalhos

de recuperação. Os engenheiros envolvidos na construção do muro e encosta realizaram o processo de estabilização do painel mais ameaçado e depois o trabalho se concentrou nas demais placas, cujos riscos eram menores com a perspectiva de estabilização de toda estrutura em seis meses.

Os operários começaram o processo de estabilização do painel crítico (painel 11), o qual apresentava um deslocamento na junta de 10cm, ou seja, encontrava-se em risco emergencial. Desta forma, os trabalhadores realizaram um reforço provisório (conforme expõe Figura 3.4) com implantação de três vigas metálicas ancoradas nos painéis vizinhos através de tirantes com diâmetro de 47mm e carga trabalho de 833,57 kN. Também, os empuxos do maciço precisavam ser aliviados, logo foram instalados drenos horizontais profundos (DHP).



Figura 3-4 - Reforço provisório do painel 11 – Painel crítico (DEER, 2018).

Na estrutura definitiva de reforço da contenção implantou 308 novos tirantes adjacentes aos existentes com diâmetros de 32 mm, carga trabalho de 343,23 kN e diâmetro do furo de 10 cm, assim um reforço estrutural da cortina atirantada foi realizado com acréscimo de 15cm de concreto projetado, como ilustrado na Figura 3.5. Em seguida, a fundação também foi reforçada com 64 blocos e em cada bloco com instalação de 1(uma) estaca

raiz ( $\Phi 200\text{mm}$  em solo e  $\Phi 150\text{mm}$  em rocha) como observado na Figura 3.6.



Figura 3-5 - Implantação de 308 novos tirantes e concretagem de 15 cm. (DEER, 2018).



Figura 3-6 - Reforço da fundação com blocos e estaca raiz. (DEER, 2018).

Na ocasião da intervenção, diante a ineficiência do antigo sistema de drenagem que encontrava-se todo danificado, os engenheiros optaram por implantar um novo sistema de drenagem pluvial na área. O projetista responsável optou pela execução de um sistema de captação não destrutivo, conhecido como túnel bala demonstrado na Figura 3.7, com comprimento da ordem de 143 metros. Por outro lado, os sistemas de drenagem de bueiros existentes sob o maciço encontravam-se danificados com risco de ruptura interna, logo os operários realizaram um preenchimento com injeção de concreto auto adensável. Na extremidade da cortina atirantada executou-se um muro de arrimo de flexão para conter o talude. Na última etapa de recuperação, a cortina teve uma conformação no passeio, guarda-corpo, sarjeta, nova camada de pavimentação e implantação de drenagem sob a pista (instalação de novos bueiros convencionais com 63 metros de extensão).



Figura 3-7 - Túnel Bala (Estado de Minas, 2018).

Durante toda a execução da recuperação da estrutura para garantir a segurança, a defesa civil instalou um radar de alta tecnologia (SSR-XT) em frente à estrutura. Esse radar monitorava a estrutura vinte e quatro horas e é capaz de registrar deslocamento de 0,1 milímetro de terra. O SSR-XT, representado na Figura 3.8, monitora os movimentos dos taludes através de um feixe em forma de lápis fino que varre em um padrão de quadriculação para fornecer imagens 3D completas, garantindo monitoramento em tempo real. Assim, o maciço do muro era controlado via satélite e caso qualquer deslocamento excessivo fosse registrado um alarme iria repercutir, desta forma seria possível realizar uma intervenção no resto da pista e paralisar os trabalhos.



Figura 3-8 - Radar de monitoramento. ( <https://www.groundprobe.com/product/ssr-xt/?lang=pt-pt->, acesso 23-03-2019).

Para todos esses serviços foram seguidas as normas vigentes da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). A construção conseguiu ser concluída antes do prazo previsto, o qual era de seis meses (março 2018 - setembro de 2018), visto que o cronograma foi seguido corretamente e não ocorreu nenhum contratempo. Todo esse processo teve um custo em torno de 11,9 milhões de reais e gerou 70 empregos.

### **3.3 - DADOS DO PROJETO**

Na Figura 3.9 tem-se a representação da cortina atirantada em estudo que é subdividida em 16 painéis de 10m por 11m. Nesta cortina foram implantados 308 novos tirantes, 64 blocos com 1 estaca raiz e drenos de fundo.



Figura 3-9 - Projeto da cortina atirantada da Avenida Nossa Senhora do Carmo. (Criar Engenharia S/A).

Na investigação geotécnica de um solo, a sondagem é realizada geralmente pelo método mais utilizado, o ensaio SPT (Standard Penetration Test) por ser simples e econômico. O ensaio SPT visa à obtenção dos parâmetros de resistência do solo existente na área analisada. A Figura 3.10 exibe a localização em que realizou as sondagens executadas no subsolo que foram fornecidas pela empresa executora da construção de recuperação e reforço da estrutura.

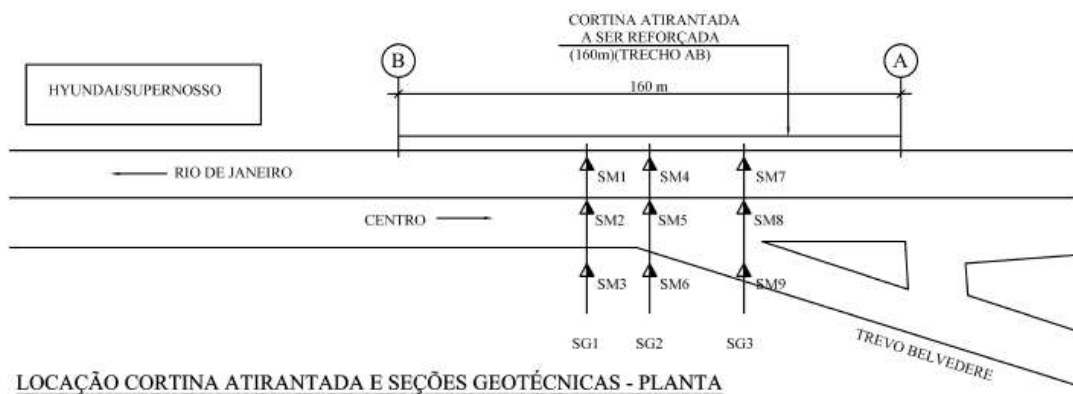


Figura 3-10 - Cortina Atirantada e local dos ensaios SPT (representados pela sigla SM).

Com esses ensaios de SPT foram gerados os perfis geológico-geotécnicos do solo, ilustrados nas Figuras 3.11, 3.12, 3.13, 3.14, 3.15, 3.16 e 3.17.



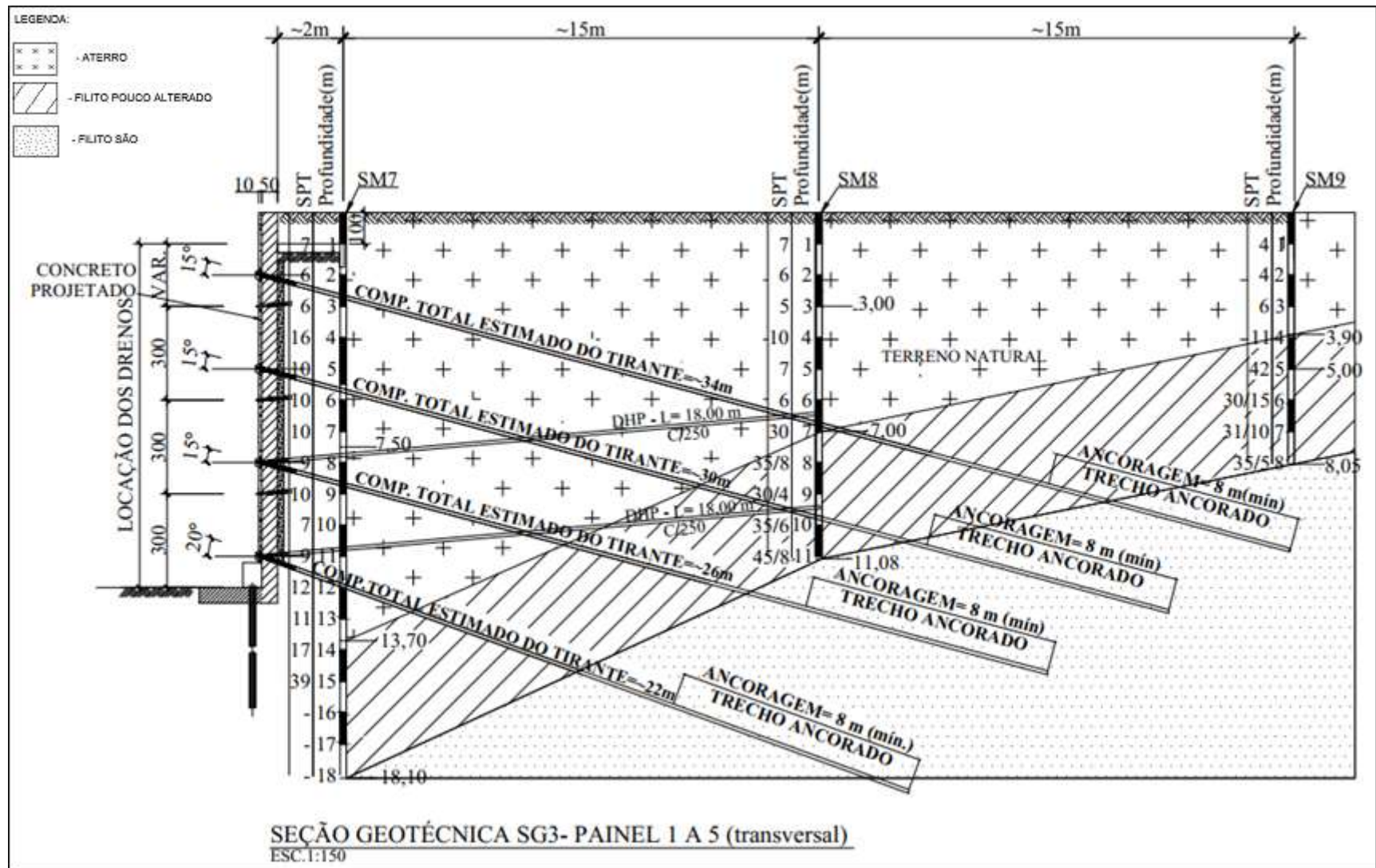


Figura 3-11 - Perfil geológico-geotécnico perfil SG3 do painel 1 a 5. (Adaptado Criar Engenharia S/A, 2018).

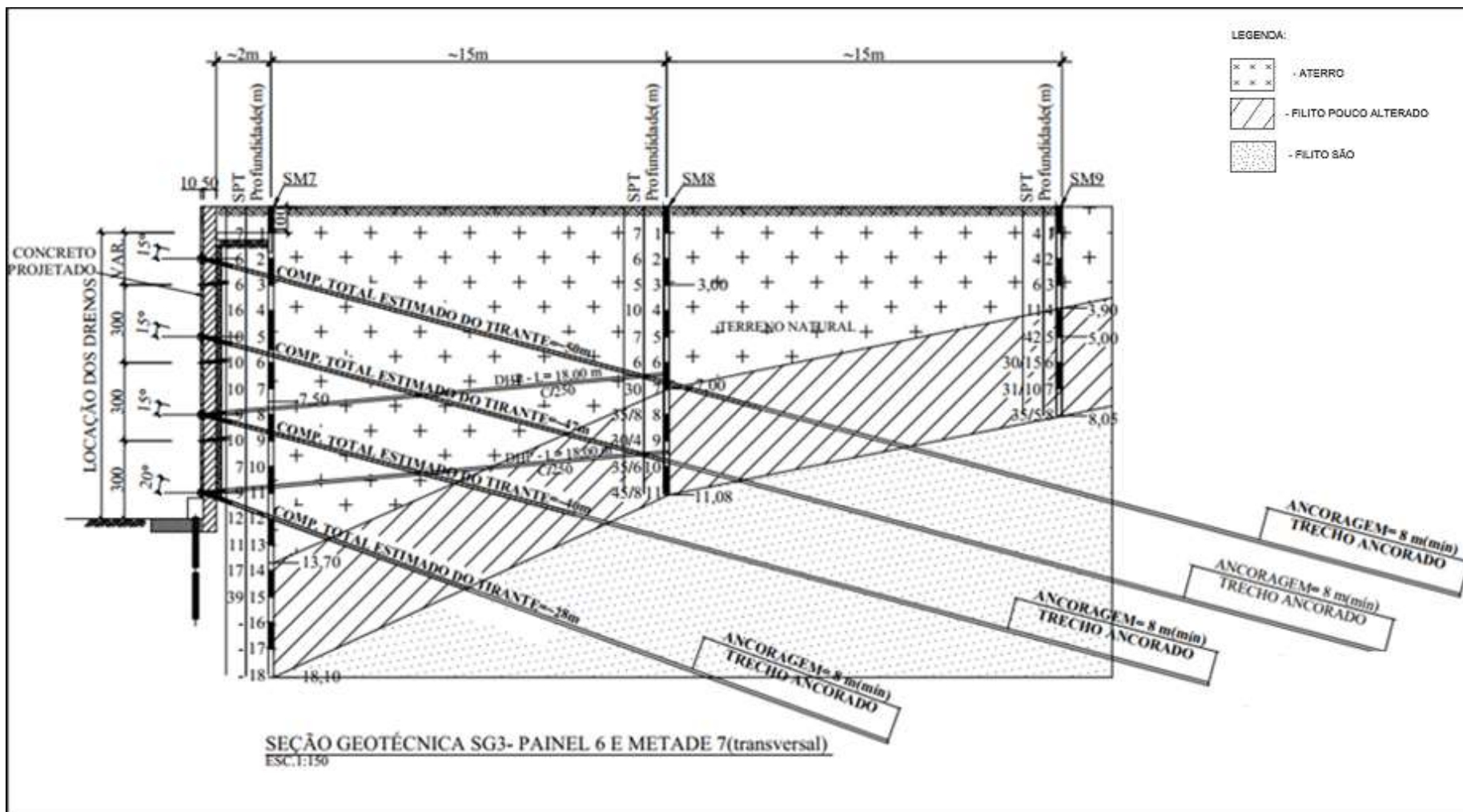


Figura 3-12 - Perfil geológico-geotécnico perfil SG3 do painel 6 e metade do 7. (Adaptado Criar Engenharia S/A, 2018).

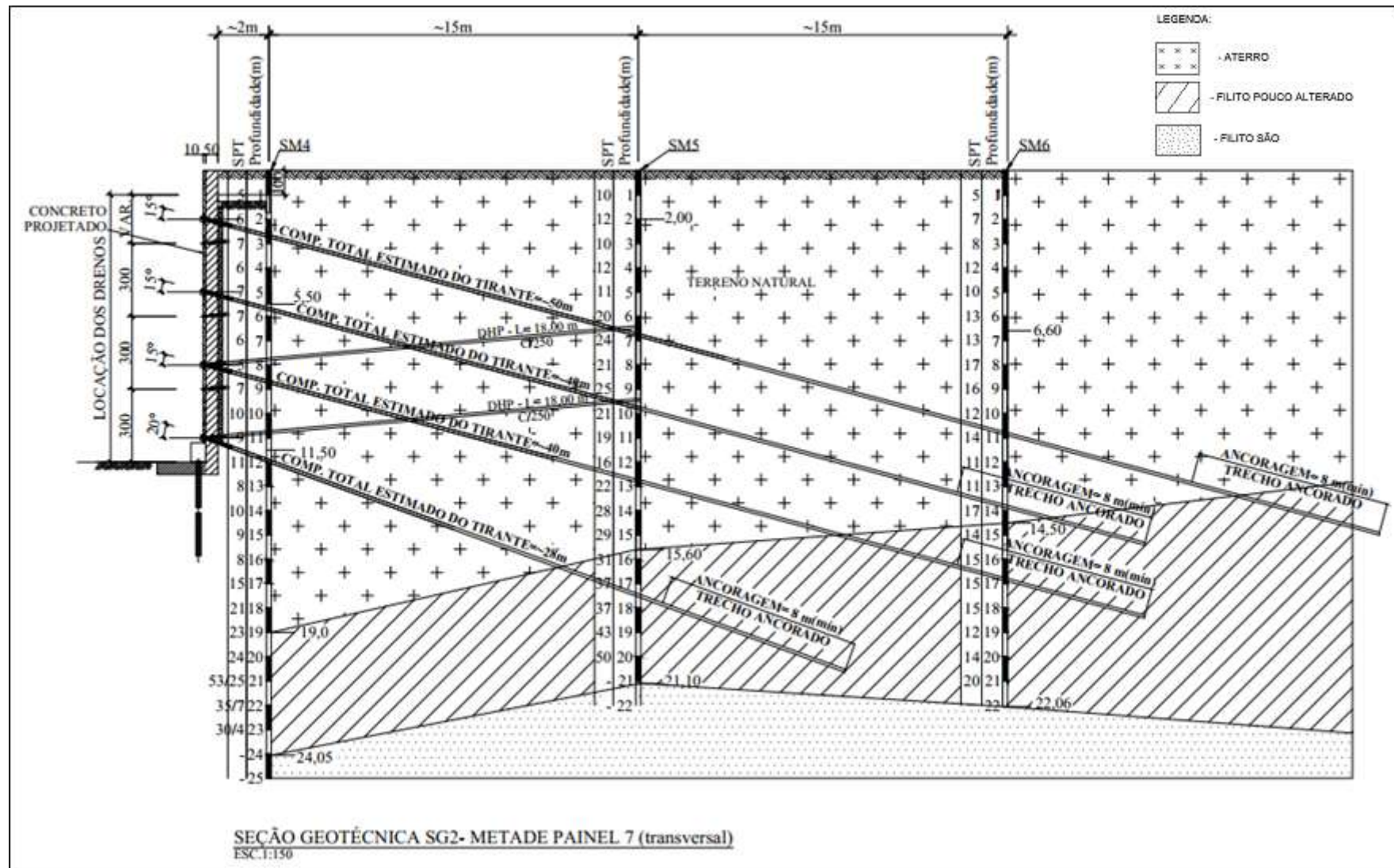


Figura 3-13 - Perfil geológico-geotécnico perfil SG2 da metade do painel 7. (Adaptado Criar Engenharia S/A, 2018).

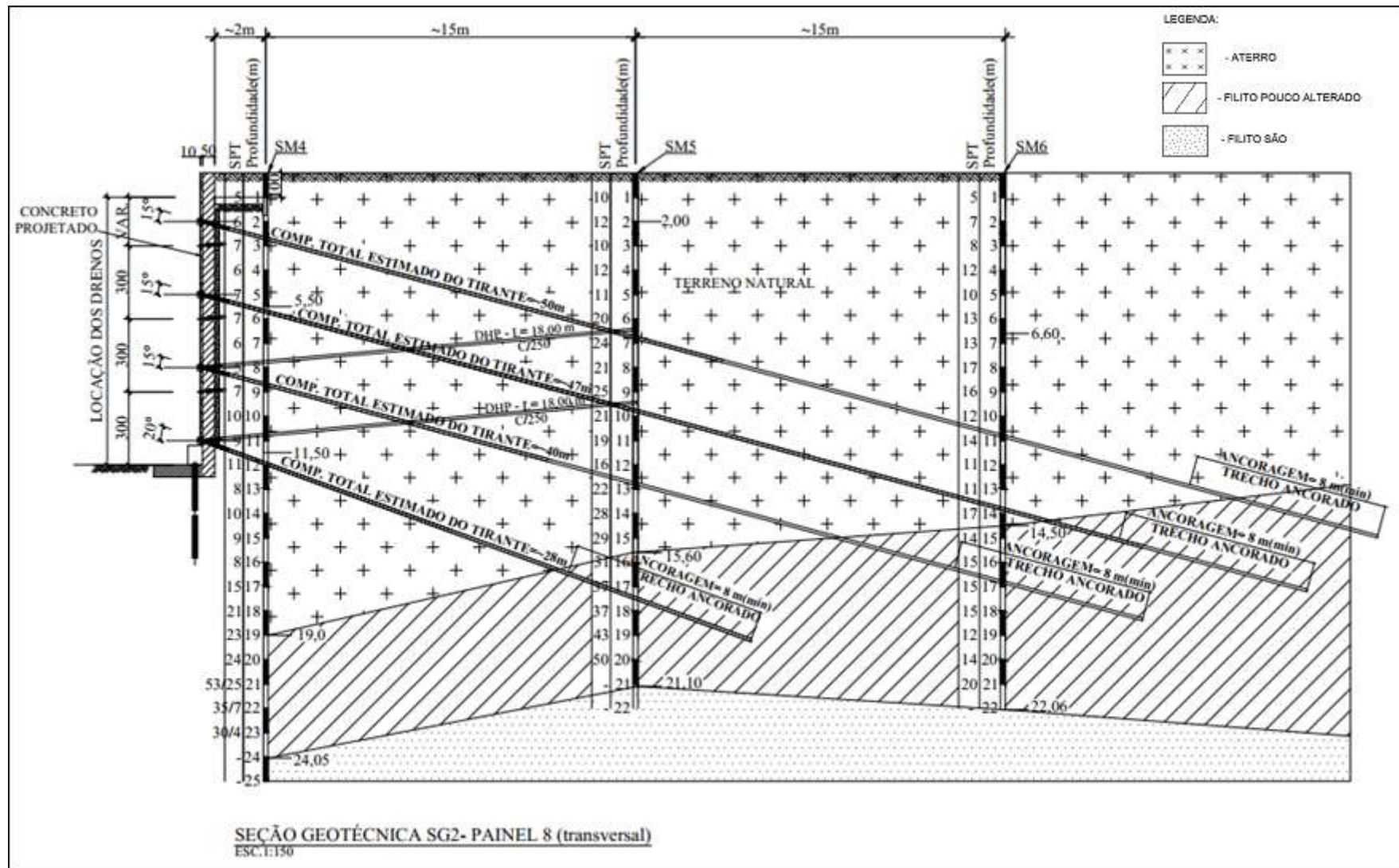


Figura 3-14 - Perfil geológico-geotécnico perfil SG2 do painel 8. (Adaptado Criar Engenharia S/A, 2018).

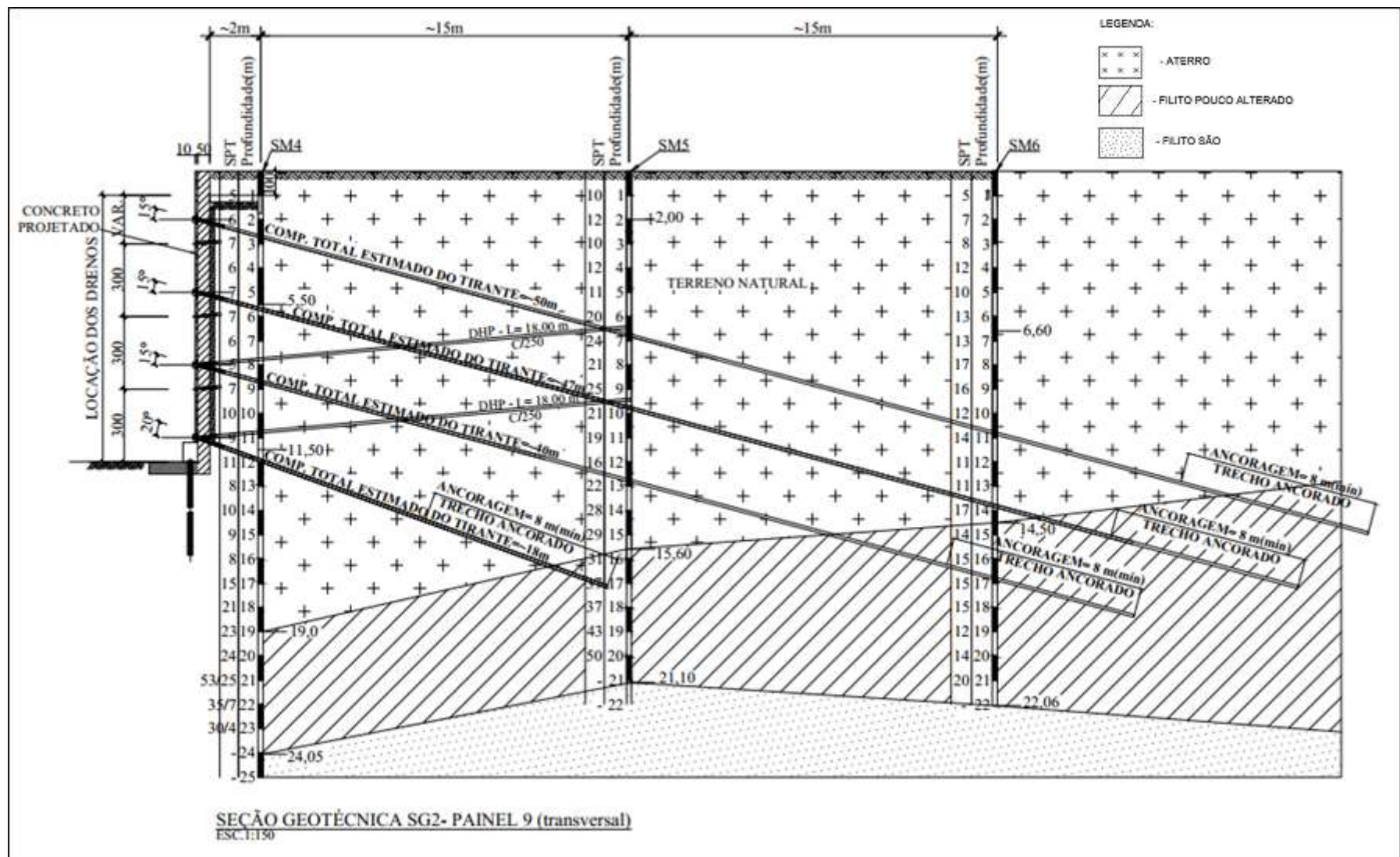


Figura 3-15 - Perfil geológico-geotécnico perfil SG2 do painel 9. (Adaptado Criar Engenharia S/A, 2018).

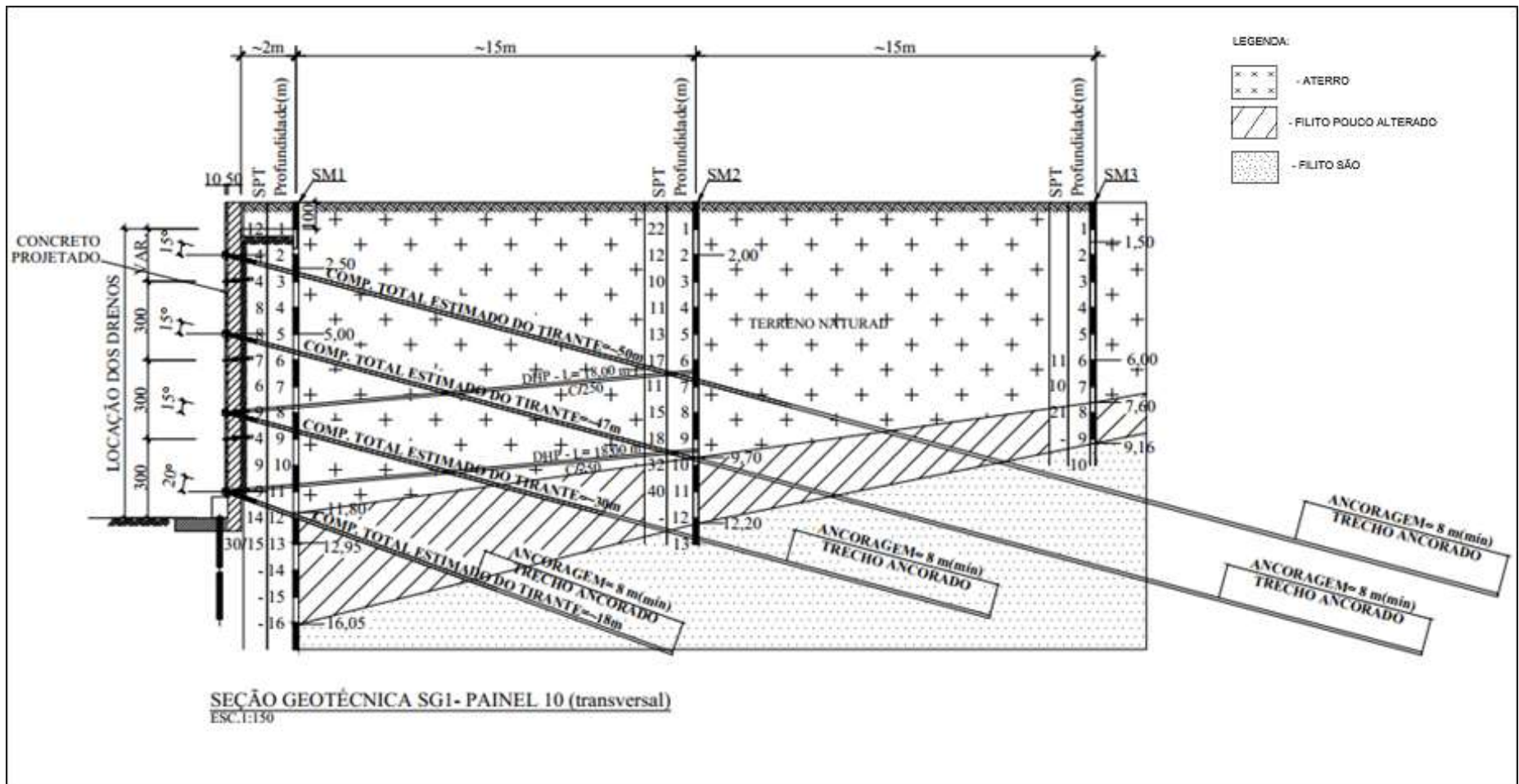


Figura 3-16 - Perfil geológico-geotécnico perfil SG1 do painel 10. (Adaptado Criar Engenharia S/A, 2018).

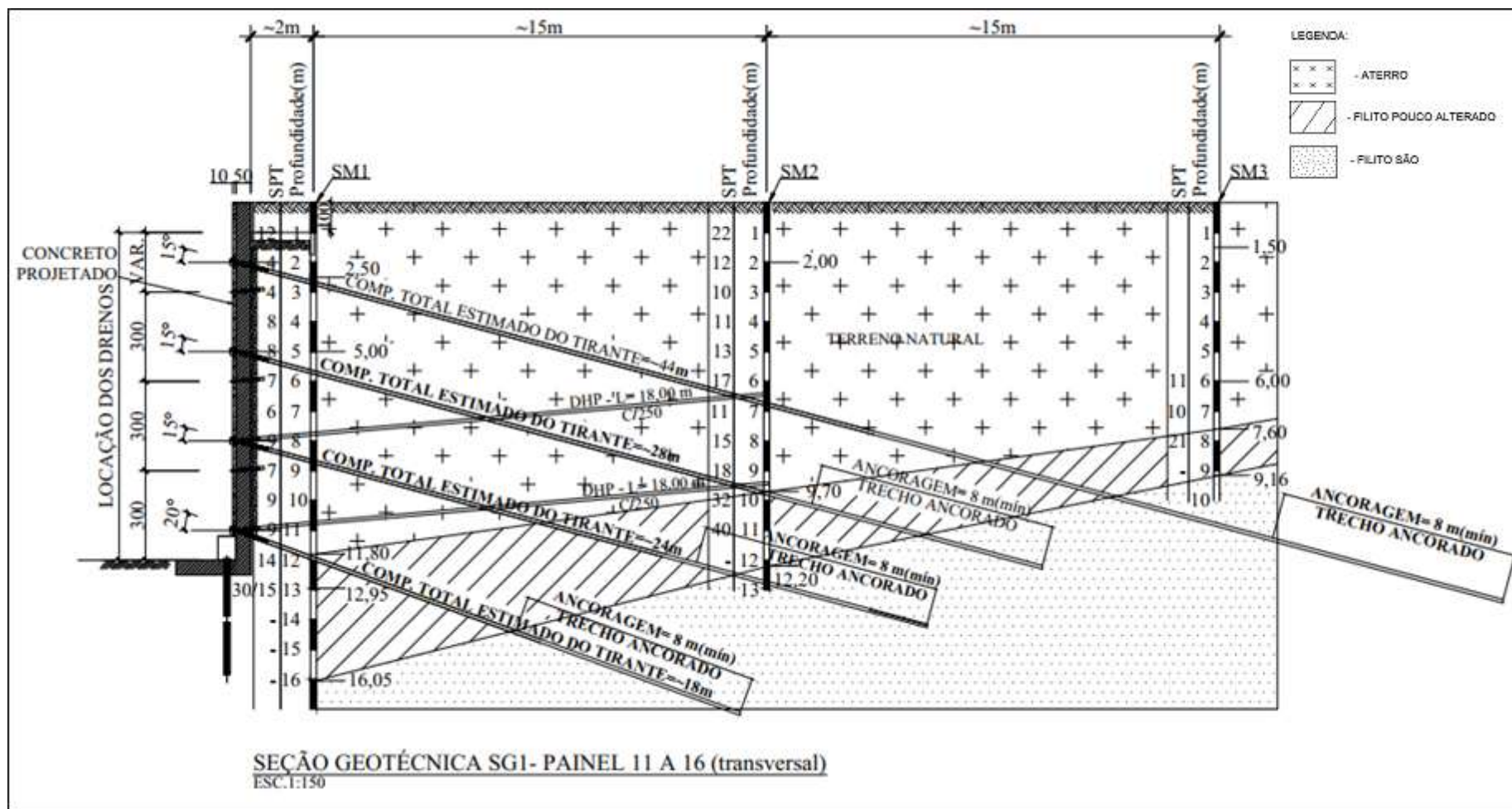


Figura 3-17 - Perfil geológico-geotécnico perfil SG1 do painel 11 a 16. (Adaptado Criar Engenharia S/A, 2018).

Em toda estrutura o trecho ancorado dos tirantes possui 8 metros, variando apenas o trecho livre. É importante evidenciar que os perfis geológico-geotécnicos estão representados de acordo com os painéis e o trecho livre dos tirantes. Segue a Tabela 3.1 com a divisão por painel, perfil geológico-geotécnico e comprimento dos tirantes por linha:

Tabela 3-1 - Divisão do perfil geológico-geotécnico.

<b>Painel 1 a 5- Perfil SG3 (SM7, SM8,SM9)</b>				<b>Painel 6 e metade 7- Perfil SG3 (SM7, SM8,SM9)</b>			
	Livre	Ancorado	Total		Livre	Ancorado	Total
Linha 1	26	8	34	Linha 1	42	8	50
Linha 2	22	8	30	Linha 2	39	8	47
Linha 3	18	8	26	Linha 3	32	8	40
Linha 4	14	8	22	Linha 4	20	8	28
<b>Painel metade 7- Perfil SG2 (SM4, SM5, SM6)</b>				<b>Painel 8- Perfil SG2 (SM4, SM5, SM6)</b>			
	Livre	Ancorado	Total		Livre	Ancorado	Total
Linha 1	42	8	50	Linha 1	42	8	50
Linha 2	32	8	40	Linha 2	39	8	47
Linha 3	32	8	40	Linha 3	32	8	40
Linha 4	20	8	28	Linha 4	16	8	24
<b>Painel 9- Perfil SG2 (SM4, SM5, SM6)</b>				<b>Painel 10- Perfil SG1 (SM1, SM2, SM3)</b>			
	Livre	Ancorado	Total		Livre	Ancorado	Total
Linha 1	42	8	50	Linha 1	42	8	50
Linha 2	39	8	47	Linha 2	39	8	47
Linha 3	32	8	40	Linha 3	22	8	30
Linha 4	10	8	18	Linha 4	10	8	18
<b>Painel 11 a 16- Perfil SG1 (SM1, SM2, SM3)</b>							
	Livre	Ancorado	Total				
Linha 1	26	8	34				
Linha 2	20	8	28				
Linha 3	16	8	24				
Linha 4	10	8	18				

De posse destes perfis percebe-se um solo Silte arenoso como predominante e também é possível inferir os valores de SPT e altura confinante (H) em metros para cada tirante que está demonstrado na Tabela em Apêndice I. Com o número do STP, os demais parâmetros de resistência do solo (Tabela 3.2) foram apurados através de correlação. A estimativa destes parâmetros foi realizada através da média da correlação de Kishida citada no trabalho geotécnico de Poulos e Davis (1974) – Pile Foundation Analysis and Design.



Tabela 3-2 - Valores para coesão (c), ângulo de atrito ( $\phi$ ) e peso específico ( $\gamma$ ).

Coesão (c)	Ângulo de atrito ( $\phi$ )	Peso específico ( $\gamma$ )
75 kN/m <sup>2</sup>	22,5°	20,5 kN/m <sup>3</sup>

Além destes dados, outros também foram utilizados conforme a empresa executora forneceu, sendo: diâmetro perfurado do furo ( $D_p$ ) de 0,1m.

### 3.3.1 - Realização dos Ensaios

De acordo com a NBR 5629, todos os tirantes de uma estrutura devem passar pelo ensaio de recebimento, o qual avalia a capacidade de carga assim como o comportamento do tirante. Em estrutura que os tirantes são permanentes 10% devem ser do tipo A e carga aplicada máxima de 1,75 Ft enquanto os outros 90% do tipo B e aplicação de carga máxima de 1,4 Ft.

Na cortina atirantada deste trabalho foi realizado os ensaios de recebimento para os 306 tirantes, cujo 8,5% do total (26 tirantes) são do tipo A e o resto 91,5%, ou seja, 280 tirantes são do tipo B. Esses ensaios também foram disponibilizados pela empresa executora da estrutura de recuperação e reforço da estrutura em 2018. Nos boletins fornecidos tem-se uma tabela com as cargas aplicadas e também os deslocamentos, logo esses dados, que varia tirante a tirante, foram utilizados para cálculo da capacidade de carga por extrapolação matemática pelo método de Van der Veen modificado por Aoki (1976).

## 3.4 - METODOLOGIA DE ESTUDO

De forma a atender os objetivos caracterizados no item 1.2, a pesquisa foi dividida em três etapas que compreendem a revisão e compilação de dados pré-existentes, caracterização das patologias presentes na estrutura de contenção e cálculo da capacidade de carga dos tirantes e do novo comprimento ancorado.

### 3.4.1 - Revisão e Compilação de Informações Prévias

Durante a primeira etapa, foi realizada uma revisão bibliográfica geral, a qual inclui

estudos relacionados a cálculo da capacidade de carga em contenção, material em artigos e jornais sobre a contenção da Avenida Nossa Senhora do Carmo, além de entrevista com o projetista e executor do projeto de recuperação da estrutura de contenção.

Concomitantemente, foi feito um levantamento dos dados desta estrutura e dados do projeto de recuperação, a partir da entrevista com os profissionais responsável pela intervenção, sendo os mesmos essenciais para elaboração deste trabalho, principalmente no que se refere a implantação dos 308 novos tirantes na contenção.

Os dados obtidos foram organizados, inicialmente em planilhas no excel e posteriormente submetidos a uma análise e tratamento de acordo com cada método que seria utilizado no trabalho.

#### **3.4.2 - Caracterização das Patologias**

A caracterização das patologias presentes na estrutura de contenção só foi possível através da compilação de descrição do executor da obra com as informações prestadas pelo projetista, que envolveu trabalhos de campo com registro de fotografias da área.

#### **3.4.3 - Cálculo da Capacidade de Carga e Comprimento Ancorado**

Tendo sido levantadas todas as informações acima designadas, deu-se início ao cálculo da capacidade de carga de cada um dos 308 tirantes, a qual foi calculada pelos métodos semiempíricos da literatura técnica de Bustamante e Doix (1985), Falconi (2005), Porto (2015) e indiretamente a partir da teoria de Mohr Coulomb (1773). Além disso, como as ancoragens não sofreram carregamento até a carga de ruptura geotécnica, aplicou-se extrapolação matemática para obter uma ruptura “teórica” através da proposta de Van der Veen modificada por Aoki (1976).

Os valores de capacidade de carga para cada tirante e por cada método foram organizados em planilha no excel, os quais foram reagrupados de forma a ter uma análise melhor dos resultados em forma de gráficos.

O método de cálculo da capacidade de Porto (2015) foi o utilizado neste estudo para através da extrapolação matemática de Van der Veen modificada por Aoki (1976) obter os comprimentos ancorados dos tirantes ensaiados. Como premissa para as análises, foi adotado o critério de Aoki *et al.* (2013), em que classifica os tirantes calculados pela extrapolação matemática em aceitáveis, confiáveis, tolerável e inaceitável. Desta forma, somente foram considerados para uma análise os tirantes considerados aceitáveis e confiáveis pela extrapolação matemática.

## **4. RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISES**

Neste capítulo apresentam-se os resultados obtidos da avaliação dos elementos geotécnicos do reforço executado sobre a cortina atirantada localizada na Avenida Nossa Senhora do Carmo em Belo Horizonte/MG, também conhecida como BR-356.

Nessa pesquisa optou-se pelo estudo de caso de uma cortina atirantada que representa um caso de estruturas antigas, que não tiveram manutenção e, ao longo dos anos, apresentou patologias que acusaram um risco iminente à sociedade se não sofresse uma intervenção. Desta forma, neste trabalho apresenta-se uma avaliação das patologias presentes nesta estrutura, assim como análise geotécnica local e o cálculo da capacidade de carga pelos métodos semiempíricos: Bustamante e Doix, Falconi, Porto, de forma indireta pela teoria de Mohr Coulomb e extrapolação matemática de Van der Veen modificado por Aoki (1976).

Além disso, com os valores exposto dos resultados da capacidade de carga realizou-se uma análise crítica dos elementos de ancoragem desta estrutura, executando cálculos dos comprimento de ancoragem para cada tirante ensaiado.

### **4.1 - ANÁLISE DE PATOLOGIAS**

As manifestações patológicas, ou seja, problemas ou anomalias que podem comprometer o funcionamento da estrutura de contenção da Avenida Nossa Senhora do Carmo foram relatadas pelo executor e projetista da obra e estão exibidas na Tabela 4.1.

Tabela 4-1 - Manifestações Patológicas presentes na contenção da Avenida Nossa Senhora do Carmo

<b>Patologia</b>	<b>Descrição da Patologia</b>	<b>Origem da Patologia</b>	<b>Local que possuem patologias</b>	<b>Problemas gerados</b>
Fissuração	Pequenas aberturas	Dilatação térmica, impacto físico, retração do concreto	Painéis, Tirantes, Asfalto da estrada	Diminuiu o suporte do concreto
Desagregação	Pedaços destacam da argamassa	Ataques químicos, presença de água	Painéis	Perda do poder aglutinante do concreto
Surgência de água	Presença de água	Drenagem inferior com problemas de funcionamento e sistema de vedação da junta mal executado	Painéis, Juntas	Fuga de finos, umidade, desenvolvimento de vegetação
Presença de líquens	Associações de Fungos e algas	Presença de alta umidade	Painéis, Tirantes	Agressão a parte metálica
Deslocamento	Movimentação na estrutura	Sobrecarga	Painel 11	Capacidade suporte da estrutura
Fugas de finos	Perda de material	Presença de água	Painéis, Tirantes, Juntas	Perda de protensão dos tirantes, subsidência e deslocamentos
Vegetação	Plantas	Má vedação de juntas e umidade	Juntas	Compromete a função das juntas e drenos
Lascas	Porção de concreto perdida	Erro ao concretar o capacete ou perda de volume após essa concretagem	Tirantes	Danificação das armaduras
Eflorescência	Manchas brancas devido a depósito de sais	Processo excessivo de carbonatação (lixiviação)	Tirantes	Despassivação da armadura
Corrosão	Deterioração de material	Ação química de oxirredução	Armaduras dos tirantes e painéis	Destruição total ou parcial das armaduras
Porosidade	Excessivo volume de vazios	Inadequada concretagem ou concreto mal projetado	Tirantes	Prejudica proteção das armaduras e peças metálicas comprometendo a vida útil da estrutura.

Vale ressaltar que uma das patologias mais relevantes em estruturas de contenção antigas, ou seja, quando os procedimentos não eram normatizados e não se tinha controle de qualidade, é a corrosão, a qual está presente principalmente nas armaduras na cabeça do tirante e em regiões dos painéis em que ficaram expostas devido a outros problemas patológicos, como: fuga de finos, desagregação.

Além disso, uma patologia bastante importante e que não foi verificada neste caso foi o tirante solto, ou seja, averiguação da perda de protensão do tirante. Esta patologia não foi analisada devido à necessidade de exumar o capacete do tirante para percebê-la e conforme urgência no projeto de recuperação da obra, isto poderia provocar atrasos. Entretanto, o executor do projeto em sua entrevista (informação verbal)<sup>2</sup> afirma que devido ao tempo de construção da contenção (50 anos), e sem a mesma ter passado por inspeções e/ou manutenções, é esperado que alguns tirantes, se não todos, apresentem esta patologia.

É importante frisar que os acidentes com cortinas atirantadas são resultantes de diversos fatores, entre eles as manifestações patológicas, que podem provocar perturbações no desempenho da estrutura. Além do mais, um problema patológico pode evoluir e agravar-se com o passar do tempo gerando novos problemas em relação a estética, durabilidade e estabilidade. Desta forma, a empresa executora do reforço na cortina da Avenida Nossa Senhora do Carmo reparou as patologias presentes, permitindo um ótimo estado de conservação, o que é responsável por permitir que a cortina seja estável e capaz de suportar os esforços para o qual foi projetada.

## **4.2 - SUMARIZAÇÃO GEOTECNICA**

A contenção da Avenida Nossa Senhora do Carmo está localizada as margens da rodovia BR-356, possuindo uma litologia composta por filitos como observados nos perfis geológicos-geotécnicos apresentados no item 3.3. Esses perfis foram construídos através da realização de sondagem por ensaio SPT, comprovando que a cortina de contenção pertence a unidade morfológica do complexo metassedimentar.

---

<sup>2</sup>Informação fornecida por Pedro dos Reis Filho em entrevista a Gabriele Martins Gontijo, em Belo Horizonte, em 01 de fevereiro de 2019.

Filitos são rochas com granulação fina e foliação acentuada, resultantes de processos de metamorfização. Estas características conferem ao embasamento geológico grande erobilidade. Desta forma, a área de localização da contenção da Avenida Nossa Senhora do Carmo está susceptível a acidentes geológicos como deslizamentos e escorregamentos de massa.

Por isso, ao executar a ancoragem é necessário observar o tipo de solo em que implanta-se os tirantes. As informações geotécnicas da área da ancoragem dos tirantes foram obtidas a partir do cruzamento do mapa de litologia de Silva et al. (1995) e os perfis geológicos-geotécnicos fornecidos pela empresa executora da obra de reforço, as quais foram compiladas, sendo expressas na Tabela 4.2.

Tabela 4-2 - Tipo de solo do local das ancoragens dos tirantes

Painel da cortina	Perfil Geológico-Geotécnico	Tipo de solo das ancoragens dos tirantes	
		Linha	Tipo de solo
Painel 1 a 5	SG3	Linha 1	Filito sã/pouco alterado
		Linha 2	Filito sã/pouco alterado
		Linha 3	Filito sã
		Linha 4	Filito sã
Painel 6 e metade do Painel 7	SG3	Linha 1	Filito sã
		Linha 2	Filito sã
		Linha 3	Filito sã
		Linha 4	Filito sã
Metade do Painel 7	SG2	Linha 1	Filito pouco alterado/ aterro
		Linha 2	aterro
		Linha 3	Filito pouco alterado
		Linha 4	Filito pouco alterado
Painel 8	SG2	Linha 1	Filito pouco alterado/ aterro
		Linha 2	Filito pouco alterado
		Linha 3	Filito pouco alterado
		Linha 4	Filito pouco alterado
Painel 9	SG2	Linha 1	aterro
		Linha 2	Filito pouco alterado
		Linha 3	Filito pouco alterado
		Linha 4	aterro
Painel 10	SG1	Linha 1	Filito sã
		Linha 2	Filito sã
		Linha 3	Filito sã
		Linha 4	Filito sã

(continua)

Painel da cortina	Perfil Geológico-Geotécnico	Tipo de solo das ancoragens dos tirantes	
		Linha	Tipo de solo
Painel 11 a 16	SG1	Linha 1	Filito sã
		Linha 2	Filito sã/pouco alterado
		Linha 3	Filito sã/pouco alterado
		Linha 4	Filito sã/pouco alterado

Os resultados aqui apresentados corroboram para acidentes geomorfológicos que possuem relação com o relevo e com a litologia da área.

### 4.3 - AVALIAÇÃO DAS ESTIMATIVAS DE CAPACIDADES DE CARGA

No caso deste trabalho, em que a cortina é dividida em 16 painéis, os quais possuem quatro (4) linhas de tirantes e tem variação do perfil geotécnico, foram realizados os cálculos da capacidade de carga para cada tirante, de acordo com os métodos propostos. Os valores encontrados destas capacidades de carga foram reagrupados de forma a facilitar a análise. Os resultados apresentados nos gráficos abaixo estão constantes no Apêndice II, em forma de tabela com os valores para cada método transcrito.

#### 4.3.1 - Análise Por Perfil Geológico-Geotécnico

Nas Figuras 4.1, 4.2 e 4.3 são apresentados os resultados da capacidade de carga que representa cada perfil geológico-geotécnico do solo SG1, SG2 e SG3, respectivamente. Ao comparar os gráficos de cada perfil geológico-geotécnico percebe-se uma pequena variação dos valores das médias, à qual é uma medida de tendência central. Na Figura 4.1, do perfil SG1, tem-se o maior valor de média calculado pelos números de capacidade de carga, sendo de 1520 kN. Enquanto isso, o menor valor de média é 1183 kN, que está representado no perfil de solo SG2 (Figura 4.2). Por fim, o solo SG3 tem a quantia mediana na grandeza de 1412 kN.

A maior diferença na média é de 22,20 %, que corresponde a 337 kN, visualizado entre os perfis SG1 e SG2. Ao comparar os valores da média para os perfis SG3 e SG2, tem-se uma disparidade de 16,2% (229 kN). Já entre o perfil SG1 e SG3 a variação é pequena de



7,1% equivalente a 108 kN.

Além disso, em todos os gráficos apresentados, de uma linha de ancoragem de tirante para outra, ocorreu variação em grande parte dos métodos utilizados para calcular a capacidade de carga, com exceção da Figura 4.1 em que pelo método de Bustamante e Doix (1985) se manteve o valor de 942,48 kN para todas as linhas de ancoragem de tirantes (Linha 1, Linha 2, Linha 3 e Linha 4). Este mesmo valor de capacidade de carga por Bustamante e Doix (1985) se justifica porque os SPT's apresentados em todos os tirantes da Linha 4 são altos, caracterizando um solo duro e definindo uma mesma resistência ao cisalhamento para todos os tirantes.

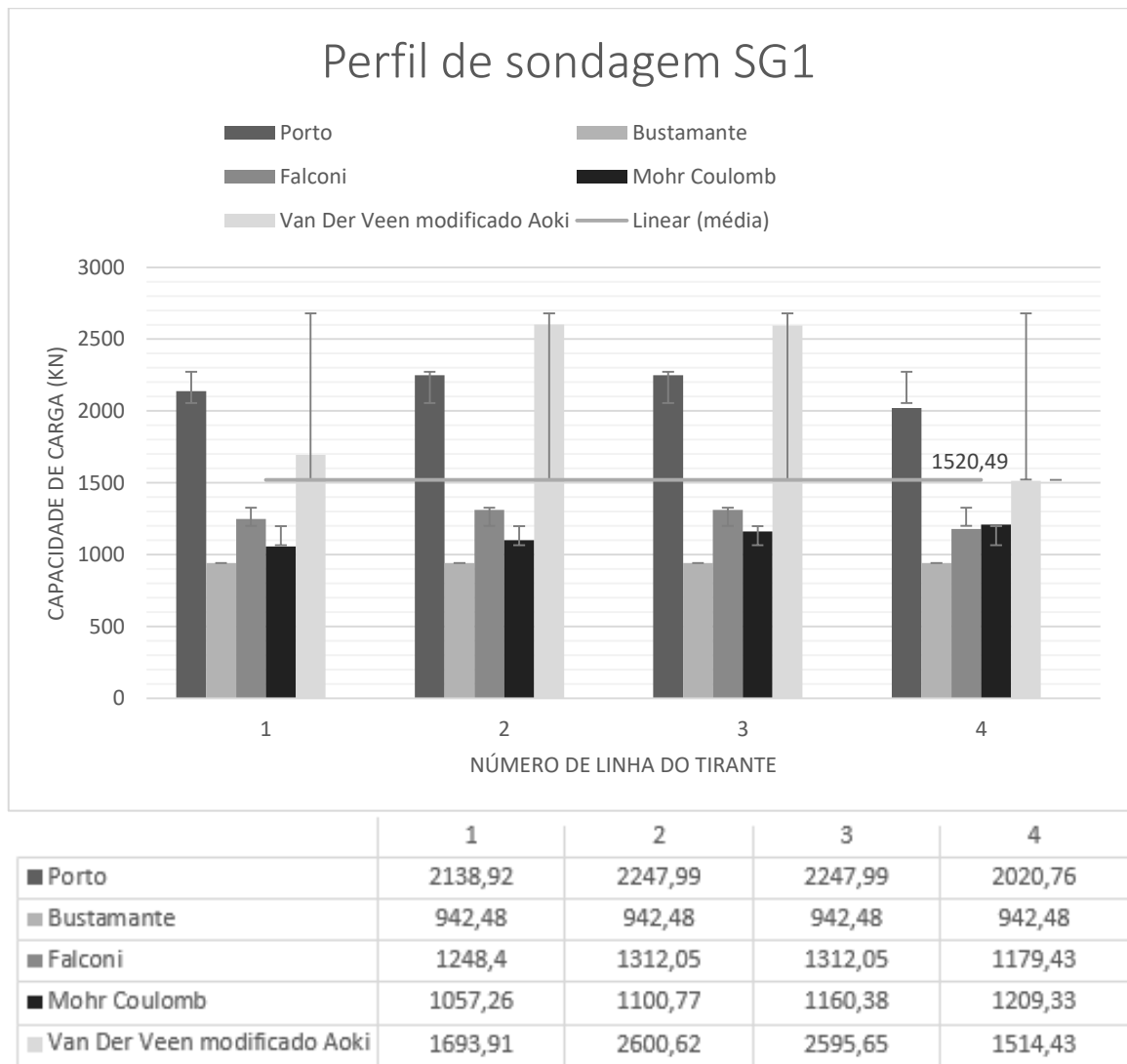


Figura 4-1 - Gráfico de perfil de sondagem SG1, comparação entre capacidade de carga por linha.

No perfil SG1 (Figura 4.1), não ocorreu variação da capacidade de carga calculada pelo método de Bustamante e Doix (1985). Em todas as linhas de tirantes, o valor da capacidade de carga pelo método de Bustamante e Doix (1985) foi de 942,48 kN devido aos altos valores de SPT que teve variação de 42 a 50 golpes (solo duro). Com o valor de SPT bem próximo todos se enquadram na mesma resistência ao cisalhamento.

Em contrapartida, o método de Van der Veen modificado por Aoki (1976) tem uma variação significativa de 41,77% entre as linhas 2 (maior valor) e 4 (menor valor), essa variação se justifica porque o cálculo da capacidade de carga depende do ensaio de recebimento de cada tirante podendo elevar a média calculada para a linha. Assim o valor por este método sempre irá variar tirante a tirante.

Neste perfil, entre as linhas 2 e 3, que possuem mesmo valor de SPT (50 golpes), apenas Van der Veen modificado por Aoki (1976) e Mohr Coulomb teve mudança no valor da capacidade de carga, afinal estes métodos não são influenciados pelo fator SPT. Entretanto, apesar da variação de valor entre as linhas 2 e 3 para estes métodos, ainda é mínimo a variação do resultado de 59,61 kN para Mohr Coulomb e 4,97 kN. Devido os diferentes valores da altura de confinamento dos tirantes, Mohr Coulomb tem uma variação da capacidade de carga nas linhas 2 e 3, enquanto essa variação pelo método Van der Veen modificado por Aoki (1976) se deve aos tipos de ensaios de recebimento com variação nos valores de carga aplicados.

Neste perfil SG1, o valor de SPT variou na ordem de 7,5, o que justifica a variação das capacidades de carga para os critérios de Porto (2015) e Falconi (2005) para cada linha. Da linha de tirantes 1 para as ancoragens da linha 2, no método de Porto (2015) teve variação de 109,07 kN, enquanto em Falconi (2005) a diferença foi de 63,65 kN. Não teve variação nos valores da capacidade de carga para estes métodos da linha 2 para linha 3. Por outro lado, entre a linha 3 e 4 teve-se a maior divergência, no qual o método de Porto (2015) com 227,23 kN da linha 3 para a linha 4, assim como no método de Falconi que variou 132,62 kN. Esses valores são mais que duas vezes a diferença encontrada da linha 1 para linha 2 ou linha 3.

Vale ressaltar que neste caso pelo método de Bustamante e Doix (1985) os valores são

uniformes, ou seja, o desvio padrão e coeficiente de variação são zero. Os demais desvios padrões conforme podem ser observados no gráfico teve um grau de dispersão, entretanto os coeficientes de variação foram baixos e mais próximos em que Porto (2015) foi de 0,07, Falconi (2005) e Mohr Coulomb 0,04. O maior coeficiente de variação calculado foi para Van der Veen modificado por Aoki (1976) de 0,38. Com os valores de desvio padrão representados no gráfico (Figura 4.1) é possível perceber que a Linha 2 é a que possui menor desvio nos valores encontrados se analisado todos os métodos em conjunto. O maior desvio ao valor está na Linha 4 pelo método de Van der Veen modificado por Aoki (1976).

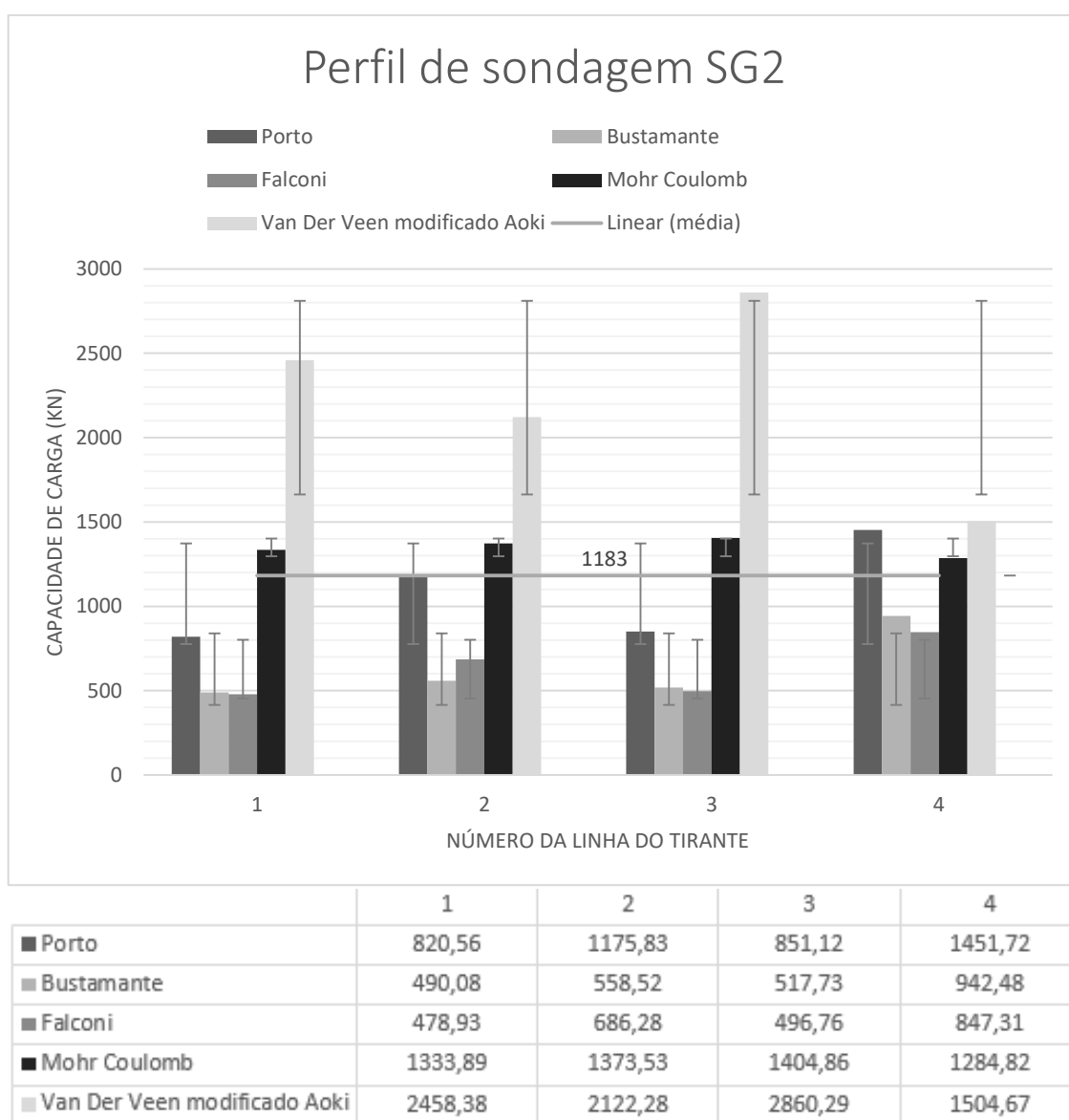


Figura 4-2 - Gráfico de perfil de sondagem SG2, comparação entre capacidade de carga por linha.

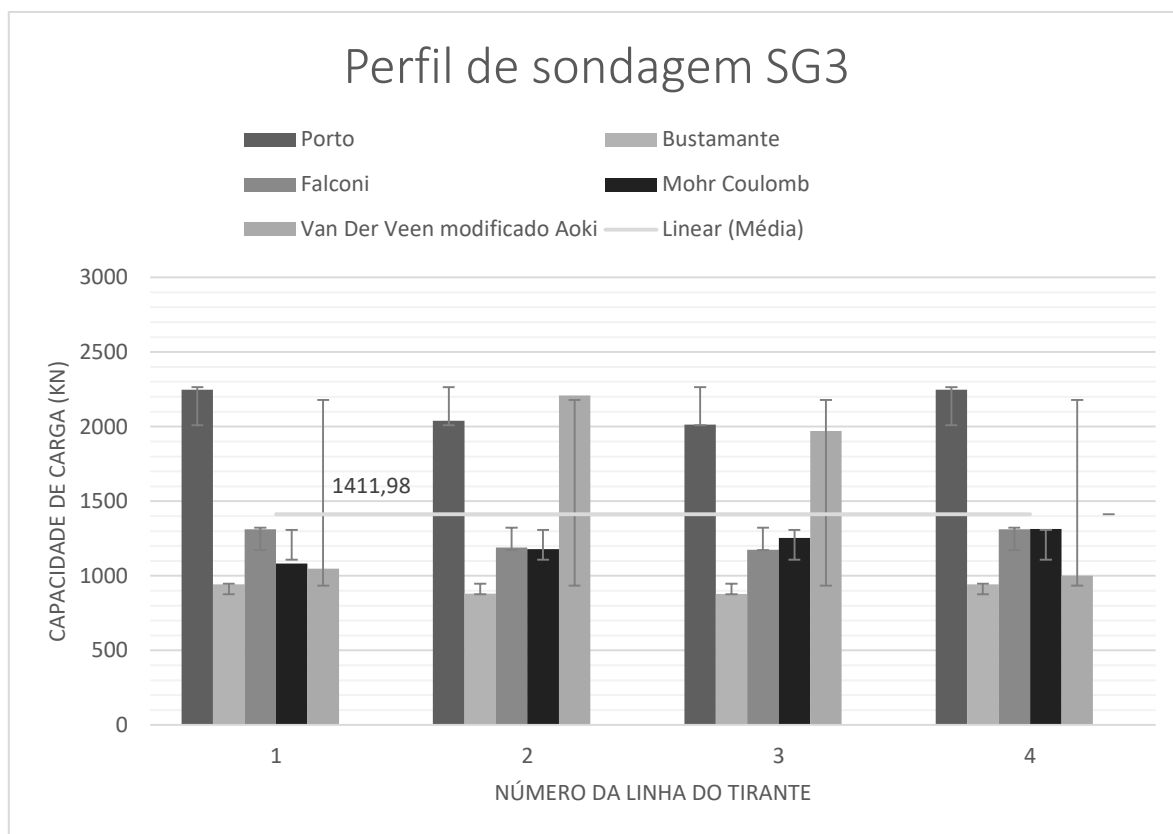
No perfil de solo SG2, representado na Figura 4.2, ao variar as linhas o menor valor de disparidade está no método de Mohr Coulomb que da Linha 1 para Linha 2 varia em aproximadamente 3%. Esta pequena dispersão é esperada, visto que a altura de confinamento varia apenas de 5,5m e é calculada uma média dos valores encontrados.

Ao contrário, a maior diferença de valor está no método de extrapolação Van der Veen modificado por Aoki (1976) das linhas 3 e 4 e varia na ordem de 47% o que representa uma variação de 1355,62kN da capacidade de carga. É importante lembrar que o método de Van der Veen modificado por Aoki (1976) depende dos ensaios de protensão que diversificam-se tirante a tirante.

Neste perfil, como o solo da linha 4 tem os maiores valores de SPT, ou seja, são solos mais rígido, é de se esperar que para os métodos de Porto (2015), Bustamante e Doix (1985) e Falconi (2005) tenham os maiores valores de capacidade de carga.

No caso deste perfil SG2, o desvio padrão calculado para o método de Mohr Coulomb é de 52, enquanto Van der Veen modificado por Aoki (1976) é 573. Portanto, a dispersão dos dados de Van der Veen modificado por Aoki (1976) é cerca de 10 vezes maior que de Mohr Coulomb. Estes dois métodos, na linha 3, tiveram variação dentro do valor obtido de capacidade de carga como pode ser visualizado na Figura 4.2. Assim como o desvio padrão de uma método para o outro 10 vezes maior, o coeficiente de variação calculado pelo desvio padrão dividido pela média também teve essa proporção, em que Mohr Coulomb foi 0,04 e Van der Veen modificado por Aoki (1976) de 0,48.

Porto (2015) e Bustamante e Doix (1985) tiveram os seus dados espalhados por uma ampla gama de valores porque os desvios padrões calculados estão altos, 298 e 212 na devida ordem, que podem ser confirmados pelo valores do coeficiente de variação 0,25 e 0,18 respectivamente. Falconi teve uma menor dispersão que estes dois últimos métodos retratados, pois seu desvio padrão foi de 174 e coeficiente de variação de 0,15.



	1	2	3	4
■ Porto	2247,99	2039,22	2014,02	2247,99
■ Bustamante	942,48	881,22	879,24	942,48
■ Falconi	1312,05	1190,21	1175,5	1312,05
■ Mohr Coulomb	1081,75	1179,25	1253,71	1313,2
■ Van Der Veen modificado Aoki	1048,59	2207,94	1970,26	1000,45

Figura 4-3 - Gráfico do perfil de sondagem SG3, comparação entre capacidade de carga por linha.

Na Figura 4.3, que representa o perfil do solo SG3, ao analisar a variedade de valores entre a linha 1 e 4, apenas os métodos Van der Veen modificado por Aoki (1976) e Mohr Coulomb apresentaram novamente mudanças na capacidade de carga. Neste caso, Mohr Coulomb oscilou de 231,45kN enquanto Van der Veen modificado por Aoki (1976) apenas 48,14kN. Contudo, a variação do método de Mohr Coulomb já era esperada, visto que há aumento do valor da altura de confinamento com as linhas de tirante. No caso de Van der Veen modificado por Aoki (1976) que a diferença foi relativamente pequena, o desvio padrão e o coeficiente de variação de 0,44.

No entanto, ao comparar todos os métodos para o perfil SG3, Bustamante e Doix (1985) teve a menor flutuação de 61,26kN, ou seja, 6,50% entre a Linha 1 ou 4 que possui o

mesmo valor e a Linha 2 de menor valor. É neste método também que se tem o menor desvio padrão e coeficiente de variação com valor de 0,025. Nas linhas 1 e 4 variando para baixo e nas linhas 2 e 3 a variação ocorre para maiores valores que o encontrado.

Ao comparar todos os perfis é compreensível que a maior alternância de valores entre as linhas está no método de Van der Veen modificado por Aoki (1976), isso devido o método utilizar a extrapolação de carga e depender exclusivamente dos ensaios de protensão realizados em cada tirante que utilizam comparação entre a carga aplicada no tirante e o deslocamento que o mesmo percorrerá em milímetros. Diante disso, em um mesmo perfil e linha pode ocorrer grande variação na capacidade de carga e ao fazer a média por linha pode ocorrer a discrepância de valores que pode ser comprovado através do desvio padrão calculado.

#### **4.4 - ANÁLISES DOS MÉTODOS**

Para o cálculo da capacidade de carga pelo método de Bustamante e Doix (1985) considerou-se a resistência ao cisalhamento ( $q_s$ ) igual a 250kPa para o solo do perfil SG1 e SG3 e 120kPa para o perfil SG2 e o coeficiente de majoração do bulbo ( $b$ ) o valor de 1,5, esses valores foram obtidos através do ábaco e tabela apresentada pelos autores. Além destes parâmetros, a capacidade de carga depende do diâmetro de perfuração do furo e comprimento do bulbo ancorado, que em todos os tirantes foram os mesmos, 0,1m e 8m respectivamente. Desta forma, a capacidade de carga só varia de acordo com o perfil do solo que influencia na resistência ao cisalhamento do mesmo, que é obtida pelo ábaco e deve ser determinada olhando o perfil geológico-geotécnico e classificando a sua dureza. Assim, os valores de capacidade de carga dos tirantes da cortina atirantada variam apenas em 942,48kN ou 452,39kN, ou seja, nos tirantes que utilizaram resistência de 250kPa obteve-se uma capacidade de carga de 942,48kN, já os tirantes com 120kPa o valor foi de 452,39kN. O conjunto de dados pelo método de Bustamante e Doix (1985) tem desvio padrão de 175 e coeficiente de variação 0,20.

O método de Falconi (2005) é considerado simples para estimativa da capacidade de carga, visto que o mesmo depende do número de golpes ( $N_{SPT}$ ) da sondagem para determinar a resistência ao cisalhamento do solo. Como não foram realizados ensaios

básicos para exumação do bulbo, neste trabalho adotou que o diâmetro médio do bulbo  $D_s$  é o valor do coeficiente de majoração pelo método de Porto (2015) (1,97) multiplicado pelo diâmetro de perfuração (0,1). De posse da resistência ao cisalhamento e o valor de 0,197m para diâmetro médio do bulbo, assim como o comprimento do bulbo de ancoragem de 8m para todos os tirantes, obtêm o resultado da capacidade. Desta forma, a diferença entre os valores encontrados para o método do Falconi (2005) se dá devido o  $N_{SPT}$  do solo que varia em cada tirante. A Tabela 4.3, mostra a relação dos valores de SPT com capacidade de carga dos 308 tirantes da cortina.

Tabela 4-3 - Relação de tirantes com o valor da capacidade de carga.

Tirantes	Quantidade de Tirantes	Valor médio do SPT	Capacidade de Carga (kN)	
			Falconi	Porto
T186 a T202	17	12	371,34	636,22
T34 a T45 e T109 a T125	29	15	445,60	763,47
T250	1	23,8	663,45	1136,72
T248-249 e T253 a T259	9	27,8	762,48	1306,38
T185	1	31	841,69	1442,10
T33 e T108	2	32,5	878,83	1505,73
T251 e T252	2	35,2	945,67	1620,25
T247	1	39	1039,74	1781,42
T260 a T265	6	42,5	1126,39	1929,87
T266 a T289	24	45	1188,28	2035,91
T51 a T80	30	47	1237,79	2120,74
T1 a T50, T81 a T107, T126 a T155, T159-T184, T203 a T246, T156 a T158, T156A a T158B e T275A a T289A	186	50	1312,05	2247,99

Como a maioria dos tirantes encontra-se no valor de SPT 50 (60,4%), a tendência é que as médias calculadas aproximem deste valor, mas é importante observar que alguns tirantes, aproximadamente 15%, têm o valor de capacidade de carga muito inferior. Portanto, o valor das médias da capacidade de carga pelo método Falconi (2005) tende a ser próximo a 1300 ou em torno de 500kN. Além disso, os valores de capacidade de carga pelo método de Falconi tem um grau de variação da ordem de 0,53.

Os valores obtidos para o método de Porto (2015) estão mais discrepantes que os demais métodos como demonstrado na Tabela 4.3. Esse fato pode ser decorrente deste autor, ao

ter realizado seu estudo, não ter executado ensaios para o solo do tipo Silte-arenoso. Desta forma, Porto (2015) no seu método estimou o coeficiente de majoração de 1,97 e coeficiente de ancoragem (2,57). Com o coeficiente de ancoragem e  $N_{SPT}$  é possível obter a resistência ao cisalhamento, que através dela e parâmetros como diâmetro médio do bulbo (multiplicação diâmetro perfurado com coeficiente de majoração estimado) e comprimento ancorado do bulbo revela a capacidade de carga. Contudo, o quesito da estimação dos dois parâmetros (coeficiente de majoração e ancoragem) pode ser o fator responsável pelos resultados subestimados obtidos da capacidade de carga para os tirantes. Apesar dos altos valores de capacidade de carga o coeficiente de variação que compara conjunto de dados neste caso deu próximos de outros métodos sendo 0,28.

Ao comparar ambos os métodos (Falconi (2005) e Porto (2015)), é perceptível que a capacidade de carga do método Falconi (2005) é 41,64% menor do que a calculada para o método de Porto (2015). E ao comparar Porto (2015) e Bustamante e Doix (1985) tem-se que o menor valor de capacidade de carga por Porto (2015) é aproximadamente 29% maior que o menor valor do Bustamante e Doix (1985) e com o mesmo raciocínio para os maiores valores, Porto (2015) tem uma capacidade de carga de 58% maior.

A empresa que executou o projeto realizou através de uma adaptação da teoria de Mohr Coulomb o cálculo da capacidade de carga. Desta forma, neste trabalho, utilizou-se também uma adaptação da formulação de Mohr Coulomb e calculou-se a capacidade de carga. Neste caso, para o cálculo são necessários os parâmetros do solo, coesão, ângulo de atrito e peso específico, que como retratado no item 3.3 foram obtidos por correlação do método de Kishida ( $c=75$ ,  $\Phi=22,5^\circ$  e  $\gamma=20,5$ ). Com os perfis geológico-geotécnico foi possível aferir as alturas confinantes (H) de cada tirante. Assim, com a altura confinante e o peso específico tem-se a tensão de confinamento do tirante. Para o cálculo da resistência ao cisalhamento multiplica-se a tangente do ângulo de atrito com essa tensão de confinamento, em seguida soma-se a coesão do solo. Por fim, a capacidade de carga é então calculada e na Tabela 4.4 tem os resultados para este método.



Tabela 4-4 - Capacidade de carga pela adaptação da Teoria de Mohr Coulomb.

Tirantes	Quantidade de Tirantes	Capacidade de Carga (kN)
T1 a T80	55	1011,15
T131 a T155 e T156A a T158B	29	1062,11
T81 a T105	25	1107,41
T204 a 217 e T275 a T289A	29	1152,71
T159 a T182	24	1192,34
T250 e T289	36	1209,33
T156 e T158	3	1231,98
T202-203	2	1271,61
T218 a T239	22	1288,60
T251-T252	2	1322,57
T26 a T50	25	1333,89
T200-T201	2	1367,87
T240 a T254	12	1390,52
T106 a T130	25	1435,81
T183 a T199	17	1464, 12

Ao analisar esta Tabela 4.4 é perceptível que a variação entre o menor valor de capacidade de carga (1011,15 kN), através do método adaptado da teoria de Mohr Coulomb, para o maior valor (1464,12 kN) é de 452,97kN (31%), mas este valor ainda é pequeno se comparar a variação da capacidade de carga dos demais métodos. Ao fazer uma média ponderada destes valores de capacidade de carga encontrados pela adaptação da teoria de Mohr Coulomb, obtém-se uma média de 1202,82kN. Este valor da média da capacidade de carga por adaptação de Mohr Coulomb, é próximo da maioria dos valores encontrados para capacidade utilizando o método de Falconi (2005) (60,4% dos tirantes com 1312,05kN de capacidade de carga). Ao comparar com o método de Bustamante e Doix (1985), está média difere 206kN com a maior capacidade de carga encontrada (942kN), já com o método de Porto (2015) consta que 9 tirantes (em torno de 3%) tem 1306,0kN o mais próximo desta média obtida pelo método da adaptação de Mohr Coulomb. Os valores de capacidade de carga pelo método adaptado da teoria de Mohr Coulomb é o que apresenta menor discrepância ao valor da média, ou seja, menor coeficiente de variação que é 0,12.

Por fim, o método de extrapolação matemático de Aoki (1976) derivado de Van Der Veen (1953), depende dos ensaios de protensão para obter os valores de capacidade de carga. Este ensaio é o que tem maior variação no valor da capacidade de carga, como observado

no Apêndice I, no qual o menor valor é de 529kN e o maior valor de capacidade de carga de 12.906kN, provando que alguns valores estão muito fora do padrão. Neste caso, o desvio padrão e coeficiente de variação também foram os maiores encontrados de todos os métodos, sendo o coeficiente de variação 1,35. Desta forma, um trabalho mais detalhado deve ser realizado neste caso para inferir essas grandes variações.

#### **4.5 CÁLCULO DO COMPRIMENTO ANCORADO DOS TIRANTES ENSAIADOS.**

De posse dos resultados encontrados para capacidade de carga extrapolada, resolveu-se calcular o comprimento ancorado dos tirantes através da metodologia proposta por Porto (2015), pela equação 2.13:

$$L_b = \frac{T_L}{\pi \cdot D_s \cdot q_s} \quad (2.13)$$

Sendo:

$T_L$ = capacidade de carga do bulbo (kN);

$D_s$ = diâmetro médio do bulbo ancorado (m);

$L_b$ = comprimento do trecho ancorado ou bulbo (m);

$q_s$ = resistência ao cisalhamento (kN/m<sup>2</sup>);

A Tabela 4.5 expõem os valores encontrados para os trechos ancorados dos tirantes, obtidos através do valor da capacidade de carga extrapolada para cada tirante.

Tabela 4-5 - Comprimento de ancoragem para os 308 tirantes da cortina atirantada, calculados pela capacidade de carga extrapolada.

Tirante	TL (kN)	Lb (m)	Tirante	TL (kN)	Lb (m)	Tirante	TL (kN)	Lb (m)	Tirante	TL (kN)	Lb (m)	Tirante	TL (kN)	Lb (m)
T1	1235	4,40	T63	696	2,63	T125	980	10,27	T186	911	11,46	T248	2323	14,23
T2	755	2,69	T64	872	3,29	T126	823	2,93	T187	6125	77,02	T249	1862	11,40
T3	676	2,41	T65		0,00	T127	1450	5,16	T188	715	8,99	T250	833	5,86
T4	735	2,62	T66	4969	18,74	T128	892	3,17	T189	970	12,20	T251	843	4,16
T5	715	2,54	T67	1127	4,25	T129	784	2,79	T190	1852	23,29	T252	2793	13,79
T6	1323	4,71	T68	1039	3,92	T130	725	2,58	T191	941	11,83	T253	1137	6,96
T7	1676	5,96	T69	774	2,92	T131	960	3,42	T192	10345	130,08	T254	2489	15,24
T8	872	3,10	T70	1019	3,84	T132	1088	3,87	T193		0,00	T255	843	5,16
T9	1264	4,50	T71	2734	10,31	T133	1225	4,36	T194	1107	13,92	T256	813	4,98
T10	813	2,89	T72	1735	6,54	T134	843	3,00	T195	7889	99,20	T257	4273	26,17
T11	735	2,62	T73	7134	26,91	T135	784	2,79	T196	745	9,37	T258	627	3,84
T12	794	2,83	T74	2107	7,95	T136	627	2,23	T197	10345	130,08	T259	1156	7,08
T13	1274	4,53	T75	4096	15,45	T137	1343	4,78	T198	2038	25,63	T260	951	3,94
T14	1117	3,98	T76	3969	14,97	T138	12906	45,93	T199	735	9,24	T261	735	3,05
T15	3107	11,06	T77	1529	5,77	T139	872	3,10	T200	686	8,63	T262	1117	4,63
T16	1911	6,80	T78	2303	8,69	T140	911	3,24	T201	872	10,96	T263	1705	7,07
T17	970	3,45	T79	1147	4,33	T141	1401	4,99	T202	980	12,32	T264	833	3,45
T18	853	3,04	T80	2107	7,95	T142	647	2,30	T203	676	2,41	T265	1823	7,56
T19	951	3,38	T81	1039	3,70	T143	12906	45,93	T204	833	2,96	T266	1254	4,93
T20	911	3,24	T82	755	2,69	T144	1088	3,87	T205	1225	4,36	T267	843	3,31
T21	794	2,83	T83	2266	8,06	T145	696	2,48	T206	1196	4,26	T268	715	2,81
T22	666	2,37	T84	1266	4,51	T146	745	2,65	T207	804	2,86	T269	755	2,97
T23	657	2,34	T85	2372	8,44	T147	1147	4,08	T208	578	2,06	T270	1519	5,97
T24	1156	4,11	T86	1058	3,77	T148	872	3,10	T209	941	3,35	T271	1058	4,16
T25	1098	3,91	T87	892	3,17	T149	1117	3,98	T210	529	1,88	T272	1068	4,20

<b>Tirante</b>	<b>TL (kN)</b>	<b>Lb (m)</b>	<b>Tirante</b>	<b>TL (kN)</b>	<b>Lb (m)</b>	<b>Tirante</b>	<b>TL (kN)</b>	<b>Lb (m)</b>	<b>Tirante</b>	<b>TL (kN)</b>	<b>Lb (m)</b>	<b>Tirante</b>	<b>TL (kN)</b>	<b>Lb (m)</b>
T26	588	2,09	T88	1506	5,36	T150	813	2,89	T211	1147	4,08	T273	1686	6,63
T27	823	2,93	T89	1019	3,63	T151	725	2,58	T212	755	2,69	T274	1098	4,31
T28	1754	6,24	T90	813	2,89	T152	12906	45,93	T213	1431	5,09	T275	1901	7,47
T29	627	2,23	T91	853	3,04	T153	970	3,45	T214	2369	8,43	T276	2715	10,67
T30	892	3,17	T92	1490	5,30	T154	12906	45,93	T215	1029	3,66	T277	1166	4,58
T31	1058	3,77	T93	1058	3,77	T155	1490	5,30	T216	853	3,04	T278	1490	5,85
T32	755	2,69	T94	1539	5,48	T156A	1029	3,66	T217	2156	7,67	T279	1068	4,20
T33	735	3,91	T95	2058	7,32	T157A	12906	45,93	T218	892	3,17	T275A	1264	4,50
T34	637	6,67	T96	1039	3,70	T158A	666	2,37	T219	1940	6,90	T276A	1256	4,47
T35	862	9,03	T97	10345	36,82	T158B	833	2,96	T220	666	2,37	T277A	1333	4,74
T36	833	8,73	T98	764	2,72	T159	755	2,69	T221	774	2,75	T278A	843	3,00
T37	647	6,78	T99	1950	6,94	T160	833	2,96	T222	774	2,75	T279A	696	2,48
T38	931	9,76	T100	1666	5,93	T161	1372	4,88	T223	686	2,44	T280A	853	3,04
T39	784	8,22	T101	843	3,00	T162	980	3,49	T224	676	2,41	T281A	1695	6,03
T40	2156	22,59	T102	5686	20,24	T163	1019	3,63	T225	911	3,24	T282A	2960	10,53
T41	2087	21,87	T103	1127	4,01	T164	1470	5,23	T226	666	2,37	T283A	6958	24,76
T42	10345	108,40	T104	7820	27,83	T165	931	3,31	T227	1323	4,71	T284A	10345	36,82
T43	10345	108,40	T105	1127	4,01	T166	10345	36,82	T228	637	2,27	T285A	10345	36,82
T44	901	9,44	T106	931	3,31	T167	1078	3,84	T229	813	2,89	T286A	1156	4,11
T45	696	7,29	T107	872	3,10	T168	1235	4,40	T230	1205	4,29	T287A	10345	36,82
T46	735	2,62	T108	12906	68,57	T169	1411	5,02	T231	872	3,10	T288A	990	3,52
T47	1156	4,11	T109	676	7,08	T170	1664	5,92	T232	1107	3,94	T289A	1686	6,00
T48	823	2,93	T110	931	9,76	T171	1156	4,11	T233	725	2,58	T156	1392	4,95
T49	647	2,30	T111	853	8,94	T172	1029	3,66	T234	755	2,69	T157	10345	36,82

(Continua)

<b>Tirante</b>	<b>TL (kN)</b>	<b>Lb (m)</b>	<b>Tirante</b>	<b>TL (kN)</b>	<b>Lb (m)</b>	<b>Tirante</b>	<b>TL (kN)</b>	<b>Lb (m)</b>	<b>Tirante</b>	<b>TL (kN)</b>	<b>Lb (m)</b>	<b>Tirante</b>	<b>TL (kN)</b>	<b>Lb (m)</b>
T50	735	2,62	T112	1134	11,88	T173	2156	7,67	T235	1245	4,43	T158	990	3,52
T51	784	2,96	T113	853	8,94	T174	1205	4,29	T236	970	3,45	T280	970	3,81
T52	578	2,18	T114	1573	16,48	T175	2726	9,70	T237	735	2,62	T281	5488	21,56
T53	578	2,18	T115	931	9,76	T176	980	3,49	T238	970	3,45	T282	1215	4,77
T54	568	2,14	T116	2117	22,18	T177	892	3,17	T239	2283	8,12	T283	755	2,97
T55	5851	22,07	T117	1000	10,48	T178	1000	3,56	T240	1019	3,63	T284	1607	6,31
T56	696	2,63	T118	1313	13,76	T179	892	3,17	T241	1029	3,66	T285	4596	18,06
T57	705	2,66	T119	3263	34,19	T180	735	2,62	T242	960	3,42	T286	1137	4,47
T58	774	2,92	T120	3828	40,11	T181	715	2,54	T243	1029	3,66	T287	960	3,77
T59	1156	4,36	T121	2107	22,08	T182	1029	3,66	T244	1558	5,54	T288	960	3,77
T60	735	2,77	T122	902	9,45	T183	892	3,17	T245	833	2,96	T289	902	3,54
T61	1019	3,84	T123	853	8,94	T184	12906	45,93	T246	960	3,42			
T62	696	2,63	T124	1803	18,89	T185	951	5,28	T247	892	4,01			

#### 4.5.1 - Comparação entre o comprimento ancorado obtido através da carga extrapolada e o comprimento do projeto.

No projeto de recuperação da cortina atirantada da Avenida Nossa Senhora do Carmo, foi utilizado um comprimento ancorado de tirante de 8 metros para todos os 308 tirantes. O valor ancorado de um tirante utilizado em um projeto é calculado, geralmente, por formulações semiempíricas considerando as características geotécnicas do solo e a hipotética carga de ruptura desta ancoragem. Desta forma, o suposto valor de ancoragem do tirante é avaliado na hora da execução do projeto através da conjuntura de estabilidade da obra.

Ao recorrer à extrapolação matemática para o cálculo do comprimento ancorado do tirante, também se utiliza as metodologias encontradas na literatura, contudo, neste caso, os dados são reais, já que foram adquiridos em ensaios nas ancoragens. Os ensaios são realizados *in loco* ou elaboram protótipos que possuem as mesmas condições geológico-geotécnicas do local da estrutura e as conjunturas da execução da ancoragem.

Ao comparar o comprimento de ancoragem do tirante executado no projeto (8m) e os valores de comprimento ancorado pela carga extrapolada (Tabela 4.5), é perceptível que dos 306 tirantes, em torno de 73% apresentam valor de comprimento ancorado menor que 8m. A Tabela 4.6 apresenta a divisão desta porcentagem entre os intervalos metro a metro.

Tabela 4-6 - Divisão dos tirantes com comprimento de ancoragem menor que 8m.

Intervalo	Porcentagem de Tirante
2-3	34%
3-4	29,6%
4-5	18,8%
5-6	8%
6-7	5%
7-8	4,5%

Outros 4% dos 306 tirantes apresentam valor de comprimento ancorado no intermédio de 8 a 9m e os demais, 23%, apresentam um valor acima ou muito acima do comprimento ancorado utilizado no projeto (8m). Estes valores maiores de comprimento ancorado, demonstrados na Tabela 4.5, não implicam dizer que a estrutura está instável, mas apenas que estes tirantes possuem uma alta capacidade de carga de ruptura teórica, que conforme a Equação (2.13) é diretamente proporcional ao comprimento ancorado do tirante. Vale lembrar que, a cortina atirantada ainda possui os tirantes antigos permitindo uma maior segurança à estrutura.

A Tabela 4.5 abrange todos os tirantes ensaiados da estrutura, contudo, para garantir uma confiabilidade nos resultados das extrapolações matemáticas serão avaliados apenas os tirantes considerados aceitáveis e confiáveis através da proposta de Aoki *et al.* (2013), os quais estão dispostos na Tabela 4.7.

Tabela 4-7 - Tirantes considerados aceitáveis e confiáveis e seus comprimentos ancorados.

<b>Tirantes</b>	<b>Comprimento Ancorado (m)</b>	<b>Tirantes</b>	<b>Comprimento Ancorado (m)</b>	<b>Tirantes</b>	<b>Comprimento Ancorado (m)</b>
T210	1,88	T3, T203, T224	2,41	T60	2,77
T208	2,06	T223	2,44	T268	2,81
T26	2,09	T223	2,44	T261	3,05
T54	2,14	T145, T279A	2,48	T258	3,84
T52, T53	2,18	T5, T181	2,54	T33	3,91
T29, T136	2,23	T130, T151, T233	2,58	T34	6,67
T228	2,27	T4, T11, T46, T50, T180, T237	2,62	T37	6,78
T49, T142	2,30	T56, T62, T63	2,63	T109	7,08
T23	2,34	T146	2,65	T45	7,29
T22, T158A, T220, TT226	2,37	T57	2,66		

Ao verificar a Tabela 4.7, nota-se que o espaço amostral dos resultados obtidos reduziu significativamente, sendo apenas 15,36% dos ensaios de extrapolações considerados aceitáveis e confiáveis segundo o critério de Aoki *et al.* (2013). Além disso, percebe-se que todos os tirantes possuem valor de comprimento ancorado menor que 8m, valor este executado na obra.

Destes tirantes com ensaio de extrapolação aceitável e confiável pelo método de Aoki *et al.* (2013), aproximadamente 83% tem como valor de comprimento ancorado no intervalo de 2 a 3 metros, e com o valor de 2,62m tem a maior concentração deles (6 tirantes).

Na maioria dos projetos de cortinas atirantadas, estas estruturas são superdimensionadas com os trechos ancorados dos tirantes superiores ao necessário para manter a estrutura estável. Como descrito em um trecho acima, cerca de 73% dos tirantes permitiriam um menor comprimento ancorado do que o executado no projeto. Como visualizado na Tabela 4.6 este comprimento poderia ser entre 2 e 4m para 63,9% dos tirantes com comprimento menor que 8m.

Por fim, pela Tabela 4.7, considerando apenas os tirantes aceitáveis e confiáveis pelo critério de Aoki *et al.* (2013), com propósito de otimização da cortina atirantada sugere-se uma redução de comprimento ancorado do bulbo para um valor de 2,90m (média dos valores da tabela 4.7). Com este valor, os tirantes teriam uma redução de 5,1 m em relação ao comprimento do projeto.

Se ao realizar as obras de recuperação da cortina atirantada da Avenida Nossa Senhora do Carmo, o projetista conseguisse diminuir o comprimento ancorado do bulbo dos tirantes para 2,9m, haveria uma redução no valor desta obra que foi de R\$ 11.883.700,00. Vale ressaltar que, para redução do comprimento ancorado dos tirantes, é necessária uma retroanálise da estabilidade interna e global da estrutura.



#### 4.6 - ANÁLISE COMPARATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DOS TIRANTES CONSIDERADOS CONFIÁVEIS SEGUNDO AOKI *ET AL.* (2013).

Dos tirantes considerados aceitáveis e confiáveis em relação a extrapolação matemática, como mencionado anteriormente, apenas seis deles, de acordo com o critério de exclusão de Aoki *et al.* (2013), são tirantes confiáveis. Estes tirantes são relatados na Tabela 4.8 em que mostra o tipo do tirante (A ou B) e os valores da capacidade de carga obtidos pela extrapolação de Van der Veen modificada por Aoki (1976).

Com a Tabela 4.8 verifica-se que todos os tirantes confiáveis, segundo Aoki *et al.* (2013), são do tipo B, em que a carga máxima de ensaio é igual a 1,4 Ft (força de trabalho). Além disso, observa-se que a capacidade de carga está entre 500 a 600 kN, com uma variação de apenas 59 kN, ou seja, uma discrepância de 10% entre o maior e menor valor.

Tabela 4-8 - Tirantes considerados confiáveis pela extrapolação matemática com o tipo de tirante e capacidade de carga pelo critério de Aoki *et al.* (2013).

Tirante	Tipo de Tirante	Valor da Capacidade de Carga (kN)
T26	B	588
T52	B	578
T53	B	578
T54	B	568
T208	B	568
T210	B	529

##### 4.6.1 - Análise comparativa entre a capacidade de carga da extrapolação e os métodos semi-empíricos.

Como mencionado no item 4.6, os tirantes confiáveis pela extrapolação matemática conforme critério de Aoki *et al.* (2013) são seis, sendo: T26, T52, T53, T54, T208, T210. Neste estudo de caso da cortina atirantada da Avenida Nossa Senhora do Carmo, quatro

tirantes confiáveis estão na Linha 1, os quais T26, T52, T53 e T54, e os outros dois na Linha 3 (T208, T210). Além disso, eles se dividem em dois perfis geológico-geotécnicos do solo, sendo os tirantes T52, T53, T54, T208, T210 no perfil SG1 e o tirante T26 no perfil SG3.

Para cada tirante citado acima, há as Figuras 4.4 a 4.8 que expõe as capacidades de carga calculadas através da extrapolação matemática de Van der Veen modificado por Aoki (1976) e pelos métodos semi-empíricos sendo: Bustamante e Doix (1985), Falconi (2005) e Porto (2015). É importante relatar que cada um destes métodos possui suas peculiaridades e consideram diferentes parâmetros para obter a capacidade de carga.

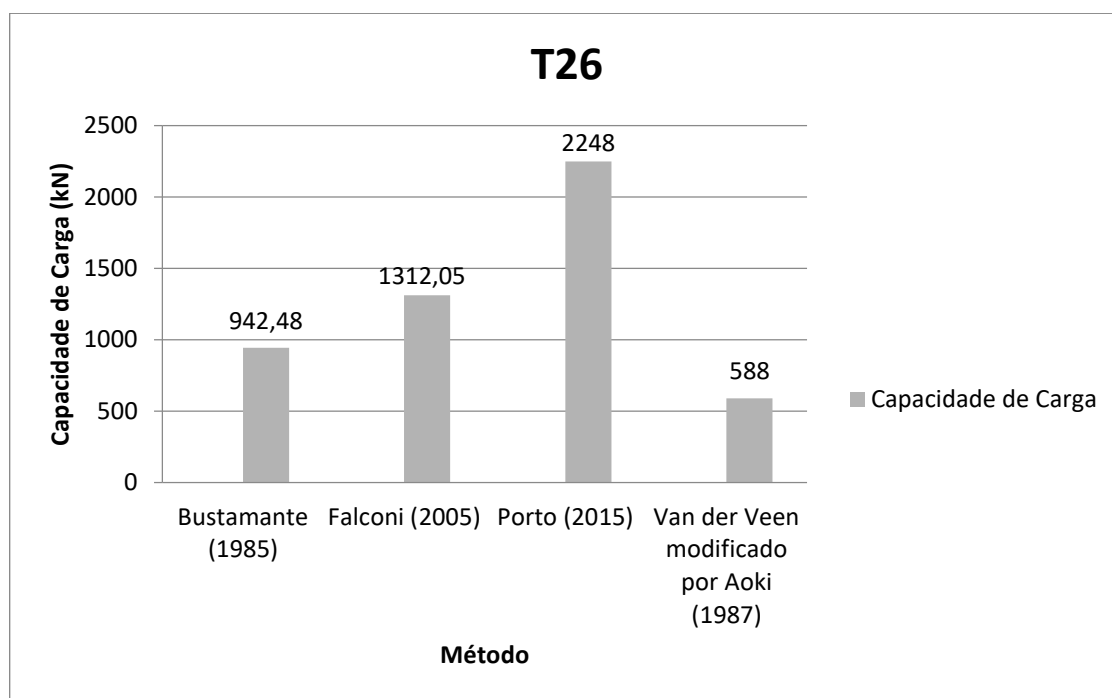


Figura 4-4 - Gráfico do Tirante T26 com as capacidades de carga.

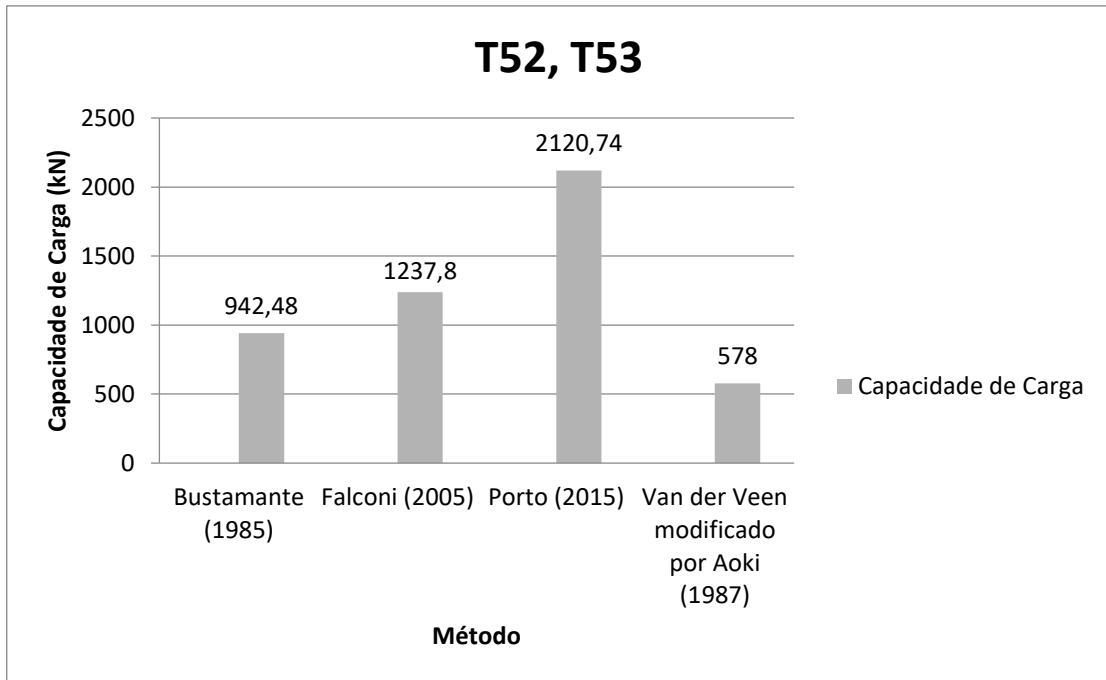


Figura 4-5 -Gráfico do Tirante T52 e T53 com as capacidades de carga.

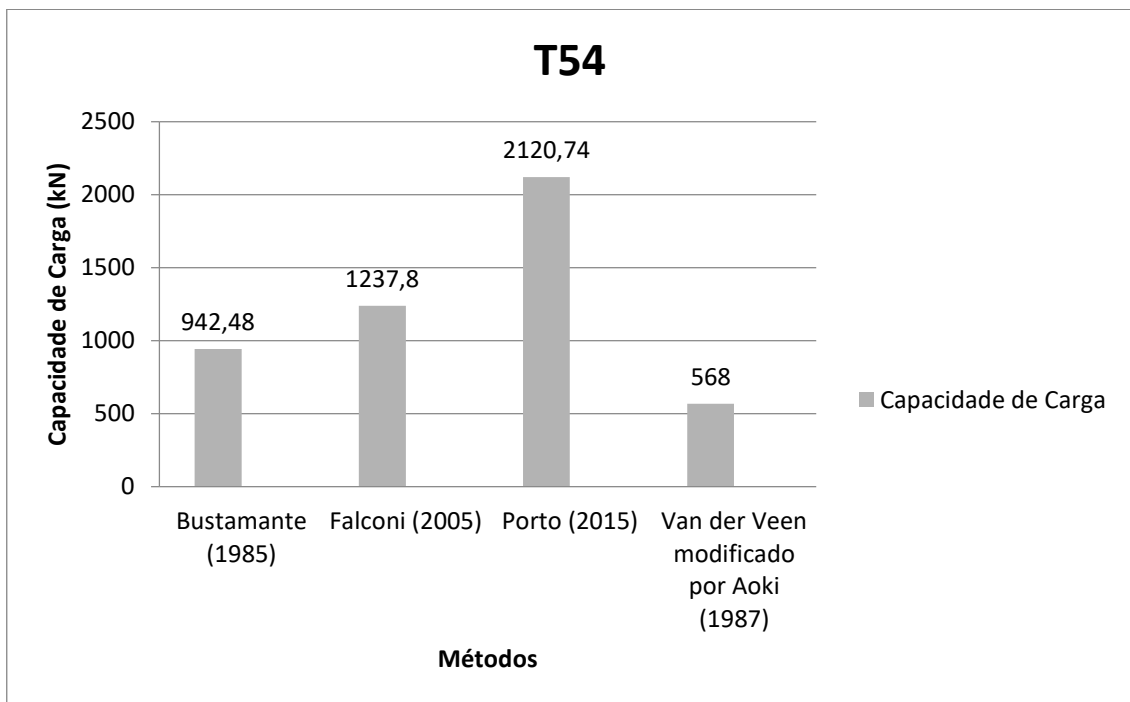


Figura 4-6 - Gráfico do Tirante T54 com as capacidades de carga.

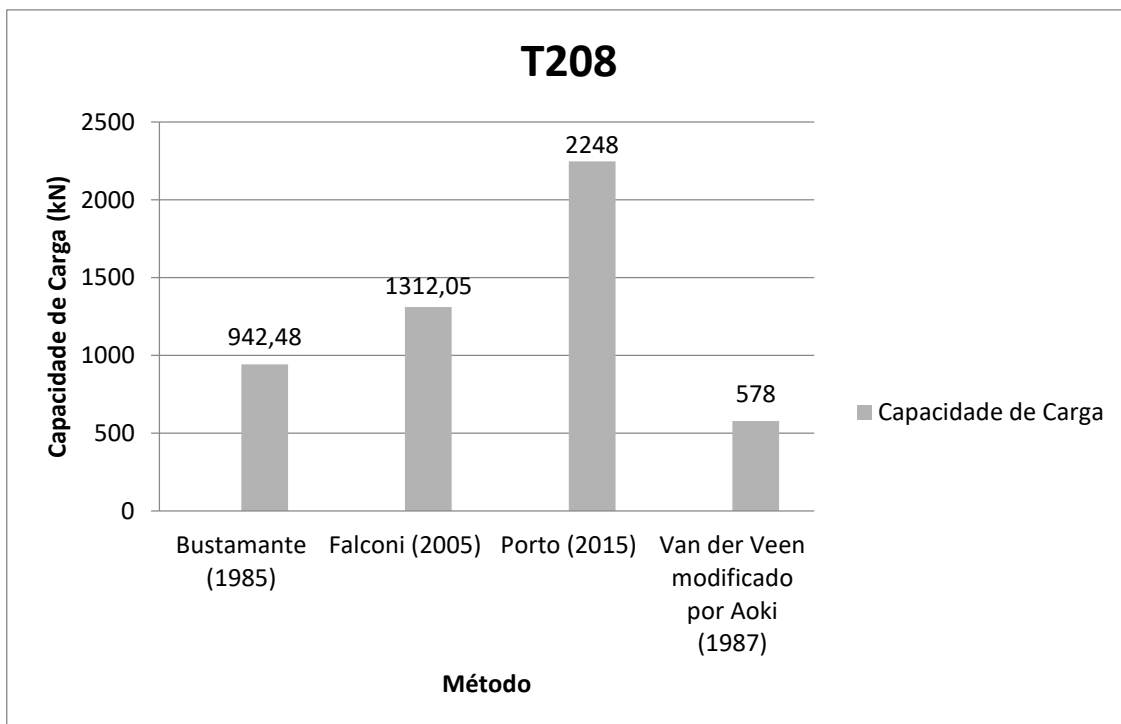


Figura 4-7 - Gráfico do Tirante T208 com as capacidades de carga.

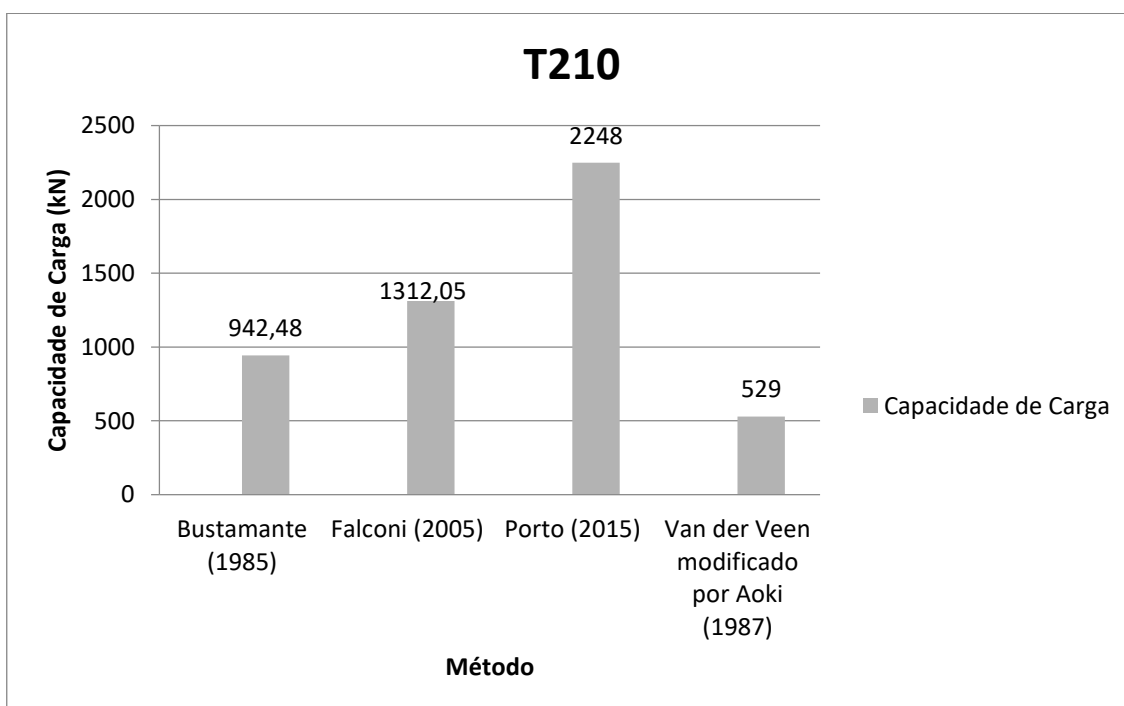


Figura 4-8 - Gráfico do Tirante T210 com as capacidades de carga.

Nota-se pelas Figuras 4.4 a 4.8, que as capacidades de cargas obtidas para o método de Bustamante e Doix (1985) são únicas em todos os seis tirantes, com o valor de 942,48 kN. Este fato pode ser justificado pela formulação que considera a resistência cisalhante que neste caso é a mesma em todos os tirantes.

No método de Falconi (2005) a capacidade de carga depende do resultado do SPT, que neste caso é variável. Desta forma, ocorre uma dispersão nos resultados da capacidade de carga da ordem de 74 kN. Outro método também dependente do SPT é Porto (2015), que neste estudo teve uma variação de 120 kN de um tirante para outro como visualizado nos gráficos da Figura 4.4, 4.7 e 4.8 para os gráficos da Figura 4.5 e 4.6.

A extrapolação matemática tem para cada tirante uma capacidade de carga distinta, afinal, ela é calculada pelo gráfico da carga versus deslocamento do ensaio de protensão.

No caso destes tirantes, no método de Bustamante e Doix (1985) considerou-se uma resistência ao cisalhamento de 250 kN e um coeficiente de majoração do bulbo ancorado igual a 1,5 (média para o solo silte argiloso). Na aplicação do método de Falconi (2005) é considerada a penetração no solo, que é obtida pelo ensaio SPT, com resultado de 50 golpes para os tirantes T26, T208 e T210 e 47 golpes nos tirantes T52, T53 e T54. Deste modo, obteve-se nos tirantes relatados uma resistência ao cisalhamento de 265 kN e 250 kN respectivamente. Além disso, vale ressaltar que no método de Falconi (2005) é necessário o diâmetro médio de ruptura, o qual foi resultante da multiplicação do coeficiente de majoração do método de Porto (2015) (1,97) vezes o diâmetro do furo (0,1 m). Para o cálculo da capacidade de carga através do método de Porto (2015) utilizou-se os parâmetros relatados no método de Falconi (2005) acrescido do coeficiente de ancoragem para o solo silte argiloso de 2,57. Este método teve uma resistência ao cisalhamento de 454 kN (T26, T208 e T210) e 428 kN (T52, T53 e T54).

Em todos os gráficos os valores de capacidade de carga do menor valor ao maior seguem uma ordem dos métodos de Van der Veen modificado por Aoki (1976), Bustamante e Doix (1985), Falconi (2005) e Porto (2015).

Ao analisar as Figuras 4.4 a 4.8, observa-se que as capacidades de carga para os tirantes mostram-se conservativas quando calculadas pelo método de Van der Veen modificada por Aoki (1976) em relação aos demais métodos.

Por exemplo, no tirante T210 (Figura 4.8) em que tem-se o menor valor de capacidade de carga extrapolada (529 kN), ao comparar esta capacidade de carga as demais desta figura

têm-se que: para o método de Bustamante e Doix (1985), a capacidade de carga de Van der Veen modificada por Aoki (1976) é aproximadamente 44% menor. Em relação ao método proposto por Falconi (2005), o valor da capacidade de carga mostrou superestimado em 59,68%. Já ao comparar a capacidade de carga extrapolada com a metodologia de Porto (2015), a capacidade de carga extrapolada teve uma queda de 76,5% em relação ao valor obtido em Porto (2015).

Ao realizar este mesmo diagnóstico para a Figura 4.4 constata-se que a capacidade de carga para o T26 na extrapolação é menor que Bustamante e Doix em 40,8%. Já ao comparar com o método de Falconi (2005) tem uma redução maior de 57,5%, enquanto em Porto (2015) esta discrepância está na ordem de 75%.

Os tirantes T52 e T53 tiveram para cada método seus valores de capacidade de carga iguais, conforme exposto na Figura 4.5. Os valores da capacidade de carga extrapolada foram bem conservadoras em relação aos outros métodos. Com uma diferença de 48,7% em relação à Bustamante e Doix (1985), 53% por Falconi (2005) e 73% em Porto (2015). Já o tirante T54 (Figura 4.6) teve apenas na carga de ruptura um valor diferente dos tirantes T52 e T53, da ordem de 10 kN menor. Enquanto os demais valores de capacidade de carga são iguais ao apresentado na Figura 4.5.

Para o T208 (Figura 4.7) a capacidade de carga calculada pelo método de Van der Veen modificada por Aoki (1976) foi de 578 kN. Este valor obtido foi menor em média 75% em relação à metodologia de Porto (2015). Ao comparar com Bustamante e Doix (1985) o valor é menor apenas em 39% e a subestimação da capacidade de carga pela extrapolação em relação a Falconi (2005) é de 56%.

### 5. CONCLUSÕES

O presente trabalho foi desenvolvido a partir de dados de uma cortina atirantada contendo perfil geológico-geotécnico e ensaios de protensão. Pela frase famosa de Terzaghi: “Em mecânica dos solos a precisão dos resultados calculados nunca excede a de uma estimativa aproximada, e a função principal da teoria é que ela nos ensina o quê e como observar em campo”. Nesta perspectiva, o objetivo principal deste trabalho foi alcançado satisfatoriamente, assim pode-se concluir que:

- a) O cálculo de capacidade de carga pela extrapolação matemática de Aoki (1976) oriundo de Van Der Veen em ancoragens a partir de ensaios de protensão é satisfatório, contudo, neste estudo não foi muito viável visto que apenas 16% dos tirantes mostrou-se com resultado de aceitável e confiável segundo critério de Aoki *et al.* (2013) e o desvio padrão foi altíssimo de 2570.
- b) O método de Porto (2015) está bastante discrepante aos demais, mostrando que uma análise a este método deve ser realizada, principalmente nos parâmetros utilizados por ele, visto que Porto (2015) não realizou ensaios para solo do tipo silte e estimou os preceitos empregados.
- c) As metodologias semiempíricas analisadas neste trabalho para obter a capacidade de carga das ancoragens mostram resultados discrepantes àquele calculado pela adaptação da Teoria de Mohr Coulomb (método utilizado pela empresa executora da obra).
- d) Com os valores encontrados é possível fazer a otimização das ancoragens na cortina atirantada, logo serve de exemplo para trabalhos em outras obras de contenção futuras.
- e) É importante uma análise criteriosa dos métodos de cálculo de capacidade de carga para empregar em uma contenção, principalmente a confiabilidade dos resultados de capacidade de carga pela extrapolação matemática.

## 5.1 - SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Ao desenvolver esta dissertação, algumas dúvidas que não eram objetivo deste trabalho surgiram, logo estes questionamentos poderiam ser abordados em pesquisas futuras, tais como:

- a) Calcular a capacidade de carga para outros métodos semiempíricos encontrados na literatura, que permitirá uma abordagem mais abrangente quanto a quesitos geotécnicos da obra;
- b) Realizar uma análise estatística avançada para estes dados, possibilitando um estudo de probabilidade de ruína/falha da contenção;
- c) Verificar a estabilidade da cortina com o novo comprimento de bulbo, através de retroanálise de estabilidade interna e global;
- d) Realizar investigação de outros valores para o comprimento ancorado do bulbo utilizando as capacidades de carga encontradas pelo método Van der Veen modificado por Aoki (1976) com as metodologias propostas por outros autores, como: Falconi, Bustamante e Doix e outros da literatura
- e) Estudo sobre a vida útil de estruturas de contenção e como isso influencia na forma de reforço/recuperação.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABMS/ABEF. *Fundações Teoria e Prática*. 2.ed. São Paulo: PINI, 1997. 750p
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15.575 – *Desempenho de edificações Habitacionais*. Rio de Janeiro. 2013.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5629 – *Tirantes ancoradas no terreno – Projeto e execução: Procedimento*. Rio de Janeiro, 2006.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5629 – *Tirantes ancoradas no terreno – Projeto e execução: Procedimento*. Rio de Janeiro, 2018.
- AOKI, N. *Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas*. Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações, Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro. 1976.
- AOKI N.; CINTRA C. A.; TSUHA C. H. C.; GIACHETI H. L. *Fundações, ensaios estáticos e dinâmicos*. Ed. Oficina de Textos. 2013.
- BLACHERE, G. *Savoir bâtir*, Paris, Eyrolles, 1974 apud Jean-Luc CHEVALIER (a), Julien HANS (a). *Performance Based Approach French State or Art*, 2003. 343p.
- BARROS, P.L.A. *Obras de contenção: manual técnico*. Jundiaí, SP: Maccaferri, 2006. 219p.
- BORGES, C. A. De M. *O conceito de desempenho de edificações e a sua importância para o setor da construção civil no Brasil*. 2008. 263f. Dissertação (mestrado em Engenharia de Construção Civil e Urbana) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.
- BUSTAMANTE, M.; DOIX, B.; “*Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés*”. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, n. 140, p. 75-92, 1985.
- CAMBEFORT, H. “*Essai sur le comportement em terrain homogéne des pieux isolés et des groupes de pieux*”. Annales de l’Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, n. 204, décembre, p. 1477-1519. 1964a.
- CAMBEFORT, H. “*Injection des sols*”. Tomos I e II, Éditions Eyrolles, Paris. 1964b.
- CARVALHO, M. A. R. *Ancoragens pré-esforçadas em obras geotécnicas. Construção, ensaios e análise comportamental*. 2019. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia da universidade do Porto, Portugal. 495p, 2009.

COSTA NUNES, A. J. *20 Anos de experiência em ancoragens*. Conferência no Instituto de Engenharia de São Paulo. 1978.

Criar Engenharia S/A. *Projeto da Cortina Atirantada da Avenida Nossa Senhora do Carmo*. 2018.

CUNHA, A. J. P; LIMA, N.A; SOUZA, V.C.M. *Acidentes estruturais na construção civil*. São Paulo, v.1, Pini, 1996. p. 11-17.

DEER- MG-Departamento de Edificações e Estradas de Rodagem de Minas Gerais. *Informações, fotos e detalhes do Projeto da Avenida Nossa Senhora do Carmo*. 2018.

DIAS, M.V.L.. *Proposta de Dimensionamento Geotécnico de Tirantes por Meio de Ensaio de Recebimento*. 2019. 152 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UFOP, Ouro Preto, 2019.

D'Hyppolito, L. C. B. de S. *Relações Empíricas para Estimativa da Resistência ao Arrancamento de Ancoragens*. 2017. Dissertação (Mestrado em Programa de Engenharia Civil) - Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Rio de Janeiro, 2017.

FALCONI, F. Concurso: “*Capacidade Geotécnica de Ancoragens reinjetáveis*”; IV COBRAE - Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, Salvador-BA, 2005.

FRANÇA, A.A.V, MARCONDES, C.G.N, ROCHA, F.C.R, MEDEIROS, M.H.F, HELENE, P. -*Revista Técnica a Revista do Engenheiro Civil*. São Paulo: Edição 174, set. 2011

FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOTÉCNICA DO MUNICÍPIO DO RIO DE JANEIRO. *Manual técnico de encostas*. Rio de Janeiro, 2014a. v. 1.

GERSCOVICH, D.M.S. *Estrutura de contenção e muro de arrimo*. Rio de Janeiro. UFRJ, 2016.

GOMES, R.C.; PORTO, T. B.; DOS ANJOS, T. C. F. *Utilização do Método de Extrapolação de Cargas Proposto Por Massad (1987) Para Controle de Ancoragens Utilizando Aplicativo Web*. 2016.

GONZÁLES CORRALES, Luis Alonso. *Análise comparativa da estabilidade interna de cortinas atirantadas utilizando métodos analíticos e simulações numéricas 2D*. 2018. xxv, 149 f., il. Dissertação (Mestrado em Geotecnia)—Universidade de Brasília, Brasília, 2018.

Gusmão Filho, J.. *Desempenho de obras geotécnicas*. Recife: Ed. Universitária da UFPE, 2006. 523p.

HELENE, P.R.L. *Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto*. 2. Ed. São Paulo: Pini, 1992.

IBGE. *Censo Demográfico-2010*. Rio de Janeiro. IBGE, 2010.

IESP. *Parecer técnico de tirantes em áreas urbanas*. INSTITUTO DE ENGENHARIA DE SÃO PAULO – IESP, São Paulo. 04 abr. 2006. Disponível em: <<http://ie.org.br/site/ieadm/arquivos/arqnot128.pdf>>. Acesso em: 11 maio 2019.

INMET, Instituto Nacional de Meteorologia. Normas Climatológicas do Brasil 1961-1990. Disponível em: <<http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=clima/normaisclimatologicas>>. Acesso em: 20 abr. 2019.

IRVIN, C. MOTHERSILLE, D.K.V. *Corrosion protection options for permanent ground anchorages, Proceeding of the International Conference on Ground Anchorages and Anchored Structures in Service*, Londres, Reino Unido. 2007.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 6241: *Performance standards in buildings: principles for their preparation*. London, 1984. 12p.

JAYAWICKRAMA, P. W.; TINKEY, Y.; GONG, J.; TURNER, J. *Non-Destructive Evaluation of Installed Soil Nails*. Report No. FHWA/TX 07–258 p. Texas: 2007.

MACHADO, A.X; MENDES, L.C.; (2018). *Load check ob ancores curtains located in geotechnical hazard areas in the city of Rio de Janeiro*. Revista de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción, vol. 8, núm. 1, pp. 64-78.

MARCELLI, M. *Sinistros na construção civil: causas e soluções para danos e prejuízos em obras*. São Paulo: Pini, 2007.

MATOS, M. A. dos S. *Aplicação do método de escavação sequencial a cortinas de estacas e betão projectado*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade do Porto, Porto, 2010.

MIKOS, A.P.; CAETANO, M.C; ROEDEL, L.; FARO, V.P. *Estudo das Manifestações Patológicas em Solo Grampeado e Cortina Atirantada*. Revista Técnico Científico do CREA-PR, Paraná, ed. 23, 2017. Disponível em: <<http://creaprw16.crea-pr.org.br/revista/Sistema/index.php/revista/issue/view/24/showToc>>. Acesso em: 6 abr. 2020.

MONTEIRO, T.M.; ARAUJO, C.B.C.; AGUIAR, M.F.P. *Análise de métodos semi-empíricos nacionais e internacionais para determinação da capacidade de carga axial em estacas tipo raiz*. Revista Tecnologia, Fortaleza, v. 38, n. 2, p. 1-16, 2017.

MORE, J. Z. P. *Análise Numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos*. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 120p, 2003.

PIAZZALUNGA, P.H. *Análise Computacional Probabilística e Hipotética de uma Cortina Atirantada Executada em uma Cava de Mineração*. 2018. 168 f. Dissertação

(Mestrado em Geotecnia) - Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UFOP, Ouro Preto, 2018.

PITTA, C. A., SOUZA, G. J. T., ZIRLIS, A. C., FERREIRA, J. F. C. *Quanto tempo durarão as cortinas atirantadas executadas a partir da década de 70? 30 anos?* XIII COBRAMSEG – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. 2006.

PINTO, S. E. L.. *Retroanálise de Ruptura de Estrutura de Contenção em retangulões em Belo Horizonte/MG*. 2013. 241f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Mestrado em Geotecnia e Transportes, Universidade Federal de Minas, Belo Horizonte, 2013.

PORTO, T. B.. *Ancoragens em Solos – Comportamento Geotécnico e Metodologia Via Web para Previsão e Controle*. 2015. Tese (doutorado), Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), Ouro Preto, Minas Gerais, 2015.

PORTO, T.B.; TORRES, A.C.A.; GOMES, R.C. (2017). *Behavior of reinjectable and prestressed anchors in soil masses: constructo case study in Congonhas- Brazil*. Revista Soil and Rocks, vol. 40 (2), pp. 177-186

RANZINI, S.M.T.; NEGRO JUNIOR, A. *Obras de contenção: tipos, métodos construtivos, dificuldades executivas*. In: HACHICH, W., FALCONI, F.F.; SAES, J.L.;FROTA,R.G.Q.; CARVALHO, C.S.; NIYAMA, S.(Ed.). *Fundações: teoria e pratica*. 2. ed. São Paulo: Pini,1998. p. 497-515

REIS, P. *Entrevista concedida a Gabriele Martins Gontijo*. Belo Horizonte, 01 fev. 2019. (A entrevista encontra-se transcrita no Apêndice “A” desta dissertação).

RIPPER, T; MOREIRA DE SOUZA, V. C. *Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto*. São Paulo, Pini, 2009.

ROSSO, T. *Racionalização da construção*. São Paulo, FAU/USP, 1980.

SANTOS, V. S. *"O que é Patologia?"*; *Brasil Escola*. Disponível em: <<https://brasilecola.uol.com.br/o-que-e/biologia/o-que-patologia.htm>>. Acesso: 10 dez. 2018.

SANTOS, I.G. *Estabilização de taludes em colúvio com o uso de cortinas ancoradas*. 2017. Tese (Doutorado)- Universidade Federal do Rio de Janeiro- COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2017.

SANTOS,D.C.; MONTANARI, I.V.O.P.; PEREIRA,S.H.;LAVOIE,F.L.; NETO, J.O.A.. *Contenção de encostas com uso de tirantes: estudo de caso*. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte- MG, 2016.

SENA, G.O.; NASCIMENTO, M.L.M.; NETO, A.C.N.; RIBEIRO, A.P.A.; PIRES, L.A.S.; LIMA, N.M.V. *Patologia das Construções*. Salvador: 2B Educação, 2020.

SILVA, A. S.; CARVALHO, E. T.; FANTINEL, L. M.; ROMANO, A. W.; VIANA, C. S. *Estudos Geológicos, Hidrogeológicos, Geotécnicos e Geoambientais Integrados no Município de Belo Horizonte*. Convênio: PMBH, SMP, FUNDEP/UFMG, 1995 apud PARIZZI, Maria Giovana; SOBREIRA, Frederico Garcia; GALVÃO, Terezinha Cássia de Brito; ELMIRO, Marcos Antônio Timbó. *Chuvas e escorregamentos de taludes em Belo Horizonte, MG*. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE DESASTRES NATURAIS, 1., 2004, Florianópolis. Anais. Florianópolis: GEDN/UFSC, 2004. p. 29-43.

SILVA A. P., JONOV C.M.P. *Curso de especialização em construção civil*. Departamento de engenharia de materiais e construção. Minas Gerais, 2011. (Notas de Aula). Disponível em: <[http://www.demc.ufmg.br/adriano/Manifest\\_%20Pat\\_2016.pdf](http://www.demc.ufmg.br/adriano/Manifest_%20Pat_2016.pdf)> . Acesso em: 06 nov. 2019.

SILVA, F. B. da.. “ *Patologia das construções: uma especialidade na engenharia civil*”. 2011. Disponível em <<http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/174/artigo285892-1.aspx>>. Acesso em 10 de dezembro de 2018.

SILVA, K. F. da.. *Análise do Comportamento Tensão Deformação de Cortinas Atirantadas*. 2016. 251 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UFOP, Ouro Preto, 2016.

SILVA, R.R.C.; Casanova, B.P.. *Análise do Desempenho de Tirantes Ancorados em Solos Coesivos, Através do Número de Fases de Injeção*. XVI Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental (CBGE), São Paulo, 2018.

SILVA, L. R.; MIRANDA, T. C.. *Análise e projeto de estrutura de contenção em ruptura de talude por erosão: estudo de caso*. Engineering Sciences, v.6, n.2, p.12-22, 2018.

SOLOTROT ENGENHARIA GEOTÉCNICA LTDA. *Manual de Serviços Geotécnicos Solotrat*. 6. ed. [São Paulo], 2018.

SOUZA, V.C.M.; RIPPER, T;. *Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto*. São Paulo, Pini, 1998.

VASCONCELOS, L.A.C.. *Estudo da Capacidade de Carga de Ancoragens Protendidas e Reinjetáveis em Maciços Geotécnicos*. 2016. Dissertação (mestrado), Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), Ouro Preto, Minas Gerais.

Van der Veen. *The Bearing Capacity of a Pile*. Proceedings of the Third Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, vol. 2, pp. 84-90. 1953.

YASSUDA, C. T., DIAS, P. H. V., *Capítulo 17 – Tirantes*. In: HACHICH *et al.* *Fundações: Teoria e Prática*. São Paulo: Pini, 1996. P.603-640.

XANTHAKOS, P. *Ground anchors and anchored structures*. New York: Wiley-Interscience, 1991

ZAPLA, L.S. 2009. *A banalização da recuperação estrutural! Estão maquiando nossas estruturas*. Disponível em: <

[http://www.zapla.com.br/artigos/banalizacaodarecuperacao\\_revistasim.pdf](http://www.zapla.com.br/artigos/banalizacaodarecuperacao_revistasim.pdf) >. Acesso: 27 dez. 2018.

## APÊNDICE I: DADOS POR TIRANTES

Dados dos tirantes						Dados Geotécnicos	Método de Porto			Método de Bustamante e Doix		Método de Falconi		Adaptação de Mohr Coulomb				Van Dee Veen modificado Aoki(1976)	
N.T	LL (m)	L <sub>b</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	S.G.	Linha	SPT	TL (kN)	Tu (kN/m)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	H (m)	σ' (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	Tipo ensaio	TL (kN)
T1	26	8	34	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	1235
T2	26	8	34	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	755
T3	26	8	34	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	676
T4	26	8	34	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	735
T5	26	8	34	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	715
T6	26	8	34	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	1323
T7	26	8	34	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	1676
T8	26	8	34	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	872
T9	26	8	34	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	1264
T10	26	8	34	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	813
T11	26	8	34	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	735
T12	26	8	34	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	794
T13	26	8	34	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	1274
T14	26	8	34	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	1117
T15	26	8	34	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	3107
T16	26	8	34	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	1911
T17	26	8	34	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	970
T18	26	8	34	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	853
T19	26	8	34	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	951
T20	26	8	34	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	911

(Continua)

Dados dos tirantes						Dados Geotécnicos	Método de Porto			Método de Bustamante e Doix		Método de Falconi		Adaptação de Mohr Coulomb				Van Dee Veen modificado Aoki(1976)	
N.T	LL (m)	L <sub>b</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	S.G.	Linha	SPT	TL (kN)	Tu (kN/m)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	H (m)	σ' (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	Tipo ensaio	TL (kN)
T21	26	8	34	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	794
T22	26	8	34	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	666
T23	26	8	34	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	657
T24	26	8	34	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	1156
T25	26	8	34	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	1098
T26	42	8	50	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	17	348,5	269,41	1333,89	B	588
T27	42	8	50	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	17	348,5	269,41	1333,89	B	823
T28	42	8	50	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	17	348,5	269,41	1333,89	B	1754
T29	42	8	50	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	17	348,5	269,41	1333,89	B	627
T30	42	8	50	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	17	348,5	269,41	1333,89	B	892
T31	42	8	50	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	17	348,5	269,41	1333,89	B	1058
T32	42	8	50	SG3	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	17	348,5	269,41	1333,89	B	755
T33	42	8	50	SG2	1	32,5	1505,7	188	304,12	250	942,48	177,5	878,8	17	348,5	269,41	1333,89	B	735
T34	42	8	50	SG2	1	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	17	348,5	269,41	1333,89	B	637
T35	42	8	50	SG2	1	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	17	348,5	269,41	1333,89	B	862
T36	42	8	50	SG2	1	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	17	348,5	269,41	1333,89	B	833
T37	42	8	50	SG2	1	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	17	348,5	269,41	1333,89	B	647
T38	42	8	50	SG2	1	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	17	348,5	269,41	1333,89	B	931
T39	42	8	50	SG2	1	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	17	348,5	269,41	1333,89	B	784
T40	42	8	50	SG2	1	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	17	348,5	269,41	1333,89	B	2156
T41	42	8	50	SG2	1	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	17	348,5	269,41	1333,89	B	2087
T42	42	8	50	SG2	1	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	17	348,5	269,41	1333,89	B	10345
T43	42	8	50	SG2	1	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	17	348,5	269,41	1333,89	B	10345

(Continua)



Dados dos tirantes						Dados Geotécnicos	Método de Porto			Método de Bustamante e Doix		Método de Falconi		Adaptação de Mohr Coulomb				Van Dee Veen modificado Aoki(1976)	
N.T	LL (m)	L <sub>b</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	S.G.	Linha	SPT	TL (kN)	Tu (kN/m)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	H (m)	σ' (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	Tipo ensaio	TL (kN)
T44	42	8	50	SG2	1	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	17	348,5	269,41	1333,89	B	901
T45	42	8	50	SG2	1	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	17	348,5	269,41	1333,89	B	696
T46	42	8	50	SG1	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	17	348,5	269,41	1333,89	B	735
T47	42	8	50	SG1	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	17	348,5	269,41	1333,89	B	1156
T48	42	8	50	SG1	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	17	348,5	269,41	1333,89	B	823
T49	42	8	50	SG1	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	17	348,5	269,41	1333,89	B	647
T50	42	8	50	SG1	1	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	17	348,5	269,41	1333,89	B	735
T51	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	784
T52	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	578
T53	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	578
T54	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	568
T55	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	5851
T56	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	696
T57	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	705
T58	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	774
T59	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	1156
T60	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	735
T61	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	1019
T62	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	696
T63	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	696
T64	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	872
T65	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	
T66	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	4969

(Continua)

Dados dos tirantes						Dados Geotécnicos	Método de Porto			Método de Bustamante e Doix		Método de Falconi		Adaptação de Mohr Coulomb				Van Dee Veen modificado Aoki(1976)	
N.T	LL (m)	L <sub>b</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	S.G.	Linha	SPT	TL (kN)	Tu (kN/m)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	H (m)	σ' (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	Tipo ensaio	TL (kN)
T67	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	1127
T68	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	1039
T69	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	774
T70	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	1019
T71	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	2734
T72	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	1735
T73	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	7134
T74	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	2107
T75	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	4096
T76	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	3969
T77	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	1529
T78	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	2303
T79	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	1147
T80	26	8	34	SG1	1	47	2120,7	265	428,33	250	942,48	250	1237,8	11,3	231,65	204,23	1011,15	B	2107
T81	22	8	30	SG3	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13	266,5	223,67	1107,41	B	1039
T82	22	8	30	SG3	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13	266,5	223,67	1107,41	B	755
T83	22	8	30	SG3	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13	266,5	223,67	1107,41	A	2266
T84	22	8	30	SG3	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13	266,5	223,67	1107,41	A	1266
T85	22	8	30	SG3	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13	266,5	223,67	1107,41	B	2372
T86	22	8	30	SG3	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13	266,5	223,67	1107,41	B	1058
T87	22	8	30	SG3	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13	266,5	223,67	1107,41	B	892
T88	22	8	30	SG3	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13	266,5	223,67	1107,41	A	1506
T89	22	8	30	SG3	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13	266,5	223,67	1107,41	B	1019

(Continua)

Dados dos tirantes						Dados Geotécnicos	Método de Porto			Método de Bustamante e Doix		Método de Falconi		Adaptação de Mohr Coulomb				Van Dee Veen modificado Aoki(1976)	
N.T	LL (m)	L <sub>b</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	S.G.	Linha	SPT	TL (kN)	Tu (kN/m)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	H (m)	σ' (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	Tipo ensaio	TL (kN)
T90	22	8	30	SG3	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13	266,5	223,67	1107,41	B	813
T91	22	8	30	SG3	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13	266,5	223,67	1107,41	B	853
T92	22	8	30	SG3	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13	266,5	223,67	1107,41	A	1490
T93	22	8	30	SG3	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13	266,5	223,67	1107,41	B	1058
T94	22	8	30	SG3	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13	266,5	223,67	1107,41	B	1539
T95	22	8	30	SG3	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13	266,5	223,67	1107,41	B	2058
T96	22	8	30	SG3	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13	266,5	223,67	1107,41	B	1039
T97	22	8	30	SG3	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13	266,5	223,67	1107,41	B	10345
T98	22	8	30	SG3	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13	266,5	223,67	1107,41	B	764
T99	22	8	30	SG3	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13	266,5	223,67	1107,41	B	1950
T100	22	8	30	SG3	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13	266,5	223,67	1107,41	B	1666
T101	22	8	30	SG3	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13	266,5	223,67	1107,41	B	843
T102	22	8	30	SG3	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13	266,5	223,67	1107,41	A	5686
T103	22	8	30	SG3	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13	266,5	223,67	1107,41	B	1127
T104	22	8	30	SG3	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13	266,5	223,67	1107,41	A	7820
T105	22	8	30	SG3	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13	266,5	223,67	1107,41	B	1127
T106	39	8	47	SG3	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	18,8	385,4	290,00	1435,81	B	931
T107	39	8	47	SG3	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	18,8	385,4	290,00	1435,81	B	872
T108	39	8	47	SG3	2	32,5	1505,7	188	304,12	250	942,48	177,5	878,8	18,8	385,4	290,00	1435,81	A	12906
T109	39	8	47	SG3	2	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	18,8	385,4	290,00	1435,81	B	676
T110	39	8	47	SG3	2	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	18,8	385,4	290,00	1435,81	B	931
T111	39	8	47	SG3	2	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	18,8	385,4	290,00	1435,81	B	853
T112	39	8	47	SG3	2	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	18,8	385,4	290,00	1435,81	A	1134

(Continua)

Dados dos tirantes						Dados Geotécnicos	Método de Porto			Método de Bustamante e Doix		Método de Falconi		Adaptação de Mohr Coulomb				Van Dee Veen modificado Aoki(1976)	
N.T	LL (m)	L <sub>b</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	S.G.	Linha	SPT	TL (kN)	Tu (kN/m)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	H (m)	σ' (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	Tipo ensaio	TL (kN)
T113	39	8	47	SG2	2	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	18,8	385,4	290,00	1435,81	B	853
T114	39	8	47	SG2	2	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	18,8	385,4	290,00	1435,81	A	1573
T115	39	8	47	SG2	2	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	18,8	385,4	290,00	1435,81	B	931
T116	39	8	47	SG2	2	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	18,8	385,4	290,00	1435,81	B	2117
T117	39	8	47	SG2	2	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	18,8	385,4	290,00	1435,81	B	1000
T118	39	8	47	SG2	2	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	18,8	385,4	290,00	1435,81	B	1313
T119	39	8	47	SG2	2	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	18,8	385,4	290,00	1435,81	B	3263
T120	39	8	47	SG2	2	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	18,8	385,4	290,00	1435,81	A	3828
T121	39	8	47	SG2	2	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	18,8	385,4	290,00	1435,81	B	2107
T122	39	8	47	SG2	2	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	18,8	385,4	290,00	1435,81	B	902
T123	39	8	47	SG2	2	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	18,8	385,4	290,00	1435,81	B	853
T124	39	8	47	SG2	2	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	18,8	385,4	290,00	1435,81	B	1803
T125	39	8	47	SG2	2	15	763,5	95	154,20	120	452,39	90	445,6	18,8	385,4	290,00	1435,81	B	980
T126	39	8	47	SG2	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	18,8	385,4	290,00	1435,81	B	823
T127	39	8	47	SG2	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	18,8	385,4	290,00	1435,81	B	1450
T128	39	8	47	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	18,8	385,4	290,00	1435,81	B	892
T129	39	8	47	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	18,8	385,4	290,00	1435,81	B	784
T130	39	8	47	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	18,8	385,4	290,00	1435,81	B	725
T131	20	8	28	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	B	960
T132	20	8	28	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	B	1088
T133	20	8	28	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	A	1225
T134	20	8	28	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	B	843
T135	20	8	28	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	B	784

(Continua)

Dados dos tirantes						Dados Geotécnicos	Método de Porto			Método de Bustamante e Doix		Método de Falconi		Adaptação de Mohr Coulomb				Van Dee Veen modificado Aoki(1976)	
N.T	LL (m)	L <sub>b</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	S.G.	Linha	SPT	TL (kN)	Tu (kN/m)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	H (m)	σ' (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	Tipo ensaio	TL (kN)
T136	20	8	28	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	B	627
T137	20	8	28	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	B	1343
T138	20	8	28	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	A	12906
T139	20	8	28	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	B	872
T140	20	8	28	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	B	911
T141	20	8	28	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	B	1401
T142	20	8	28	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	B	647
T143	20	8	28	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	A	12906
T144	20	8	28	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	B	1088
T145	20	8	28	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	B	696
T146	20	8	28	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	B	745
T147	20	8	28	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	B	1147
T148	20	8	28	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	B	872
T149	20	8	28	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	B	1117
T150	20	8	28	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	B	813
T151	20	8	28	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	B	725
T152	20	8	28	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	A	12906
T153	20	8	28	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	B	970
T154	20	8	28	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	A	12906
T155	20	8	28	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	B	1490
T156A	20	8	28	SG1	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	B	1029
T157A	20	8	28	SG2	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	A	12906
T158A	20	8	28	SG2	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	B	666

(Continua)

Dados dos tirantes						Dados Geotécnicos	Método de Porto			Método de Bustamante e Doix		Método de Falconi		Adaptação de Mohr Coulomb				Van Dee Veen modificado Aoki(1976)	
N.T	LL (m)	L <sub>b</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	S.G.	Linha	SPT	TL (kN)	Tu (kN/m)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	H (m)	σ' (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	Tipo ensaio	TL (kN)
T158B	20	8	28	SG2	2	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	12,2	250,1	214,52	1062,11	B	833
T159	18	8	26	SG3	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	14,5	297,25	240,82	1192,34	B	755
T160	18	8	26	SG3	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	14,5	297,25	240,82	1192,34	B	833
T161	18	8	26	SG3	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	14,5	297,25	240,82	1192,34	B	1372
T162	18	8	26	SG3	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	14,5	297,25	240,82	1192,34	B	980
T163	18	8	26	SG3	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	14,5	297,25	240,82	1192,34	B	1019
T164	18	8	26	SG3	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	14,5	297,25	240,82	1192,34	A	1470
T165	18	8	26	SG3	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	14,5	297,25	240,82	1192,34	B	931
T166	18	8	26	SG3	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	14,5	297,25	240,82	1192,34	B	10345
T167	18	8	26	SG3	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	14,5	297,25	240,82	1192,34	B	1078
T168	18	8	26	SG3	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	14,5	297,25	240,82	1192,34	B	1235
T169	18	8	26	SG3	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	14,5	297,25	240,82	1192,34	B	1411
T170	18	8	26	SG3	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	14,5	297,25	240,82	1192,34	A	1664
T171	18	8	26	SG3	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	14,5	297,25	240,82	1192,34	B	1156
T172	18	8	26	SG3	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	14,5	297,25	240,82	1192,34	B	1029
T173	18	8	26	SG3	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	14,5	297,25	240,82	1192,34	B	2156
T174	18	8	26	SG3	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	14,5	297,25	240,82	1192,34	B	1205
T175	18	8	26	SG3	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	14,5	297,25	240,82	1192,34	A	2726
T176	18	8	26	SG3	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	14,5	297,25	240,82	1192,34	B	980
T177	18	8	26	SG3	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	14,5	297,25	240,82	1192,34	B	892
T178	18	8	26	SG3	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	14,5	297,25	240,82	1192,34	B	1000
T179	18	8	26	SG3	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	14,5	297,25	240,82	1192,34	B	892
T180	18	8	26	SG3	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	14,5	297,25	240,82	1192,34	B	735

(Continua)

Dados dos tirantes						Dados Geotécnicos	Método de Porto			Método de Bustamante e Doix		Método de Falconi		Adaptação de Mohr Coulomb				Van Dee Veen modificado Aoki(1976)	
N.T	LL (m)	L <sub>b</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	S.G.	Linha	SPT	TL (kN)	Tu (kN/m)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	H (m)	σ' (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	Tipo ensaio	TL (kN)
T181	18	8	26	SG3	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	14,5	297,25	240,82	1192,34	B	715
T182	18	8	26	SG3	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	14,5	297,25	240,82	1192,34	B	1029
T183	32	8	40	SG3	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	19,3	395,65	295,71	1464,12	B	892
T184	32	8	40	SG3	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	19,3	395,65	295,71	1464,12	A	12906
T185	32	8	40	SG3	3	31	1442,1	180	291,27	250	942,48	170	841,7	19,3	395,65	295,71	1464,12	B	951
T186	32	8	40	SG3	3	12	636,2	80	128,50	120	452,39	75	371,3	19,3	395,65	295,71	1464,12	B	911
T187	32	8	40	SG3	3	12	636,2	80	128,50	120	452,39	75	371,3	19,3	395,65	295,71	1464,12	B	6125
T188	32	8	40	SG3	3	12	636,2	80	128,50	120	452,39	75	371,3	19,3	395,65	295,71	1464,12	B	715
T189	32	8	40	SG3	3	12	636,2	80	128,50	120	452,39	75	371,3	19,3	395,65	295,71	1464,12	B	970
T190	32	8	40	SG2	3	12	636,2	80	128,50	120	452,39	75	371,3	19,3	395,65	295,71	1464,12	B	1852
T191	32	8	40	SG2	3	12	636,2	80	128,50	120	452,39	75	371,3	19,3	395,65	295,71	1464,12	B	941
T192	32	8	40	SG2	3	12	636,2	80	128,50	120	452,39	75	371,3	19,3	395,65	295,71	1464,12	B	10345
T193	32	8	40	SG2	3	12	636,2	80	128,50	120	452,39	75	371,3	19,3	395,65	295,71	1464,12	B	
T194	32	8	40	SG2	3	12	636,2	80	128,50	120	452,39	75	371,3	19,3	395,65	295,71	1464,12	B	1107
T195	32	8	40	SG2	3	12	636,2	80	128,50	120	452,39	75	371,3	19,3	395,65	295,71	1464,12	B	7889
T196	32	8	40	SG2	3	12	636,2	80	128,50	120	452,39	75	371,3	19,3	395,65	295,71	1464,12	B	745
T197	32	8	40	SG2	3	12	636,2	80	128,50	120	452,39	75	371,3	19,3	395,65	295,71	1464,12	B	10345
T198	32	8	40	SG2	3	12	636,2	80	128,50	120	452,39	75	371,3	19,3	395,65	295,71	1464,12	B	2038
T199	32	8	40	SG2	3	12	636,2	80	128,50	120	452,39	75	371,3	19,3	395,65	295,71	1464,12	B	735
T200	32	8	40	SG2	3	12	636,2	80	128,50	120	452,39	75	371,3	17,6	360,8	276,27	1367,87	B	686
T201	32	8	40	SG2	3	12	636,2	80	128,50	120	452,39	75	371,3	17,6	360,8	276,27	1367,87	B	872
T202	32	8	40	SG2	3	12	636,2	80	128,50	120	452,39	75	371,3	15,9	325,95	256,83	1271,61	B	980
T203	27	8	35	SG2	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	15,9	325,95	256,83	1271,61	B	676

(Continua)

Dados dos tirantes						Dados Geotécnicos	Método de Porto			Método de Bustamante e Doix		Método de Falconi		Adaptação de Mohr Coulomb				Van Dee Veen modificado Aoki(1976)	
N.T	LL (m)	L <sub>b</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	S.G.	Linha	SPT	TL (kN)	Tu (kN/m)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	H (m)	σ' (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	Tipo ensaio	TL (kN)
T204	27	8	35	SG2	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	B	833
T205	22	8	30	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	A	1225
T206	22	8	30	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	B	1196
T207	16	8	24	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	B	804
T208	16	8	24	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	B	578
T209	16	8	24	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	B	941
T210	16	8	24	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	B	529
T211	16	8	24	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	B	1147
T212	16	8	24	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	B	755
T213	16	8	24	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	B	1431
T214	16	8	24	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	A	2369
T215	16	8	24	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	B	1029
T216	16	8	24	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	B	853
T217	16	8	24	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	B	2156
T218	14	8	22	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	16,2	332,1	260,26	1288,60	B	892
T219	14	8	22	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	16,2	332,1	260,26	1288,60	B	1940
T220	14	8	22	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	16,2	332,1	260,26	1288,60	B	666
T221	14	8	22	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	16,2	332,1	260,26	1288,60	B	774
T222	14	8	22	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	16,2	332,1	260,26	1288,60	B	774
T223	14	8	22	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	16,2	332,1	260,26	1288,60	B	686
T224	14	8	22	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	16,2	332,1	260,26	1288,60	B	676
T225	14	8	22	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	16,2	332,1	260,26	1288,60	B	911
T226	14	8	22	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	16,2	332,1	260,26	1288,60	B	666

(Continua)



Dados dos tirantes						Dados Geotécnicos	Método de Porto			Método de Bustamante e Doix		Método de Falconi		Adaptação de Mohr Coulomb				Van Dee Veen modificado Aoki(1976)	
N.T	LL (m)	L <sub>b</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	S.G.	Linha	SPT	TL (kN)	Tu (kN/m)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	H (m)	σ' (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	Tipo ensaio	TL (kN)
T227	14	8	22	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	16,2	332,1	260,26	1288,60	B	1323
T228	14	8	22	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	16,2	332,1	260,26	1288,60	B	637
T229	14	8	22	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	16,2	332,1	260,26	1288,60	B	813
T230	14	8	22	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	16,2	332,1	260,26	1288,60	B	1205
T231	14	8	22	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	16,2	332,1	260,26	1288,60	B	872
T232	14	8	22	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	16,2	332,1	260,26	1288,60	B	1107
T233	14	8	22	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	16,2	332,1	260,26	1288,60	B	725
T234	14	8	22	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	16,2	332,1	260,26	1288,60	B	755
T235	14	8	22	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	16,2	332,1	260,26	1288,60	B	1245
T236	14	8	22	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	16,2	332,1	260,26	1288,60	B	970
T237	14	8	22	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	16,2	332,1	260,26	1288,60	B	735
T238	14	8	22	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	16,2	332,1	260,26	1288,60	B	970
T239	14	8	22	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	16,2	332,1	260,26	1288,60	B	2283
T240	20	8	28	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	18	369	280,85	1390,52	B	1019
T241	20	8	28	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	18	369	280,85	1390,52	B	1029
T242	20	8	28	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	18	369	280,85	1390,52	B	960
T243	20	8	28	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	18	369	280,85	1390,52	B	1029
T244	20	8	28	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	18	369	280,85	1390,52	B	1558
T245	20	8	28	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	18	369	280,85	1390,52	B	833
T246	20	8	28	SG3	4	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	18	369	280,85	1390,52	B	960
T247	20	8	28	SG2	4	39	1781,4	223	359,80	250	942,48	210	1039,7	18	369	280,85	1390,52	B	892
T248	20	8	28	SG2	4	27,8	1306,4	163	263,85	250	942,48	154	762,5	18	369	280,85	1390,52	B	2323
T249	20	8	28	SG2	4	27,8	1306,4	163	263,85	250	942,48	154	762,5	18	369	280,85	1390,52	B	1862

(Continua)

Dados dos tirantes						Dados Geotécnicos	Método de Porto			Método de Bustamante e Doix		Método de Falconi		Adaptação de Mohr Coulomb				Van Dee Veen modificado Aoki(1976)	
N.T	LL (m)	L <sub>b</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	S.G.	Linha	SPT	TL (kN)	Tu (kN/m)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	H (m)	σ' (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	Tipo ensaio	TL (kN)
T250	10	8	18	SG2	4	23,8	1136,7	142	229,59	250	942,48	134	663,5	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	833
T251	16	8	24	SG2	4	35,2	1620,2	203	327,25	250	942,48	191	945,7	16,8	344,4	267,12	1322,57	B	843
T252	16	8	24	SG2	4	35,2	1620,2	203	327,25	250	942,48	191	945,7	16,8	344,4	267,12	1322,57	B	2793
T253	20	8	28	SG2	4	27,8	1306,4	163	263,85	250	942,48	154	762,5	18	369	280,85	1390,52	B	1137
T254	20	8	28	SG2	4	27,8	1306,4	163	263,85	250	942,48	154	762,5	18	369	280,85	1390,52	B	2489
T255	10	8	18	SG2	4	27,8	1306,4	163	263,85	250	942,48	154	762,5	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	843
T256	10	8	18	SG2	4	27,8	1306,4	163	263,85	250	942,48	154	762,5	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	813
T257	10	8	18	SG2	4	27,8	1306,4	163	263,85	250	942,48	154	762,5	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	4273
T258	10	8	18	SG2	4	27,8	1306,4	163	263,85	250	942,48	154	762,5	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	627
T259	10	8	18	SG2	4	27,8	1306,4	163	263,85	250	942,48	154	762,5	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	1156
T260	10	8	18	SG2	4	42,5	1929,9	241	389,78	250	942,48	227,5	1126,4	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	951
T261	10	8	18	SG2	4	42,5	1929,9	241	389,78	250	942,48	227,5	1126,4	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	735
T262	10	8	18	SG1	4	42,5	1929,9	241	389,78	250	942,48	227,5	1126,4	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	1117
T263	10	8	18	SG1	4	42,5	1929,9	241	389,78	250	942,48	227,5	1126,4	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	1705
T264	10	8	18	SG1	4	42,5	1929,9	241	389,78	250	942,48	227,5	1126,4	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	833
T265	10	8	18	SG1	4	42,5	1929,9	241	389,78	250	942,48	227,5	1126,4	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	1823
T266	10	8	18	SG1	4	45	2035,9	254	411,20	250	942,48	240	1188,3	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	1254
T267	10	8	18	SG1	4	45	2035,9	254	411,20	250	942,48	240	1188,3	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	843
T268	10	8	18	SG1	4	45	2035,9	254	411,20	250	942,48	240	1188,3	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	715
T269	10	8	18	SG1	4	45	2035,9	254	411,20	250	942,48	240	1188,3	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	755
T270	10	8	18	SG1	4	45	2035,9	254	411,20	250	942,48	240	1188,3	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	1519
T271	10	8	18	SG1	4	45	2035,9	254	411,20	250	942,48	240	1188,3	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	1058
T272	10	8	18	SG1	4	45	2035,9	254	411,20	250	942,48	240	1188,3	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	1068

(Continua)

Dados dos tirantes						Dados Geotécnicos	Método de Porto			Método de Bustamante e Doix		Método de Falconi		Adaptação de Mohr Coulomb				Van Dee Veen modificado Aoki(1976)	
N.T	LL (m)	L <sub>b</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	S.G.	Linha	SPT	TL (kN)	Tu (kN/m)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	H (m)	σ' (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	Tipo ensaio	TL (kN)
T273	10	8	18	SG1	4	45	2035,9	254	411,20	250	942,48	240	1188,3	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	1686
T274	10	8	18	SG1	4	45	2035,9	254	411,20	250	942,48	240	1188,3	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	1098
T275	10	8	18	SG1	4	45	2035,9	254	411,20	250	942,48	240	1188,3	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	1901
T276	10	8	18	SG1	4	45	2035,9	254	411,20	250	942,48	240	1188,3	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	2715
T277	10	8	18	SG1	4	45	2035,9	254	411,20	250	942,48	240	1188,3	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	1166
T278	10	8	18	SG1	4	45	2035,9	254	411,20	250	942,48	240	1188,3	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	1490
T279	10	8	18	SG1	4	45	2035,9	254	411,20	250	942,48	240	1188,3	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	1068
T275A	16	8	24	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	B	1264
T276A	16	8	24	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	A	1256
T277A	16	8	24	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	B	1333
T278A	16	8	24	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	B	843
T279A	16	8	24	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	B	696
T280A	16	8	24	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	B	853
T281A	16	8	24	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	A	1695
T282A	16	8	24	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	A	2960
T283A	16	8	24	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	B	6958
T284A	16	8	24	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	B	10345
T285A	16	8	24	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	B	10345
T286A	16	8	24	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	B	1156
T287A	16	8	24	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	B	10345
T288A	16	8	24	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	B	990
T289A	16	8	24	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	13,8	282,9	232,82	1152,71	B	1686
T156	20	8	28	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	15,2	311,6	248,83	1231,98	B	1392

(Continua)

Dados dos tirantes						Dados Geotécnicos	Método de Porto			Método de Bustamante e Doix		Método de Falconi		Adaptação de Mohr Coulomb				Van Dee Veen modificado Aoki(1976)	
N.T	LL (m)	L <sub>b</sub> (m)	L <sub>T</sub> (m)	S.G.	Linha	SPT	TL (kN)	Tu (kN/m)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	H (m)	σ' (kN/m <sup>2</sup> )	qs (kN/m <sup>2</sup> )	TL (kN)	Tipo ensaio	TL (kN)
T157	20	8	28	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	15,2	311,6	248,83	1231,98	B	10345
T158	20	8	28	SG1	3	50	2248,0	281	454,03	250	942,48	265	1312,1	15,2	311,6	248,83	1231,98	B	990
T280	10	8	18	SG1	4	45	2035,9	254	411,20	250	942,48	240	1188,3	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	970
T281	10	8	18	SG1	4	45	2035,9	254	411,20	250	942,48	240	1188,3	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	5488
T282	10	8	18	SG1	4	45	2035,9	254	411,20	250	942,48	240	1188,3	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	1215
T283	10	8	18	SG1	4	45	2035,9	254	411,20	250	942,48	240	1188,3	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	755
T284	10	8	18	SG1	4	45	2035,9	254	411,20	250	942,48	240	1188,3	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	1607
T285	10	8	18	SG1	4	45	2035,9	254	411,20	250	942,48	240	1188,3	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	4596
T286	10	8	18	SG1	4	45	2035,9	254	411,20	250	942,48	240	1188,3	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	1137
T287	10	8	18	SG1	4	45	2035,9	254	411,20	250	942,48	240	1188,3	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	960
T288	10	8	18	SG1	4	45	2035,9	254	411,20	250	942,48	240	1188,3	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	960
T289	10	8	18	SG1	4	45	2035,9	254	411,20	250	942,48	240	1188,3	14,8	303,4	244,25	1209,33	B	902

\*N.T- Nome do Tirante; LL- Trecho Livre; L<sub>B</sub>- Trecho Ancorado; L<sub>T</sub>- Trecho Total; SG- Seção Geotécnica; TL- Capacidade de Carga; Tu- Capacidade de Carga unitária; qs- Resistência ao cisalhamento, H- Altura Confinante.

-Dados:

Dado do tirante	Dado Geotécnico	Método de Porto		Método de Bustamante e Doix	Método de Falconi	Adaptação da Teoria de Mohr Coulomb		
Dp (m)	Solo Predominante	β	K	β	Ds	c (kN/m <sup>2</sup> )	φ (°)	γ (kN/m <sup>3</sup> )
0,1	silte	1,97	2,57	1,5	0,197	75	22,5	20,5

## APÊNDICE II: VALORES DE CAPACIDADE DE CARGA AGRUPADOS

Tabela com os valores das Figuras do item 4.3.1 (Análise por perfil geológico-geotécnico).

Valores da Figura 4.1-

<b>Sondagem perfil SG1</b>				
<b>Item</b>	<b>Capacidade de carga (kN)</b>			
	<b>Linha 1</b>	<b>Linha 2</b>	<b>Linha 3</b>	<b>Linha 4</b>
Porto (2015)	2138,92	2247,99	2247,99	2020,76
Bustamante e Doix (1985)	942,48	942,48	942,48	942,48
Falconi (2005)	1248,4	1312,05	1312,05	1179,43
Mohr Coulomb	1057,26	1100,77	1160,38	1209,33
Van Der Veen modificado Aoki (1976)	1693,91	2600,62	2595,65	1514,43
Média	1520,493	1520,49	1520,49	1520,49

Valores da Figura 4.2-

<b>Sondagem perfil SG2</b>				
<b>Item</b>	<b>Capacidade de carga (kN)</b>			
	<b>Linha 1</b>	<b>Linha 2</b>	<b>Linha 3</b>	<b>Linha 4</b>
Porto (2015)	820,56	1175,83	851,12	1451,72
Bustamante e Doix (1985)	490,08	558,52	517,73	942,48
Falconi (2005)	478,93	686,28	496,76	847,31
Mohr Coulomb	1333,89	1373,53	1404,86	1284,82
Van Der Veen modificado Aoki (1976)	2458,38	2122,28	2860,29	1504,67
Média	1183,002	1183	1183	1183

Valores da Figura 4.3-

<b>Sondagem perfil SG3</b>				
<b>Item</b>	<b>Capacidade de carga (kN)</b>			
	<b>Linha 1</b>	<b>Linha 2</b>	<b>Linha 3</b>	<b>Linha 4</b>
Porto (2015)	2247,99	2039,22	2014,02	2247,99
Bustamante e Doix (1985)	942,48	881,22	879,24	942,48
Falconi (2005)	1312,05	1190,21	1175,5	1312,05
Mohr Coulomb	1081,75	1179,25	1253,71	1313,2
Van Der Veen modificado Aoki (1976)	1048,59	2207,94	1970,26	1000,45
Média	1411,98	1411,98	1411,98	1411,98

### **APÊNDICE III:** ENTREVISTA

Entrevista Dr. Pedro dos Reis Filho a Gabriele Martins Gontijo no dia 01-02-2019.

(...) O domínio do trecho saiu do DNIT e foi para o DEER, isso deu uma briga. No dia que chamaram a gente, as coisas tinham evoluído.

Ali são 16 módulos de 10m de comprimento por 11m de altura, um total de 160metros. Um destes módulos, na junta, já havia deslocado quase 10 cm.

Solicitamos que tira-se o pessoal correndo, porque a estrutura estava avisando que poderia cair e não tinha mais jeito. Chamando a defesa civil, chamaram a prefeitura, aquela confusão toda. Autorizando a Novus Engenharia fazer o projeto.

Eu fui procurar saber o que estava causando o problema, mandando quebrar a cabeça de um dos tirantes. Quando foi ver, os tirantes eram constituídos por 12 fios de 8mm, em situação totalmente de corrosão. Sendo uma associação do tempo com infiltração de água e eventualmente uma não proteção adequada dos tirantes. A norma prever que você tenha um monte de barreiras anticorrosiva em qualquer cobra que você faça. Só que isso tem 40 anos e na época não tinha técnicas tão desenvolvida para isso. Pode ter havia falhas, juntamente com a falta de manutenção. Com isso, ficou evidente que deveria realizar um reforço.

Assim foi feito um projeto, não tinha tempo de ficar pesquisando tirante a tirante. Além do que, como o tirante era de fio tem-se um metro de fio para fora para fazer a protensão. O que acontece, quando termina a protensão, fazer a cabecinha do tirante, eles cortam esse excesso, não tendo como retestar o tirante. Hoje como existe os tirantes do tipo A, é possível realizar protensão a qualquer tempo.

Entretanto, como no caso isso não era possível, partiu para a substituição total dos tirantes que estavam na cortina. Abandonou os tirantes antigos, recalculou a cortina e projetou os novos tirantes monobarra. A parte de ancoragem ficou resolvida, faltando resolver a parte estrutura.

Pois assim como os tirantes, uma grande parte da armação já estava exposta e em processo corrosivo. Então tivemos que calcular o concreto resistente, colocamos uma nova malha de aço e fizemos 15 cm de concreto projetado.

Na realidade foram dois reforços, um da parte geotécnica que foi execução de novos tirantes, e outro da parte estrutural que foi recompor a armação quase perdida e instalação do concreto projetado.

O problema no caso foi corrosão sobre tensão mesmo. Não teve influência das edificações que estavam próximas a cortina. Apesar que a cortina estava servindo de parede para as construções, não deixando de ter um fogão encostado, algumas coisas assim, mas não foi esse o fator de corrosão.

O muro tinha apenas drenagem superficial, ou seja, barbacans (dreno curto). Nós também abandonamos os babacans que estavam colmatados, etc. e refizemos todos eles e fizemos duas linhas de DHP (Drenos Profundos) que não existia.

Adendo: Na execução da cortina ela foi feita de baixo para cima, método ascendente e aterrado. Ou seja, aquilo ali é um maciço imenso de aterro. Durante a sondagem, foi verificado que todo aterro foi feito com filito, totalmente feito com filito.

Pelo prazo que tinha para realizar a obra, o único ensaio que dava para ser feito na obra, primordial, era as sondagens.

Na estrutura não foi observado recalque, apenas deslocamento horizontal. Mas, apesar disso, estava esquecendo deste detalhe, foi feita uma nova fundação para cortina de estacas raiz. Antes não tinha nenhum tipo de fundação.

O prazo para execução era de 4 meses, mas foi realizada em 3 meses e meio. Sendo, dia e noite, porque o risco se houvesse um colapso de você ter que interditar toda a pista. Se isso acontecesse, Belo Horizonte viraria um caos, pois passa não sei quantos milhões de carro na região. Não só de BH, mas Rio de Janeiro, Ouro Preto.

O valor da obra parece que foi em torno de R\$ 11 milhões, não é segredo porque tinha uma placa do DEER na obra.

O cronograma era 4 meses para entregar a obra, pois é emergência e não teve nem licitação. Fomos chamados porque já resolvemos o problema semelhantes para o DEER e DNIT, assim sabiam que iríamos resolver o problema. Não queriam correr o risco de ter que contratar alguém, para no meio do caminho não dá certo.

Patologias presentes: fissura, musgo, trincas, protensão do aço, corrosão.

Monitoramentos realizados em 2 tipos, um realizado por uma empresa que tem um equipamento com um dispositivo como se fosse uma antena parabólica, que fica 100% do tempo mandando informações a central em São Paulo, isso em tempo real, e informa qualquer deslocamento milímetro que tenha na estrutura. Não conhecíamos isso, tecnologia importada, chegando agora. Trabalha com ondas, emitindo ondas que bate na cortina e volta. De acordo com esse espaço de tempo que bateu e voltou diversas vezes, ela sabe acusar se houve deslocamento. Inclusive esse equipamento é utilizado para monitoramento de taludes, monitoramento via satélite de deslocamento de taludes e estruturas.

Outro monitoramento via monitoramento topográfico. Nós tínhamos uma equipe de topografia, colocamos em cada painel 4 pontos e era feito esse monitoramento no início e cada 2h.

Nesta cortina não teve nenhuma intervenção, sendo essa a primeira vez. O problema é que ao chover, era apenas colocado asfalto em cima, tinha locais com 50 cm de asfalto. Então, colocava um por cima do outro como se resolvesse o problema. Não atacavam a causa, só os efeitos.

Durante a execução não teve necessidade de mudar o projeto inicial.



# ANEXOS I: BOLETINS DE ENSAIO DE PROTENSÃO DOS TIRANTES CONFIÁVEIS

## T26

CARGAS		ALONGAMENTOS (mm)							
%	tf	kg/cm <sup>2</sup>	CARGA		DESCARGA		CARGA		
			1ª	2ª	1ª	2ª	1ª	2ª	
Fo	5	20	41		49				
0,3	10	40	42		56				
0,6	21	125	49		68				
0,8	28	180	56		73				
1	35	240	63		77		70		
1,2	42	290	70		82				
1,4	49	340	87		87				

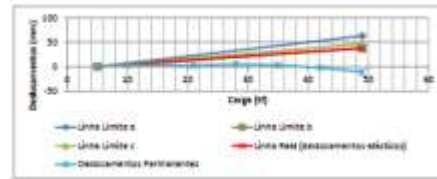
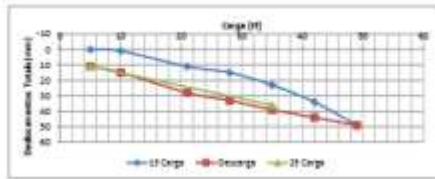
TIRANTE Nº:		ÁREA (mm <sup>2</sup> ):		CARGA DE TRABALHO (tf):		MACAÇO DE PROTENSÃO AZUL	
TIPO:	DW 57 45/103	Ø (mm):	32	304	35	ENSAIO DE RECEBIMENTO: TIPO B	21000
Tensão de Escamento (kgf/mm <sup>2</sup> ):	85	Tensão de Ruptura (kgf/mm <sup>2</sup> ):	105	Módulo de Elasticidade (kgf/mm <sup>2</sup> ):			21000

Inspeção ou Reinspeção e Aprovado		Inspeção Reprovado e Registrar Ocorrência	
A		R	
Legenda	Status dos deslocamentos (entre linhas limites a e b):		
Item de Inspeção	Método de verificação	Tolerância	Atendido!
Conjunto	Certificado	De acordo com o certificado	Inspeção
Paquímetro	Visual	+/- 2% Visto	Inspeção

OCORRÊNCIA DE NÃO CONFORMIDADE E TRATAMENTO					
Nº	Descrição do Problema	Data	Solução do Problema	Responsável	Data



## T52

CARGAS		ALONGAMENTOS (mm)							
%	tf	kg/cm <sup>2</sup>	CARGA		DESCARGA		CARGA		
			1ª	2ª	1ª	2ª	1ª	2ª	
Fo	5	20	41		49				
0,3	10	40	42		56				
0,6	21	125	49		68				
0,8	28	180	56		73				
1	35	240	63		77		70		
1,2	42	290	70		82				
1,4	49	340	87		87				

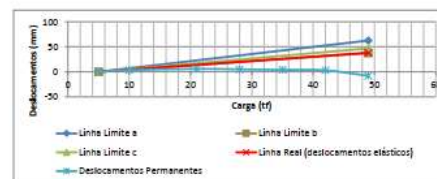
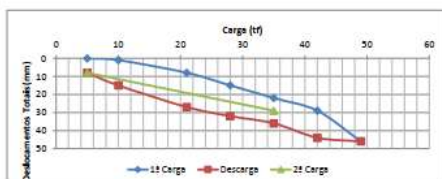
TIRANTE Nº:		ÁREA (mm <sup>2</sup> ):		CARGA DE TRABALHO (tf):		MACAÇO DE PROTENSÃO AZUL	
TIPO:	DW 57 45/103	Ø (mm):	32	304	35	ENSAIO DE RECEBIMENTO: TIPO B	21000
Tensão de Escamento (kgf/mm <sup>2</sup> ):	85	Tensão de Ruptura (kgf/mm <sup>2</sup> ):	105	Módulo de Elasticidade (kgf/mm <sup>2</sup> ):			21000


Inspeção ou Reinspeção e Aprovado		Inspeção Reprovado e Registrar Ocorrência	
A		R	
Legenda	Status dos deslocamentos (entre linhas limites a e b):		
Item de Inspeção	Método de verificação	Tolerância	Atendido!
Conjunto	Certificado	De acordo com o certificado	Inspeção
Paquímetro	Visual	+/- 2% Visto	Inspeção

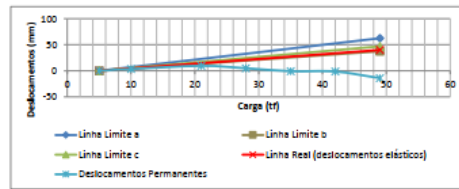
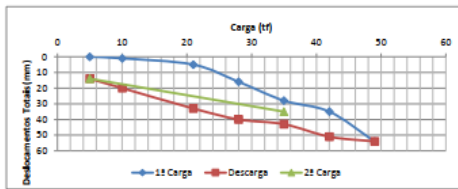
  

OCORRÊNCIA DE NÃO CONFORMIDADE E TRATAMENTO					
Nº	Descrição do Problema	Data	Solução do Problema	Responsável	Data




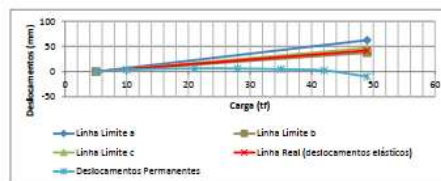
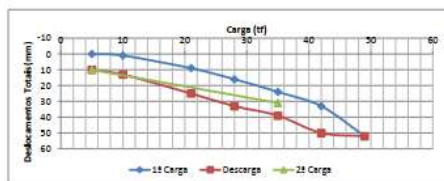
### T53

		FORMULÁRIO		Revisão: 04		
BOLETIM DE PROTENSÃO DE TIRANTES DE BARRA - TIPO B		Form.54		Data de Aprovação: 21/01/2013		
CLIENTE: DEER-MG	OBRA: REFORÇO DA CORTINA ATRANTADA	LOCAL: TREVO DO BELVEDERE	DATA	25/07/18		
CARGAS			ALONGAMENTOS (mm)			
%	tf	kg/cm <sup>2</sup>	CARGA		DESCARGA	
Fo	3	20	1ª	2ª	1ª	
0,3	10	40	35	48	2ª	
0,6	21	125	38	55		
0,8	28	180	40	62		
1	35	240	51	75		
1,2	42	290	63	78	70	
1,4	49	340	70	86		
			89	89		
TIRANTE Nº:	T53		MACACO DE PROTENSÃO AZUL			
TIPO:	DW ST 95/105	Ø (mm):	32	Área (mm <sup>2</sup> ):	804	
Tensão de Escoamento (kgf/mm <sup>2</sup> ):	95	Tensão de Ruptura (kgf/mm <sup>2</sup> ):	105	Carga de trabalho (tf):	35	
Legenda			ENSAIO DE RECEBIMENTO: TIPO B			
Inspeccionado ou Reinspeccionado e Aprovado			Inspeccionado Reprovado e Registrar Ocorrência			
Status dos deslocamentos (entre linhas limites a e b):			De acordo com a IT 01.20 Protensão de Tirantes			
Item de inspeção	Método de verificação	Tolerância	ATENCIDO!			
Conjunto	Certificado	De acordo com o certificado	Inspeção	Inspeção	Inspeção	Inspeção
Paquímetro	Visual	+/- 2% Visto	Inspeção	Inspeção	Inspeção	Inspeção
OCORRÊNCIA DE NÃO CONFORMIDADE E TRATAMENTO						
Nº	Descrição do Problema	Data	Solução do Problema	Responsável	Data	
Engenheiro Responsável:			OPERADOR	CLIENTE		



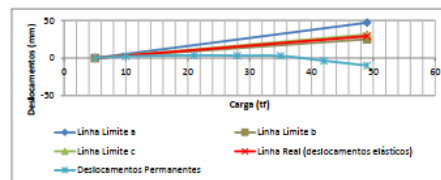
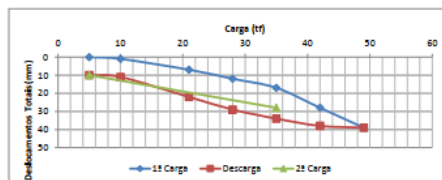
### T54

		FORMULÁRIO		Revisão: 04		
BOLETIM DE PROTENSÃO DE TIRANTES DE BARRA - TIPO B		Form.54		Data de Aprovação: 21/01/2013		
CLIENTE: DEER-MG	OBRA: REFORÇO DA CORTINA ATRANTADA	LOCAL: TREVO DO BELVEDERE	DATA	25/07/18		
CARGAS			ALONGAMENTOS (mm)			
%	tf	kg/cm <sup>2</sup>	CARGA		DESCARGA	
Fo	3	20	1ª	2ª	1ª	
0,3	10	40	34	47	2ª	
0,6	21	125	43	59		
0,8	28	180	50	67		
1	35	240	58	79	65	
1,2	42	290	67	84		
1,4	49	340	76	86		
TIRANTE Nº:	T54		MACACO DE PROTENSÃO AZUL			
TIPO:	DW ST 95/105	Ø (mm):	32	Área (mm <sup>2</sup> ):	804	
Tensão de Escoamento (kgf/mm <sup>2</sup> ):	95	Tensão de Ruptura (kgf/mm <sup>2</sup> ):	105	Carga de trabalho (tf):	35	
Legenda			ENSAIO DE RECEBIMENTO: TIPO B			
Inspeccionado ou Reinspeccionado e Aprovado			Inspeccionado Reprovado e Registrar Ocorrência			
Status dos deslocamentos (entre linhas limites a e b):			De acordo com a IT 01.20 Protensão de Tirantes			
Item de inspeção	Método de verificação	Tolerância	ATENCIDO!			
Conjunto	Certificado	De acordo com o certificado	Inspeção	Inspeção	Inspeção	Inspeção
Paquímetro	Visual	+/- 2% Visto	Inspeção	Inspeção	Inspeção	Inspeção
OCORRÊNCIA DE NÃO CONFORMIDADE E TRATAMENTO						
Nº	Descrição do Problema	Data	Solução do Problema	Responsável	Data	
Engenheiro Responsável:			OPERADOR	CLIENTE		



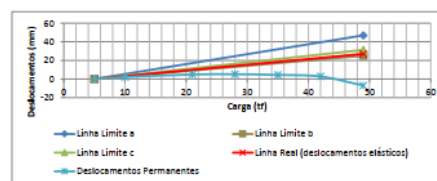
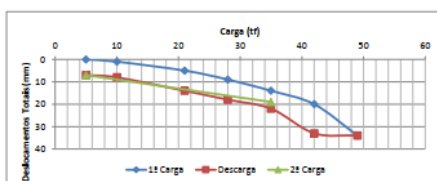
## T208

FORMULÁRIO		Revisão: 04							
		<b>BOLETIM DE PROTENSÃO DE TIRANTES DE BARRA - TIPO B</b>							
		Form.54	Data de Aprovação: 21/01/2013						
CLIENTE: DEER-MG	OBRA: REFORÇO DA CORTINA ATIRANTADA	LOCAL: TREVO DO BELVEDERE	DATA: 26/07/18						
CARGAS			ALONGAMENTOS (mm)						
%	tf	kg/cm <sup>2</sup>	CARGA		DESCARGA		CARGA		
			1ª	2ª	1ª	2ª	1ª	2ª	
Fo	5	20	34		44				
0,3	10	40	35		45				
0,6	21	125	41		56				
0,8	28	180	46		63				
1	35	240	51		68		62		
1,2	42	290	62		72				
1,4	49	340	73		73				
TIRANTE Nº:	T208		MACACO DE PROTENSÃO AZUL						
TIPO:	DW ST 95/105	Ø (mm):	32	Área (mm <sup>2</sup> ):	804	Carga de trabalho (tf):	35	ENSAIO DE RECEBIMENTO: TIPO B	
Tensão de Escamento (kgf/mm <sup>2</sup> ):		95		Tensão de Ruptura (kgf/mm <sup>2</sup> ):		105		Modulo de Elasticidade (kgf/mm <sup>2</sup> ):	21000
Legenda	Inspeccionado ou Reinspeccionado e Aprovado			Inspeccionado Reprovado e Registrar Ocorrência					
Status dos deslocamentos (entre linhas limites a e b):			A		ATENDIDO!		R		
							De acordo com a IT 01.20 Protensão de Tirantes		
Item de inspeção	Método de verificação	Tolerância	Inspeção	Inspeção	Inspeção	Inspeção	Inspeção	Inspeção	Inspeção
Conjunto	Certificado	De acordo com o certificado							
Paquímetro	Visual	+/- 2% Visto							
OCORRÊNCIA DE NÃO CONFORMIDADE E TRATAMENTO									
Nº	Descrição do Problema	Data	Solução do Problema				Responsável	Data	
Engenheiro Responsável:			OPERADOR				CLIENTE		



## T210

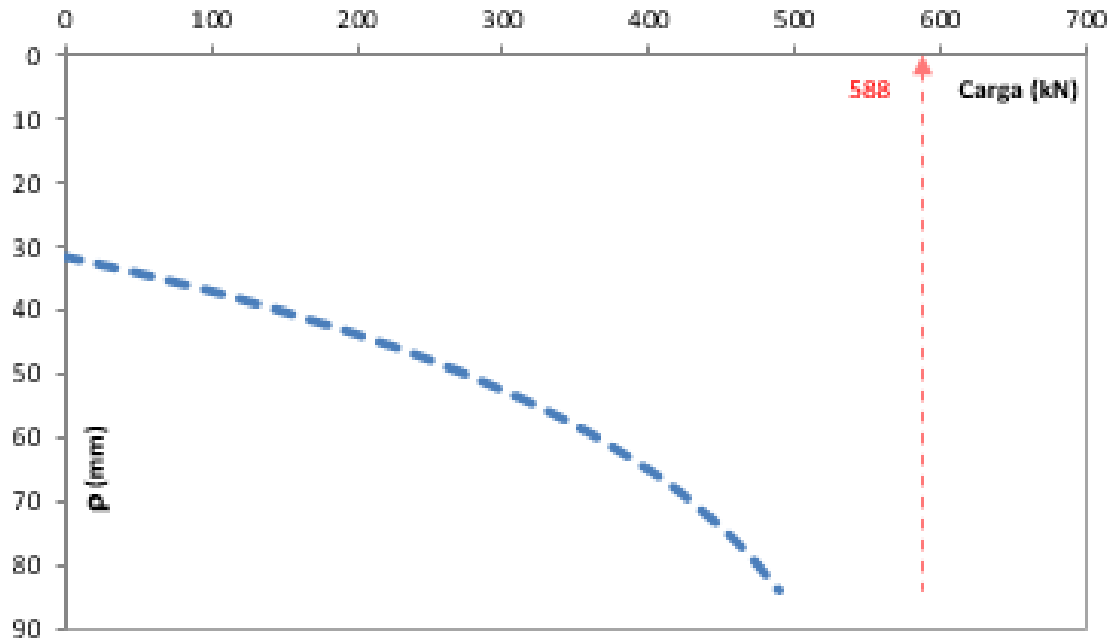
FORMULÁRIO		Revisão: 04							
		<b>BOLETIM DE PROTENSÃO DE TIRANTES DE BARRA - TIPO B</b>							
		Form.54	Data de Aprovação: 21/01/2013						
CLIENTE: DEER-MG	OBRA: REFORÇO DA CORTINA ATIRANTADA	LOCAL: TREVO DO BELVEDERE	DATA: 26/07/18						
CARGAS			ALONGAMENTOS (mm)						
%	tf	kg/cm <sup>2</sup>	CARGA		DESCARGA		CARGA		
			1ª	2ª	1ª	2ª	1ª	2ª	
Fo	5	20	35		42				
0,3	10	40	36		43				
0,6	21	125	40		49				
0,8	28	180	44		53				
1	35	240	49		57		54		
1,2	42	290	55		68				
1,4	49	340	63		69				
TIRANTE Nº:	T210		MACACO DE PROTENSÃO AZUL						
TIPO:	DW ST 95/105	Ø (mm):	32	Área (mm <sup>2</sup> ):	804	Carga de trabalho (tf):	35	ENSAIO DE RECEBIMENTO: TIPO B	
Tensão de Escamento (kgf/mm <sup>2</sup> ):		95		Tensão de Ruptura (kgf/mm <sup>2</sup> ):		105		Modulo de Elasticidade (kgf/mm <sup>2</sup> ):	21000
Legenda	Inspeccionado ou Reinspeccionado e Aprovado			Inspeccionado Reprovado e Registrar Ocorrência					
Status dos deslocamentos (entre linhas limites a e b):			A		ATENDIDO!		R		
							De acordo com a IT 01.20 Protensão de Tirantes		
Item de inspeção	Método de verificação	Tolerância	Inspeção	Inspeção	Inspeção	Inspeção	Inspeção	Inspeção	Inspeção
Conjunto	Certificado	De acordo com o certificado							
Paquímetro	Visual	+/- 2% Visto							
OCORRÊNCIA DE NÃO CONFORMIDADE E TRATAMENTO									
Nº	Descrição do Problema	Data	Solução do Problema				Responsável	Data	
Engenheiro Responsável:			OPERADOR				CLIENTE		



**ANEXOS II:** EXTRAPOLAÇÃO MATEMÁTICA DE VAN DER VEEN MODIFICADO POR AOKI PARA OS TIRANTES CONFIÁVEIS

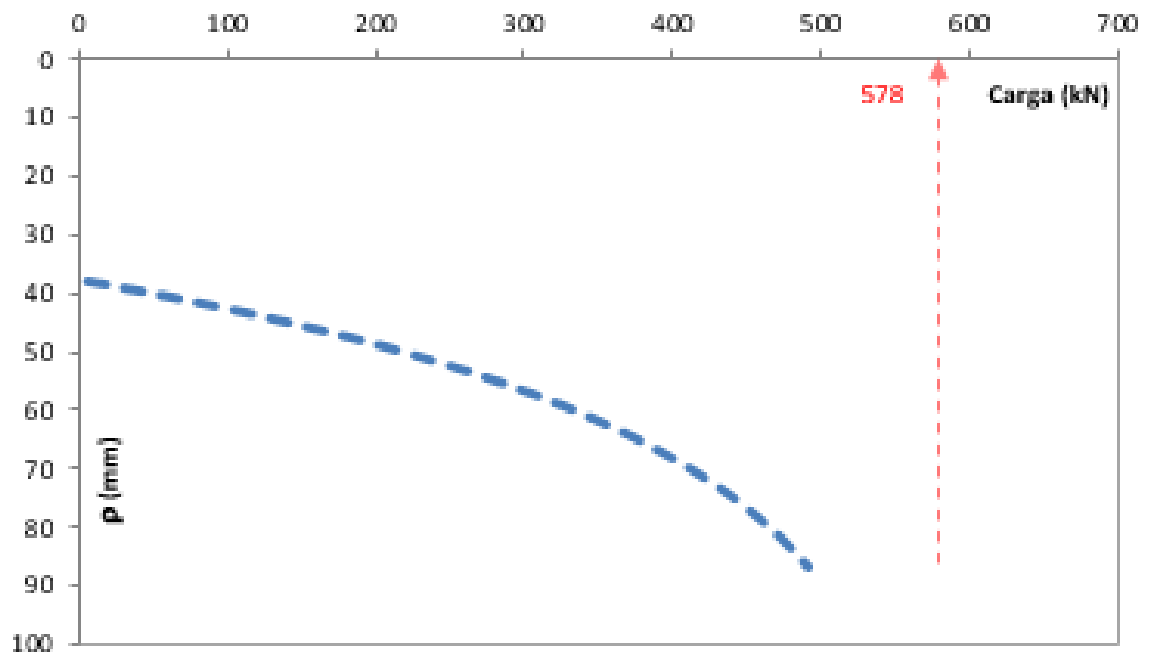
T26-

Curva Ajustada



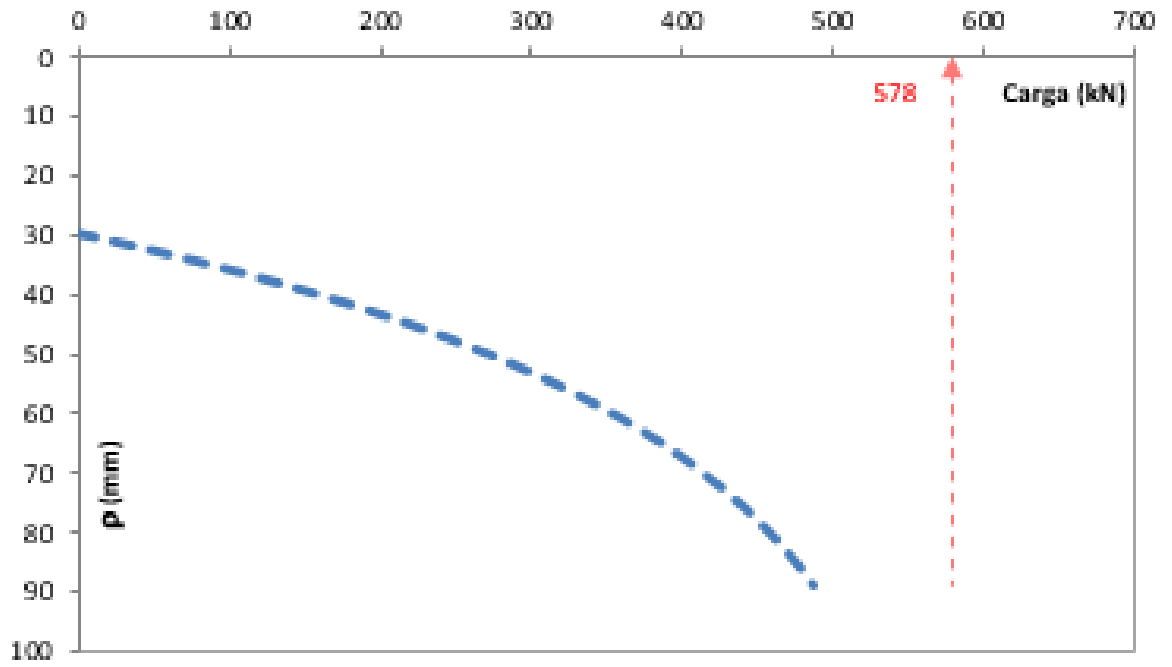
T52

Curva Ajustada



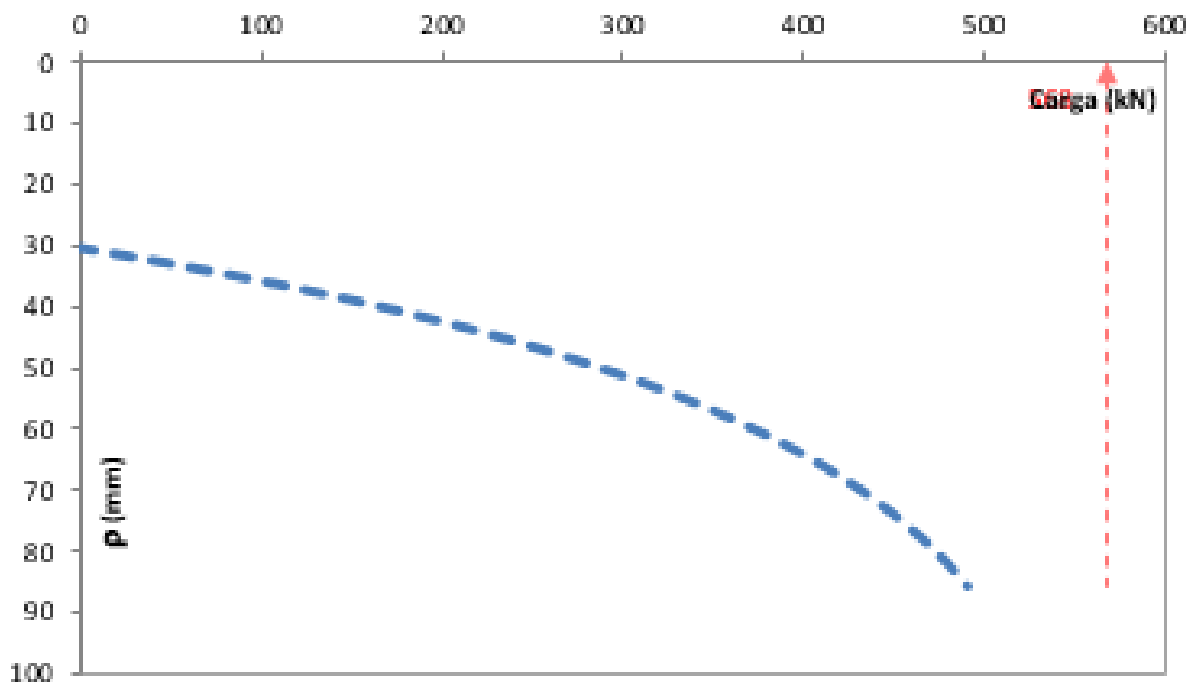
T53

Curva Ajustada

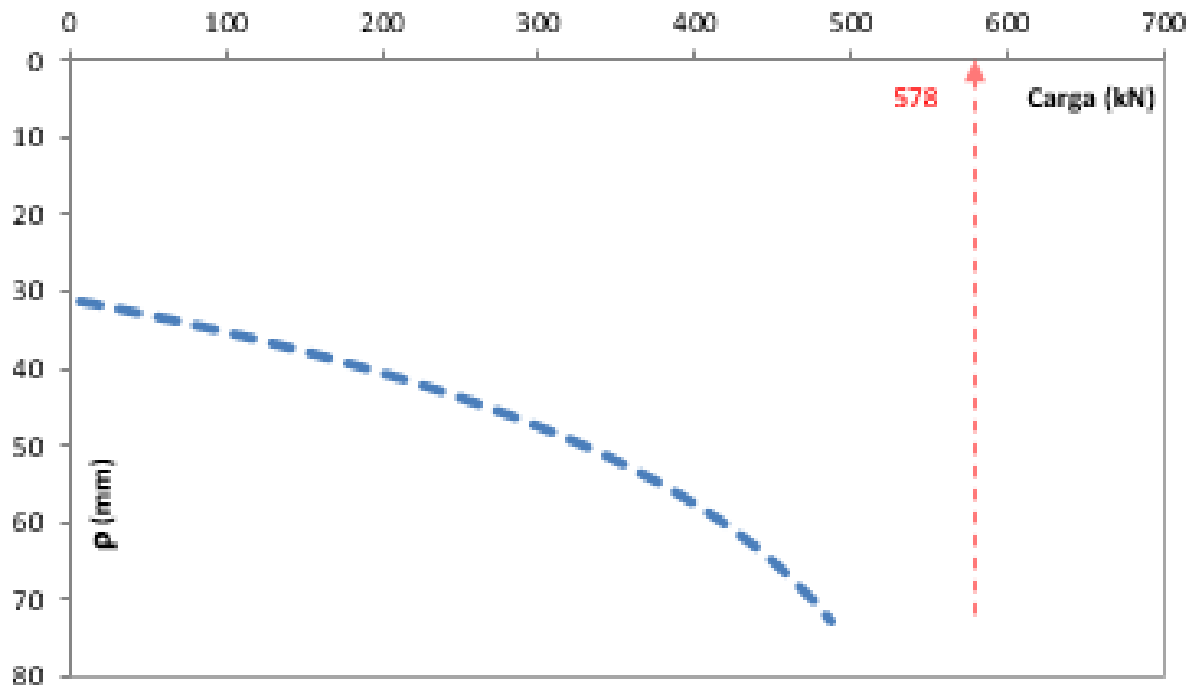


T54

Curva Ajustada



T208  
Curva Ajustada



T210  
Curva Ajustada

