

**MARCOS TÚLIO FERNANDES**

**CONFIABILIDADE E PREVISÃO DE COMPORTAMENTO DE ANCORAGENS  
REINJETÁVEIS E PROTENDIDAS EM SOLOS**

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa,  
como parte das exigências do Programa de Pós-  
Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do  
título de *Doctor Scientiae*.

Orientador: Heraldo Nunes Pitanga

Coorientadores: Roberto Lopes Ferraz  
Thiago Bomjardim Porto

**VIÇOSA - MINAS GERAIS  
2023**

**Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Central da Universidade  
Federal de Viçosa - Campus Viçosa**

T

F363c  
2023  
Fernandes, Marcos Túlio, 1990-  
Confiabilidade e previsão de comportamento de ancoragens  
reinjetáveis e protendidas em solos / Marcos Túlio Fernandes. –  
Viçosa, MG, 2023.  
1 tese eletrônica (257 f.): il. (algumas color.).

Inclui apêndices.

Orientador: Heraldo Nunes Pitanga.

Tese (doutorado) - Universidade Federal de Viçosa,  
Departamento de Engenharia Civil, 2023.

Referências bibliográficas: f. 228-238.

DOI: <https://doi.org/10.47328/ufvbbt.2024.055>

Modo de acesso: World Wide Web.

1. Ancoragem (Engenharia de estruturas). 2. Taludes  
(Mecânica do solo). 3. Confiabilidade (Engenharia) - Avaliação.  
I. Pitanga, Heraldo Nunes, 1973-. II. Universidade Federal de  
Viçosa. Departamento de Engenharia Civil. Programa de  
Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 22. ed. 624.15136


**MARCOS TÚLIO FERNANDES**

**CONFIABILIDADE E PREVISÃO DE COMPORTAMENTO DE ANCORAGENS  
REINJETÁVEIS E PROTENDIDAS EM SOLOS**

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa,  
como parte das exigências do Programa de Pós-  
Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do  
título de *Doctor Scientiae*.


APROVADA: 22 de novembro de 2023.

Assentimento:

Documento assinado digitalmente  
 **MARCOS TULIO FERNANDES**  
Data: 19/02/2024 08:46:19-0300  
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

---

Marcos Túlio Fernandes  
Autor

Documento assinado digitalmente  
 **HERALDO NUNES PITANGA**  
Data: 19/02/2024 08:31:11-0300  
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

---

Heraldo Nunes Pitanga  
Orientador

*Dedico este trabalho a meu pai, que infelizmente nos deixou durante este período em que cursei meu doutorado, sendo uma das vítimas do COVID-19. Ao excelente pai e amigo que foi durante toda a minha vida.*

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente gostaria de agradecer a Deus por conduzir meus caminhos durante esta longa jornada que foi cursar o Doutorado.

Aos meus pais, Geraldo e Marta, por ter me ensinado que a única forma de se vencer na vida é pelo estudo. Por terem me apoiado durante toda a minha carreira acadêmica e profissional.

A minha esposa Gal que sempre me apoiou nos momentos mais difíceis e foi uma verdadeira companheira, lidando com sabedoria nos momentos em que não pude dar a atenção que ela merecia.

A minha irmã Ju, que sempre esteve ao meu lado e foi a pessoa que me proporcionou entrar na graduação em Engenharia Civil e sem ela talvez não teria cursado um ensino superior.

E, pôr fim, aos meus professores e orientadores Heraldo Nunes Pitanga, Roberto Lopes Ferraz e Thiago Bomjardim Porto, por me apoiarem sempre que precisei e pelos conselhos durante a condução deste trabalho.

## RESUMO

FERNANDES, Marcos Túlio, D.Sc., Universidade Federal de Viçosa, novembro de 2023. **Confiabilidade e previsão de comportamento de ancoragens reinjetáveis e protendidas em solos.** Orientador: Heraldo Nunes Pitanga. Coorientadores: Roberto Lopes Ferraz e Thiago Bomjardim Porto.

Dentre as técnicas construtivas empregadas na estabilização de escavações em centros urbanos, uma das mais utilizadas é a cortina atirantada, por possibilitar um controle rigoroso dos deslocamentos horizontais, minimizando-se, assim, os efeitos da descompressão lateral do terreno e, conseqüentemente, recalques nas edificações no entorno da obra. Nos dimensionamentos geotécnico, geométrico e estrutural destas estruturas tem-se como principal método o das tensões admissíveis, em que se utiliza um fator de segurança (FS) para garantir que os esforços solicitantes (S) sejam inferiores à resistência (R) dos elementos. Contudo, esta metodologia de dimensionamento não retrata a variabilidade das propriedades de resistência e deformabilidade dos materiais, principalmente relacionadas à resistência das ancoragens que, em sua maioria, possuem grande variabilidade espacial devido à influência de diversos fatores, como, por exemplo, metodologias construtivas e características do solo presente no local. A utilização de métodos probabilísticos na avaliação da segurança de obras geotécnicas é algo relativamente recente, tendo alguns estudos aplicados à estabilidade de taludes e fundações, porém pouco recorrentes em contenções ancoradas. Desta forma, esta pesquisa tem o propósito de avaliar como a variabilidade dos parâmetros geotécnicos e do próprio sistema de ancoragem, após sua execução, interferem na confiabilidade da estrutura, utilizando os dados de ensaios de recebimento e/ou qualificação. Para se chegar a esta avaliação foram estudadas 268 ancoragens, algumas presentes no trabalho de Souza (2001) e outras executadas em uma obra de contenção, realizada em 2019 no município de São Paulo. Para a interpretação dos ensaios de desempenho e obtenção da geometria e capacidade de carga das ancoragens, foi utilizado um modelo de interpretação que possibilita mensurar o alongamento sofrido pelo bulbo durante a aplicação da carga e descarga. A avaliação de confiabilidade exposta nesta pesquisa possui dois fundamentos básicos: (I) a avaliação do sistema de ancoragem; e, (II) a avaliação da confiabilidade da estabilidade global da contenção ancorada. Por meio da análise dos dados, foi possível constatar que o modelo de interpretação utilizado neste trabalho permite obter a capacidade de carga com a mesma precisão de outros modelos de extrapolação e funções de transferência. A utilização do modelo no cálculo do comprimento livre efetivo identificou a necessidade de considerar o

alongamento do bulbo na determinação desta parte constituinte do tirante, pois este alongamento pode influenciar na aceitação do tirante. Com as tensões últimas e residuais calculadas na interpretação dos ensaios, foi possível definir relações semiempíricas para a estimativa destas variáveis com os valores de índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) para os solos arenosos, argilosos e siltosos, auxiliando na interpretação dos ensaios. Ao se avaliar o desempenho de equações semiempíricas no cálculo da capacidade de carga, constata-se que as equações não se aplicam de forma satisfatória a todos os tipos de terreno. Observou-se, ao se avaliar as variáveis que poderiam interferir na tensão de adesão média desenvolvida ao longo da ancoragem, que não há uma relação direta entre uma variável e a tensão de adesão, devido ao elevado grau de dispersão. Desta forma, a equação multivariada proposta neste trabalho torna-se uma ótima opção para a estimativa desta grandeza e determinação da capacidade de carga. Ao se avaliar a confiabilidade dos sistemas de ancoragens, percebe-se que todas as contenções possuem índices de confiabilidade adequados, quando comparados com as recomendações internacionais. Quanto ao atingimento dos fatores de segurança parciais sugeridos pelo EUROCODE 7 EN 1997-1 (CEN, 2004), algumas linhas de tirantes não apresentaram valores satisfatórios, embora possuam fatores de segurança aderentes ao recomendado pela NBR 5629 (ABNT, 2018). Em se tratando da confiabilidade quanto à ruptura global da cortina da parede 15, observou-se que, devido ao superdimensionamento na fase de projeto, o índice de confiabilidade foi bem elevado, mesmo com as mudanças nas características das ancoragens após a execução. Para a contenção avaliada, a variabilidade das propriedades geotécnicas impactou mais na mudança do fator de segurança do que a variabilidade dos parâmetros dos tirantes. Conclui-se que uma avaliação de confiabilidade de acordo com as premissas adotadas nesta pesquisa possibilita interpretar como a variabilidade das cargas aplicadas, resistência das ancoragens e geometria dos elementos influencia na segurança do sistema. Observou-se também que o emprego de fatores de segurança parciais pode melhor representar a variabilidade das cargas aplicadas e resistência em termos de segurança estrutural.

Palavras-chave: Cortina ancorada; Avaliação de confiabilidade; Funções de transferência de carga; Ancoragem; Capacidade de carga; Ensaio de desempenho.

## ABSTRACT

FERNANDES, Marcos Túlio, D.Sc., Universidade Federal de Viçosa, November 2023. **Reliability and Predictability of Behavior of Reinjectable and Prestressed Anchors in Soils.** Advisor: Heraldo Nunes Pitanga. Co-advisors: Roberto Lopes Ferraz and Thiago Bomjardim Porto.

Among the construction techniques employed in stabilizing excavations in urban centers, one of the most used is the anchor retaining wall system, as it allows for precise control of horizontal displacements, thereby minimizing the effects of lateral earth decompression and, consequently, settlement in the surrounding buildings. In the geotechnical, geometric, and structural design of these structures, the primary method used is the allowable stress design, which employs a safety factor (SF) to ensure that the applied loads (S) are lower than the resistance (R) of the elements. However, this design methodology does not capture the variety of strength and deformability properties of materials, particularly related to the strength of anchors, which, for the most part, exhibit significant spatial variability due to the influence of various factors, such as construction methods and the characteristics of the soil at the site. The use of probabilistic methods in assessing the safety of geotechnical works is relatively recent, with some studies applied to slope stability and foundations, but less common in anchored retaining structures. Therefore, this paper aims to evaluate how the variability of geotechnical parameters and anchor system itself, after its execution, affects the reliability of the structure, using data from proof and/or performance tests. To reach this assessment, 268 anchors were studied, with some of them being part of the paper Souza (2001), and others were executed in a retaining wall project carried out in 2019 in the city of São Paulo. A interpretation model was used to measure the elongation of the bulb during loading and unloading for performance testing and obtaining the geometry and bearing capacity of the anchors. The reliability assessment presented in this paper has two basic foundations: (I) the assessment of the anchoring system, and (II) the assessment of the reliability of the overall stability of the anchored retaining structure. Through the analysis of the data, it was possible to determine that the interpretation model used in this paper allows for obtaining the bearing capacity with the same precision as other extrapolation models and load transfer functions. The use of the model in calculating the effective free length identified the need to consider the elongation of the free length in determining this constituent part of the anchor, as this elongation can influence the acceptance of anchor. With the ultimate and residual stresses calculated in the interpretation of the tests,

semi-empirical relationships were defined for estimating these variables based on the values of the penetration resistance index ( $N_{SPT}$ ) for sandy, clayey, and silty soils, aiding in the interpretation of the tests. When evaluating the performance of semi-empirical equations in calculating bearing capacity, it is observed that the equations do not apply satisfactorily to all types of ground. It was observed, when evaluating the variables that could interfere with the average bond stress developed along the fixed length, that there is no direct relationship between a variable and the bond stress due to the high degree of dispersion. Therefore, the multivariate equation proposed in this paper becomes an excellent option for estimating this quantity and determining the bearing capacity. In assessing the reliability of anchor systems, it is evident that all retaining structures have adequate reliability indices when compared to international recommendations. Concerning the achievement of partial safety factors suggested by EUROCODE 7 EN 1997-1 (CEN, 2004), some anchor lines did not show satisfactory values, although they have safety factors adhering to those recommended by NBR 5629 (ABNT, 2018). Regarding the reliability concerning the global failure of the anchor wall 15, it was observed that, due to the overdesign in the project phase, the reliability index was very high, even with changes in the characteristics of the anchors after construction. For the evaluated retaining wall, the variability of geotechnical properties had a greater impact on the change in the safety factor than the variability of the parameters of the anchors. It is concluded that a reliability assessment according to the assumptions adopted in this paper allows for interpreting how the variability of applied loads, anchor strength, and element geometry influence the safety of the system. It was also observed that the use of partial safety factors can better represent the variability of applied loads and strength in terms of structural safety.

**Keywords:** Anchor retaining wall; Reliability evaluation; Load transfer functions; Anchor; Bearing capacity; Performance tests.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Partes constituintes do tirante .....	32
Figura 2 - Conjunto de tirantes montados .....	35
Figura 3 - Exemplo de funcionamento da válvula manchete .....	42
Figura 4 - Montagem típica para a execução dos ensaios de desempenho e aplicação da protensão.....	44
Figura 5 - Gráfico carga (F) <i>versus</i> deslocamento total (d) dos ensaios de recebimento do tipo A .....	46
Figura 6 - Gráfico carga (F) <i>versus</i> deslocamento elástico ( $d_e$ ) e deslocamento permanente ( $d_p$ ) dos ensaios de recebimento do tipo A .....	47
Figura 7 - Gráfico carga (F) <i>versus</i> deslocamento (d) dos ensaios de qualificação .....	48
Figura 8 - Gráfico carga (F) <i>versus</i> deslocamento elástico ( $d_e$ ) e deslocamento permanente ( $d_p$ ) dos ensaios de qualificação.....	49
Figura 9 - Gráfico tempo <i>versus</i> deslocamento para a interpretação do ensaio de fluência.....	50
Figura 10 - Gráfico log (tempo) <i>versus</i> deslocamento para a interpretação do ensaio de fluência .....	50
Figura 11 - Solução gráfica do método de Van der Veen (1953).....	53
Figura 12 - Tipos de comportamento apresentado durante a realização do ensaio de arrancamento .....	54
Figura 13 - Modos de falha a serem considerados em projetos de ancoragem .....	56
Figura 14 - Fator de adesão a ser empregado em solos coesivos .....	58
Figura 15 - Relação entre o fator de eficiência e o comprimento fixo de ancoragem.....	61
Figura 16 - Capacidade de carga de ancoragens em solos arenosos com cascalho e cascalhos arenosos, com influência do tipo de solo e densidade para ancoragens do tipo C .....	65
Figura 17 - Resistência ao atrito de solos finos para vários comprimentos de ancoragens, adotando ou não pós-injeção .....	67
Figura 18 - Ábacos para o cálculo de $\tau$ em solos granulares.....	71
Figura 19 - Ábacos para o cálculo de $\tau$ em solos argilosos e siltes.....	71
Figura 20 - Ábacos para o cálculo de $\tau$ em solos de rocha alterada e fragmentada .....	72
Figura 21 - Distribuição de carga desenvolvida ao longo do comprimento ancorado em areia densa.....	77

Figura 22 - Diagrama de tensão de adesão versus deformação da ancoragem.....	78
Figura 23 - Modelo de mobilização das tensões cisalhantes ao longo do trecho ancorado .....	80
Figura 24 - Modelo de transferência de carga bulbo-solo .....	83
Figura 25 - Diagrama de esforços normais e tangenciais do bulbo no descarregamento.....	85
Figura 26 - Diagrama tensão de adesão x deformação .....	86
Figura 27 - Distribuição da tensão de adesão ao longo do comprimento ancorado .....	87
Figura 28 - Curvas de densidade de probabilidade de solicitações e resistência .....	89
Figura 29 - Índice de confiabilidade para uma variável .....	89
Figura 30 - Índice de confiabilidade para duas variáveis .....	91
Figura 31 - Exemplo de avaliação da probabilidade de falha com Monte-Carlo .....	93
Figura 32 - Exemplificação da utilização do método de amostragem Latin-Cube de duas variáveis e 5 simulações: a) matriz $P$ e $R$ , $5 \times 2$ ; b) ilustração no plano amostral .....	94
Figura 33 - Comparação entre Latin-Cube e Monte-Carlo para 10 amostras .....	95
Figura 34 - Exemplo de amostragem com Latin-Hypercube com três variáveis .....	95
Figura 35 - Curva de densidade de probabilidade de margem de segurança .....	96
Figura 36 - Probabilidade de falha para um $FS$ normalmente distribuído em função do índice de confiabilidade.....	97
Figura 37 - Representação gráfica do coeficiente de correlação .....	98
Figura 38 - Curvas de resistência e solicitação, e fatores de segurança médio e característico	99
Figura 39 - Filosofia de dimensionamento no estado nominal de cálculo .....	100
Figura 40 - Comparação de duas situações com diferentes médias e distribuição do fator de segurança .....	103
Figura 41 - Detalhes da parede de cortina ancorada 2.....	119
Figura 42 - Detalhes da parede de cortina ancorada 11.....	120
Figura 43 - Detalhes da parede de cortina ancorada 12.....	121
Figura 44 - Detalhes das paredes de cortina ancorada 15 e 16.....	122
Figura 45 - Cortes A, B e C das Paredes 15 e 16 .....	123
Figura 46 - Perfil geotécnico da região onde foram implantadas as Paredes 02 e 12 .....	125
Figura 47 - Perfil geotécnico da região onde foram implantadas as Paredes 11, 15 e 16 .....	126
Figura 48 - Modelo de distribuição dos esforços ao longo do comprimento ancorado.....	131
Figura 49 - Discretização do domínio em nós .....	132
Figura 50 - Modelo constitutivo elastoplástico de transferência de carga bulbo-solo .....	134

Figura 51 - Distribuição de força e tensão de adesão ao final do carregamento e descarregamento .....	135
Figura 52 - Fluxograma para a definição da tensão de adesão .....	137
Figura 53 - Gráficos de carga <i>versus</i> deslocamento no topo do bulbo ancorado: a) ajuste inicial da curva; b) previsão de comportamento para a carga máxima .....	138
Figura 54 - Gráfico de tensão de adesão e força ao longo do comprimento ancorado após o descarregamento .....	139
Figura 55 - Curva $\tau \cdot \Delta x$ <i>versus</i> Força .....	140
Figura 56 - Fluxograma para a definição da capacidade de carga e interpretação do ensaio.	141
Figura 57 - Avaliação do efeito do espaçamento da malha na definição da capacidade de carga do tirante TR-A-050: a) gráfico de $\sum \tau \cdot \Delta x$ <i>versus</i> força; b) detalhe da região de interesse ..	142
Figura 58 - Avaliação do efeito do espaçamento da malha na definição da capacidade de carga do tirante TR-A-284: a) gráfico de $\sum \tau \cdot \Delta x$ <i>versus</i> força; b) detalhe da região de interesse ..	143
Figura 59 - Avaliação do efeito do espaçamento da malha no deslocamento do bulbo ancorado: a) gráfico deslocamento <i>versus</i> $\Delta x$ do tirante TR-A-050; b) gráfico deslocamento <i>versus</i> $\Delta x$ do tirante TR-A-284 .....	144
Figura 60 - Fluxo adotado na análise dimensional .....	152
Figura 61 - Fluxograma para avaliação da confiabilidade de cortinas ancoradas .....	155
Figura 62 - Amostras variáveis utilizada em uma análise estatística .....	165
Figura 63 - Seção representativa da cortina da Parede 15 .....	167
Figura 64 - Avaliação da expansão do bulbo: a) relação entre $Dse/Df$ e número de injeções; b) relação entre $Dse/Df$ e valores de $NSPT$ ; c) relação entre $Dse/Df$ e pressão de injeção ...	175
Figura 65 - Avaliação dos comprimentos livre e ancorado dos tirantes: a) relação entre comprimentos ancorados projetado e efetivo; b) relação entre comprimentos livres projetado e efetivo .....	177
Figura 66 - Valores de tensão de adesão máxima e residual obtidos nos tirantes instalados em solos arenosos. a) relação entre tensão de adesão máxima e valores de $NSPT$ ; b) relação entre tensão de adesão residual e valores de $NSPT$ .....	181
Figura 67 - Valores de tensão de adesão máxima e residual obtidos nos tirantes instalados em solos argilosos. a) relação entre tensão de adesão máxima e valores de $NSPT$ ; b) relação entre tensão de adesão residual e valores de $NSPT$ .....	182

Figura 68 - Valores de tensão de adesão máxima e residual obtidos nos tirantes instalados em solos siltosos. a) relação entre tensão de adesão máxima e valores de <i>NSPT</i> ; b) relação entre tensão de adesão residual e valores de <i>NSPT</i> .....	183
Figura 69 - Relação entre razão de resistência de pico e índice de fragilidade .....	185
Figura 70 - Comparação entre os valores de capacidade de carga obtidos pelo modelo de interpretação, método de Van der Veen (1953) e Souza (2001) .....	186
Figura 71 - Comparação das curvas carga <i>versus</i> deslocamento dos métodos analisados: a) curva do ensaio do tirante TR-F-001; b) curva do ensaio do tirante TR-D-00B.....	187
Figura 72 - Análise de desempenho dos métodos de estimativa da capacidade de carga para o solo silte arenoso .....	189
Figura 73 - Análise de desempenho dos métodos de estimativa da capacidade de carga para o solo silte argiloso .....	189
Figura 74 - Análise de desempenho dos métodos de estimativa da capacidade de carga para o solo areia siltosa .....	190
Figura 75 - Análise de desempenho dos métodos de estimativa da capacidade de carga para o solo areia argilosa .....	190
Figura 76 - Análise de desempenho dos métodos de estimativa da capacidade de carga para o solo argila siltosa .....	191
Figura 77 - Análise de desempenho dos métodos de estimativa da capacidade de carga para o solo argila arenosa .....	191
Figura 78 - Análise de desempenho dos métodos de estimativa da capacidade de carga para o solo silte.....	192
Figura 79 - Relação entre tensão de adesão média e comprimento do bulbo das ancoragens: a) para solos finos; b) para solos granulares .....	197
Figura 80 - Relação entre tensão de adesão média e pressão de injeção: a) para solos finos; b) para solos granulares .....	198
Figura 81 - Relação entre tensão de adesão média e número de injeções: a) para solos finos; b) para solos granulares .....	200
Figura 82 - Relação entre tensão de adesão média e $N_{SPT}$ : a) para solos finos; b) para solos granulares.....	201
Figura 83. Comparação entre os valores preditivo e mensurado.....	203
Figura 84 - Gráfico de frequência acumulada dos resultados da simulação .....	205

Figura 85 - Análise de sensibilidade: a) correlação de classificação; b) contribuição para variação.....	207
Figura 86 - Diagramas de caixa das resistências das linhas de tirantes.....	208
Figura 87 - Resultados das análises probabilísticas de estabilidade do talude: a) cenário para condição de projeto; b) cenário para condição após a construção.....	216
Figura 88 - Curva de distribuição do fator de segurança.....	217
Figura 89 - Histograma dos valores de fator de segurança: a) condição de projeto; b) após a construção.....	218
Figura 90 - Análise de sensibilidade da variação do fator de segurança para a condição após a construção: a) variação com a coesão; b) variação com o ângulo de atrito; c) variação com peso específico; d) Variação com a força de adesão dos tirantes .....	219
Figura 91 - Planilha utilizada na interpretação dos ensaios de recebimento e qualificação...	239
Figura 92 - Planilha utilizada no cálculo da capacidade de carga pelo método de Souza (2001) e Van der Veen (1953).....	241
Figura 93 - Planilha utilizada na avaliação confiabilidade pelo método FOSM.....	246
Figura 94 - Modelo da Parede 02 utilizado na análise tensão-deformação no RS2 .....	250
Figura 95 - Modelo da Parede 11 utilizado na análise tensão-deformação no RS2 .....	250
Figura 96 - Modelo da Parede 12 utilizado na análise tensão-deformação no RS2 .....	251
Figura 97 - Modelo da Parede 15 utilizado na análise tensão-deformação no RS2 .....	251
Figura 98 - Modelo da Parede 16 utilizado na análise tensão-deformação no RS2 .....	252
Figura 99 - Resultados das simulações Monte-Carlo para probabilidade de falha por falta de adesão bulbo-solo da Parede 02: a) linha 1; b) linha 2; c) linha 3; d) linha 4 .....	253
Figura 100 - Resultados das simulações Monte-Carlo para probabilidade de falha por falta de adesão bulbo-solo da Parede 11: a) linha 1; b) linha 2; c) linha 3; d) linha 4; e) linha 5 .....	254
Figura 101 - Resultados das simulações Monte-Carlo para probabilidade de falha por falta de adesão bulbo-solo da Parede 12: a) linha 1; b) linha 2; c) linha 3.....	255
Figura 102 - Resultados das simulações Monte-Carlo para probabilidade de falha por falta de adesão bulbo-solo da Parede 15: a) linha 1; b) linha 2; c) linha 3; d) linha 4 .....	256
Figura 103 - Resultados das simulações Monte-Carlo para probabilidade de falha por falta de adesão bulbo-solo da Parede 16: a) linha 1; b) linha 2; c) linha 3; d) linha 4 .....	257
Quadro 1 - Script utilizado na análise de incerteza .....	243

Quadro 2 - Script utilizado no teste de normalidade .....	245
Quadro 3 - Script utilizado na análise de confiabilidade pelo método de Monte-Carlo .....	248

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Diâmetros de perfuração .....	34
Tabela 2 - Tabela com as características dos aços para o dimensionamento .....	37
Tabela 3 - Cargas para leitura em ensaios de recebimento e qualificação .....	45
Tabela 4 - Coordenadas dos pontos R e S .....	49
Tabela 5 - Nível de confiabilidade para aplicação do método de Van der Veen (1953).....	54
Tabela 6 - Coeficiente de ancoragem $k_f$ .....	57
Tabela 7 - Estimativa da capacidade de carga por comprimento da ancoragem.....	59
Tabela 8 - Valores de transferência preliminar de carga de tirantes em rocha.....	60
Tabela 9 - Relação entre o fator de capacidade de carga ( $Nq$ ) com o ângulo de atrito ( $\phi'$ ) e com a relação ( $h/D$ ) .....	63
Tabela 10 - Valores de coeficientes $\beta_1$ a serem adotados para o cálculo de $D_{si}$ para tirantes e microestacas injetadas .....	70
Tabela 11 - Parâmetros $\beta_1$ e $k_1$ .....	73
Tabela 12 - Coeficiente $k_1$ .....	74
Tabela 13 - Premissas das equações .....	75
Tabela 14 - Classes de consequência.....	105
Tabela 15 - Índice de confiabilidade e probabilidade de falha relacionados a um período de referência para estados limites últimos.....	106
Tabela 16 - Índice de confiabilidade e probabilidade de falha relacionados a um período de referência para estados limites de utilização irreversível .....	106
Tabela 17 - Definição das classes de confiabilidade .....	107
Tabela 18 - Recomendações de valores mínimos de $\beta$ para estado limite último .....	107
Tabela 19 - Índice de confiabilidade e probabilidade de falha.....	108
Tabela 20 - Índice de confiabilidade esperado .....	109
Tabela 21 - Abordagem de projeto .....	111
Tabela 22 - Fatores parciais de ações ( $\gamma_f$ ) e parâmetros do solo ( $\gamma_p$ ).....	111
Tabela 23 - Fator parcial de resistência ( $\gamma_m$ ) para ancoragens.....	112
Tabela 24 - Fatores de correlação $\xi$ para resistências características obtidas por meio de testes de carga.....	113

Tabela 25 - Fatores de correlação $\xi$ para resistências características obtidas por meio de ensaios de campo.....	113
Tabela 26 - Banco de dados a ser utilizado na pesquisa.....	115
Tabela 27 - Informações dos tirantes das paredes estudadas.....	117
Tabela 28 - Resumo dos ensaios de qualificação realizados para o metrô de São Paulo .....	128
Tabela 29 - Resumo dos ensaios de recebimento das obras de São Paulo .....	129
Tabela 30 - Resumo das equações empregadas na determinação da capacidade de carga ....	145
Tabela 31 - Resumo dos métodos semiempíricos e empíricos utilizados na estimativa da capacidade de carga dos tirantes.....	146
Tabela 32 - Sondagens utilizadas no cálculo do $N_{SPT}$ .....	149
Tabela 33 - Parâmetros médios dos solos adotados nas análises .....	160
Tabela 34 - Parâmetros elásticos das paredes de concreto .....	161
Tabela 35 - Principais informações dos tirantes utilizadas nas modelagens no RS2 .....	162
Tabela 36 - Variáveis a serem implementadas no modelo probabilístico .....	165
Tabela 37 - Características dos tirantes utilizados nas análises na condição de projeto .....	169
Tabela 38 - Parâmetros adotados para os solos nas análises probabilísticas.....	171
Tabela 39 - Resumo do banco de dados sobre solos residuais da região metropolitana de São Paulo .....	172
Tabela 40 - Relação entre módulo de elasticidade e valores de $NSPT$ para os solos estudados .....	173
Tabela 41 - Valores de tensão de adesão e deformação médios obtidos nos tirantes em função do tipo de solo e $N_{SPT}$ .....	178
Tabela 42 - Erro médio absoluto dos métodos avaliados para cada tipo de solo .....	193
Tabela 43 - Percentual de acerto dos métodos avaliados para cada tipo de solo .....	193
Tabela 44 - Parâmetros da regressão multivariada.....	202
Tabela 45 - Constantes relacionadas ao tipo de solo .....	203
Tabela 46 - Dados utilizados na simulação de Monte-Carlo.....	204
Tabela 47 - Resultados dos testes de normalidade das linhas de tirantes das Paredes 02 e 12 .....	209
Tabela 48 - Resultados dos testes de normalidade das linhas de tirantes das Paredes 15 e 16 .....	209
Tabela 49 - Parâmetros estatísticos obtidos para as paredes avaliadas .....	211

Tabela 50 - Valores de índice de confiabilidade e probabilidade de falha das paredes .....	212
Tabela 51 - Valores das variáveis aleatórias utilizadas para os tirantes da Parede 15 .....	215

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

IGU	Injeção global com pressão unificada
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo
IRS	Injeção repetitiva e seletiva
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
SPT	Standard Penetration Test

## LISTA DE SÍMBOLOS

$(R_{t;cal})_{méd}$	Resistência média calculada com base nos resultados de investigação de campo
$(R_{t;cal})_{mín}$	Resistência mínima calculada com base nos resultados de investigação de campo
$(R_{t;m})_{méd}$	Resistência média obtida por meio de testes de carga
$(R_{t;m})_{mín}$	Resistência mínima obtida por meio de testes de carga
$S_{ua}$	Resistência média ao cisalhamento no trecho sem alargamento
$S_{ub}$	Resistência ao cisalhamento não drenada na extremidade final do trecho ancorado
$S_{us}$	Resistência média ao cisalhamento não drenada ao longo do trecho ancorado
$y_1$	Deslocamento necessário para se atingir a resistência máxima ao atrito
$C_{VM}$	Coefficiente de variação da margem de segurança
$C_{VR}$	Coefficientes de variação da resistência
$C_{VS}$	Coefficientes de variação da solicitação
$C_u$	Coefficiente de uniformidade
$D_{10}$	Diâmetro máximo das partículas passantes em 10%
$D_{60}$	Diâmetro máximo das partículas passantes em 60%
$D_f$	Diâmetro do furo
$D_s$	Diâmetro da seção do bulbo (trecho alargado)
$D_{se}$	Diâmetro equivalente do bulbo
$E_{cs}$	Módulo de elasticidade secante
$E_i$	Módulo de elasticidade tangente inicial
$F_0$	Incremento de força inicial
$F_{S\ trad}$	Fator de segurança tradicional
$F_d$	Carga aplicada de cálculo
$F_k$	Fator de segurança característico
$F_{lim}$	Carga máxima de ensaio
$F_s$	Fator de segurança global
$F_t$	Carga de trabalho
$I_c$	Índice de consistência.
$K_0$	Coefficiente de empuxo em repouso

$L_{A(Nu)}$	Comprimento de ancoragem no trecho sem alargamento
$L_{A(u)}$	Comprimento de ancoragem no trecho com alargamento
$L_A$	Comprimento do trecho ancorado
$L_{Ae}$	Comprimento do trecho ancorado efetivo
$L_L$	Comprimento do trecho livre
$L_{Le}$	Comprimento do trecho livre efetivo
$L_T$	Comprimento total da ancoragem
$M_c$	Massa de cimento injetado
$M_w$	Massa de água injetada
$N_{SPT}$	Índice de resistência à penetração do solo
$N_c$	Fator de capacidade de carga para ancoragens tipo D
$N_q$	Fator de capacidade de carga para ancoragens tipo B
$R_{a,d}$	Resistência de cálculo da ancoragem
$R_{a,k}$	Resistência característica da ancoragem
$R_a$	Resistência da ancoragem
$R_{inf}$	Limite inferior das resistências adotado nas simulações Monte-Carlo
$R_k$	Resistência característica
$R_{sup}$	Limite superior das resistências adotado nas simulações Monte-Carlo
$S_k$	Solicitação característica
$S_u$	Resistência ao cisalhamento não drenada do solo argiloso
$T_{máx}$	Capacidade de carga máxima da ancoragem.
$T_{res}^{máx}$	Carga residual máxima
$V_{aço}$	Volume de aço
$V_i$	Volume injetado
$V_s$	Volume do bulbo
$W_L$	Limite de liquidez
$W_P$	Limite de plasticidade
$d_e$	Deslocamento elástico
$d_p$	Deslocamento permanente
$f_{a/c}$	Fator água cimento
$f_{eff}$	Fator de correção da eficiência

$f_y$	Resistência do aço a tração
$f_{yk}$	Resistência característica do aço ao escoamento
$k_1$	Coefficiente de capacidade de carga que depende do tipo de solo
$k_f$	Coefficiente de ancoragem
$l_0$	Comprimento onde foram mobilizadas as tensões máximas
$p_f$	Probabilidade de falha
$p_i$	Pressão de injeção da calda de cimento
$p_l$	Pressão limite do terreno obtida no ensaio pressiométrico
$t_u$	Capacidade de carga unitária
$y_{1\ res}$	Deslocamento residual
$y_{LL}$	Deslocamento do trecho livre
$\alpha_R$	Número que caracteriza a resistência em termos de desvio padrão
$\alpha_s$	Número que caracteriza a solicitação em termos de desvio padrão
$\beta_1$	Coefficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção
$\gamma_R$	Fator parcial da variabilidade da resistência
$\gamma_{a,g}$	Fator de segurança global a ser aplicado à resistência característica
$\gamma_a$	Massa específica da água
$\gamma_c$	Massa específica do cimento
$\gamma_f$	Fator parcial de majoração da solicitação
$\gamma_m$	Fator parcial de redução da resistência
$\gamma_p$	Fator parcial para ser aplicado às propriedades do solo
$\gamma_s$	Fator parcial da variabilidade da solicitação
$\delta_u$	Espaçamento máximo entre os alargamentos
$\eta_h$	Fator de redução de profundidade aplicado
$\eta_d$	Incremento no diâmetro do bulbo devido à pressão de injeção
$\eta_l$	Fator de redução no comprimento do bulbo devido à adoção de uma transferência de carga uniforme no trecho ancorado
$\mu_M$	Média da margem de segurança
$\mu_R$	Média dos valores de resistência
$\mu_s$	Média dos valores de solicitação
$\xi_1$ e $\xi_2$	Fatores de correlação relativos ao número de provas de carga realizados

$\xi_3$ e $\xi_4$	Fatores de correlação relativos ao número de ensaios de campo realizados
$\xi_a$	Fatores de correlação
$\sigma'_v$	Tensão efetiva normal ao comprimento ancorado na cota média do bulbo
$\sigma_{h0}$	Tensão horizontal que age na seção da ancoragem
$\sigma_M$	Desvio padrão da margem de segurança
$\sigma_R$	Desvio padrão da resistência
$\sigma_{adm}$	Tensão admissível no aço
$\sigma_r$	Tensão radial ao furo
$\sigma_s$	Desvio padrão da solicitação
$\sigma'_z$	Tensão efetiva no ponto médio da ancoragem
$\sigma_\alpha$	Tensão vertical que age na seção da ancoragem
$\sigma_\beta$	Componente da tensão radial ao furo
$\tau_M$	Tensão de adesão média
$\tau_i$	Tensão de adesão unitária do segmento
$\tau_r$	Tensão de adesão residual
$\tau_u$	Tensão de adesão última
$\Delta p$	Incremento na tensão normal devido à injeção sob pressão da calda de cimento
$A$	Área da seção do elemento resistente à tração
$B$	Fator de capacidade de carga equivalente
$C$	Razão entre a tensão de contato na interface calda-solo para a tensão efetiva de sobrecarga média
$COV$	Covariância
$E$	Módulo de elasticidade do material do elemento resistente à tração
$F$	Incremento de força
$K$	Coefficiente de empuxo
$R$	Resistência
$U$	Perímetro médio da seção transversal da ancoragem
$c$	Coesão do solo
$d$	Diâmetro da coluna da calda acima do bulbo
$k$	Índice de rigidez
$n$	Fator de capacidade
$r$	Raio do trecho ancorado do tirante

$y$	Deslocamento do bulbo
$\alpha$	Ângulo de inclinação vertical da ancoragem
$\beta$	Índice de confiabilidade
$\gamma$	Peso específico do solo
$\varepsilon$	Deformação
$\eta$	Coefficiente de retorno do deslocamento bulbo-solo que leva em consideração a não linearidade da reta
$\rho$	Fator relacionado à consequência da falha
$\tau$	Tensão de adesão
$\varphi$	Ângulo de atrito do solo
$\omega$	Coefficiente redutor da resistência ao cisalhamento
$\phi$	Função de distribuição normal

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>28</b>
1.1 Contextualização do objeto de pesquisa .....	28
1.2 Importância da pesquisa .....	29
1.3 Objetivos.....	31
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>32</b>
2.1 Aspectos referentes à execução dos tirantes.....	32
2.1.1 Partes constituintes do tirante .....	32
2.1.2 Métodos Construtivos.....	33
2.1.2.1 Perfuração.....	33
2.1.2.2 Instalação e aplicação das injeções.....	35
2.1.2.3 Aplicação das cargas de trabalho e realização dos ensaios de desempenho .....	43
2.2 Modos de falha e capacidade de carga de tirantes.....	54
2.2.1 Mecanismos de ruptura de cortinas atirantadas.....	54
2.2.2 Métodos de estimativa da capacidade de carga.....	57
2.2.2.1 Método da Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 5629 (ABNT, 2006).....	57
2.2.2.2 Método do Departamento de Transportes da Federal Highway Administration (FHWA, 1999).....	59
2.2.2.3 Norma técnica britânica BS 8081 (BSI, 2015).....	60
2.2.2.4 Método de Bustamante e Doix (1985).....	69
2.2.2.5 Método de Falconi (2005) .....	72
2.2.2.6 Método de Porto (2015).....	73
2.2.2.7 Método de Joppert Jr <i>et al.</i> (2004).....	74
2.2.2.8 Método de Souza (2001) .....	74
2.2.2.9 Método de Costa Nunes (1987).....	75
2.3 Mecanismo de transferência de carga bulbo-solo .....	76
2.3.1 Forma de transferência de carga ao longo do trecho ancorado .....	76
2.3.2 Método de Mecsí (1997).....	79
2.3.2.1 Mobilização das tensões cisalhantes.....	79
2.3.2.2 Relação força x deslocamento .....	82
2.3.3 Método de Souza (2001).....	83

2.3.4 Método de Woods e Barkhordari (1997).....	86
2.4 Análise probabilística e considerações normativas sobre segurança de ancoragens.....	88
2.4.1 Método de primeira ordem e segundo momento (FOSM) .....	88
2.4.2 Método de Monte-Carlo .....	92
2.4.2.1 Método de amostragem Latin-Hypercube .....	93
2.4.3 Relação entre índice de confiabilidade, fator de segurança e probabilidade de falha .....	96
2.4.4 Critérios normativos para avaliação da confiabilidade.....	104
2.4.4.1 Critérios do Joint Committee on Structural Safety (JCSS, 2001) .....	104
2.4.4.2 Critérios do EUROCODE EN 1990:2002+A1 (CEN, 2005) .....	106
2.4.4.3 Critérios apresentados por Meyerhof (1995).....	108
2.4.4.4 Critérios apresentados pelo USACE (1995).....	109
2.4.5 Considerações sobre o dimensionamento do comprimento do bulbo ancorado de acordo com a NBR 5629 (ABNT, 2018) e EUROCODE 7 EN 1997-1 (CEN, 2004).....	109
<b>3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS .....</b>	<b>115</b>
3.1 Banco de dados utilizado na elaboração da pesquisa .....	115
3.1.1 Caso 1 – Obra de contenção realizada no município de São Paulo.....	115
3.1.1.1 Características geotécnicas do local .....	124
3.1.2 Caso 2, 3, 4, 13 e 14 - Ensaios de qualificação realizados pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo .....	127
3.1.3 Caso 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12 e 15 - Ensaios de obras de contenção realizadas em São Paulo .....	129
3.2 Proposta de modelo de interpretação de ensaios de recebimento e qualificação .....	130
3.2.1 Transferência de carga ao longo do bulbo e determinação da fórmula discreta de diferença .....	130
3.2.2 Modelo constitutivo elastoplástico de transferência de carga bulbo-solo .....	133
3.2.3 Aplicação na interpretação do ensaio de desempenho .....	138
3.2.4 Teste de malha computacional .....	142
3.2.5 Avaliação da capacidade de carga apresentada pelo modelo de interpretação.....	144
3.3 Avaliação do desempenho de equações semiempíricas na determinação da capacidade de carga.....	145
3.4 Proposta de formulação semiempírica para estimativa da capacidade de carga de ancoragens .....	147

3.4.1 Obtenção dos parâmetros para a análise.....	148
3.4.2 Desenvolvimento da equação para a estimativa da capacidade de carga.....	150
3.4.3 Análise do intervalo de previsão e sensibilidade da equação proposta.....	153
3.5 Avaliação da confiabilidade da cortina por meio da realização de ensaios de qualificação e recebimento .....	154
3.5.1 Avaliação da confiabilidade do sistema de ancoragem.....	156
3.5.1.1 Definição da variabilidade das solicitações nos tirantes .....	159
3.5.2 Avaliação da confiabilidade quanto a estabilidade global da cortina.....	163
3.5.2.1 Avaliação da probabilidade de falha da Parede 15.....	166
3.5.3 Parâmetros estatísticos utilizados nas análises probabilísticas.....	169
<b>4 RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>174</b>
4.1 Avaliação dos resultados da interpretação dos ensaios .....	174
4.1.1 Avaliação da geometria dos tirantes do caso 1 após a execução.....	174
4.1.2 Relação tensão <i>versus</i> deformação do contato bulbo-solo .....	178
4.1.3 Comparação dos valores obtidos de capacidade de carga .....	186
4.2 Análise de desempenho de equações semiempíricas.....	188
4.3 Formulação semiempírica para a determinação da capacidade de carga da ancoragem ..	196
4.3.1 Análise de sensibilidade da influência das variáveis relacionadas à execução com a capacidade de carga da ancoragem.....	196
4.3.2 Formulação semiempírica para estimativa da capacidade de carga .....	201
4.3.3 Análise de incerteza e sensibilidade da influência das variáveis na tensão de adesão ..	204
4.4 Análise probabilística do sistema de ancoragem.....	208
4.4.1 Avaliação da confiabilidade dos sistemas de ancoragens .....	208
4.4.2 Avaliação da confiabilidade da Parede 15.....	214
4.4.2.1 Avaliação da probabilidade de falha .....	214
4.4.2.2 Análise de sensibilidade .....	218
<b>5 CONCLUSÕES.....</b>	<b>221</b>
5.1 A respeito das mudanças de características dos tirantes devidas ao processo executivo ..	221
5.2 A respeito das tensões de adesões últimas e residuais obtidas nos ensaios.....	222
5.3 A respeito da utilização do modelo de interpretação para obtenção da capacidade de carga .....	222

5.4 A respeito do desempenho de equações semiempíricas para avaliação da capacidade de carga.....	223
5.5 A respeito da relação entre a tensão de adesão e as variáveis relacionadas à execução dos tirantes .....	224
5.6 A respeito da proposta de equação semiempírica para a estimativa da capacidade de carga .....	224
5.7 A respeito das diretrizes para avaliação da confiabilidade aplicada à cortina ancorada ..	225
<b>6 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....</b>	<b>227</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>228</b>
<b>APÊNDICE A - PLANILHA UTILIZADA NA INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS DE RECEBIMENTO E QUALIFICAÇÃO .....</b>	<b>239</b>
<b>APÊNDICE B - PLANILHA UTILIZADA NO CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA .....</b>	<b>241</b>
<b>APÊNDICE C - SCRIPT UTILIZADO NA AVALIAÇÃO DE INCERTEZA.....</b>	<b>243</b>
<b>APÊNDICE D - SCRIPT UTILIZADO NO TESTE DE NORMALIDADE.....</b>	<b>245</b>
<b>APÊNDICE E - PLANILHA DE AVALIAÇÃO DA CONFIABILIDADE (FOSM) ....</b>	<b>246</b>
<b>APÊNDICE F - SCRIPT UTILIZADO NA AVALIAÇÃO DE CONFIABILIDADE PELO MÉTODO DE MONTE-CARLO.....</b>	<b>248</b>
<b>APÊNDICE G - MODELOS UTILIZADOS NAS ANÁLISES TENSÃO-DEFORMAÇÃO.....</b>	<b>250</b>
<b>APÊNDICE H - RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES MONTE-CARLO.....</b>	<b>253</b>

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Contextualização do objeto de pesquisa

Devido à necessidade de se realizar grandes escavações em perímetros urbanos, há cada vez mais a preocupação em controlar os deslocamentos gerados por estas obras, a fim de garantir a sua estabilidade e a das obras circunvizinhas (PÉREZ MORE, 2003). Dentre as técnicas que são mais utilizadas nessas obras, pode-se citar a cortina atirantada. Segundo a Geo-Rio (2014), as cortinas atirantadas são compostas por paredes, comumente confeccionada em concreto ou estaca prancha metálica, fixadas ao terreno por meio de ancoragens pré-tensionadas, obtendo desta forma uma estrutura rígida o suficiente para reduzir os deslocamentos da estrutura provocados pela ação do empuxo de terra.

Os tirantes são constituídos basicamente por três componentes: a cabeça, responsável pela transferência de carga para a parede de concreto; o trecho livre, que representa a ligação entre o trecho ancorado e a cabeça; e o trecho ancorado, que tem como função transferir a carga aplicada na cabeça do tirante para o solo (CORRALES, 2018). Neste trabalho, o maior enfoque está relacionado aos trechos ancorados e livres dos tirantes, visto que, das partes que constituem os tirantes, estes são os que apresentam maior incerteza no seu dimensionamento.

No dimensionamento do bulbo ancorado desses elementos, são utilizados modelos baseados no método de tensão admissível, recorrendo-se, na maioria das vezes, à utilização de formulações semiempíricas, associadas a alguns ensaios *in situ*, para a determinação da tensão admissível. A própria NBR 5629 (ABNT, 2006), que trata do projeto e execução de tirantes ancorados no terreno, trazia consigo uma formulação semiempírica para o dimensionamento do bulbo ancorado, porém, na revisão de 2018, esta formulação foi retirada, deixando a cargo do projetista a busca por formulações consagradas no meio geotécnico, baseadas nos princípios da mecânica dos solos. A grande dificuldade em se utilizar estas formulações semiempíricas está relacionada à grande quantidade de variáveis que podem interferir diretamente na resistência da ancoragem.

O comportamento geotécnico destas ancoragens é influenciado por uma série de variáveis que muitas vezes não têm conexão entre si. Porto (2015) cita algumas variáveis que podem influenciar na resistência dessas ancoragens, dentre elas: tipo de solo do terreno, dimensões da ancoragem, como o diâmetro, técnica empregada na execução (perfuração,

injeção, pressão de injeção utilizada, volume e qualidade da mistura injetada, mecanismo utilizado na protensão), fluência do elemento resistente a tração e qualidade da mão de obra.

Outra variável que poderia ser adicionada à lista apresentada por Porto (2015) seria o mecanismo de transferência de carga. Ostermayer e Scheele (1978) realizaram ensaios de arrancamento em algumas ancoragens instrumentadas, nos quais foi observado que, em areias e cascalhos fofos, há um aumento linear da capacidade de carga da ancoragem com o comprimento ancorado. Contudo, em solos densos, esta evidência não foi constatada. Para os solos densos, foi observado que não houve um ganho proporcional da capacidade de carga com o comprimento da ancoragem, sendo esse comportamento justificado pela influência da densidade do solo, do diâmetro do bulbo e da pressão de injeção no mecanismo de transferência de carga.

Frente a esta grande quantidade de variáveis que podem influenciar na capacidade de carga das ancoragens, para garantir a qualidade e a confiabilidade destas estruturas a NBR 5629 (ABNT, 2018) estabelece que sejam executados ensaios para avaliar o desempenho destes elementos quando solicitados, sendo estes divididos em ensaios de recebimento e de qualificação. Desta forma, este trabalho tem como objetivo estabelecer uma diretriz para avaliar, por meio de ensaios de desempenho, a confiabilidade de estruturas ancoradas, de modo a minimizar os erros associados à qualidade ou representatividade dos ensaios de campo que são utilizados em uma análise determinística e, principalmente, as mudanças de geometria destes elementos após a sua execução, que muitas vezes divergem daquelas adotadas no projeto executivo.

## **1.2 Importância da pesquisa**

O dimensionamento de estruturas por meio da aplicação de coeficientes de segurança globais ou parciais não garantem que o risco associado ao projeto seja eliminado, visto que, na engenharia, sempre há o risco de falha. Logo, é mais sensato, além da aplicação de fatores de segurança, avaliar qual a probabilidade de falha do projeto, algo que já vem sendo implementado em algumas normas europeias (CINTRA; AOKI, 2010). Silva (2003) observa em seus estudos que a aplicação de fatores de segurança globais pode não garantir a estabilidade de uma fundação quando se possui valores de coeficientes de variação elevados.

No dimensionamento de tirantes, esta aplicação se torna ainda mais relevante, pois muitas vezes tem-se a utilização de tirantes como elementos de contenção provisória, em que uma análise de risco associada ao custo financeiro, caso o evento venha a ocorrer, se faz necessária para um dimensionamento que atenda aos requisitos técnicos e econômicos.

Devido às grandes incertezas relacionadas aos parâmetros utilizados em uma abordagem determinística na resolução de problemas geotécnicos, como, por exemplo, os relacionados à estabilidade de taludes, os métodos probabilísticos vêm sendo cada vez mais utilizados, pois, possibilitam avaliar como esta variação dos parâmetros impacta na segurança da estrutura, reduzindo o risco associado (GERSCOVICH, 2016).

Estes problemas relacionados à amostragem não se restringem à estabilidade de taludes. Em se tratando do dimensionamento de tirantes, quando são realizados ensaios de arrancamento para a determinação de parâmetros para o dimensionamento do comprimento ancorado, estes são realizados em um número limitado de tirantes, não sendo representativos. Por exemplo, os ensaios de qualificação são feitos em número muito pequeno de elementos, geralmente em 1% dos tirantes, como recomendado pela NBR 5629 (ABNT, 2018).

Além dos problemas relacionados à amostragem, as formulações empregadas no dimensionamento do comprimento ancorado, em sua maioria, não levam em consideração o comportamento real do mecanismo de transmissão de carga em bulbos com elevado comprimento ancorado. De acordo com Hegazy (2003), a adoção de uma tensão de atrito máxima obtida em ensaios de arrancamento no desenvolvimento de projetos em que o fator de segurança adotado é de 2 a 3, pode levar a erros de projeto. Desta forma, a reavaliação da capacidade de carga das ancoragens torna-se necessária, em que a adoção de funções de transferência que melhor representam este comportamento torna-se útil.

A execução de ensaios de recebimento em todos os tirantes de uma obra reduz o risco associado a uma ruína provocada pela ruptura deste elemento. No entanto, esta verificação não permite avaliar como a geometria dos tirantes após a execução interferem na segurança da estrutura. Visto isto, a proposta deste trabalho é de avaliar a confiabilidade do sistema de ancoragem por meio da interpretação dos ensaios que já são executados por recomendação normativa em todos os tirantes. Para a interpretação mais fidedigna do ensaio e avaliação da geometria do elemento pós-execução, está sendo proposto um modelo de interpretação que permite avaliar o alongamento do bulbo, quantificação essencial para a determinação do comprimento livre, conforme mencionado por Souza (2001).

### 1.3 Objetivos

O objetivo geral desta pesquisa é propor diretrizes para a avaliação da confiabilidade do sistema de ancoragem de uma contenção após a execução, considerando a geometria dos elementos pós-execução, obtidas por meio da interpretação dos ensaios de recebimento e qualificação. Como objetivos específicos, tem-se:

i. Avaliar o emprego de funções de transferência de carga, elaboradas para ancoragens, e propor um modelo de interpretação do ensaio de desempenho de tirantes;

ii. Contribuir com a tecnologia de ancoragens ao avaliar a influência das variáveis “pressão de injeção”, “volume injetado” e “número de injeções” na tensão de adesão média ( $\tau_M$ ), a fim de se ter um maior conhecimento sobre a influência desses fatores (lineares ou não) na resistência e comportamento das ancoragens, possibilitando a concepção de projetos mais eficientes, realistas e econômicos;

iii. Propor uma formulação semiempírica para a estimativa da capacidade de carga, a partir de uma análise dimensional das variáveis relacionadas ao dimensionamento geotécnico de ancoragens, como exemplo: tensão de adesão média, comprimento e diâmetro ancorado do tirante, características geológicas–geotécnicas do solo e aspectos construtivos;

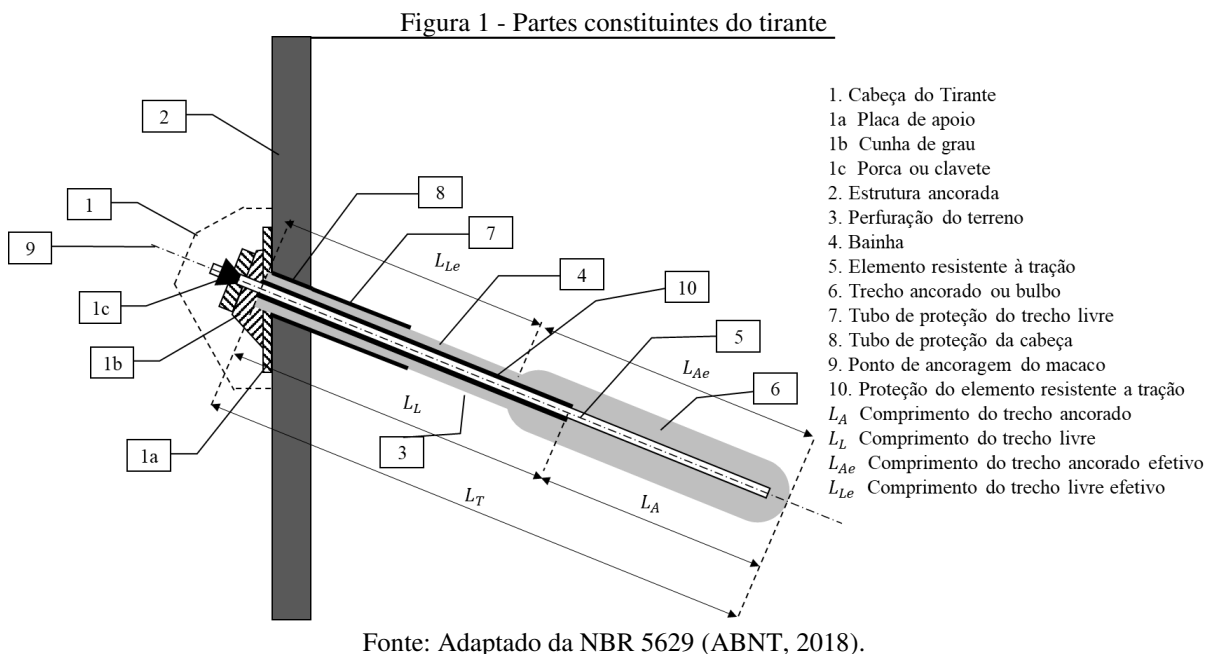
iv. Aplicar/validar as diretrizes propostas na avaliação da confiabilidade de uma cortina ancorada, localizada no estado de São Paulo, a partir dos dados coletados dos ensaios de desempenho.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Aspectos referentes à execução dos tirantes

#### 2.1.1 Partes constituintes do tirante

O tirante é constituído basicamente por três componentes: cabeça, trecho livre e trecho ancorado (CORRALES, 2018). O contato do tirante com a estrutura do paramento é denominado de cabeça e tem a função de transmitir os esforços do tirante para o paramento, sendo formada por placa de apoio, cunha de grau e bloco de ancoragem. O trecho ancorado é a parte do tirante que tem a função de transmitir os esforços do tirante para o solo, sendo formado pelo elemento resistente à tração (barras, fios ou cordoalhas) envolvidos por uma calda de cimento, formando o bulbo de ancoragem. O trecho livre é a parte do tirante que não é preenchida com a calda de cimento, portanto não transmite cargas para o solo (SILVA, 2016). Um exemplo das partes que constituem os tirantes pode ser visto na Figura 1.



O trecho livre, seguimento entre a cabeça do tirante e o bulbo ancorado, possui a característica de poder se deformar livremente, transferindo desta forma os esforços resistidos pelo bulbo para a estrutura. Logo, é importante garantir que este não esteja em contato direto

com o solo, gerando um atrito neste trecho. Como este trecho não está diretamente envolvido por uma nata de cimento, cuidados adicionais devem ser tomados para impedir a corrosão da armadura, como, por exemplo, a execução de bainhas preenchidas com massa anticorrosiva (CARVALHO, 2009).

De acordo com FHWA (1999), o comprimento do trecho livre depende de vários fatores, porém deve ter um comprimento livre de pelo menos 4,5 metros para ancoragens de cordoalhas e 3 metros para barras, para minimizar a influência de movimentações da cabeça do tirante e garantir uma melhor transmissão da carga. Dentre os fatores que interferem no comprimento do trecho livre, pode-se citar:

- Posição da zona resistente do talude onde as tensões serão transmitidas;
- Localização de terreno competente para a transmissão dos esforços;
- Necessidade de garantir a estabilidade global do sistema; e
- Aumento do comprimento para acomodar deformações.

### **2.1.2 Métodos Construtivos**

O processo construtivo dos tirantes injetados e reinjetados é composto por algumas etapas, dentre elas: a perfuração de um furo no solo onde será instalado o tirante, podendo este ser executado de forma manual ou mecanizada; a montagem do tirante, constituído das barras de aço ou cordoalhas com seus respectivos tubos que permitem a aplicação das injeções; a execução da injeção de calda de cimento; e a aplicação da carga de trabalho (GEO-RIO, 2014). Nos tópicos a seguir, serão discutidas, de forma mais detalhada, cada uma destas etapas.

#### **2.1.2.1 Perfuração**

Segundo Pitta *et al.* (2013), a escavação é uma etapa que consiste em perfurar o solo de forma que garanta a estabilidade das paredes do furo para a realização das etapas de injeção e inserção da barra de aço. A execução da escavação pode ser feita de forma manual ou mecânica e, dependendo das características do solo, pode-se recorrer à utilização de água, lama, ar e revestimento, a fim de facilitar o processo de escavação em materiais mais resistentes ou garantir a estabilidade do furo durante o processo, importando apenas que o resultado seja satisfatório para as condições de projeto especificadas (GEO-RIO, 2014).

A utilização de revestimento ou fluido estabilizante é sempre recomendada nos casos em que o solo não apresenta resistência suficiente para manter o furo intacto até iniciar o processo de injeção (GEO-RIO, 2014). Em estruturas que necessitam do atrito entre o solo e o cimento, não é recomendada a utilização de lama bentonítica, visto que esta pode reduzir o atrito, dando preferência para a utilização do ar comprimido ou água (CORTE, 2017).

O diâmetro do furo varia de 10 cm a 15 cm e é determinado em função das características dos tirantes, de modo que o furo seja largo o suficiente para garantir que seja possível realizar a inserção do tirante e que o cobrimento mínimo estipulado em norma, seja atendido (SOUZA, 2001). O cobrimento mínimo definido pela NBR 5629 (ABNT, 2018) é de 1cm. Na Tabela 1, é possível notar os diâmetros mais usuais e os equipamentos de perfuração que são adotados pela prefeitura do município do Rio de Janeiro.

Tabela 1 - Diâmetros de perfuração

Série	Diâmetros (mm)							
	Coroas		Sapatas de revestimento		Hastes		Revestimento	
	Externo	Interno	Externo	Interno	Externo	Interno	Externo	Interno
AX	48	30	60	48	41	29	57	-
BX	60	42	75	60	48	32	73	-
NX	75	55	92	76	60	51	89	-
HX	99	76	117	100	89	78	114	-

Fonte: Geo-Rio (2014).

Pitta *et al.* (2013) descrevem alguns pontos a serem analisados durante a perfuração, dentre eles a perda de água utilizada durante o processo de escavação, a resistência das camadas de solos em que se está executando o furo e a verificação de presença de vazios, observações que podem auxiliar em um possível diagnóstico de perda excessiva de calda de cimento durante a injeção.

Além dos cuidados aqui mencionados, a NBR 5629 (ABNT, 2018) chama a atenção para um ponto que pode gerar muito transtorno durante a execução da perfuração que é a interferência com construções ou instalações existentes no terreno. É recomendado que seja feito um estudo minucioso de todas as interferências que existem no terreno adjacente, de forma a definir previamente a posição e inclinação dos tirantes para que estes não gerem danos às construções vizinhas ou às instalações existentes.

### 2.1.2.2 Instalação e aplicação das injeções

Antes da realização da inserção do tirante no solo para promover a injeção, é feita a montagem do conjunto barra de aço ou cordoalhas e o tubo com válvulas manchetes destinadas à injeção sob pressão. Nesta etapa, o elemento resistente à tração é instalado de acordo com o comprimento especificado em projeto e, com mangueiras e/ou tubo de PVC envolvendo o trecho livre, e, para tirantes permanentes, pintura de proteção anticorrosiva ao longo de todo o seu comprimento. O conjunto conta também com centralizadores, sendo responsáveis por garantir o perfeito posicionamento do elemento no furo (PITTA *et al.*, 2013). A Geo-Rio (2014) recomenda que a distância máxima entre espaçadores seja de 2 metros. Na Figura 2 é possível ver as barras de tirantes montadas e prontas para a instalação.

Figura 2 - Conjunto de tirantes montados



Fonte: Porto (2015).

Um problema relacionado aos fios e cordoalhas é a relaxação, perda de tensão devida ao alongamento sob tensão constante. Hoje, com o avanço de tecnologias voltadas para a fabricação de fios e cordoalhas, o tratamento térmico permite fabricar aços de relaxação baixa (RB), inferiores a 3,5% da tensão inicial (RUDLOFF, 1998).

A tensão que é aplicada ao elemento resistente à tração não deve exceder a tensão admissível calculada por meio da Equação (1), Equação (2) e Equação (3), para as condições de ancoragens permanentes, provisórias e realização de provas de carga, conforme a NBR 5629 (ABNT, 2018).

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,75} 0,9 \quad (1)$$

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,50} 0,9 \quad (2)$$

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,20} 0,9 \quad (3)$$

Em que:

$\sigma_{adm}$  : tensão admissível no aço; e

$f_{yk}$  : resistência característica do aço ao escoamento.

Na Tabela 2, são apresentados os principais tipos de aço utilizados em tirantes e as suas características, consideradas no dimensionamento dos elementos resistentes à tração.

Tabela 2 - Tabela com as características dos aços para o dimensionamento

(Continua)

Carga de Trabalho (kN)		Características do aço								
Tirantes Provisórios	Tirantes Permanentes	Tipo	Fornecedor	Bitola	Seção (mm <sup>2</sup> )	Peso (kg/m)	Escoamento		Ruptura	
							Carga (kN)	Tensão (kg/mm <sup>2</sup> )	Carga (kN)	Tensão (kg/mm <sup>2</sup> )
34	29	Barra	GEWI® ST 50/55	1 ø 12mm	113,0	0,89	56	51	62	56
46	40	Barra	GEWI® ST 50/55	1 ø 14mm	154,0	1,21	77	51	85	56
60	52	Barra	GEWI® ST 50/55	1 ø 16mm	201,0	1,58	100	51	110	56
62	53	Barra	THREADBOLT-THB 16	1 ø 16mm	196,0	1,60	104	52,7	138	70,3
70	61	Barra	ROCSOLO 5/8"	1 ø 5/8"	160,5	1,27	119	74	132	82
94	81	Barra	GEWI® ST 50/55	1 ø 20mm	314,0	2,47	157	51	173	56
96	82	Barra	DYWIDAG ST 90/110	1 ø 15mm	177,0	1,41	159	92	195	112
102	88	Barra	GEWI® ST 67/80	1 ø 18mm	254,0	2,00	170	68	203	82
105	90	Barra	ROCSOLO 3/4"	1 ø 3/4"	234,9	1,85	175	74	195	83
119	100	Barra	THREADBOLT-THB 19	1 ø 19mm	283,0	2,14	199	70,3	228	80,5
120	102	Barra	CA50	1 ø 7/8"	388,0	2,98	194	50	213	55
145	124	Barra	DYWIDAG ST 95/105	1 ø 18mm	254,0	1,96	241	97	267	107
146	125	Barra	ROCSOLO 7/8"	1 ø 7/8"	323,6	2,55	243	75	269	83
147	126	Barra	GEWI® ST 50/75	1 ø 25mm	491,0	3,90	246	51	368	76
150	130	Barra	CA50	1 ø 1"	506,7	3,85	253	50	279	55
153	131	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 22mm	380,0	2,98	255	68	304	82
160	140	Fios	CP-150-RB	4 ø 8mm	201,2	1,58	272	135	302	150
160	140	Barra	TOR – 14BM	1 ø 25mm	376,0	2,96	263	70	301	80
163	140	Barra	THREADBOLT-THB 22	1 ø 22mm	387,0	2,85	272	70,3	312	80,5
185	158	Barra	GEWI® ST 50/55	1 ø 28mm	616,0	4,83	308	51	339	56
191	164	Barra	ROCSOLO 1"	1 ø 1"	425,7	3,34	319	75	353	83
197	169	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 25mm	491,0	3,90	329	68	393	82
200	170	Barra	TOR – 17BM	1 ø 27mm	474,0	3,72	332	70	379	80
215	184	Barra	THREADBOLT-THB 25	1 ø 25mm	509,0	3,85	358	70,3	410	80,5
230	200	Barra	INCO 22D	1 ø 30mm	642,0	5,00	385	60	462	72
240	206	Barra	CA50	1 ø 1 1/4"	804,7	6,31	402	50	443	55
240	207	Fios	CP-150-RB	6 ø 8mm	301,8	2,37	407	135	453	150

Tabela 2 - Tabela com as características dos aços para o dimensionamento

(Continuação)

Carga de Trabalho (kN)		Características do aço								
Tirantes Provisórios	Tirantes Permanentes	Tipo	Fornecedor	Bitola	Seção (mm <sup>2</sup> )	Peso (kg/m)	Escoamento		Ruptura	
							Carga (kN)	Tensão (kg/mm <sup>2</sup> )	Carga (kN)	Tensão (kg/mm <sup>2</sup> )
240	210	Barra	ROCSOLO 1 1/8"	1 ø 32mm	533,0	4,22	401	75	448	84
241	210	Barra	GEWI® ST 50/55	1 ø 32mm	804,0	6,31	402	51	442	56
248	212	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 28mm	616,0	4,83	413	68	493	82
284	244	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 30mm	707,0	5,55	474	68	566	82
303	260	Barra	ROCSOLO 1 1/4"	1 ø 1 1/4"mm	674,0	5,30	506	75	559	83
310	269	Barra	TOR – 27BM	1 ø 38mm	864,0	6,79	518	60	605	70
314	270	Barra	DYWIDAG ST 95/105	1 ø 26,5mm	551,0	4,48	523	97	579	107
323	277	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 32mm	804,0	6,31	539	68	643	82
330	280	Fios	CP-150-RB	8 ø 8mm	402,4	3,16	543	135	604	150
347	297	Barra	THREADBOLT-THB 32	1 ø 32mm	822,0	6,03	578	70,3	662	80,5
360	310	Barra	TOR – 31BM	1 ø 38mm	864,0	6,79	605	70	691	80
377	323	Barra	GEWI® ST 50/55	1 ø 40mm	1.257,0	9,87	628	51	691	56
387	331	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 35mm	962,0	7,55	645	68	770	82
410	350	Fios	CP-150-RB	10 ø 8mm	503,0	3,95	679	135	755	150
410	350	Barra	INCO 35D	1 ø 40mm	1.140,0	9,00	684	60	821	72
410	350	Barra	TOR – 35BM	1 ø 40mm	982,0	7,71	687	70	786	80
440	377	Barra	ROCSOLO 1 1/2"	1 ø 1 1/2"	977,6	7,67	733	75	811	83
458	393	Barra	DYWIDAG ST 95/105	1 ø 32mm	804,0	6,31	764	97	844	107
490	410	Fios	CP-150-RB	12 ø 8mm	603,6	4,74	815	135	905	150
520	450	Barra	TOR – 45BM	1 ø 43mm	1.338,0	10,51	870	65	1.070	80
524	450	Barra	ROCSOLO 1 5/8"	1 ø 1 5/8"	1.124,0	8,91	875	78	978	87
530	450	Barra	INCO 45D	1 ø 47mm	1.555,0	12,30	933	60	1.120	72
580	497	Barra	DYWIDAG ST 95/105	1 ø 36mm	1.018,0	8,27	967	97	1.069	108
584	500	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 43mm	1.452,0	11,40	973	68	1.162	82
589	505	Barra	GEWI® ST 50/55	1 ø 50mm	1.963,0	15,40	981	51	1.080	56
600	510	Barra	INCO 50D	1 ø 50mm	1.781,0	14,10	1.069	60	1.282	72
600	514	Barra	ROCSOLO 1 3/4"	1 ø 1 3/4"	1.325,0	10,40	999	75	1.113	84

Tabela 2 - Tabela com as características dos aços para o dimensionamento

(Continuação)

Carga de Trabalho (kN)		Características do aço								
Tirantes Provisórios	Tirantes Permanentes	Tipo	Fornecedor	Bitola	Seção (mm <sup>2</sup> )	Peso (kg/m)	Escoamento	Ruptura		
							Carga (kN)	Tensão (kg/mm <sup>2</sup> )	Carga (kN)	Tensão (kg/mm <sup>2</sup> )
610	520	Cordoalha	CP-190-RB	6 ø 1/2"	592,2	4,65	1.013	171	1.125	190
610	530	Barra	TOR – 52BM	1 ø 47mm	1.552,0	12,19	1.009	65	1.241	80
700	600	Barra	INCO 60D	1 ø 53mm	2.027,0	16,00	1.216	60	1.459	72
716	614	Barra	DYWIDAG ST 95/105	1 ø 40mm	1.257,0	10,21	1.194	97	1.320	107
750	640	Barra	TOR – 64BM	1 ø 51mm	1.782,0	14,00	1.247	70	1.425	80
780	668	Barra	ROCSOLO 2"	1 ø 2"	1.735,0	13,70	1.299	75	1.440	83
789	676	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 50mm	1.963,0	15,40	1.315	68	1.570	82
810	690	Cordoalha	CP-190-RB	8 ø 1/2"	789,6	6,20	1.350	171	1.500	190
820	700	Barra	INCO 70D	1 ø 57mm	2.288,0	18,10	1.373	60	1.647	72
850	730	Barra	TOR – 82BM	1 ø 53mm	2.027,0	15,92	1.419	70	1.621	80
865	741	Barra	GEWI® ST 55/70	1 ø 57,5mm	2.597,0	20,38	1.441	57	1.818	71
960	820	Barra	TOR – 82BM	1 ø 56mm	2.289,0	17,98	1.602	70	1.831	80
989	848	Barra	DYWIDAG ST 95/105	1 ø 47mm	1.735,0	14,10	1.648	97	1.822	107
993	851	Barra	ROCSOLO 2 1/4"	1 ø 2 1/4"	2.206,2	18,09	1.655	75	1.831	83
1.010	870	Cordoalha	CP-190-RB	10 ø 1/2"	987,0	7,75	1.688	171	1.875	190
1.044	895	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 57,5mm	2.597,0	20,38	1.740	68	2.078	82
1.050	900	Barra	INCO 90D	1 ø 63mm	2.858,0	22,60	1.715	60	2.058	72
1.055	904	Barra	GEWI® ST 55/70	1 ø 63,5mm	3.167,0	24,86	1.758	57	2.217	71
1.080	920	Barra	TOR – 92BM	1 ø 60mm	2.565,0	20,15	1.796	70	2.052	80
1.170	1.000	Barra	INCO 100D	1 ø 69mm	3.491,0	30,30	1.955	56	2.514	72
1.200	1.030	Barra	TOR – 103BM	1 ø 63mm	2.856,0	22,43	1.999	70	2.285	80
1.220	1.040	Cordoalha	CP-190-RB	12 ø 1/2"	1.184,0	9,30	2.025	171	2.250	190
1.230	1.055	Barra	ROCSOLO 2 1/2"	1 ø 2 1/2"	2.734,0	21,59	2.050	75	2.269	83
1.273	1.091	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 63,5mm	3.167,0	24,86	2.122	68	2.534	82
1.279	1.096	Barra	DYWIDAG ST 83/103	1 ø 57mm	2.552,0	20,95	2.131	85	2.641	106
1.325	1.136	Barra	GEWI® ST 50/55	1 ø 75mm	4.418,0	34,68	2.209	51	2.430	56
1.388	1.190	Barra	ROCSOLO 2 3/4"	1 ø 2 3/4"	3.316,0	30,05	2.314	70	2.620	79

Tabela 2 - Tabela com as características dos aços para o dimensionamento

(Conclusão)

Carga de Trabalho (kN)		Características do aço								
Tirantes Provisórios	Tirantes Permanentes	Tipo	Fornecedor	Bitola	Seção (mm <sup>2</sup> )	Peso (kg/m)	Escoamento	Ruptura		
							Carga (kN)	Tensão (kg/mm <sup>2</sup> )	Carga (kN)	Tensão (kg/mm <sup>2</sup> )
1.662	1.425	Barra	DYWIDAG ST 83/103	1 ø 65mm	3.318,0	27,10	2.771	85	3.434	106
1.692	1.450	Barra	ROCSOLO 3"	1 ø 3"	4.071,5	32,14	2.819	70	3.216	79
1.776	1.522	Barra	GEWI® Plus ST 67/80	1 ø 75mm	4.418,0	34,68	2.960	68	3.534	82
2.213	1.897	Barra	DYWIDAG ST 83/103	1 ø 75mm	4.418,0	35,90	3.689	85	4.573	106

Fonte: Adaptado de Solotrat (2018).

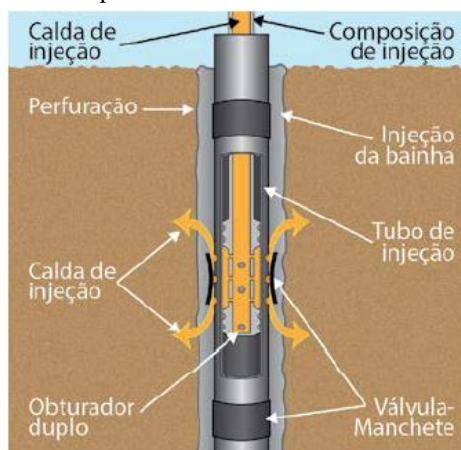
Os tirantes podem ser executados empregando apenas uma única injeção ou injeções múltiplas, sendo a escolha do número de injeções, associada ao tipo de solo em que o tirante será executado. Em solos ou rochas de alta capacidade de suporte, a utilização de mais de uma fase de injeção pode não promover ganhos apreciáveis na resistência, visto que não haverá aumento significativo no diâmetro do bulbo nem no estado de tensões do maciço, resultando em pouco acréscimo de tensão de adesão bulbo-solo. Logo, nestes solos, o usual é que se recorra à execução de tirantes com apenas uma etapa de injeção (YASSUDA; DIAS, 1998). Por outro lado, em solos de baixa capacidade de suporte, a execução de mais de uma etapa de injeção pode gerar ganhos significativos na capacidade de suporte, como relatado por Ostermayer (1975) e Bustamante e Doix (1985).

A primeira injeção que é executada é a da bainha. A bainha consiste no preenchimento do furo com a calda de cimento sob baixa pressão. Este preenchimento é feito de forma ascendente, garantindo o perfeito preenchimento do furo e, também, a estabilização da parede do furo, reduzindo o risco de fechamento do mesmo (YASSUDA; DIAS, 1998). Segundo Souza (2001), em alguns casos, a execução da bainha é realizada após a inserção do tirante, porém a adoção deste procedimento de execução pode gerar vazios entre a parede do furo e a cordoalha ou barra, comprometendo a eficiência do tirante.

As reinjeções são executadas após a calda de cimento presente no furo ganhar resistência suficiente para garantir que, durante a execução das reinjeções, a calda não venha a sair pela boca do furo. As injeções com alta pressão são realizadas através do tubo munido de válvulas, denominadas válvulas manchetes. Estas válvulas garantem a vedação do tubo durante a etapa de execução da bainha e, quando é feita a aplicação de calda de cimento sob pressão, ela se abre, permitindo a saída da calda e a realização da reinjeção (YASSUDA; DIAS, 1998). Um exemplo desta válvula pode ser visto na Figura 3.

Quando necessário, após a primeira fase de injeção com alta pressão, são realizadas fases sucessivas de reinjeções. Yassuda e Dias (1998) recomendam que a primeira injeção seja realizada 10 horas após a execução da bainha e, caso não se obtenha a pressão de injeção requerida ou o volume de calda de cimento previsto, deve-se proceder com uma segunda injeção após um novo intervalo de tempo de 10 horas.

Figura 3 - Exemplo de funcionamento da válvula manchete



Fonte: Solotrat (2018).

Pitta *et al.* (2013) recomendam que esta injeção seja realizada em um prazo de 6 a 24 horas após a injeção da bainha. Vale destacar que o intervalo entre a execução da bainha e a injeção sob pressão deve ser bem avaliado, pois um intervalo muito pequeno pode não garantir o aprisionamento da calda e um intervalo muito extenso pode fazer com que o cimento ganhe muita resistência, impedindo a realização da injeção sob pressão.

A reinjeção sob pressão é realizada de forma individualizada em cada válvula e, para garantir este procedimento, é utilizado o obturador duplo, como demonstrado na Figura 3. Este obturador duplo tem a função de isolar o trecho do tubo de injeção em que será feita a injeção, garantindo que o fluxo da calda somente ocorra na válvula pré-definida, isolando as manchetes inferiores e superiores (SOLOTRAT, 2018). Durante a realização da injeção, alguns dados devem ser coletados, como a hora de início e fim da injeção e a pressão e volume de calda que foi injetada em cada válvula (GEO-RIO, 2014).

Como a etapa de injeção exerce papel fundamental no aumento do atrito entre o bulbo-solo, cuidados devem ser tomados durante a sua execução desta etapa. Ortigão (1997) sugeriu alguns cuidados no momento de execução de grampos, mas que podem ser estendidos para tirantes, que podem melhorar o atrito com o solo. Os cuidados descritos por ele são:

- Realizar a limpeza do furo a seco ou com ar comprimido, evitando a utilização de água, embora seja comum a utilização de água nos equipamentos de perfuração. A Geo-Rio (2014) recomenda que esta limpeza seja feita com água e que, caso o intervalo entre a realização da limpeza e a injeção ultrapasse 12 horas, seja realizada uma inspeção no furo para avaliar a integridade dele;

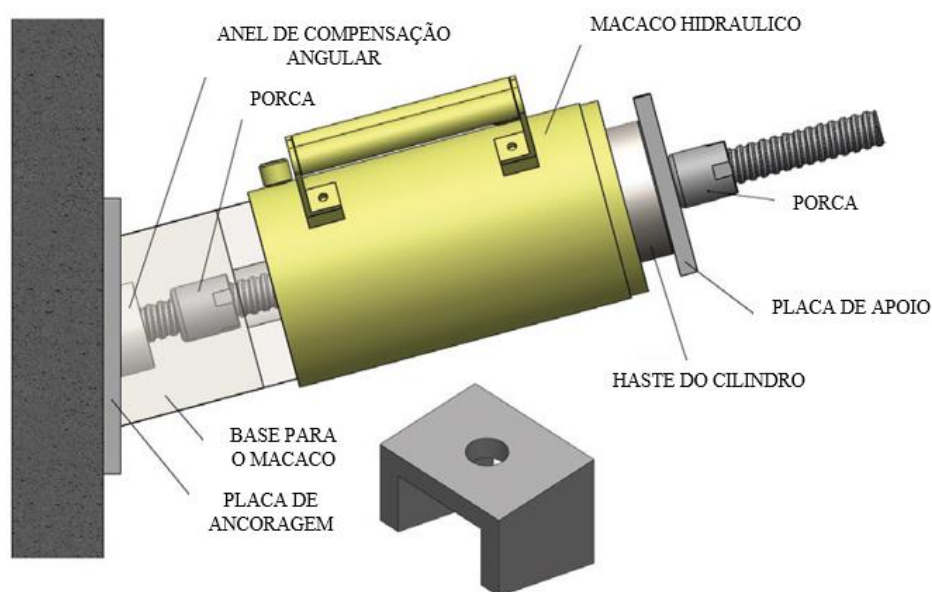
- Adotar misturas de caldas com fator água/cimento apropriado e aditivos, dentre os quais pode-se citar o acelerador de pega e o expansor, que evitam a retração e consequente redução de atrito;
- Utilizar espaçadores a cada 3 metros. A Geo-Rio (2014) recomenda intervalos menores, 2 metros; e
- Utilizar tubo lateral de injeção para garantir o perfeito enchimento do furo. Deve-se destacar que esta utilização é algo intransponível para tirantes com barras e algo impraticável para tirantes de cordoalhas.

### **2.1.2.3 Aplicação das cargas de trabalho e realização dos ensaios de desempenho**

Após a etapa de injeção, a aplicação da carga no tirante somente pode ser iniciada quando a calda de cimento apresentar resistência suficiente para absorver os esforços gerados pela protensão. Segundo a Geo-Rio (2014), o valor mínimo de resistência que a calda deve apresentar para iniciar o processo de injeção é de 25 MPa, sendo esta resistência verificada por meio do ensaio de compressão de corpos de prova moldados com a calda de cimento utilizada para o preenchimento do furo.

O equipamento utilizado na aplicação das cargas nos tirantes é composto por um macaco hidráulico, um conjunto de placas de apoio, que tem a finalidade de transmitir as cargas aplicadas pelo macaco para o paramento, uma célula de carga, que tem a função de medir a carga aplicada no tirante, e um conjunto de deflectômetros, responsáveis por medir os deslocamentos que ocorrem na cabeça do tirante (GEO-RIO, 2014). A montagem do equipamento para a incorporação da carga pode ser vista na Figura 4.

Figura 4 - Montagem típica para a execução dos ensaios de desempenho e aplicação da protensão



Fonte: Incotep (2021).

Segundo a NBR 5629 (ABNT, 2018), pode ser utilizado o conjunto macaco e manômetro com resolução de 2,0 MPa para a aplicação e medição da carga e para a medição dos deslocamentos. No caso dos ensaios de recebimento, pode-se utilizar a régua graduada em milímetros para a medição dos deslocamentos e nos demais ensaios empregar extensômetros ou outros dispositivos com resolução de 0,01 mm. A Geo-Rio (2014) atenta sobre os erros inerentes da utilização dos manômetros acoplados aos macacos para a medição das cargas, relatando que estes podem apresentar erros de até 25%, recomendando a utilização de células de carga com acurácia melhor do que 0,50 kN para esta finalidade.

Para a avaliação da qualidade e desempenho dos tirantes, a NBR 5629 (ABNT, 2018) determina que devem ser executados dois ensaios nos tirantes, sendo eles os ensaios de qualificação e recebimento, e somente após a execução e aceitação do ensaio de recebimento é que pode ser incorporada a carga de trabalho. Os ensaios de qualificação têm como intuito avaliar o comportamento do tirante no terreno, enquanto os ensaios de recebimento avaliam o desempenho do tirante frente as cargas de trabalho que serão impostas (ABNT, 2018). Antes de realizar a incorporação da carga de trabalho, todos os tirantes devem passar por ensaios de recebimento.

### 2.1.2.3.1 Realização dos ensaios de desempenho

A realização dos ensaios de qualificação e recebimento consiste na aplicação da carga na cabeça do tirante e medição dos deslocamentos decorrentes destas cargas que estão sendo aplicadas. O ensaio inicia com a aplicação de uma carga inicial, que equivale a 10% da carga máxima do ensaio, e os demais carregamentos são determinados em função da carga de trabalho, de acordo com a finalidade da obra, permanente ou temporária (ABNT, 2018). Na Tabela 3, são apresentados os estágios de carregamentos que devem ser adotados em função do tipo de obra e do ensaio a ser realizado.

Tabela 3 - Cargas para leitura em ensaios de recebimento e qualificação

Tipo de ensaios		Estágios de Carga	Frequência
Recebimento	Permanente (tipo A)	$F_0; 0,3F_t; 0,6F_t; 0,8F_t; 1,0F_t; 1,2F_t; 1,4F_t; 1,6F_t; 1,75F_t$	Aplicado a 10% dos tirantes
	Permanente (tipo B)	$F_0; 0,3F_t; 0,6F_t; 0,8F_t; 1,0F_t; 1,2F_t; 1,4F_t$	Aplicado aos demais tirantes
	Provisório (tipo C)	$F_0; 0,3F_t; 0,6F_t; 0,8F_t; 1,0F_t; 1,2F_t; 1,5F_t$	Aplicado a 10% dos tirantes
	Provisório (tipo D)	$F_0; 0,3F_t; 0,6F_t; 0,8F_t; 1,0F_t; 1,2F_t$	Aplicado aos demais tirantes
Qualificação	Tirantes Permanentes	$F_0; 0,4F_t; 0,75F_t; 1,0F_t; 1,25F_t; 1,5F_t; 1,75F_t$	Aplicado ao menos em 1% dos tirantes.
	Observação da fluência	$0,75F_t; 1,0F_t; 1,25F_t; 1,5F_t; 1,75F_t$	Aplicado ao menos em 0,5% dos tirantes

Sendo:

$F_t$  : carga de trabalho

Fonte: Adaptado da NBR 5629 (ABNT, 2018).

No ensaio de qualificação, a cada incremento de carga deve ser feito o descarregamento até a carga  $F_0$  e, posteriormente, é feito um novo carregamento. Após a realização do ensaio, tanto de qualificação quanto de recebimento, é feito o descarregamento e depois a incorporação da carga de trabalho do tirante (ABNT, 2018).

Para iniciar um estágio de carregamento deve-se avaliar se os deslocamentos estabilizaram para o estágio de carga anterior. Nos ensaios de recebimento, é considerada a estabilização quando os deslocamentos são inferiores a 1 mm, após decorridos 5 minutos de aplicação da carga. Nos ensaios de qualificação, a estabilização é considerada quando: em um período de tempo de 5 minutos os deslocamentos forem menores que 0,1 mm, para cargas menores ou iguais a  $0,75F_t$ ; em um período de tempo de 15 minutos os deslocamentos forem

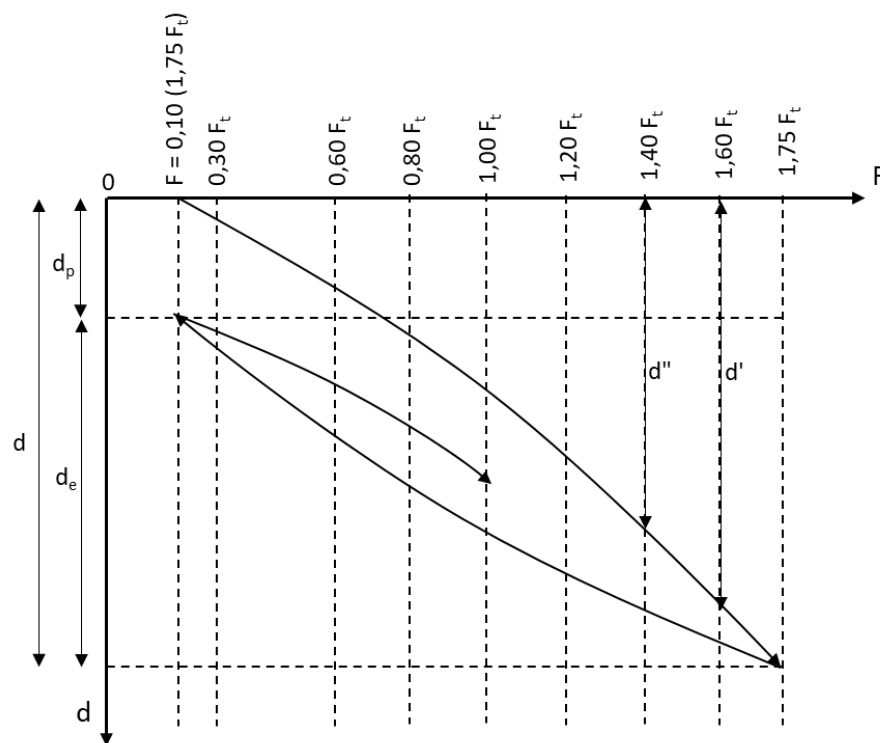
menores que 0,1 mm, para cargas variando de  $0,75F_t$  a  $1,0F_t$ ; e, em um período de tempo de 60 minutos os deslocamentos forem menores que 0,1 mm, para cargas maiores do que  $1,0F_t$  (SOLOTRAT, 2018; ABNT, 2018).

No ensaio de qualificação com medidas de fluência, a cada estágio de carregamento, a carga deve ser mantida e devem ser lidos os deslocamentos nos intervalos de 10, 20, 30, 40, 50 e 60 minutos, sendo que, após a leitura de 60 minutos, pode-se proceder um novo carregamento caso as leituras nos últimos 30 minutos sejam inferiores a 5% do deslocamento total do ensaio (ABNT, 2018).

### 2.1.2.3.2 Interpretação e análise dos resultados

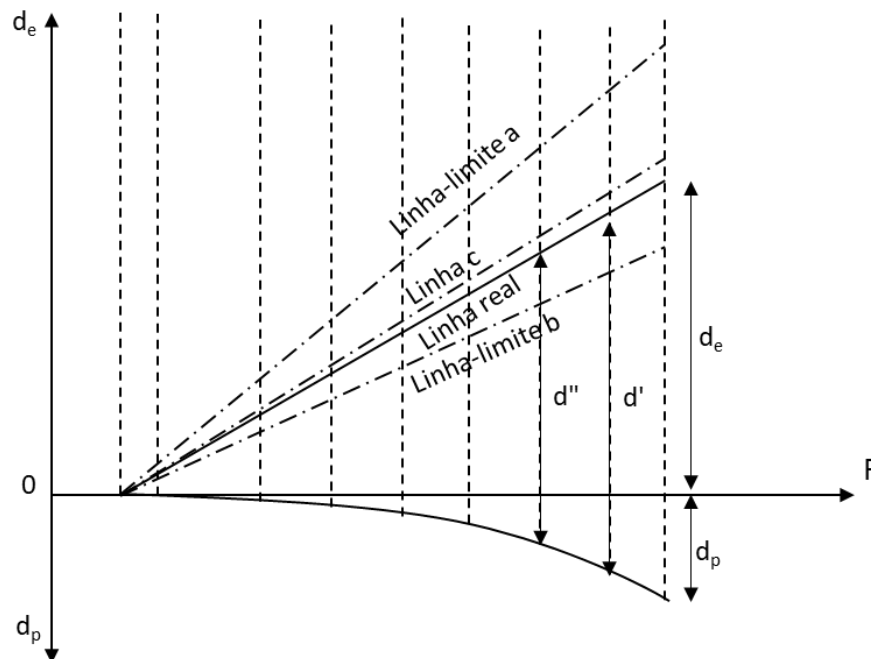
O resultado dos ensaios de qualificação e recebimento são apresentados em formato de um gráfico em que, no eixo das abscissas, são plotados os valores das cargas aplicadas e, no eixo das ordenadas, são plotados os valores dos deslocamentos medidos, como pode ser visto na Figura 5 e Figura 6.

Figura 5 - Gráfico carga (F) versus deslocamento total (d) dos ensaios de recebimento do tipo A



Fonte: NBR 5629 (ABNT, 2018).

Figura 6 - Gráfico carga (F) versus deslocamento elástico ( $d_e$ ) e deslocamento permanente ( $d_p$ ) dos ensaios de recebimento do tipo A



Fonte: NBR 5629 (ABNT, 2018).

A linha limite superior (a) representa o deslocamento elástico sofrido pelo tirante para uma condição do comprimento livre projetado acrescido de metade do comprimento ancorado, e a linha limite inferior (b) demonstra o comportamento elástico para um comprimento livre 20% menor do que o projetado. A linha (c) demonstra o comportamento teórico que o tirante deverá apresentar, caso as premissas de projeto sejam atendidas (SOLOTRAT, 2018). As expressões que descrevem estas linhas podem ser vistas na Equação (4), Equação (5) e Equação (6).

$$d_{ea} = \frac{(F - F_0) \left( L_l + \frac{L_A}{2} \right)}{E \cdot A} \quad (4)$$

$$d_{eb} = \frac{0,8(F - F_0)L_L}{E \cdot A} \quad (5)$$

$$d_{ec} = \frac{(F - F_0)L_L}{E \cdot A} \quad (6)$$

Sendo:

$F_0$ : incremento de força inicial (kN);

$F$ : incremento de força (kN);

$L_L$  : comprimento do trecho livre (m);

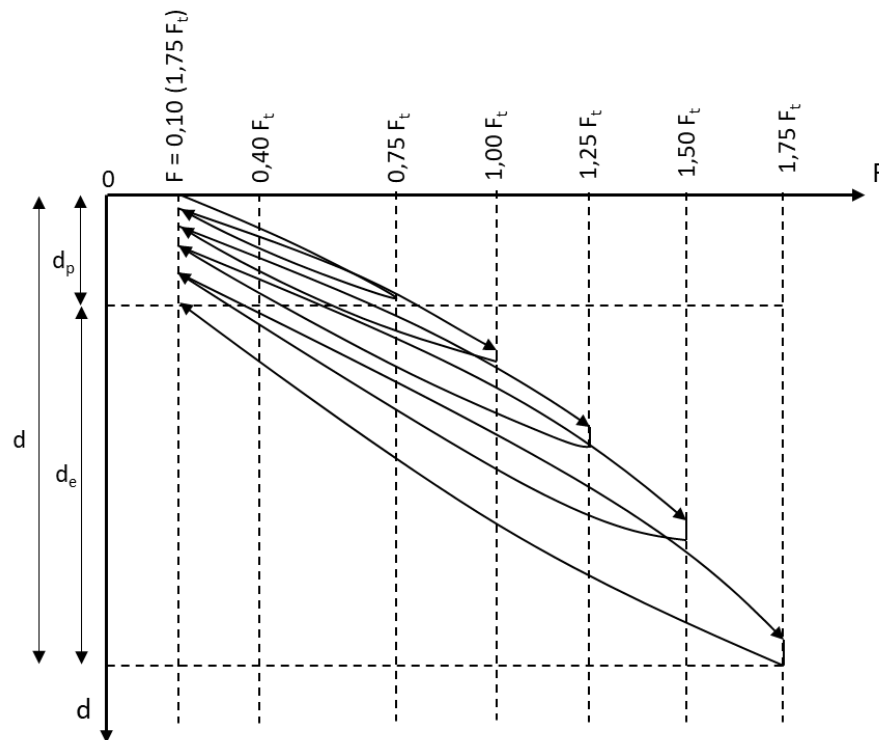
$L_A$  : comprimento do trecho ancorado (m);

$E$  : módulo de elasticidade do material do elemento resistente à tração ( $\text{kN/m}^2$ ); e

$A$  : área da seção do elemento resistente à tração ( $\text{m}^2$ ).

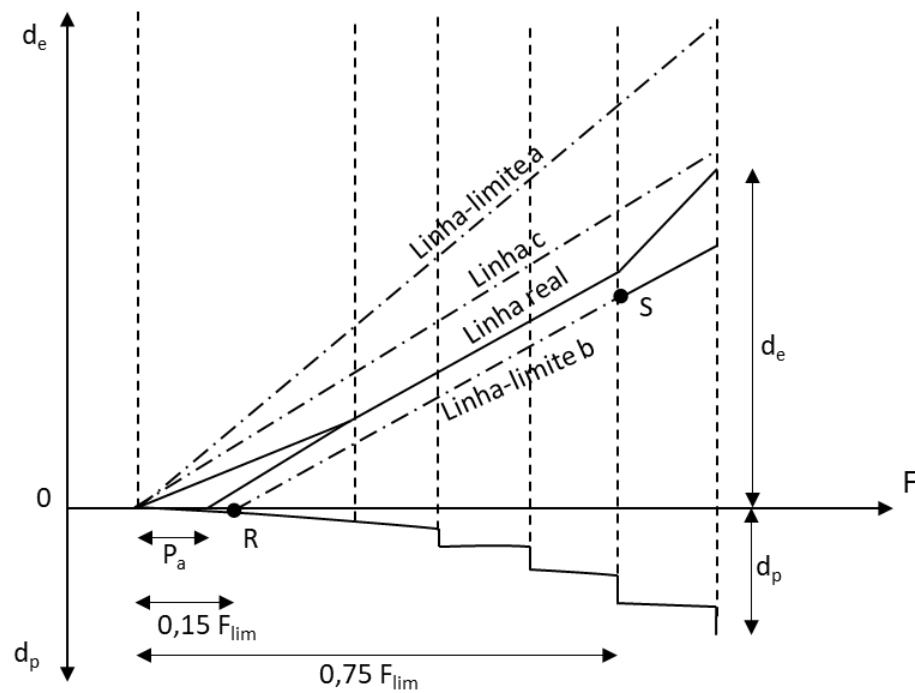
Nos ensaios de qualificação, da mesma forma que nos ensaios de recebimento, os dados dos ensaios são plotados em dois gráficos, um de força *versus* deslocamento e outro de força *versus* deslocamentos elástico e permanente, como pode ser visto na Figura 7 e Figura 8, repectivamente.

Figura 7 - Gráfico carga (F) *versus* deslocamento (d) dos ensaios de qualificação



Fonte: NBR 5629 (ABNT, 2018).

Figura 8 - Gráfico carga (F) versus deslocamento elástico ( $d_e$ ) e deslocamento permanente ( $d_p$ ) dos ensaios de qualificação



Fonte: NBR 5629 (ABNT, 2018).

As linhas (a), (b) e (c) da Figura 8 são determinadas da mesma forma como no gráfico do ensaio de recebimento. A linha RS consiste no traçado considerando uma diminuição no alongamento devido às maiores perdas por atrito nos carregamentos iniciais. O traçado desta linha é feito calculando as coordenadas dos pontos (R) e (S) por meio das equações expostas na Tabela 4 (ABNT, 2018).

Tabela 4 - Coordenadas dos pontos R e S

Ponto	Força	Deslocamento
R	$F = F_0 + 0,15F_{lim}$	$d = 0$
S	$F = F_0 + 0,75F_{lim}$	$d = \frac{[0,5 F_{lim}]}{\frac{L_L}{E \cdot A}}$

Fonte: Adaptado da NBR 5629 (ABNT, 2018).

Em que:

$F_{lim}$  : carga máxima de ensaio (kN);

$F$  : incremento de força (kN);

$F_0$  : incremento de força inicial (kN);

$L_L$  : comprimento do trecho livre (m);

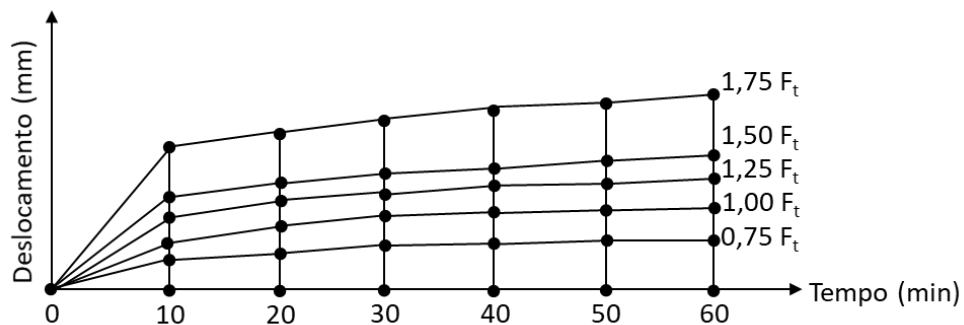
$L_A$  : comprimento do trecho ancorado (m);

$E$  : módulo de elasticidade do material do elemento resistente à tração (kN/m<sup>2</sup>); e

$A$  : área da seção do elemento resistente à tração (m<sup>2</sup>).

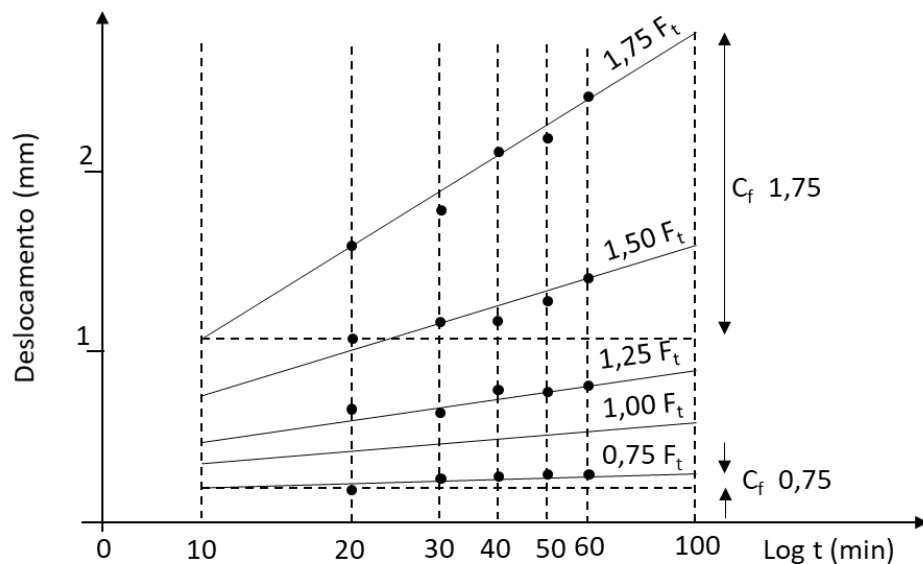
A análise da fluência é feita por meio da interpretação do gráfico de tempo *versus* deslocamento, sendo este gráfico traçado com o tempo em escalas aritmética e logarítmica, como pode ser visto na Figura 9 e Figura 10, respectivamente (YASSUDA; DIAS, 1998).

Figura 9 - Gráfico tempo *versus* deslocamento para a interpretação do ensaio de fluência



Fonte: NBR 5629 (ABNT, 2018).

Figura 10 - Gráfico log (tempo) *versus* deslocamento para a interpretação do ensaio de fluência



Fonte: NBR 5629 (ABNT, 2018).

O dado extraído da interpretação do gráfico exposto na Figura 10 é o coeficiente de fluência ( $C_f$ ), sendo este definido como sendo o coeficiente angular da reta dos intervalos de

tempo de 10 e 100 minutos, para cada estágio de carregamento, conforme apresentado na Equação (7) (YASSUDA; DIAS, 1998).

$$C_f = \frac{d_2 - d_1}{\log t_2 - \log t_1} \quad (7)$$

Em que:

$d_1$  e  $d_2$  : deslocamentos em dois pontos da reta (m); e

$t_1$  e  $t_2$  : tempos correspondentes aos deslocamentos ( $d_1$  e  $d_2$ ) (minutos).

Referente à aceitação dos tirantes, no ensaio de recebimento, o tirante é considerado aceito quando os deslocamentos na cabeça do tirante estabilizarem após a aplicação da carga máxima de ensaio e os deslocamentos se situarem entre as linhas (a) e (b) do gráfico. Quando estas condições não são satisfeitas, a NBR 5629 (ABNT, 2018) traz as seguintes recomendações:

- i. Caso o tirante não resista à carga máxima, o projetista pode aceitar o tirante com carga inferior ou igual à estabilizada aplicando um fator de segurança, executar outro tirante para complementar a carga ou realizar uma reinjeção no tirante, quando possível, e repetir o ensaio;
- ii. Caso a linha do gráfico de deslocamento elástico permanente não esteja entre as linhas (a) e (b), o projetista pode aceitar este tirante com carga inferior à de projeto, reavaliar o projeto a fim de verificar a possibilidade de aproveitamento do tirante ou realizar ciclos de carga e descarga a fim de soltar o trecho livre e executar um novo ensaio.

Quanto à avaliação dos ensaios de qualificação, a norma NBR 5629 (ABNT, 2018) apenas recomenda que o coeficiente de fluência deve ser menor que 2 mm para uma carga de  $1,75F_t$  e que devem ser avaliados fatores como capacidade de carga, comprimento livre, perdas por atrito e carga máxima estabilizada.

### **2.1.2.3.3 Extrapolação da curva carga *versus* deslocamento**

Como pode ser observado nos tópicos anteriores, na maioria dos ensaios de recebimento e qualificação a capacidade de carga da ancoragem não é alcançada durante a realização do ensaio, sendo necessário recorrer a algum método de extrapolação da curva carga *versus* recalque. Existem vários métodos apresentados na literatura, porém um dos mais utilizados é o de Van der Veen (1953). O método considera que a curva que descreve a relação carga *versus*

deslocamento é descrita por uma equação exponencial, como pode ser observado na Equação (8).

$$T_0 = T_{m\acute{a}x} \cdot [1 - e^{-\alpha\rho}] \quad (8)$$

Em que:

$T_0$  : carga medida na cabeça do tirante (kN);

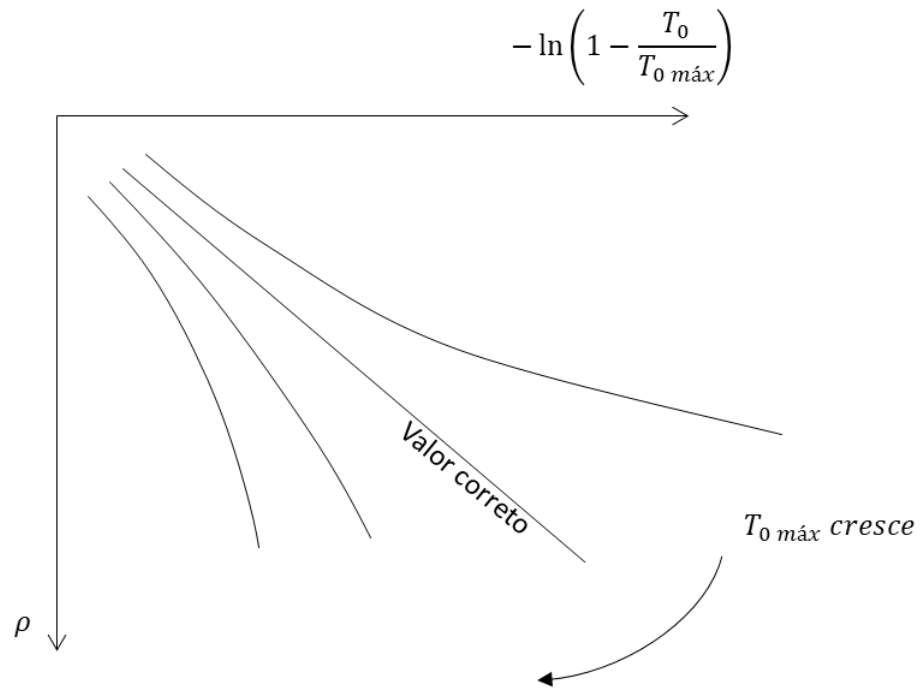
$T_{m\acute{a}x}$  : carga de ruptura (kN);

$\alpha$  : parâmetro da equação influenciado pela forma da curva e tempo de aplicação da carga; e

$\rho$  : recalque medido no topo do tirante (mm).

As variáveis  $T_0$  e  $\rho$  são medidas durante a realização do ensaio, tendo, portanto, como incógnitas a carga de ruptura e o parâmetro  $\alpha$ . Para obter a carga de ruptura que possibilite um melhor ajuste da curva do ensaio, basta traçar um gráfico  $-LN(1 - T_0/T_{0\ m\acute{a}x})$  versus  $\rho$ , conforme exposto na Figura 11. Quanto melhor o ajuste obtido da curva medida com a curva determinada pelo método, mais preciso é o resultado. Contudo, por muitas vezes a carga aplicada no ensaio pode ser muito inferior à carga máxima suportada pela ancoragem, fazendo com que o método possa apresentar valores não confiáveis (CINTRA *et al.*, 2013).

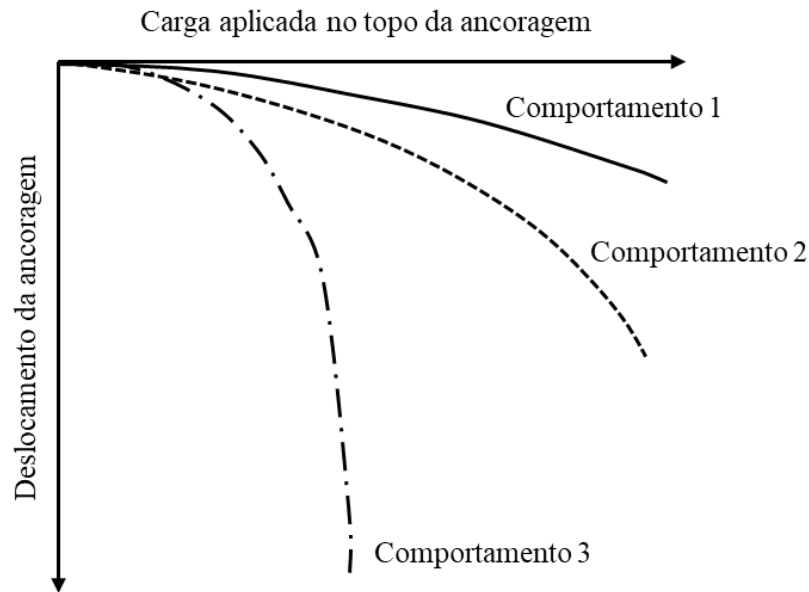
Figura 11 - Solução gráfica do método de Van der Veen (1953)



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes (2010).

Segundo Magalhães (2005), a curva carga *versus* deslocamento pode apresentar três comportamentos distintos, como pode ser observado na Figura 12. O comportamento do tipo 1 ocorre em ensaios em que a carga aplicada foi muito inferior à do ensaio, não atingindo a zona de plasticidade do solo, dificultando consideravelmente a interpretação da carga máxima. O comportamento do tipo 2 refere-se a ensaios que não atingiram a carga máxima suportada, porém a carga aplicada foi suficiente para atingir a zona de plastificação do solo, podendo-se aplicar métodos de extrapolação com uma certa confiabilidade. Já o comportamento do tipo 3 refere-se a ensaios em que a carga aplicada ultrapassou a capacidade de carga da ancoragem, sendo possível identificar a carga última somente pela interpretação do gráfico.

Figura 12 - Tipos de comportamento apresentado durante a realização do ensaio de arrancamento



Fonte: Adaptado de Magalhães (2005).

Como muitas vezes este comportamento não está explícito, Cintra *et al.* (2013) determinaram uma forma de avaliar a confiabilidade do resultado a partir da relação entre carga máxima do ensaio e carga máxima extrapolada, conforme pode ser visto na Tabela 5, sendo que, quanto mais próxima à carga máxima extrapolada estiver da carga máxima do ensaio, mais confiável é o resultado da extrapolação.

Tabela 5 - Nível de confiabilidade para aplicação do método de Van der Veen (1953)

$\left[ \left( \frac{T}{T_{máx}} \right) - 1 \right] * 100$	Nível de confiabilidade do emprego do método
$\leq 25\%$	Confiável
25% - 50%	Aceitável
50% - 75%	Tolerável
$\geq 75\%$	Inaceitável

Fonte: Cintra *et al.* (2013).

## 2.2 Modos de falha e capacidade de carga de tirantes

### 2.2.1 Mecanismos de ruptura de cortinas atirantadas

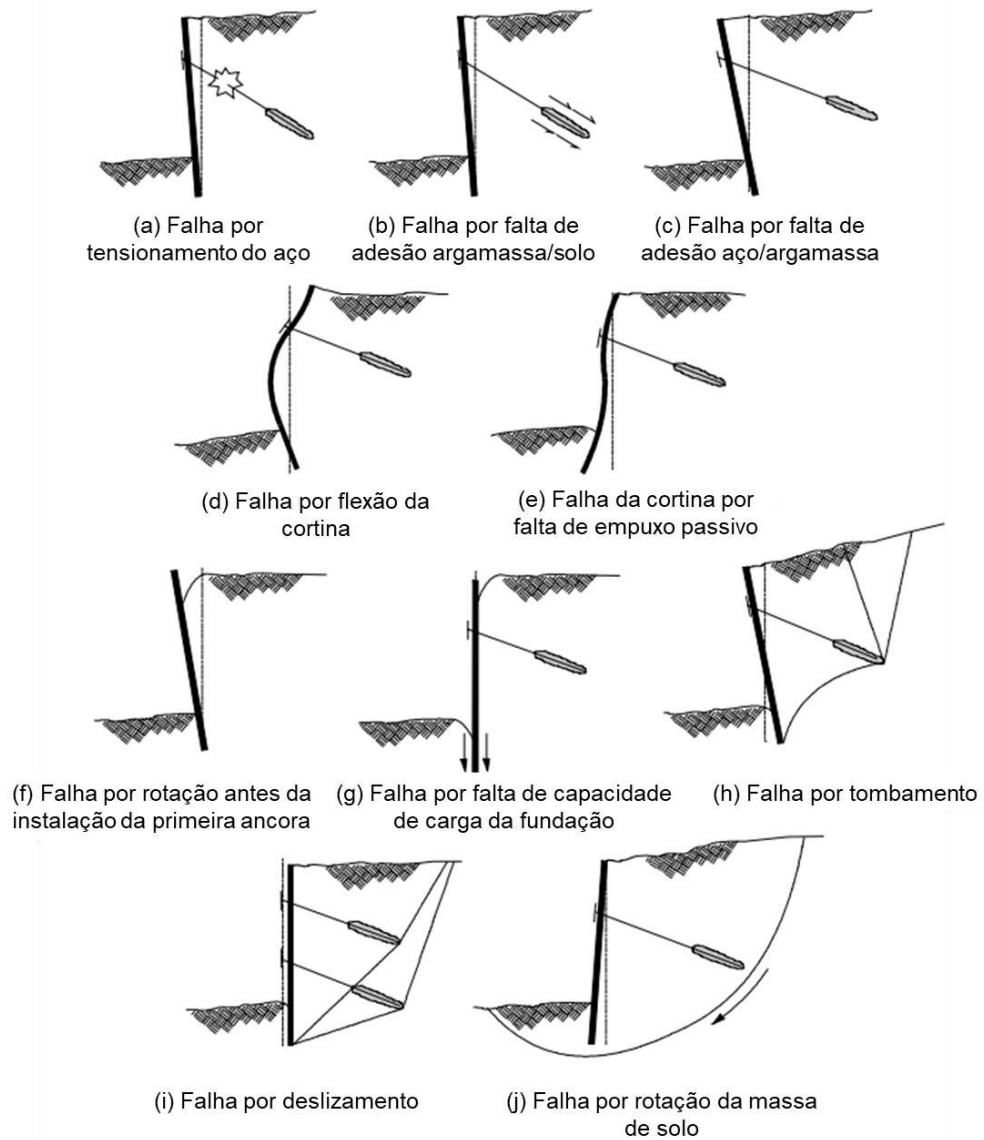
A maioria das rupturas relacionadas à ancoragem está diretamente ligada à aplicação de cargas que ultrapassam a resistência da ancoragem, podendo estas cargas estarem relacionadas

a cargas geradas durante a fase de escavação e construção da cortina, cargas promovidas por materiais e equipamentos utilizados durante a obra e cargas geradas pelas construções adjacentes. Os modos de falha que podem levar ao colapso de estruturas de uma cortina atirantada podem estar associados diretamente à eficiência dos tirantes ou ao conjunto como um todo (FHWA, 1999). Os modos de falha descritos pela FHWA (1999) são:

- Falha por tração no elemento resistente à tração, que está associada à ruptura na armadura;
- Falha por arrancamento do tirante gerado pela falta de atrito bulbo-solo;
- Falha na ancoragem cordoalha/bulbo;
- Falha por flexão da cortina de concreto;
- Falha por falta de empuxo passivo na base da cortina;
- Falha por rotação da cortina, antes da instalação do tirante;
- Falha na fundação por extrapolação da capacidade de carga;
- Falha por tombamento;
- Falha por deslizamento da base; e
- Falha global do talude.

Além dos modos de falha citados por FHWA (1999), Floriano (2014) expõe alguns outros modos de falha, dentre eles: ruptura da zona de apoio do tirante, ocasionada pela carga excessiva de compressão no contato do tirante com o elemento responsável por transmitir as tensões ao solo (cortina de concreto); ruptura da cabeça do tirante, mais precisamente no dispositivo responsável por garantir o travamento do elemento tracionado na cabeça do tirante; e ruptura por perda de carga, relacionada à perda de protensão do tirante ao longo do tempo, ou mesmo após a aplicação da carga de trabalho. Exemplos dos modos de falha de uma ancoragem podem ser vistos na Figura 13.

Figura 13 - Modos de falha a serem considerados em projetos de ancoragem



Fonte: FHWA (1999).

Na estimativa inicial da resistência ao arrancamento no contato bulbo-solo que as ancoragens suportam são comumente empregadas formulações semiempíricas. Nos tópicos a seguir, serão apresentadas algumas formulações que são empregadas no dimensionamento de ancoragens.

## 2.2.2 Métodos de estimativa da capacidade de carga

### 2.2.2.1 Método da Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 5629 (ABNT, 2006)

A norma brasileira NBR 5629 (ABNT, 2006) traz consigo um método para a determinação do comprimento ancorado do bulbo para ser aplicado no caso de solos arenosos e argilosos. Para o caso de solos arenosos, a resistência à tração da ancoragem do tirante pode ser calculada por meio da Equação (9).

$$T_{m\acute{a}x} = \sigma'_z U L_A k_f \quad (9)$$

Sendo:

$\sigma'_z$  : tensão efetiva no ponto médio da ancoragem (kN/m<sup>2</sup>);

$U$  : perímetro médio da seção transversal da ancoragem (m);

$L_A$  : comprimento do bulbo ancorado (m); e

$k_f$  : coeficiente de ancoragem.

O coeficiente de ancoragem a ser adotado irá depender do tipo de solo e do seu estado de compactidade, podendo ser obtido através da Tabela 6.

Tabela 6 - Coeficiente de ancoragem  $k_f$

Solo	Compactidade		
	Fofa	Compacta	Muito compacta
Silte	0,1	0,4	1,0
Areia fina	0,2	0,6	1,5
Areia média	0,5	1,2	2,0
Areia grossa	1,0	2,0	3,0

Fonte: NBR 5629 (ABNT, 2006).

Para solos argilosos, a NBR 5629 (ABNT, 2006) traz outra formulação para a determinação da resistência à tração da ancoragem, que pode ser vista na Equação (10).

$$T_{m\acute{a}x} = \omega U L_A S_u \quad (10)$$

Em que:

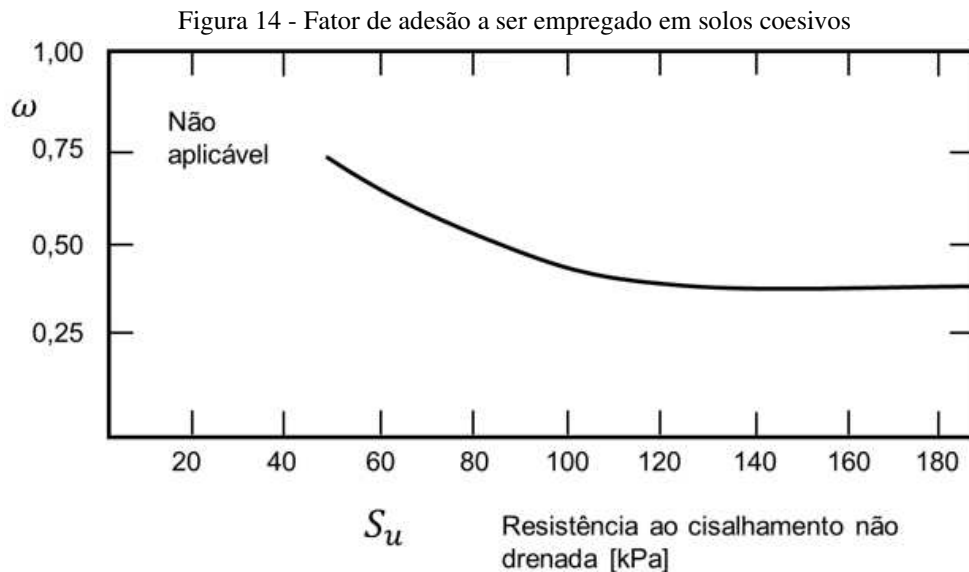
$\omega$  : coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento (Para valores de  $S_u \leq 40$  kPa,  $\omega = 0,75$ , e para  $S_u \geq 40$  kPa,  $\omega = 0,35$ );

$U$  : perímetro médio da seção transversal da ancoragem (m);

$L_A$  : comprimento do bulbo ancorado (m); e

$S_u$  : resistência ao cisalhamento não drenada do solo argiloso ( $\text{kN/m}^2$ ).

O Canadian Geotechnical Society (2006) recomenda que seja utilizada a Figura 14 para a obtenção do fator  $\omega$ .



Fonte: Canadian Geotechnical Society (2006).

Para ancoragens instaladas em maciços rochosos, a norma não traz nenhuma formulação, apenas recomenda que a resistência seja analisada com base na resistência à compressão simples da rocha ou da calda de cimento, adotando como resistência de aderência rocha/cimento 1/3 da resistência à compressão simples da rocha ou da calda, optando pela que apresenta o menor valor (ABNT, 2006).

As formulações acima consideram que ocorre um aumento linear da resistência com o comprimento de ancoragem, porém isto não ocorre para comprimentos de ancoragem superiores a 8 metros, sendo recomendada a adoção de ancoragens com comprimento inferior a 8 metros (CANADIAN GEOTECHNICAL SOCIETY, 2006). A Federal Highway Administration (FHWA, 1999) já comenta que, para ancoragens com comprimentos ancorados acima de 12 metros, o ganho na capacidade de carga já não é tão influente. Visto isto, ressalta-se a importância de se avaliar a eficiência de se projetar tirantes com elevados comprimentos de ancoragem.

Ressalta-se que a norma NBR 5629 (ABNT, 2006) passou por revisão em 2018 e nesta revisão da norma não traz mais as formulações que auxiliam na determinação preliminar do comprimento do trecho ancorado, destacando que, para o dimensionamento do comprimento ancorado, deve-se recorrer a formulações teóricas e semiempíricas presentes na literatura.

### 2.2.2.2 Método do Departamento de Transportes da Federal Highway Administration (FHWA, 1999)

O FHWA (1999) sugere que, em uma análise preliminar, para o cálculo da capacidade de carga do tirante, pode-se empregar a Tabela 7, adotando um fator de segurança de 2.

Tabela 7 - Estimativa da capacidade de carga por comprimento da ancoragem

<b>Tipo de terreno</b>	<b>Densidade relativa/ consistência (variação do SPT)</b>	<b>Estimativa da carga unitária (kN/m)</b>
Areia e cascalho	Fofo (4 - 10)	145
	Mediamente compacto (11 - 30)	220
	Compacto (31 - 50)	290
Areia	Fofo (4 - 10)	100
	Mediamente compacto (11 - 30)	145
	Compacto (31 a 50)	190
Areia e silte	Fofo (4 - 10)	75
	Mediamente compacto (11 - 30)	100
	Compacto (31 a 50)	130
Mistura de silte argiloso de baixa plasticidade ou areia fina com silte	Rígida (10 - 20)	30
	Muito rígida (21 - 40)	60

Fonte: Adaptado de FHWA (1999).

Segundo a Canadian Geotechnical Society (2006), os tirantes de pequenos diâmetros e que utilizam injeção sob pressão podem desenvolver capacidades de carga superiores às calculadas por meio da Equação (9) e da Equação (10), sugerindo a utilização da Tabela 7 para o cálculo da capacidade de carga linear do tirante. A utilização desta tabela é recomendada para tirantes que utilizam apenas um estágio de injeção, atendendo aos seguintes detalhes construtivos:

- O diâmetro da ancoragem deve estar entre 15 e 20 cm;
- A injeção de calda de cimento deve ser realizada empregando uma pressão de 1MPa.

As pressões adotadas nas práticas atuais excedem muito esta pressão, podendo os valores das tabelas subestimarem a capacidade de carga;

- O espaçamento entre eixos de tirantes deve ser de no mínimo 4 vezes o diâmetro na horizontal e 3,5 vezes o diâmetro na vertical, ou 20% do comprimento ancorado, respeitando uma profundidade mínima de instalação do primeiro tirante de 5m da superfície.

Para ancoragens em rocha, a FHWA (1999) recomenda a adoção dos valores presentes na Tabela 8. No caso de presença de fraturas e descontinuidades que possam afetar o comportamento da ancoragem, os valores apresentados na Tabela 8 devem ser reduzidos.

Tabela 8 - Valores de transferência preliminar de carga de tirantes em rocha

<b>Tipo de rocha</b>	<b>Estimativa da carga última transferida (kN/m)</b>
Granito e basalto	730
Calcário dolomítico	580
Calcários brandos	440
Arenito	440
Ardósia e xistos duros	360
Xistos brandos	150

Fonte: FHWA (1999).

Os fatores de segurança recomendados a serem adotados são de 3, para o caso de maciço rochoso competente, e de 2, para o caso de rochas fracas. Esta variação do fator de segurança dá-se por dois fatores, sendo o primeiro devido à incerteza da influência das descontinuidades presentes em um maciço rochoso competente e o segundo devido à forma de transferência de carga, que em rochas fracas tende a ser mais uniforme em todo o comprimento ancorado, quando comparada à de rochas competentes (FHWA, 1999).

### **2.2.2.3 Norma técnica britânica BS 8081 (BSI, 2015)**

A norma britânica divide as formulações empíricas para o cálculo da capacidade de carga das ancoragens de acordo com tipo de injeção que é aplicado:

- Tipo A: ancoragens executadas com injeção por gravidade, sem o emprego de pressões;
- Tipo B: ancoragens injetadas sob baixa pressão;
- Tipo C: ancoragens injetadas sob altas pressões; e
- Tipo D: ancoragens com alargamento do trecho ancorado.

Devido ao fato da distribuição das tensões nas ancoragens não se dar de forma uniformemente distribuída, é proposta pela norma BS 8081 (BSI, 2015) um fator de correção da eficiência ( $f_{eff}$ ) a ser aplicado à carga máxima ( $T_{máx}$ ), visto que esta considera que as tensões são distribuídas de forma uniforme. As formulações para o cálculo deste fator de eficiência podem ser vistas na Equação (11), para solos compostos por argila siltosa, argila arenosa, argila pedregulhosa e sedimentos glaciais, e na Equação (12), para solos arenosos.

$$f_{eff} = 1,6L_A^{-0,57} \quad (11)$$

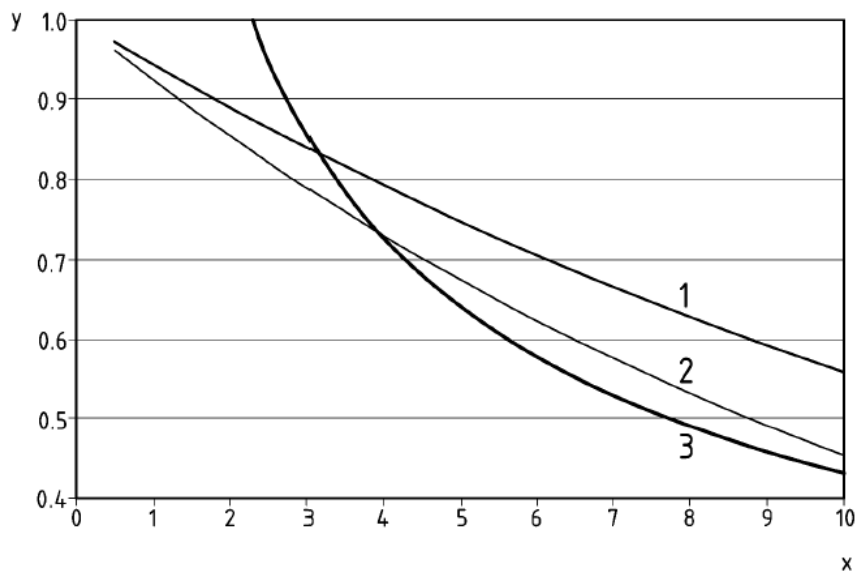
$$f_{eff} = 0,91L_A^{\tan\phi} \quad (12)$$

Sendo:

$L_A$  : comprimento fixo da ancoragem (m).

O fator de eficiência também pode ser obtido por meio da Figura 15.

Figura 15 - Relação entre o fator de eficiência e o comprimento fixo de ancoragem



Sendo:

- |   |  |   |                         |
|---|--|---|-------------------------|
| y | Fator de correção da eficiência, $f_{eff}$         | 2 | Areia $\phi = 40^\circ$ |
| x | Comprimento ancorado do tirante, $L_A$ , em metros | 3 | Argila                  |
| 1 | Areia $\phi = 32^\circ$                            |   |                         |

Fonte: Adaptado de BS 8081 (BSI, 2015).

### 2.2.2.3.1 Ancoragens em solos arenosos

Nos solos arenosos, não se tem o costume de se executar ancoragens do tipo A, exceto em alguns casos em que os solos são cimentados. Porém, nestes solos, suas características são semelhantes às de rocha e devem ser tratados como ancoragens em rocha, considerando a adesão rocha/cimento. Em se tratando das ancoragens do tipo D, pouquíssimos dados referentes a este tipo de ancoragem em solos arenosos são apresentados na literatura e geralmente estimam o valor do alargamento, sendo na maioria dos projetos adotados, para solos grossos, que a distribuição de carga se faz de forma uniforme no tirante, adotando estes alargamentos em locais onde há necessidade de se obter maior carga (BSI, 2015).

#### ***Ancoragens tipo B***

Para ancoragens do tipo B, a capacidade de carga pode ser calculada pela Equação (13). Esta equação leva em consideração a resistência ao atrito lateral e a resistência no topo do bulbo.

$$T_{m\acute{a}x} = f_{eff} C \sigma'_z \pi D L_A \tan\phi' + B\gamma h \frac{\pi}{4} (D_s^2 - d^2) \quad (13)$$

Sendo:

$C$  : razão entre a tensão de contato na interface calda-solo e a tensão efetiva de sobrecarga média;

$\sigma'_z$  : tensão de sobrecarga efetiva média, calculada em função do comprimento equivalente  $\left[ \gamma \left( h + \frac{L_A}{2} \right) \right]$  (kN/m<sup>2</sup>);

$B$  : Fator de capacidade de carga equivalente ( $N_q/1,4$ );

$N_q$  : fator de capacidade de carga (obtido por meio da Tabela 9);

$f_{eff}$  : fator de resistência efetiva;

$D_s$  : diâmetro da seção do bulbo (m);

$d$  : diâmetro da coluna da calda acima do bulbo (m); e

$\gamma$  : peso específico do solo (kN/m<sup>3</sup>).

Tabela 9 - Relação entre o fator de capacidade de carga ( $N_q$ ) com o ângulo de atrito ( $\phi'$ ) e com a relação ( $h/D$ )

Relação $h/D$	Fator de capacidade de carga $N_q$				
	Valor de $\phi'$				
	26°	30°	34°	37°	40°
15	11	20	43	75	143
20	9	19	41	74	140
25	8	18	40	73	139

Fonte: BSI (2015).

Valores de 1,7 e 1,4 foram encontrados para  $C$ , em solos de cascalho arenoso e areia compacta com ângulos de atrito de 40° e 35°, sendo esta variável muito dependente do método de execução empregado (BSI, 2015). Caso seja desconsiderado o valor da capacidade de carga no topo do bulbo e adotada apenas a ação da resistência lateral, considerando o valor de  $C$  como o coeficiente de empuxo, obtém-se a Equação (14):

$$T_{m\acute{a}x} = f_{eff} K \pi D_s L_A \sigma'_z \tan\phi' \quad (14)$$

Sendo:

$K$  : coeficiente de empuxo.

$\sigma'_z$  : tensão de sobrecarga efetiva média (kN/m<sup>2</sup>);

$f_{eff}$  : fator de resistência efetiva; e

$D_s$  : diâmetro da seção do bulbo (m).

Para avaliar a componente relacionada à pressão de injeção, pode-se modificar a Equação (14) substituindo a parcela referente à pressão lateral ( $K\sigma'_v$ ) pela pressão de injeção ( $p_i$ ). Desta forma, a equação fica da seguinte forma:

$$T_{m\acute{a}x} = f_{eff} p_i \pi D L_A \tan\phi' \quad (15)$$

Em que:

$p_i$  : pressão de injeção da calda de cimento (a pressão residual pode variar de  $\frac{p_i}{3}$  a  $\frac{2p_i}{3}$ ) (kN/m<sup>2</sup>).

A norma BS 8081 (BSI, 2015) apresenta uma simplificação da equação acima, para ser aplicada em locais com presença de solos grossos, representada pela Equação (16).

$$T_{m\acute{a}x} = L_A n \tan\phi' \quad (16)$$

Sendo:

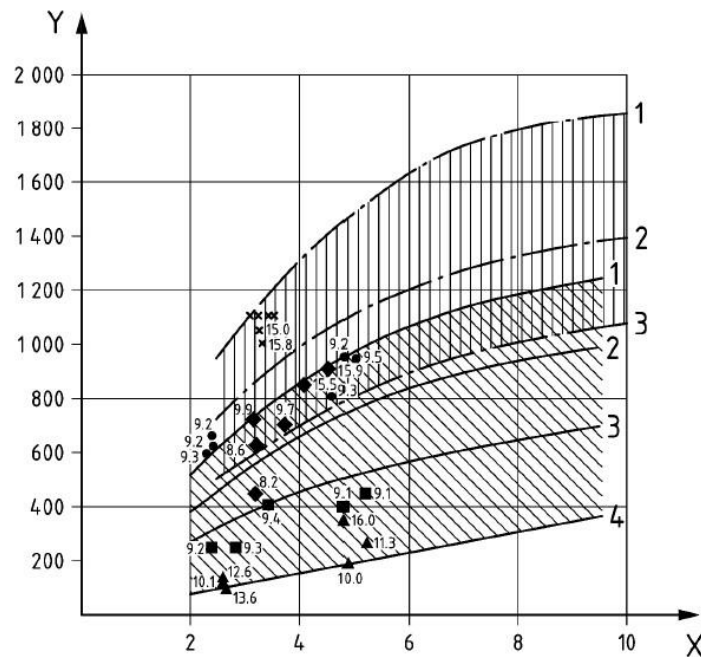
$n$  : fator de capacidade (kN/m).

Os valores de  $n$  estão na ordem de 400 kN/m a 600 kN/m, para cascalhos e areias com permeabilidade maior que  $10^{-4}$  m/s, e de 130 kN/m a 165 kN/m, para areias finas e médias com permeabilidade variando de  $10^{-4}$  a  $10^{-6}$  m/s (LITTLEJOHN, 1970, *apud* BSI, 2015). A recomendação é que a equação simplificada deve ser utilizada em locais onde já se possui um maior conhecimento das características do solo local.

### ***Ancoragens tipo C***

Para a estimativa da capacidade de carga última de ancoragens do tipo C, a norma BS 8081 (BSI, 2015) recomenda que sejam utilizadas tabelas que correlacionam o tipo de material com a capacidade de carga última. Estas tabelas foram expostas no trabalho de Ostermayer e Sheele (1978) e podem ser vistas na Figura 16.

Figura 16 - Capacidade de carga de ancoragens em solos arenosos com cascalho e cascalhos arenosos, com influência do tipo de solo e densidade para ancoragens do tipo C



Sendo:

Y Resistência última na interface bulbo-solo,  $T_{máx}$  (kN)

X Comprimento ancorado do tirante,  $L_A$  (m)

Tipo de solo	Densidade	SPT (N = número de golpes para 0,3 m)
● Areia e cascalho $C_u = 10$ ( $D_{60} = 1,6$ ; $D_{10} = 0,16$ )	Muito denso	N = 120
◆ Areia e cascalho $C_u = 10$ ( $D_{60} = 1,6$ ; $D_{10} = 0,16$ )	Denso	N = 60
■ Areia e cascalho $C_u = 10$ ( $D_{60} = 1,6$ ; $D_{10} = 0,16$ )	Mediamente denso	N = 43
▲ Areia e cascalho $C_u = 10$ ( $D_{60} = 1,6$ ; $D_{10} = 0,16$ )	Fofa	N = 11
× Cascalho e areia $C_u = 5$ ( $D_{60} = 1,5$ ; $D_{10} = 0,3$ )	Muito densa	N > 130

Onde:

$C_u$  é o coeficiente de uniformidade ( $D_{60}/D_{10}$ )

$D_{60}$  é diâmetro máximo das partículas passantes em 60%

$D_{10}$  é diâmetro máximo das partículas passantes em 10%

Areia e cascalho

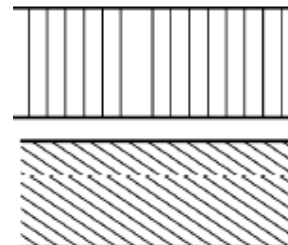
$C_u = 5$  a 10

Cascalho e areia

$C_u = 8$  a 10

Areia média a grossa (com cascalho)

$C_u = 3,5$  a 4,5



Nota 1 A evidência de campo é limitada a um alcance de comprimento ancorado de 2 metros

Nota 2 Diâmetros dos corpos de prova de calda de cimento na ordem de  $D = 0,1$  m a 0,15 m

Nota 3 As relações entre densidade de solo e valores de SPT não estão de acordo com BS 5930 (BSI, 2015)

Fonte: Ostermayer e Sheele (1978).

### 2.2.2.3.2 Ancoragens em solos finos

#### *Ancoragens tipo A*

No método de execução de ancoragens do tipo A, onde a injeção da calda de cimento é feita por gravidade, a capacidade de carga é calculada em função da coesão não drenada do solo, por meio da Equação (17).

$$T_{m\acute{a}x} = f_{eff} \pi D L_A S_u \quad (17)$$

Em que:

$S_u$  : coesão na drenada do solo (kN/m<sup>2</sup>);

$D_s$  : diâmetro do trecho ancorado (m);

$L_A$  : comprimento ancorado (m); e

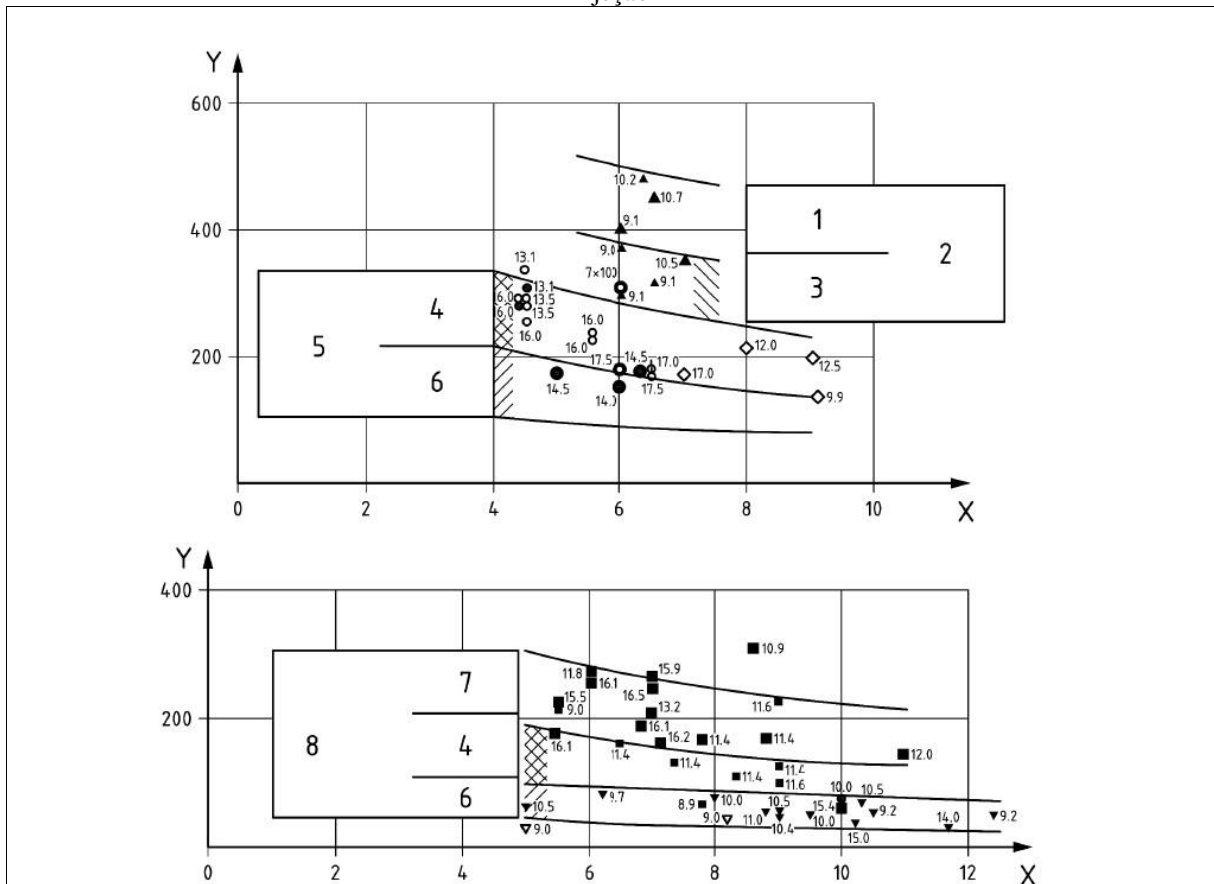
$f_{eff}$  : fator de resistência efetiva.

A adoção de uma análise em termos de tensão total considerando o fator de eficiência produz resultados mais próximos do que se encontra em campo, ao contrário de uma análise em termos de tensão efetiva que geralmente reporta valores de resistência maiores do que os encontrados por meio de tensões totais (BSI, 2015).

#### *Ancoragens tipo C*

Para ancoragens com diâmetros que variam de 0,08 m a 0,16 m, e em locais onde se permite a adoção de injeções sob altas pressões, sendo pós-injeção ou não, a norma BS 8081 (BSI, 2015) recomenda que se utilizem os valores expostos na tabela apresentada no trabalho de Ostermayer (1975), conforme a Figura 17.

Figura 17 - Resistência ao atrito de solos finos para vários comprimentos de ancoragens, adotando ou não pós-injeção



Sendo:

Y Tensão de adesão,  $\tau_M$  (kPa)

X Comprimento de ancorado,  $L_A$  (m)

1 Muito duro a duro com pós-injeção

2 Silte arenoso com média plasticidade

3 Muito duro a duro sem pós-injeção

4 Muito rígido sem pós-injeção

5 Argila de média plasticidade

6 Rígido sem pós-injeção

7 Muito rígido com pós-injeção

8 Argila com média a alta plasticidade

Carga de ruptura foi alcançada	Carga de ruptura não foi alcançada	Pós-injeção	Tipo de solo	$W_L$ (%)	$W_p$ (%)	$I_c$ (%)
▲	△	Sem	Muito silte arenoso	~45	~22	~1,25
▲	△	Com	Muito silte arenoso com muita plasticidade			
•	◦	Sem	Argila de média plasticidade	32 a 45	14 a 25	1,03 a 1,14
◦	◦	Com	Argila de média plasticidade	36 a 45	14 a 17	1,3 a 1,5
●	◐	Sem	Silte com média plasticidade	23 a 28	5 a 11	0,7 a 0,85
●	◐	Com	Silte com média plasticidade	23 a 28	5 a 11	0,7 a 0,85
■	◇	Sem	Argila com média a alta plasticidade	48 a 58	23 a 35	1,1 a 1,2
■	◇	Com	Argila com média a alta plasticidade	48 a 58	23 a 35	1,1 a 1,2
▼	▽	Sem	Argila com média a alta plasticidade	45 a 59	16 a 32	0,8 a 1,0
▼	▽	Com	Argila com média a alta plasticidade	45 a 59	16 a 32	0,8 a 1,0

Sendo:  $W_L$  : limite de liquidez;  $W_p$  : limite de plasticidade;  $I_c$  : índice de consistência.

Fonte: Ostermayer (1975).

### ***Ancoragens do tipo D***

Para este tipo de método executivo, a capacidade de carga pode ser estimada por meio da Equação (18). Esta equação leva em consideração a contribuição de três parcelas na resistência final, sendo elas a resistência lateral, resistência de ponta e resistência devida ao alargamento do furo.

$$T_{m\acute{a}x} = \pi D L_{A(u)} S_{u_s} + \frac{\pi}{4} (D_s^2 - d^2) N_c S_{u_b} + \pi d L_{A(Nu)} S_{u_a} \quad (18)$$

Sendo:

$D_s$  : diâmetro da seção do bulbo (trecho alargado) (m);

$d$  : diâmetro da coluna da calda acima do bulbo (m);

$L_{A(u)}$  : comprimento de ancoragem no trecho com alargamento (m);

$L_{A(Nu)}$  : comprimento de ancoragem no trecho sem alargamento (m);

$S_{u_b}$  : resistência ao cisalhamento não drenada na extremidade final do trecho ancorado (kN/m<sup>2</sup>);

$S_{u_s}$  : resistência média ao cisalhamento não drenada ao longo do trecho ancorado (kN/m<sup>2</sup>);

$S_{u_a}$  : resistência média ao cisalhamento no trecho sem alargamento (este valor varia de  $0,3S_u$  a  $0,35S_u$ ) (kN/m<sup>2</sup>); e

$N_c$  : fator de capacidade de carga (varia de 6 a 13).

Na falta de ensaios de arrancamento realizados em campo, a norma BS 8081 (BSI, 2015) recomenda a utilização de um fator de redução da tensão, que gira em torno de 0,75 a 0,95. Para locais onde o solo argiloso, presente no local da ancoragem, apresenta fissuras abertas ou preenchidas com areia, é recomendada a adoção de um fator de redução de 0,5.

Outro ponto que requer atenção é o tempo de duração entre o alargamento do furo e o preenchimento com calda de cimento. Em solos argilosos, é recomendado que a injeção seja feita em um menor tempo possível, pois o atraso de poucas horas pode implicar em uma redução da capacidade de suporte (BSI, 2015).

Para a determinação do espaçamento máximo entre os alargamentos, pode-se recorrer à Equação (19), reduzindo os deslocamentos ao considerar uma falha ao longo de uma superfície cilíndrica.

$$\delta_u < \frac{D_s^2 - d^2}{4D_s} N_c \quad (19)$$

Em que:

$D_s$  : diâmetro da seção do bulbo (trecho alargado) (m);

$d$  : diâmetro da coluna da calda acima do bulbo (m); e

$N_c$  : fator de capacidade de carga (varia de 6 a 13).

#### 2.2.2.4 Método de Bustamante e Doix (1985)

O método desenvolvido por Bustamante e Doix (1985) foi originário da interpretação de 120 ensaios realizados pelo *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC), sendo 101 ensaios de arrancamento e 19 provas de carga realizadas em tirantes, micro estacas e estacas injetadas, além de mais 129 ensaios realizados por outros pesquisadores, dentre eles Ostermayer e Scheele (1978), Fujita *et al.* (1977), Jones e Spencer (1984), Jones e Turner (1980) e Koreck (1978).

A formulação foi desenvolvida para utilização a partir da interpretação de ensaios pressiométricos, sendo destacado por Bustamante e Doix (1985) que a adoção de dados de  $N_{SPT}$  é somente de natureza indicativa. A fórmula apresentada no seu trabalho para a determinação da tensão máxima resistida pela ancoragem está exposta na Equação (20).

$$T_{máx} = \sum \pi D_{si} \tau_i L_{Ai} \quad (20)$$

Sendo:

$D_{si}$  : diâmetro do segmento do bulbo (m);

$\tau_i$  : tensão de adesão unitária do segmento (kN/m<sup>2</sup>); e

$L_{Ai}$  : comprimento do segmento ancorado analisado (m).

Devido ao fato de o diâmetro do bulbo ser maior do que o diâmetro inicial do furo, ocasionado pelo processo de injeção que gera a compactação e impermeabilização do furo no trecho ancorado, Bustamante e Doix (1985) recomendam a adoção de um fator de ampliação ( $\beta_1$ ) a ser multiplicado pelo diâmetro de perfuração. Este fator leva em consideração o tipo de solo escavado, o método de injeção utilizado e o volume de injeção adotado, podendo ser obtido por meio da Tabela 10.

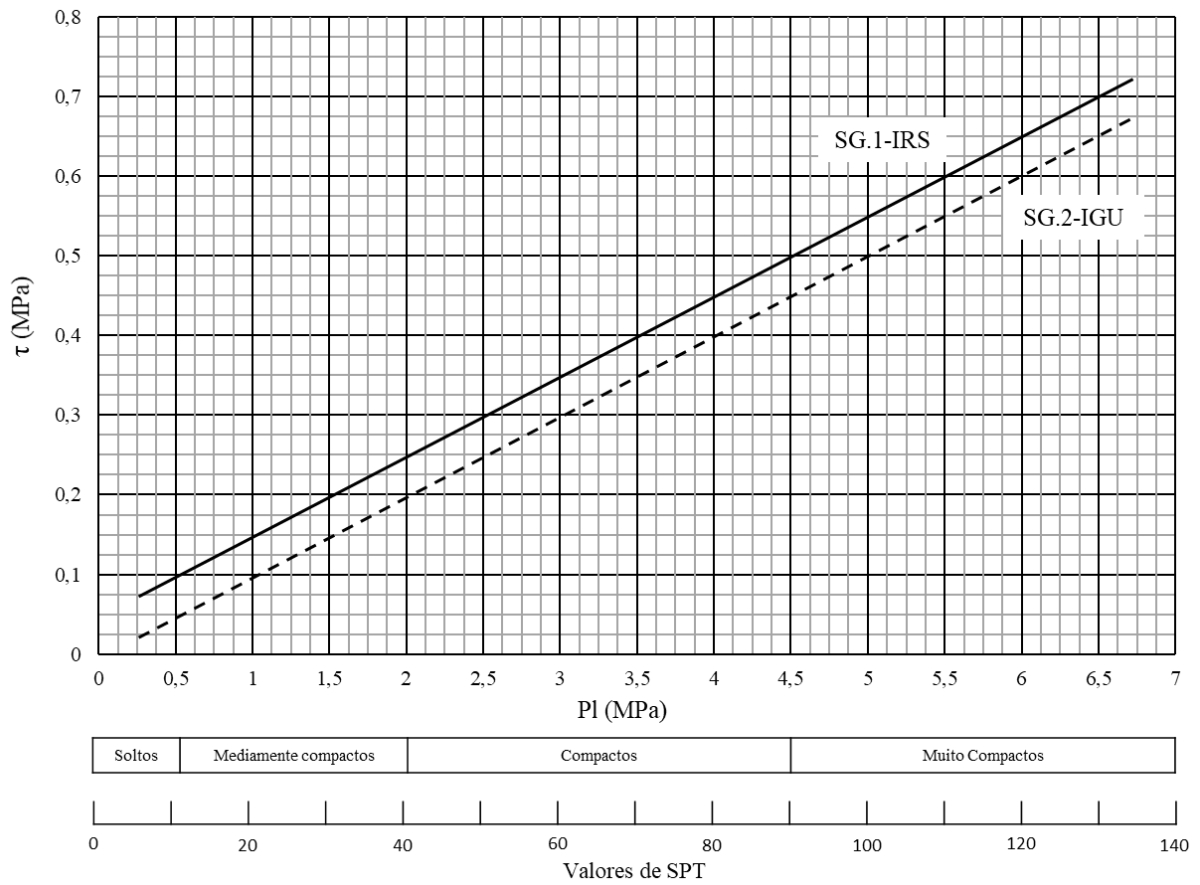
Tabela 10 - Valores de coeficientes  $\beta_1$  a serem adotados para o cálculo de  $D_{si}$  para tirantes e microestacas injetadas

Solos	Coeficiente $\beta_1$		Quantidade mínima de calda de cimento
	IRS*	IGU**	
Cascalho	1,8	1,3 à 1,4	$1,5 V_s^*$
Cascalho arenoso	1,6 à 1,8	1,2 à 1,4	$1,5 V_s^*$
Areia com cascalho	1,5 à 1,6	1,2 à 1,3	$1,5 V_s^*$
Areia grossa	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	$1,5 V_s^*$
Areia média	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	$1,5 V_s^*$
Areia fina	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	$1,5 V_s^*$
Areia siltosa	1,4 à 1,5	1,1 à 1,2	$\begin{cases} 1,5 \text{ à } 2 V_s \text{ caso IRS} \\ 1,5 V_s \text{ caso IGU} \end{cases}$
Silte	1,4 à 1,6	1,1 à 1,2	$\begin{cases} 2 V_s \text{ caso IRS} \\ 1,5 V_s \text{ caso IGU} \end{cases}$
Argila	1,8 à 2,0	1,2	$\begin{cases} 2,5 \text{ à } 3 V_s \text{ caso IRS} \\ 1,5 \text{ à } 2 V_s \text{ caso IGU} \end{cases}$

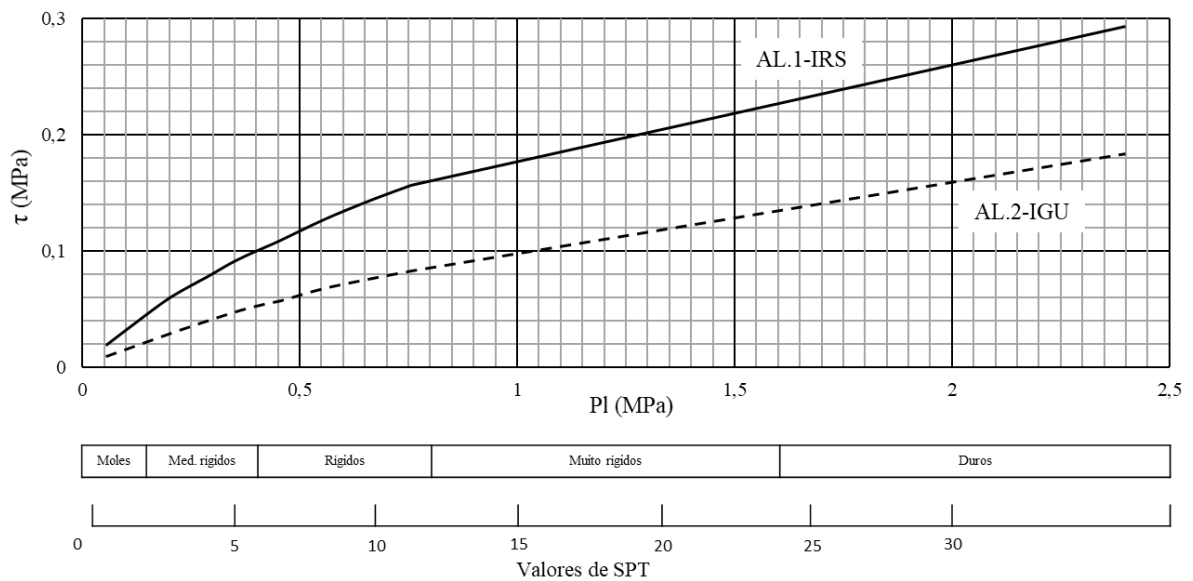
$V_s$  : volume do bulbo  
 IRS : injeção repetitiva e seletiva  
 IGU : injeção global com pressão unificada  
 $p_i$  : pressão de injeção  
 $p_l$  : pressão limite do terreno

Fonte: Bustamante e Doix (1985).

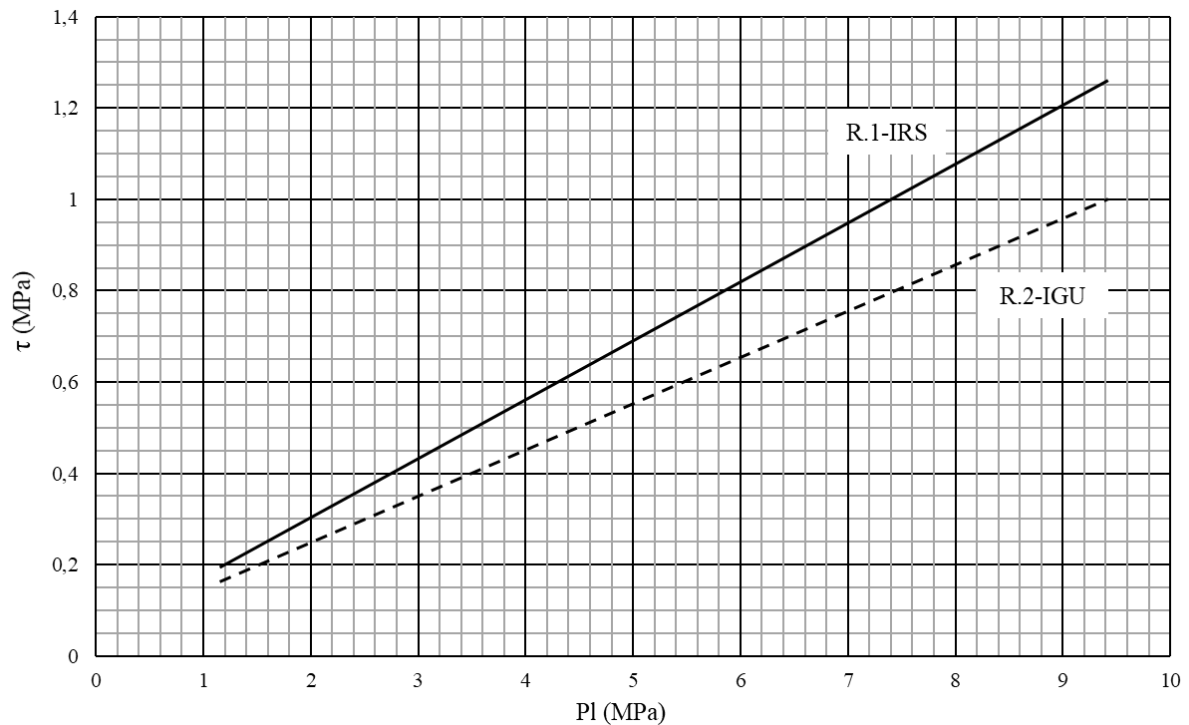
A resistência ao atrito unitário, assim como o diâmetro do bulbo, varia de acordo com o tipo de solo, sua consistência e compacidade, além do método de injeção adotado (BUSTAMANTE; DOIX, 1985). Desta forma, foram propostos pelos autores ábacos para a determinação desta propriedade do solo, levando todas estas características em consideração. Os ábacos para a determinação do  $\tau$  podem ser vistos na Figura 18, Figura 19 e Figura 20.

Figura 18 - Ábacos para o cálculo de  $\tau$  em solos granulares

Fonte: Adaptado de Bustamante e Doix (1985).

Figura 19 - Ábacos para o cálculo de  $\tau$  em solos argilosos e siltes

Fonte: Adaptado de Bustamante e Doix (1985).

Figura 20 - Ábacos para o cálculo de  $\tau$  em solos de rocha alterada e fragmentada

Fonte: Adaptado de Bustamante e Doix (1985).

Para os solos mais compactos, Bustamante e Doix (1985) relatam que, na maior parte dos ensaios realizados, não foi atingida a resistência à ruptura devido à alta resistência imposta por estes solos. Logo, para os solos com características rochosas os valores de resistência ao atrito unitária obtidos nos ábacos tendem a ser menores do que a resistência máxima.

### 2.2.2.5 Método de Falconi (2005)

Baseado na equação de previsão de capacidade de carga de estacas apresentada por Décourt e Quaresma (1978), Falconi (2005) propõe a utilização da parte da equação que descreve a capacidade de carga por atrito lateral na definição da capacidade de carga de ancoragens. A Equação (21) descreve a formulação apresentada por Falconi (2005).

$$T_{m\acute{a}x} = \pi D_s L_A 15 \left( \frac{N_{SPT}}{3} + 1 \right) \quad (21)$$

Em que:

$T_{m\acute{a}x}$  : Carga máxima suportada pelo tirante (kN);

$D_s$  : Diâmetro do trecho ancorado (m);

$N_{SPT}$  : valor médio do índice de resistência à penetração do solo; e

$L_A$  : Comprimento ancorado (m).

### 2.2.2.6 Método de Porto (2015)

O método de Porto (2015), assim como o método de Falconi (2005), foi baseado na equação apresentada por Décourt e Quaresma (1978), contudo foi inserido um fator  $k_1$ , denominado coeficiente de ancoragem, que depende do tipo de solo onde o tirante foi instalado, e adotado um coeficiente  $\beta_1$ , que leva em consideração o aumento do diâmetro do bulbo devido à realização de reinjeções no solo. A formulação apresentada por Porto (2015) pode ser vista na Equação (22).

$$T_{m\acute{a}x} = \pi (\beta_1 D_s) L_A \left[ 10k_1 \left( \frac{N_{SPT}}{3} + 1 \right) \right] \quad (22)$$

Sendo:

$D_s$  : diâmetro médio do bulbo (m);

$L_A$  : comprimento do trecho ancorado do tirante (bulbo) (m);

$N_{SPT}$  : valor médio do índice de resistência à penetração do solo;

$\beta_1$  : coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção; e

$k_1$  : coeficiente de ancoragem (kN/m<sup>2</sup>).

Os coeficientes  $\beta_1$  e  $k_1$  podem ser vistos na Tabela 11.

Tabela 11 - Parâmetros  $\beta_1$  e  $k_1$

Solo predominante	$\beta_1$	Valores de $k_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	
		Valores com 80% de confiança	Valor mais provável
Argila siltosa	2,10	1,2 a 1,29	1,25
Argila arenosa	2,10	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	2,20	2,57 a 2,77	2,67
Areia siltosa	2,20	2,10 a 2,37	2,24

Fonte: Porto (2016).

### 2.2.2.7 Método de Joppert Jr *et al.* (2004)

O método de Joppert Jr *et al.* (2004) foi desenvolvido para tirantes autoperfurantes. Segundo os autores, a capacidade de carga da ancoragem de tirantes autoperfurantes pode ser determinada pela Equação (23).

$$T_{m\acute{a}x} = 9,2N_{SPT}D_fL_Ak_1 \quad (23)$$

Onde:

$D_f$  : diâmetro perfurado (m);

$L_A$  : comprimento do trecho ancorado do tirante (bulbo) (m);

$N_{SPT}$  : valor médio do índice de resistência à penetração do solo; e

$k_1$  : coeficiente de capacidade de carga que depende do tipo de solo (Tabela 12) (kN/m<sup>2</sup>).

Devido ao pequeno número de tirantes ensaiados em solos areias siltosas e argilosas, a Incotep (2022) sugere a utilização de coeficientes de 4,00 e 6,00 kN/m<sup>2</sup> para areias pouca argilosa/siltosas e areias muito argilosas/siltosas.

Tabela 12 - Coeficiente  $k_1$

Solo	$k_1$ (kN/m <sup>2</sup> )
Argila	10,00
Argila siltosa	10,00
Argila pouco arenosa	10,00
Silte arenoso	10,00
Areia pouco argilosa	4,20
Areia pouco siltosa	5,00
Areia muito argilosa	6,80
Areia muito siltosa	6,30
Areia	3,00

Fonte: Joppert Jr *et al.* (2004) *apud* Incotep (2022).

### 2.2.2.8 Método de Souza (2001)

Souza (2001), ao avaliar os resultados de ensaios de ancoragens executadas no estado de São Paulo, propôs equações para a determinação da capacidade de carga de ancoragens injetadas. As formulações para a determinação da capacidade de carga unitária ( $t_u$  em kN/m)

de ancoragens instaladas em argilas silto-arenosas, areias argilosas e siltes areno-argilosos, podem ser vistas nas Equações (24), (25) e (26).

- Argila silto-arenosa

$$t_u = 0,06 + 0,002 N_{SPT} \text{ para } (5 \leq N_{SPT} \leq 60) \quad (24)$$

- Areia argilosa

$$t_u = 0,0064 N_{SPT} \text{ para } (5 \leq N_{SPT} \leq 35); e \quad (25)$$

$$t_u = 0,225 \text{ para } (N_{SPT} > 35)$$

- Silte areno-argiloso

$$t_u = 0,0045 N_{SPT} \text{ para } (5 \leq N_{SPT} \leq 40); e \quad (26)$$

$$t_u = 0,180 \text{ para } (N_{SPT} > 40)$$

No qual:

$N_{SPT}$  : valor médio do índice de resistência à penetração do solo.

Tabela 13 - Premissas das equações

Solo	Faixa de Variação %	Diâmetro perfurado (mm)	Diâmetro equivalente do bulbo (mm)	Pressão de injeção (kPa)
Argila silto-arenosa	± 25	102 - 140	160 - 300	2000 - 3000
Areia argilosa	± 25	114 - 140	140 - 290	2000 - 3000
Silte areno-argiloso	± 30	102 - 127	260 - 300	2000 - 3000

Fonte: Adaptado de Souza (2001).

### 2.2.2.9 Método de Costa Nunes (1987)

A formulação apresentada por Costa Nunes (1987), destacada por ele como método brasileiro para a estimativa da capacidade de carga de tirantes, está exposta na Equação (27).

$$T_{m\acute{a}x} = \pi D_s \eta_d L_A \eta_l [c + (\gamma h \eta_h + \Delta p) t g \varphi] \quad (27)$$

Sendo:

$\eta_d$  : incremento no diâmetro do bulbo devido à pressão de injeção;

$\eta_l$  : fator de redução no comprimento do bulbo devido à adoção de uma transferência de carga uniforme no trecho ancorado (para valores de  $L_s < 8m$  adotar  $\eta_l = 1$ );

$\eta_h$  : fator de redução de profundidade aplicado para  $h > 9m$ ;

$\gamma$  : peso específico do solo (kN/m<sup>3</sup>);

$h$  : profundidade média de instalação do bulbo (m);

$\Delta p$  : incremento na tensão normal devido à injeção sob pressão da calda de cimento (podendo ser considerado como 50% da pressão de injeção que é aplicada); e

$\varphi$  : ângulo de atrito do solo.

Costa Nunes (1987) relata que, caso seja feita uma simplificação na Equação (27), considerando os fatores  $\eta_d = \eta_l = \eta_h = 1$  e substituindo o incremento de tensão normal por um fator  $\eta_p = (\gamma h + \Delta p)/\gamma h$ , a ser multiplicado pela tensão normal, obtém-se a Equação (28).

$$T_{m\acute{a}x} = \pi D_s L_A [c + \gamma h \eta_p t g \varphi] \quad (28)$$

Se considerado que a tensão de adesão ( $\tau$ ) é igual a  $(c + \gamma h \eta_p t g \varphi)$ , observa-se que a equação apresentada por Bustamante e Doix (1985) é análoga à expressão brasileira, com a ausência dos fatores ( $\eta_d = \eta_l = \eta_h$ ). Segundo Ostermayer e Werner (1972) *apud* Costa Nunes (1987), o valor de  $\eta_p$  se encontra entre 5 a 10.

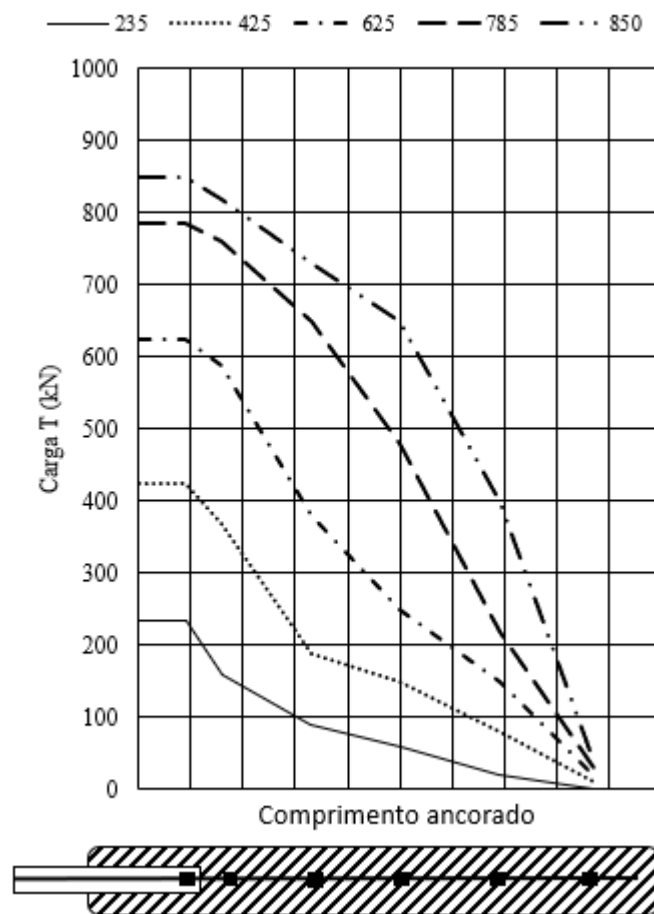
## 2.3 Mecanismo de transferência de carga bulbo-solo

### 2.3.1 Forma de transferência de carga ao longo do trecho ancorado

Um dos primeiros estudos que foram realizados para avaliar o mecanismo de transferência de carga ao longo do trecho ancorado foi desenvolvido por Ostermayer e Scheele (1978). Na ocasião, os autores executaram um total de 6 séries de ensaios em solos não coesivos, predominantemente arenosos ou cascalhos, variando o comprimento ancorado do tirante, a compactidade do solo, a pressão de injeção e o diâmetro dos furos. Nove das ancoragens ensaiadas foram instrumentadas com *strain gauge* ao longo do comprimento do bulbo ancorado, sendo estes medidores de deformação acoplados na barra de aço.

Nos ensaios realizados, foi observado que, ao se atingir o valor máximo de resistência de adesão na região frontal, ocorre uma perda de resistência neste ponto e há uma redistribuição de tensões para as regiões inferiores do bulbo, até um instante em que todo o comprimento do bulbo esteja sendo solicitado e as tensões provocadas pela aplicação da carga ultrapassem as tensões de adesão resistente, ocorrendo a ruptura da ancoragem (OSTERMAYER; SCHEELE, 1978). A Figura 21 demonstra o diagrama de distribuição da carga ao longo do comprimento ancorado obtida nos ensaios.

Figura 21 - Distribuição de carga desenvolvida ao longo do comprimento ancorado em areia densa

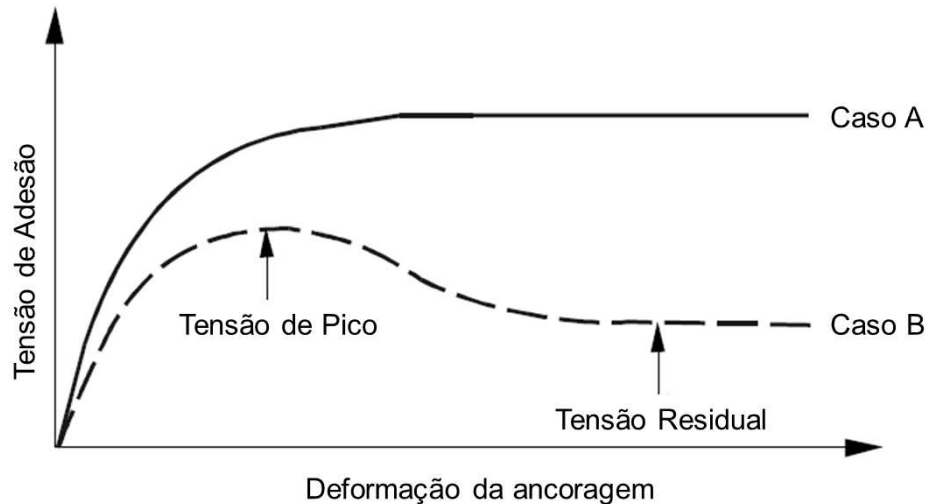


Fonte: Adaptado de Ostermayer e Scheele (1978).

O mecanismo de transferência da carga é influenciado por diversos fatores, dentre eles as características do solo. Este mecanismo pode se desenvolver de duas formas, como apresentado na Figura 22. A condição A é típica de solos que mobilizam as tensões ao longo do comprimento da ancoragem sob pequenas deformações e a condição B ocorre em solos que necessitam de uma maior deformação para mobilizar as tensões ao longo do comprimento

ancorado (FHWA, 1999). Segundo Ostermayer e Scheele (1978), para areias fofas, a distribuição de carga é quase constante ao longo do comprimento, tendo uma curva tensão *versus* deformação muito parecida com a curva típica deste material.

Figura 22 - Diagrama de tensão de adesão versus deformação da ancoragem



Fonte: FHWA (1999).

Na busca de compreender o comportamento do tirante quando solicitado, diversos trabalhos foram desenvolvidos a fim de se estabelecer uma função matemática que possibilite descrever esta variação de tensão ao longo do comprimento ancorado, possibilitando, desta forma, projetar ancoragens mais econômicas e eficientes. A maioria destas formulações adota os seguintes fatores simplificadores:

- As deformações sofridas pelo aço envolvido pela calda de cimento que compõe o trecho ancorado são iguais às deformações que ocorrem no contato bulbo-solo, partindo do princípio de que o concreto irá fissurar garantindo esta condição de compatibilidade;
- O comprimento do bulbo ancorado é considerado como um corpo cilíndrico perfeito.

Nos tópicos a seguir, serão apresentados alguns destes trabalhos que foram desenvolvidos.

### 2.3.2 Método de Mecsi (1997)

Mecsi (1997) propôs uma formulação baseada na teoria da expansão da cavidade cilíndrica que possibilita obter a carga máxima que a ancoragem suporta ( $T_{máx}$ ) e a zona onde é mobilizada a tensão de adesão ( $l_0$ ). Para a adoção da metodologia de previsão de comportamento da ancoragem proposta por Mecsi (1997), deve-se seguir os seguintes procedimentos:

- i. Primeiramente, deve-se avaliar as tensões que atuam *in situ* nas regiões de contorno da ancoragem;
- ii. Após a determinação das tensões *in situ*, calcula-se a alteração das tensões iniciais provocadas pela realização da injeção da calda de cimento sob pressão no furo. Via de regra, a injeção sob pressão da calda de cimento tende a aumentar as tensões iniciais ao redor da cavidade cilíndrica do trecho ancorado;
- iii. Determinar a resistência ao arrancamento unitária;
- iv. Avaliar as tensões de cisalhamento que foram mobilizadas no processo; e
- v. Determinar o diagrama tensão/alongamento da ancoragem.

A metodologia para a obtenção da resistência ao arrancamento unitária da ancoragem, procedimentos 1, 2 e 3 descritos acima, pode ser consultado no trabalho de Mecsi (1997). Nas subseções a seguir serão tratados a forma para avaliação das tensões cisalhantes mobilizadas e o diagrama tensão *versus* alongamento.

#### 2.3.2.1 Mobilização das tensões cisalhantes

A determinação das tensões de cisalhamento mobilizadas ao longo do comprimento ancorado, conforme Mecsi (1997), adota os seguintes princípios:

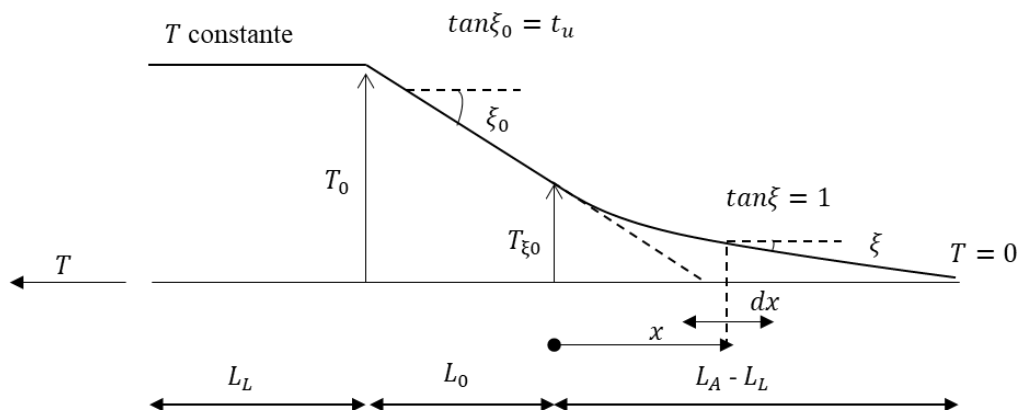
- As deformações do aço ao longo do comprimento ancorado são mais impactantes do que a resistência mobilizada na extremidade entre o trecho ancorado e livre, sendo estas últimas desprezadas;
- A mobilização das tensões de cisalhamento depende diretamente das deformações que ocorrem no contato bulbo-solo;

- Tem que ser avaliada a possibilidade do escorregamento do aço no concreto para forças de protensão maiores;

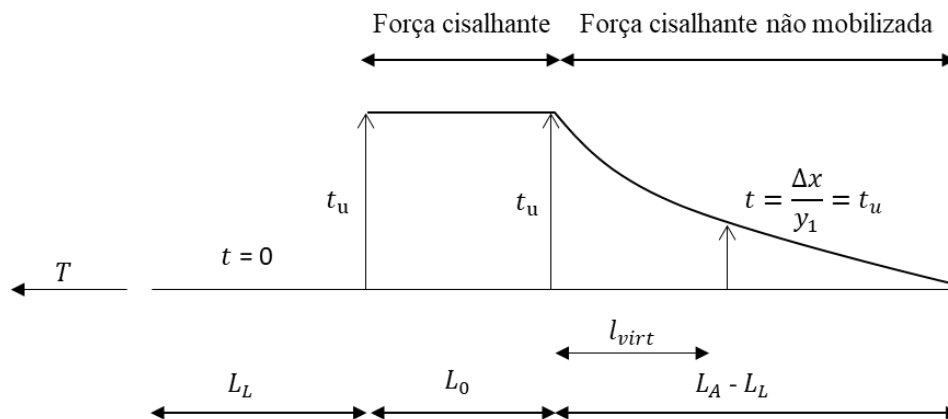
- Ao longo do comprimento livre, a força é constante, desprezando o atrito neste trecho.

O modelo que descreve a forma como ocorre a mobilização das tensões ao longo do comprimento ancorado proposto por Mecsi (1997) pode ser visto na Figura 23.

Figura 23 - Modelo de mobilização das tensões cisalhantes ao longo do trecho ancorado  
**Distribuição da carga**



**Distribuição da tensão de cisalhamento**



Fonte: Adaptado de Mecsi (1997).

De acordo com esse modelo, é possível notar que, no trecho livre, a força é uniformemente distribuída e não há a mobilização de tensões de cisalhamento, visto que não há transferência de carga para o solo. No trecho ancorado, a força decresce de forma quase linear, da borda para o fim do bulbo ancorado, consequência do atrito desenvolvido entre o aço/bulbo e bulbo-solo. Até um determinado comprimento da ancoragem ( $l_0$ ), os deslocamentos no bulbo atingem o valor de deslocamento máximo ( $y_1$ ) e as tensões mobilizadas são referentes à

resistência última ao cisalhamento ( $\tau_u$ ), sendo constante ao longo deste trecho. Após o trecho ( $l_0$ ), os deslocamentos reduzem a um valor menor do que ( $y_1$ ). Logo, a tensão de adesão mobilizada decai na mesma proporção.

As deformações sofridas no trecho ancorado podem ser calculadas em função das deformações do aço. A deformação sofrida pelo aço pode ser dada como sendo:

$$\varepsilon = \frac{dy}{dx} = -\frac{T_x}{E A} \quad (29)$$

Sendo:

$T_x$  : força aplicada na cabeça do tirante (kN);

$E$  : módulo de elasticidade do aço (kN/m<sup>2</sup>); e

$A$  : área do aço (m<sup>2</sup>).

A tensão cisalhante mobilizada pode ser calculada em função da força mobilizada ao longo da ancoragem, consistindo na inclinação da reta da força mobilizada ao longo da ancoragem, calculada pela Equação (30):

$$\tan\xi = -\frac{dT_x}{dx} = t = -\frac{y}{y_1} t_u \quad (30)$$

Como a Equação (29) tem relação direta com a (30), substituindo o valor de ( $T$ ) na Equação (30), obtém-se a equação diferencial abaixo:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{t_u}{E A} \frac{y}{y_1} \quad (31)$$

Em que:

$y$  : deslocamento do bulbo (m);

$y_1$  : deslocamento máximo do bulbo (m);

$x$  : deslocamento contado a partir do comprimento ( $l_0$ ) (m);

$t_u$  : capacidade de carga unitária (kN/m);

$E$  : módulo de elasticidade do aço (kN/m<sup>2</sup>); e

$A$  : área do aço (m<sup>2</sup>).

A força em um determinado comprimento da ancoragem e a força total podem ser encontradas por meio da Equação (32) e Equação (33).

$$T_x = t_u \frac{1 \operatorname{senh}[k(L_A - l_0 - x)]}{k \cosh[k(L_L - l_0)]} \quad (32)$$

$$T_0 = t_u \left[ l_0 + \frac{1}{k} \operatorname{tanh}[k(L_A - l_0)] \right] \quad (33)$$

Sendo:

$L_A$  : comprimento ancorado (m);

$l_0$  : comprimento onde foram mobilizadas as tensões máximas (m);

$x$  : deslocamento contado a partir do comprimento ( $l_0$ ) (m);

$t_u$  : capacidade de carga unitária (kN/m); e

$k$  : índice de rigidez  $k = \sqrt{\frac{t_{ult}}{E A y_1}}$  (1/m<sup>2</sup>).

### 2.3.2.2 Relação força x deslocamento

Para avaliar a relação entre força e deslocamento, é necessário, primeiramente, compreender as parcelas de deslocamentos que ocorrem na ancoragem. De acordo com a Figura 23, o deslocamento ocorre em três trechos, sendo eles o trecho livre, o trecho ( $l_0$ ) do comprimento ancorado e o trecho remanescente do comprimento ancorado ( $L_A - l_0$ ). Logo, o deslocamento total é a soma dos deslocamentos sofridos em cada um destes trechos, sendo, portanto, calculado pela Equação (34).

$$y_0 = \frac{T_0 L_L}{E A} + \frac{T_0 l_0}{E A} - \frac{t_u l_0^2}{2 E A} + y_1 \quad (34)$$

Onde:

$T_0$  : força total da ancoragem (kN);

$y_1$  : deslocamento máximo do bulbo (m);

$L_L$  : comprimento do trecho livre (m);

$l_0$  : comprimento do trecho mobilizado (m);

$t_u$  : capacidade de carga unitária (kN/m);

$E$  : módulo de elasticidade do aço (kN/m<sup>2</sup>); e

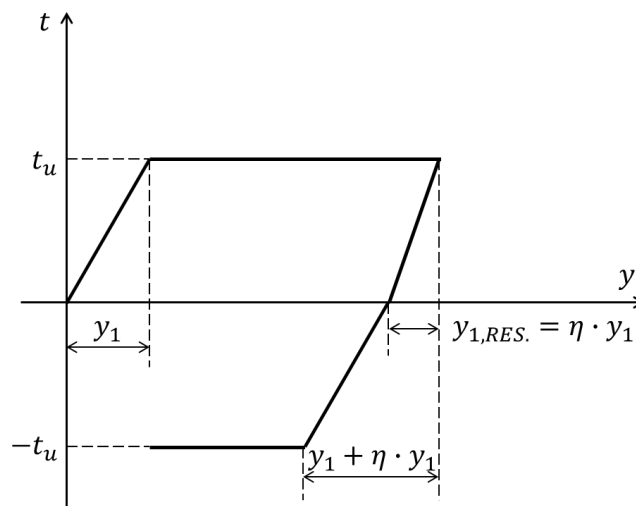
$A$  : área do aço (m<sup>2</sup>).

Portanto, por meio da Equação (33) e da Equação (34), é possível determinar o diagrama força *versus* deslocamento e calcular a força no topo da ancoragem ( $T_0$ ) e o deslocamento total gerado pela aplicação desta força ( $y_0$ ). Mecsi (1997) recomenda que seja feita a determinação do deslocamento total ( $y_0$ ) para o menor valor de força de tração e depois corrigir o valor medido, devido ao rearranjo do tirante durante o carregamento.

### 2.3.3 Método de Souza (2001)

O trabalho elaborado por Souza (2001) é uma complementação do modelo apresentado por Mesci (1997). O modelo de transferência de carga proposto por Souza (2001) adota o diagrama força *versus* alongamento exposto na Figura 24. O equacionamento para a determinação da força que é mobilizada ao longo do comprimento ancorado durante o carregamento é o mesmo apresentado por Mecsi (1997), sendo a interpretação do trecho de descarregamento a grande contribuição apresentada por Souza (2001).

Figura 24 - Modelo de transferência de carga bulbo-solo



Fonte: Souza (2001).

Durante o descarregamento, ao reduzir a carga aplicada, os deslocamentos retornam até atingir um valor igual a  $(\eta y_1)$  no topo do bulbo, estado onde não há mais atrito mobilizado

neste ponto. Nesta fase, a carga aplicada e o deslocamento podem ser calculados pela Equação (35) e pela Equação (36), respectivamente.

$$T_0 = T_{0 \text{ máx}} - t_u \frac{1}{k} \tan(k L_A) \quad (35)$$

$$y_0 = y_{0 \text{ máx}} - \eta y_1 - \frac{(T_{0 \text{ máx}} - T_0) L_L}{E A} \quad (36)$$

Sendo:

$y_1$  : deslocamento necessário para se atingir a resistência máxima ao atrito no contato solo-bulbo (m);

$y_{0 \text{ máx}}$  : deslocamento total máximo (m);

$\eta$  : coeficiente de retorno do deslocamento bulbo-solo que leva em consideração a não linearidade da reta;

$T_{0 \text{ máx}}$  : carga máxima aplicada no topo da ancoragem (kN);

$T_0$  : carga aplicada no topo da ancoragem (kN);

$t_u$  : capacidade de carga específica da ancoragem, em termos de força por unidade de comprimento do bulbo (kN/m);

$k$  : índice de rigidez da ancoragem (1/m<sup>2</sup>);

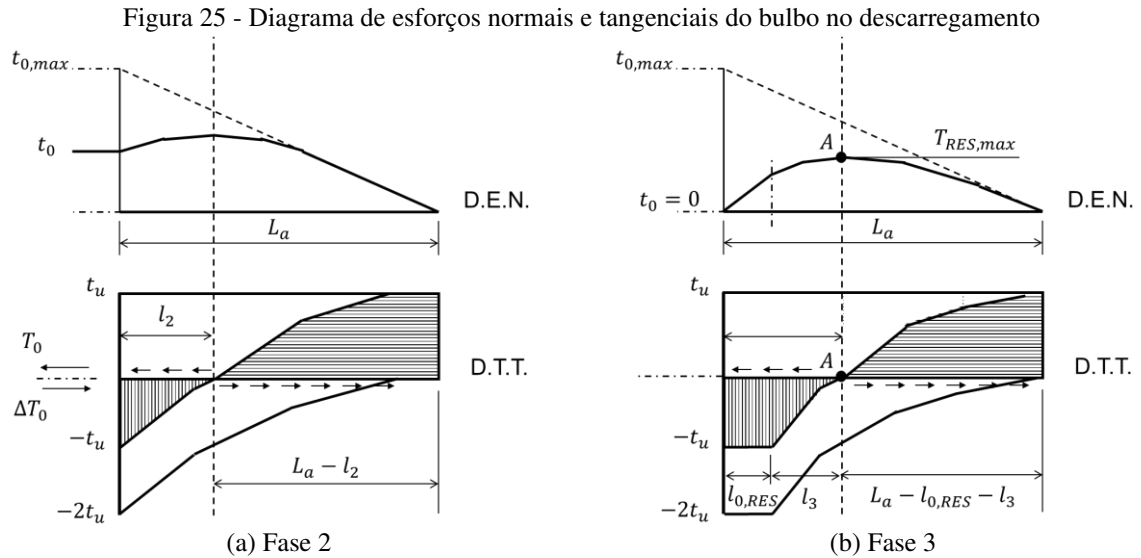
$L_A$  : comprimento do trecho ancorado (m);

$L_L$  : comprimento do trecho livre (m);

$E$  : módulo de elasticidade do aço (kN/m<sup>2</sup>); e

$A$  : área da seção transversal do aço (m<sup>2</sup>).

Ao reduzir ainda mais a carga aplicada no topo do bulbo, o deslocamento atinge um valor ( $\eta y_1 + y_1$ ), estado onde ocorre a inversão do atrito em um trecho do bulbo, fazendo com que a força normal máxima esteja localizada no ponto de inversão do atrito, como pode ser visto na Figura 25.



Fonte: Adaptada de Souza (2001).

Para o cálculo da carga aplicada e do deslocamento, pode-se utilizar a Equação (37) e a Equação (38), respectivamente.

$$T_0 = T_{0\text{ máx}} - 2 t_u \frac{1}{k} \tan(k L_A) \quad (37)$$

$$y_0 = y_{0\text{ máx}} - (\eta y_1 + y_1) - \frac{(T_{0\text{ máx}} - T_0) L_L}{E A} \quad (38)$$

Ao se promover o descarregamento por completo da carga aplicada no topo do bulbo, o atrito invertido irá estabilizar com o positivo. Neste estágio, não há mais carga sendo aplicada no topo do bulbo ( $T_0 = 0$ ), e o deslocamento permanente é composto pela soma do  $\Delta_{ult}$  mais o alongamento devido ao esforço normal residual gerado pelo atrito invertido (SOUZA, 2001).

Souza (2001) sugere que a soma do atrito residual ( $L_{residual} + L_3$ ) possa ser estimado igual a 40% do  $L_A$ . Desta forma, a força residual ( $T_{res}^{máx}$ ) pode ser determinada por meio da Equação (39).

$$T_{res}^{máx} = 0,6 T_{0\text{ máx}} - \frac{t_u}{k} \tan(0,6 k L_A) \quad (39)$$

Segundo Souza (2001) a força média atuante pode ser estimada como sendo a metade da força máxima residual, possibilitando desta forma obter o alongamento do bulbo, sendo este determinado pela Equação (40).

$$y_{res}^{m\acute{a}x} = \frac{T_{res}^{m\acute{e}dia} L_A}{E A} \quad (40)$$

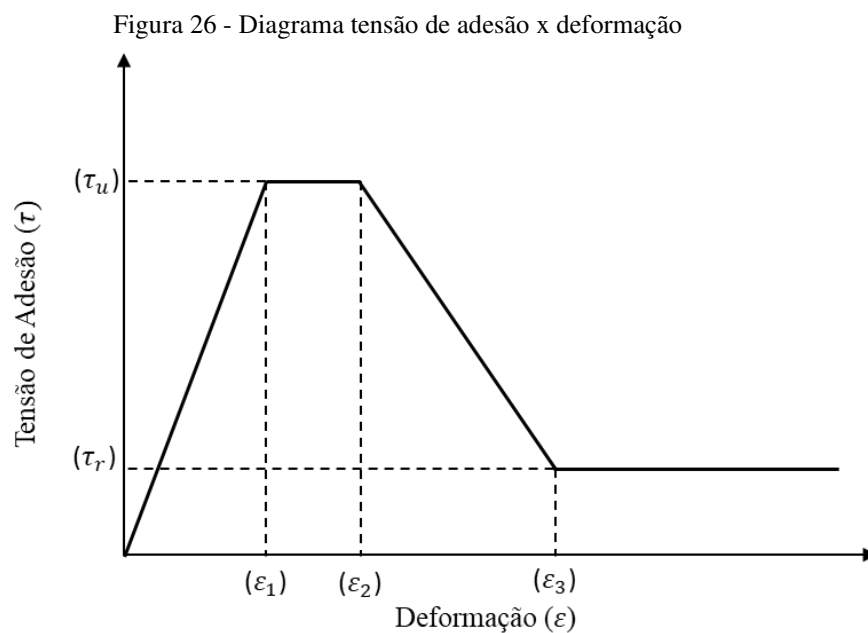
Assim, o deslocamento total permanente será dado pela Equaao (41).

$$y_{1\ res} = y_{res}^{m\acute{a}x} + y_1 \quad (41)$$

### 2.3.4 Método de Woods e Barkhordari (1997)

Woods e Barkhordari (1997) propuseram um modelo matemático que pudesse ser implementado de forma simplificada e que possibilitasse prever a capacidade de carga da ancoragem e a distribuiao dos esforços ao longo da ancoragem.

O modelo apresentado por Woods e Barkhordari (1997), ao contrário do modelo apresentado por Mecsi (1997), adota o princípio de que, após atingir a tensão residual máxima provocada por uma deformao aqui chamada de ( $\epsilon_1$ ), a aplicao de incrementos de carga que gerem maiores deformaes faz com que esta tensão reduza até se atingir uma tensão residual ( $\tau_r$ ). O modelo tensão *versus* deformao pode ser visto na Figura 26.

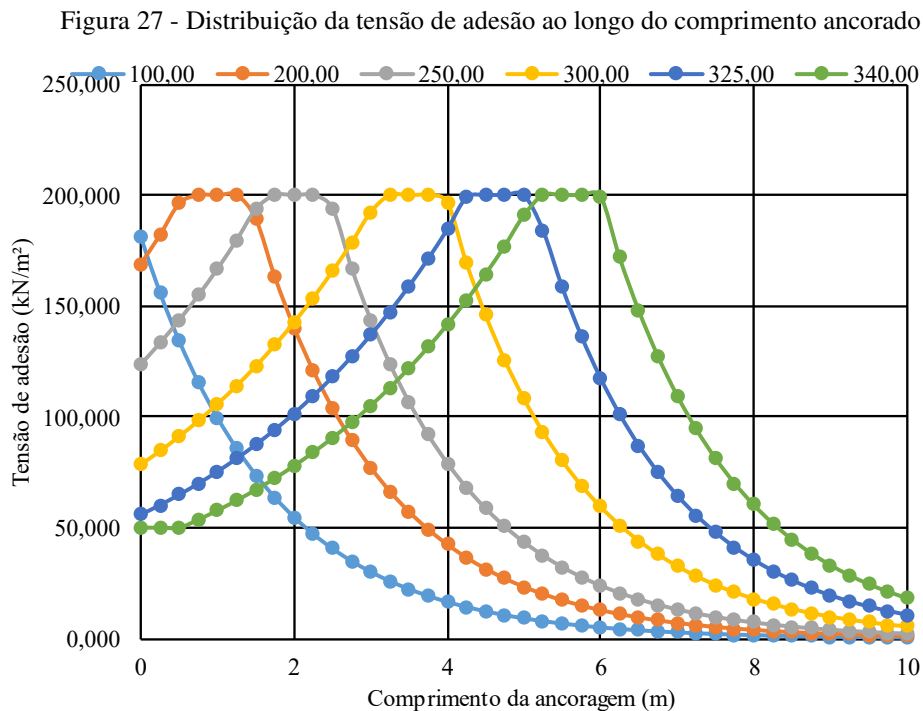


Fonte: Adaptado de Woods e Barkhordari (1997).

Por meio deste modelo, Woods e Barkhordari (1997) apresentam os seguintes passos para a determinação da capacidade de carga:

- i. Zerar a distribuição de adesão  $\tau_{(x)}$ , deformação axial ( $\varepsilon_{(x)}$ ) e carga ( $T_{(x)}$ );
- ii. Aplicar uma pequena carga  $T_0$  na extremidade da ancoragem;
- iii. Calcular a carga  $T_{(x)} = T_0 - \sum \tau \pi D_s \Delta x \geq 0$ , utilizando a distribuição de tensão de adesão exposta na Figura 26;
- iv. Estimar as deformações  $\varepsilon_{(x)}$  ao longo da ancoragem a partir da distribuição de carga  $T_{(x)}$ ;
- v. Ajustar o valor de  $\tau_{(x)}$  com base nos valores de  $\varepsilon_{(x)}$ ;
- vi. Repetir os passos 3 a 5 até convergir uma solução;
- vii. Estimar o deslocamento máximo por  $y_0 = \sum \varepsilon \Delta x$ ; e
- viii. Aplicar um novo incremento  $\sum \tau \Delta x$  até atingir o valor máximo.

A resposta de distribuição de tensão de adesão para uma ancoragem com diâmetro de bulbo de 105 mm, área de aço de 1105 mm<sup>2</sup>, módulo de elasticidade de 200 Gpa, tensão de adesão última ( $\tau_u$ ) de 200 kPa, tensão de adesão residual ( $\tau_r$ ) de 50 kPa e deformações  $\varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_2$  e  $\varepsilon_3$  iguais a 0,050, 0,075 e 0,150% pode ser vista na Figura 27.



Fonte: Adaptado de Woods e Barkhordari (1997).

## **2.4 Análise probabilística e considerações normativas sobre segurança de ancoragens**

As incertezas que envolvem o dimensionamento de uma estrutura geotécnica são diversas, algumas destas sendo objetivas e outras subjetivas. Das incertezas objetivas, pode-se citar a magnitude das cargas aplicadas e a resistência e deformabilidade dos materiais presentes nestas obras, como, por exemplo, do solo e concreto. As incertezas subjetivas são relacionadas ao julgamento profissional do responsável técnico, incertezas relacionadas ao próprio modelo de cálculo adotado e ao próprio erro humano (MEYERHOF, 1982).

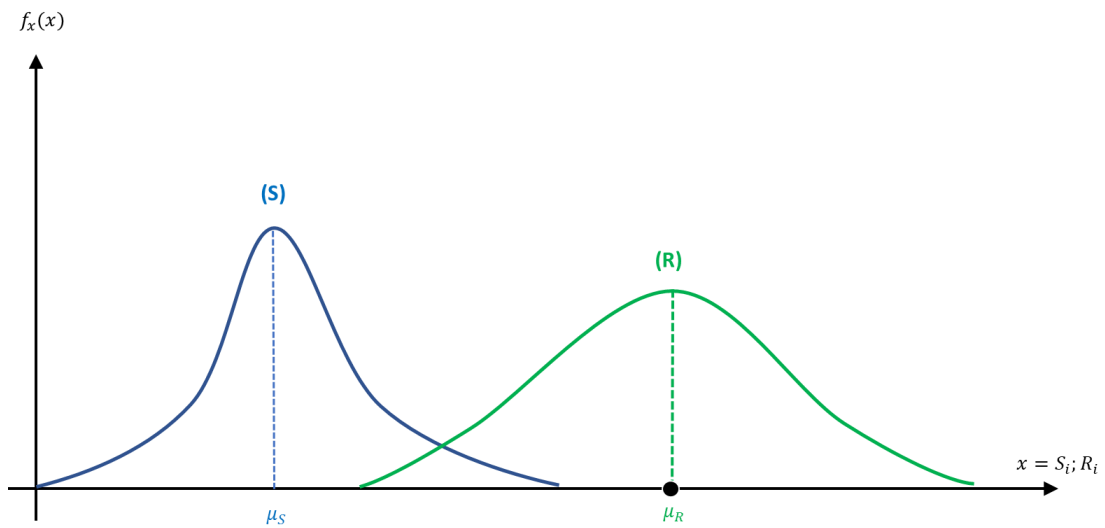
O JCSS (2001) separa as incertezas em aleatórias e epistêmicas, em que, dentre as aleatórias, pode-se citar a variabilidade da resistência dos materiais, e dentre as epistêmicas, a confiabilidade do modelo de análise adotado e a própria incerteza estatística.

Uma forma de englobar estas diversas variáveis na avaliação da segurança da estrutura é recorrendo a uma análise de probabilidade de falha. Existem diversas metodologias de avaliação da confiabilidade de estruturas, dentre as quais pode-se citar a de Monte-Carlo e o FOSM, também conhecido como método de análise de primeira ordem e segundo momento. Na presente pesquisa, serão empregadas as metodologias FOSM e de Monte-Carlo, razão pela qual uma explanação sobre a aplicação desses dois métodos será dada a seguir.

### **2.4.1 Método de primeira ordem e segundo momento (FOSM)**

Hasofer e Lind (1974) apresentaram um método de avaliação da confiabilidade de segundo momento em que as variáveis dos parâmetros analisados são representadas pela média e covariância. Desta forma, conhecendo as curvas de densidade de probabilidade das solicitações que estão sendo aplicadas e das resistências de um conjunto de estacas ou, no caso em específico deste trabalho, em um conjunto de tirantes, é possível obter estes parâmetros e avaliar o índice de confiabilidade. Na Figura 28, é possível observar as curvas de densidade de probabilidade de um conjunto de dados.

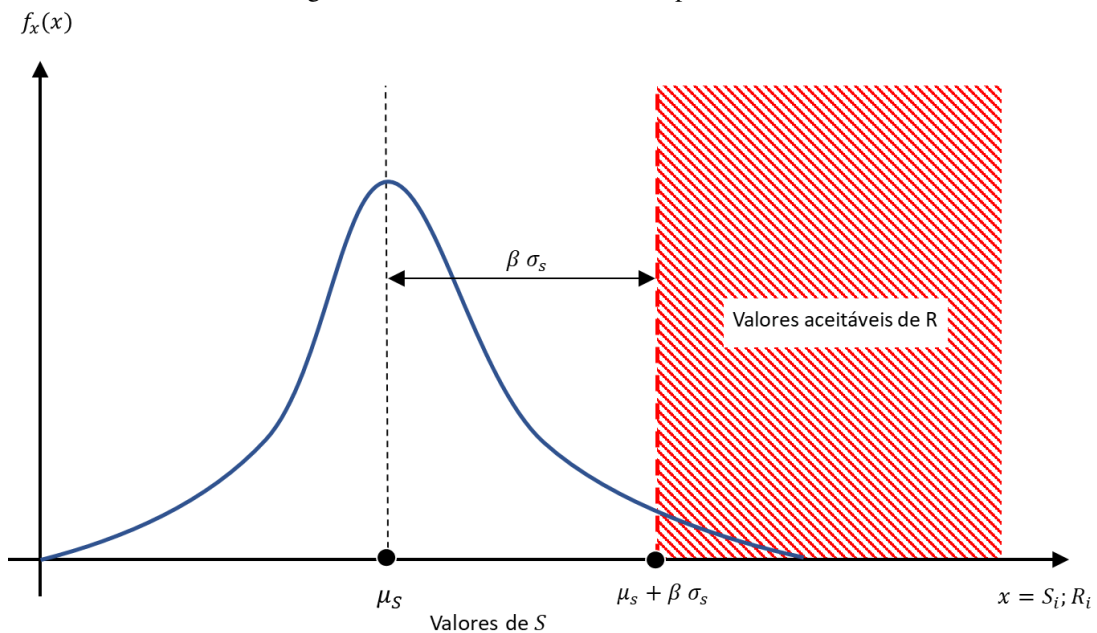
Figura 28 - Curvas de densidade de probabilidade de solicitações e resistência



Fonte: Autoria própria.

Em obras de engenharia, considera-se que a estrutura entra em colapso quando os valores de solicitações  $S$  são maiores que os valores da resistência  $R$ . Sendo assim, na avaliação probabilística, analisa-se qual a probabilidade de ocorrência do evento  $S > R$  ocorrer (HASOFER; LIND, 1974). Um exemplo de aplicação do cálculo do índice de confiabilidade para uma variável pode ser visto na Figura 29.

Figura 29 - Índice de confiabilidade para uma variável



Fonte: Adaptado de Hasofer e Lind (1974).

Na Figura 29, a área hachurada em vermelho representa a região onde os valores de resistência são aceitáveis. Sendo assim, qualquer valor de resistência nesta região garante que a condição expressa na Equação (42) seja atendida. Como pode ser visto, o índice de confiabilidade garante que, para aquela distribuição normal, a maior parte dos valores de  $S$  esteja concentrada dentro de um desvio padrão da média, considerada uma região segura.

$$R > \mu_s + \beta \sigma_s \quad (42)$$

Sendo:

$R$  : resistência (kN);

$\mu_s$  : média dos valores de solicitação (kN);

$\beta$  : índice de confiabilidade; e

$\sigma_s$  : desvio padrão da solicitação (kN).

Na hipótese de se ter mais de uma variável, por exemplo, solicitação e resistência, o método apresentado por Hasofer e Lind (1974) também pode ser aplicado. Plotando-se valores de solicitação reduzida  $s$  e de resistência reduzida  $r$  para um dado conjunto de valores em um gráfico, a linha que delimita a região considerada segura é representada pela de função  $R - S = 0$ , conforme pode ser visto na Figura 30. Os cálculos da solicitação reduzida e da resistência reduzida podem ser feitos por meio da Equação (43) e Equação (44), respectivamente.

$$s = \frac{(S - \mu_s)}{\sigma_s} \quad (43)$$

$$r = \frac{(R - \mu_R)}{\sigma_R} \quad (44)$$

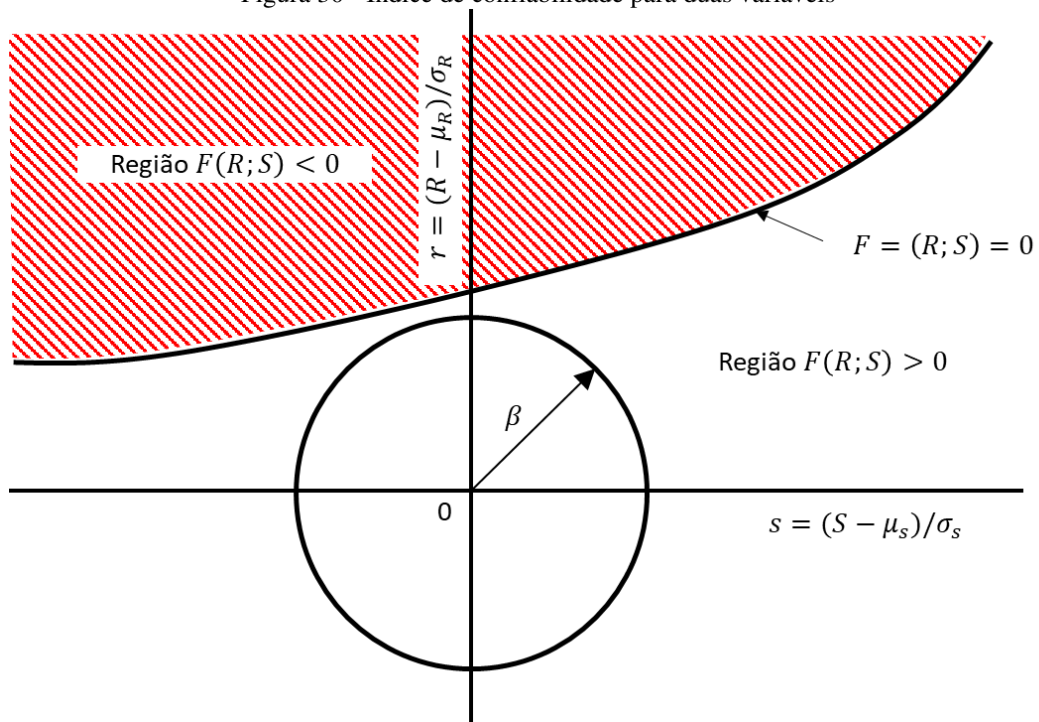
Em que:

$S$  e  $R$  : valores de solicitação e resistência (kN);

$\mu_s$  e  $\mu_R$  : média dos valores de solicitação e resistência (kN); e

$\sigma_s$  e  $\sigma_R$  : desvio padrão da solicitação e resistência (kN).

Figura 30 - Índice de confiabilidade para duas variáveis



Fonte: Adaptado de Hasofer e Lind (1974).

O critério de confiabilidade exposto na Figura 30 é que o intervalo  $(-\beta + \beta)$  esteja inserido na região segura. Ao atender este critério, considera-se que a maior probabilidade dos valores de  $S$  e  $R$  estarem na região do círculo com raio igual a  $\beta$  seja maior (HASOFER E LIND, 1974). Adotando como variáveis aleatórias os valores de  $S$  e  $R$  e assumindo uma condição de linha de falha quando  $S = R$ , pode-se calcular o valor do índice de confiabilidade pela Equação (45).

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (45)$$

Hasofer e Lind (1974) alertam para o fato de se levar a erros caso o valor de  $\beta$  seja muito elevado, pois os valores de resistência e solicitações não são negativos.

## 2.4.2 Método de Monte-Carlo

O método de Monte-Carlo ganhou este nome por causa de um cassino presente na cidade de Mônaco, devido à similaridade com um jogo de roleta de números aleatórios. Sua primeira aplicação foi realizada na Segunda Guerra Mundial, envolvendo uma avaliação probabilística de difusão de nêutrons em material fundido (MESSETTI; QUEIROZ, 2002).

Com o avanço dos computadores a aplicabilidade do método de Monte-Carlo se tornou maior, reduzindo, consideravelmente, os tempos de simulação. Atualmente, o método de Monte-Carlo é utilizado na resolução de inúmeros problemas da engenharia. Segundo Baecher e Christian (2003), este método possui uma grande vantagem quando se dispõem de um número elevado de variáveis que possam influenciar no problema e distribuições diversas ou quando a função é fortemente não linear.

Um dos princípios do método baseia-se na avaliação da probabilidade de ocorrência de determinado fenômeno através de simulações com geração de números aleatórios. As variáveis aleatórias são geradas a partir dos parâmetros das distribuições que melhor modelem os dados obtidos (QASIM; HARAHAP, 2012).

Segundo Baecher e Christian (2003), uma análise de simulação consiste em três etapas:

1ª Etapa: a partir de uma avaliação do problema, definir qual o modelo computacional é mais adequado;

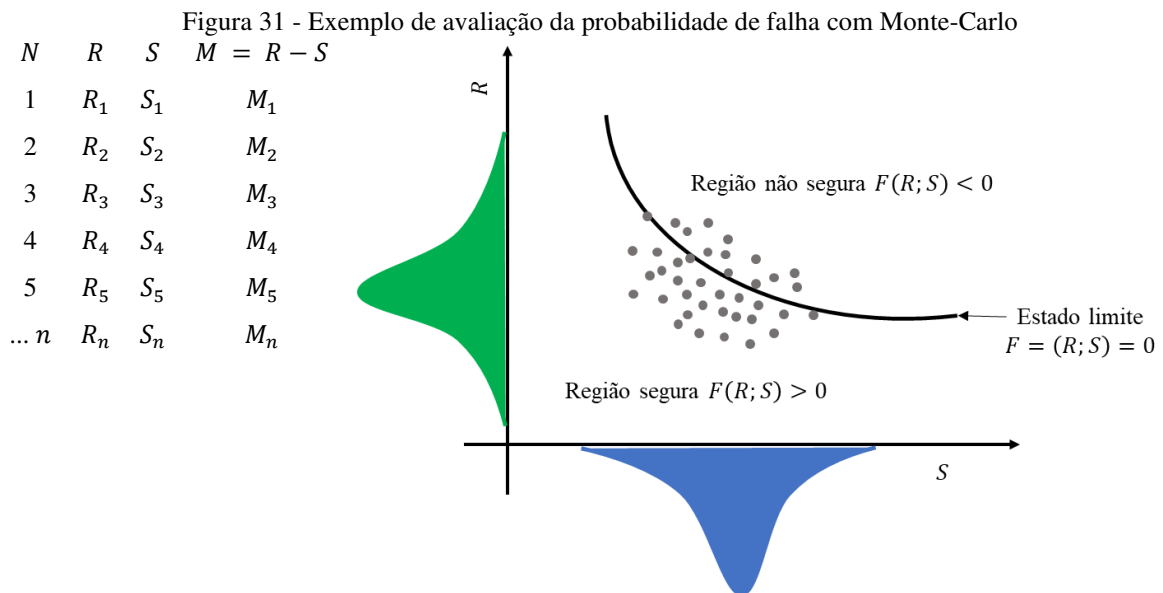
2ª Etapa: definir as variáveis aleatórias e seus pressupostos; gerar as variáveis aleatórias de acordo com o número de simulações e calcular a variável de saída; gerar os gráficos para interpretação dos resultados e calcular as variações;

3ª Etapa: avaliar os resultados.

No que diz respeito à engenharia geotécnica e aos estados limites últimos, rotineiramente trabalha-se com duas variáveis, resistência ( $R$ ) e solicitações ( $S$ ), tendo, portanto, a região de estado limite definida pela relação  $R - S = 0$ , conforme discutido anteriormente. A partir dos valores aleatórios de resistência e solicitações gerados, é possível definir a relação ( $R - S$ ) para cada amostra, podendo assim avaliar em qual região ela se encontra, conforme Figura 31.

A probabilidade de falha, portanto, seria a razão entre o número de simulações que se situam na região não segura ( $n_f$ ) e o número total de simulações realizado ( $n_t$ ), conforme Equação (46):

$$p_f = \frac{n_f}{n_t} \quad (46)$$



Fonte: Autoria própria.

Quanto ao índice de confiabilidade, este pode ser determinado por meio da interpretação da curva de distribuição da margem de segurança ou do próprio fator de segurança resultante da simulação, tal como é realizado no método FOSM.

#### 2.4.2.1 Método de amostragem Latin-Hypercube

O método de Monte-Carlo demonstrado no tópico anterior utilizando amostragem simples é denominado método de Monte-Carlo de força bruta, porque requer um elevado número de amostras para se alcançar um grau de certeza desejável, onerando o tempo de simulação em alguns casos. Uma forma de reduzir o número de amostras é adotando uma técnica de redução da variância (BAECHER; CHRISTIAN, 2003). Dentre as técnicas utilizadas para reduzir a variância, tem-se:

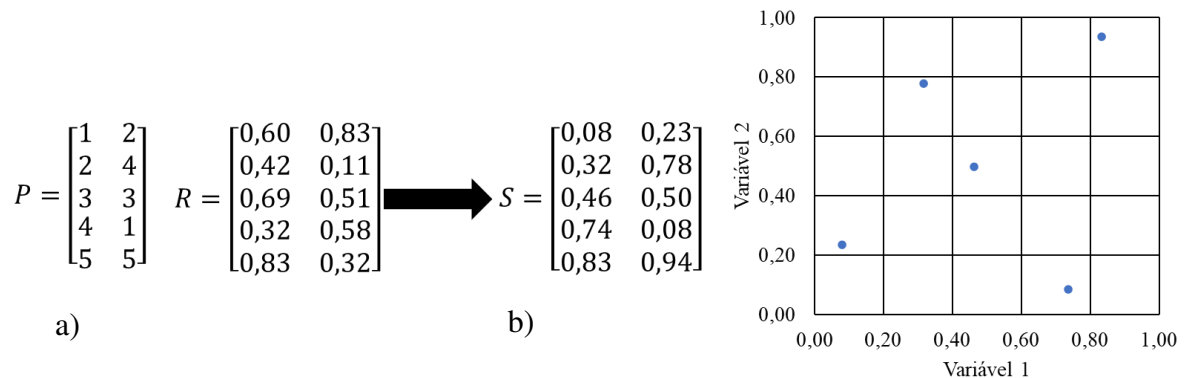
- Amostragem por importância: consiste em concentrar os pontos gerados na região de maior importância, reduzindo o número de simulações;
- Amostragem antitética: utilizada quando se acredita que desvios diferentes nos valores médios das variáveis aleatórias irão impactar de forma diferente na saída;

- Amostragem correlacionada: utilizada quando se pretende avaliar quais os efeitos individuais de determinadas variáveis no resultado de saída;
- Adoção de variáveis de controle: utilizada quando se conhece uma função que se aproxime muito da função da variável de saída; e
- Amostragem estratigráfica: este método busca colocar a maioria dos pontos amostrais onde a variância da variável de saída é maior.

O método de amostragem Latin-Hypercube se trata de um método de amostragem estratigráfica. Olsson *et al.* (2003) trazem na Figura 32 uma simulação que possibilita identificar com clareza como funciona o método. Considerando duas variáveis aleatórias ( $k$ ) e um total de 5 amostras ( $n$ ), pode-se construir duas matrizes. A primeira é denominada  $P$ , que corresponde a uma matriz ( $n \times k$ ), tendo nas colunas  $k$  os valores variando de 1 a  $n$  permutados. A segunda corresponde à matriz  $R$  ( $n \times k$ ), onde são armazenados os valores das variáveis aleatórias. O plano amostral ( $S$ ) pode ser determinado pela Equação (47).

$$S = \frac{P - R}{n} \quad (47)$$

Figura 32 - Exemplificação da utilização do método de amostragem Latin-Cube de duas variáveis e 5 simulações: a) matriz  $P$  e  $R$ ,  $5 \times 2$ ; b) ilustração no plano amostral

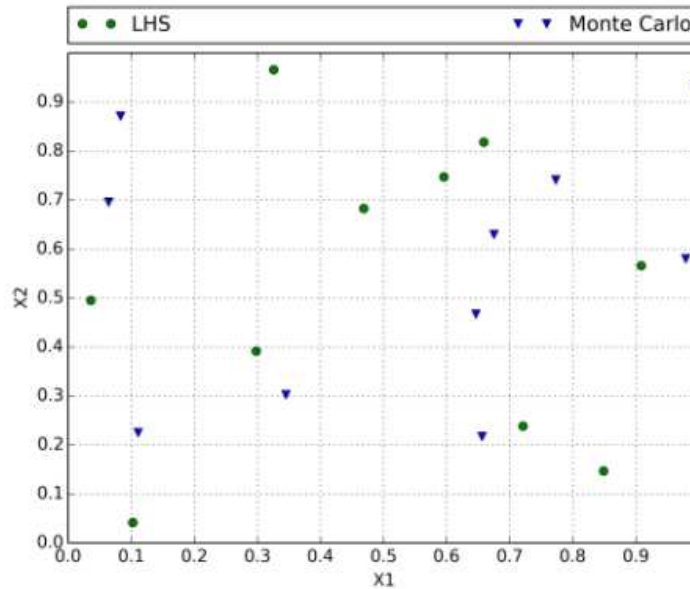


Fonte: Adaptada de Olsson *et al.* (2003).

Avaliando a Figura 32b, é possível notar que as variáveis se distribuem de tal forma que, em uma coluna ou linha, haverá apenas uma amostra, reduzindo a possibilidade de correlações. Por outro lado, quando se aplica a amostragem Monte-Carlo simples, pode-se conduzir a valores que se situam na mesma coluna ou linha, conforme demonstrado na Figura 33,

repercutindo em uma maior variância, necessitando de um número maior de simulações para aumentar o nível de certeza, conforme apresentado por Goeury *et al.* (2015).

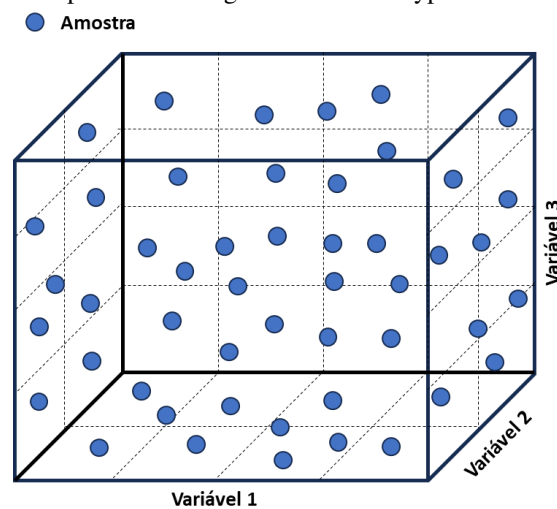
Figura 33 - Comparação entre Latin-Cube e Monte-Carlo para 10 amostras



Fonte: Goeury *et al.* (2015).

Quando há mais de duas variáveis aleatórias, o princípio é o mesmo aplicado na Figura 32. O resultado terá uma aparência de um cubo, conforme pode ser visto na Figura 34, de onde advém o termo Hypercube.

Figura 34 - Exemplo de amostragem com Latin-Hypercube com três variáveis

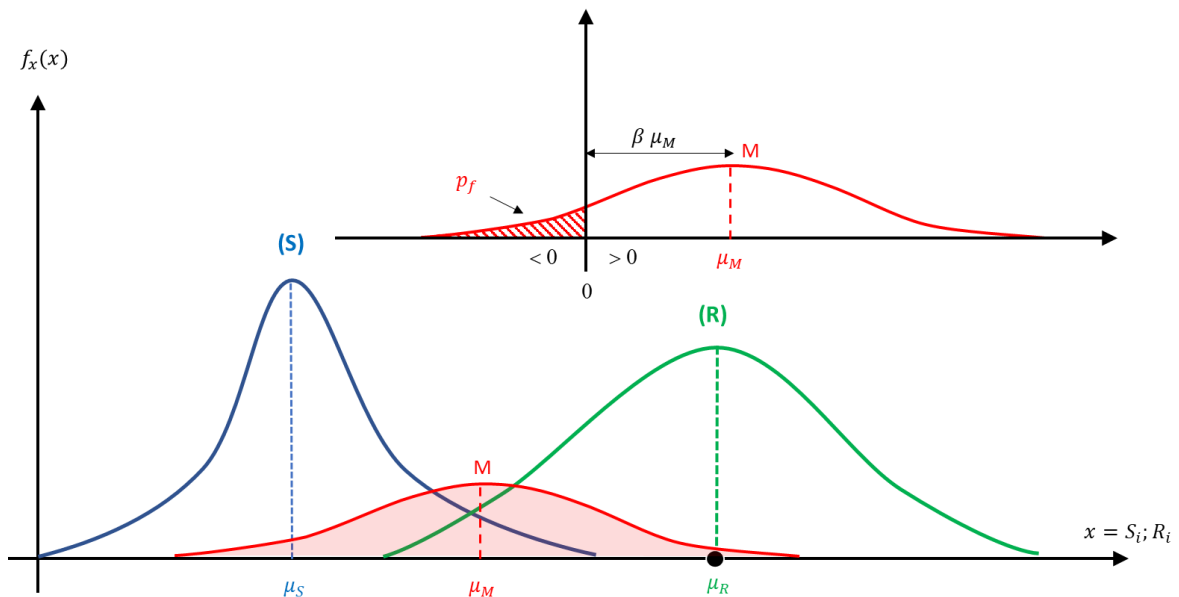


Fonte: Autoria própria.

### 2.4.3 Relação entre índice de confiabilidade, fator de segurança e probabilidade de falha

Para entender a relação entre índice de confiabilidade e probabilidade de falha, é necessário primeiramente entender o conceito de margem de segurança. Adotando como exemplo as curvas de densidade de probabilidade expostas na Figura 28, a margem de segurança seria a relação do quanto a média das resistências está distante da média das solicitações. Partindo do princípio de que a falha ocorre quando os valores das solicitações são maiores que os das resistências, pode-se dizer que a probabilidade de falha corresponde à área hachurada exposta na Figura 35, que representa os valores da curva de densidade da margem de segurança (M) que é menor que 0 (AOKI, 2008).

Figura 35 - Curva de densidade de probabilidade de margem de segurança



Fonte: Adaptado de Aoki (2008).

A probabilidade de falha ( $p_f$ ) pode ser calculada em função do índice de confiabilidade por meio da Equação (48) (WHITMAN, 1984).

$$p_f = 1 - \phi\beta \quad (48)$$

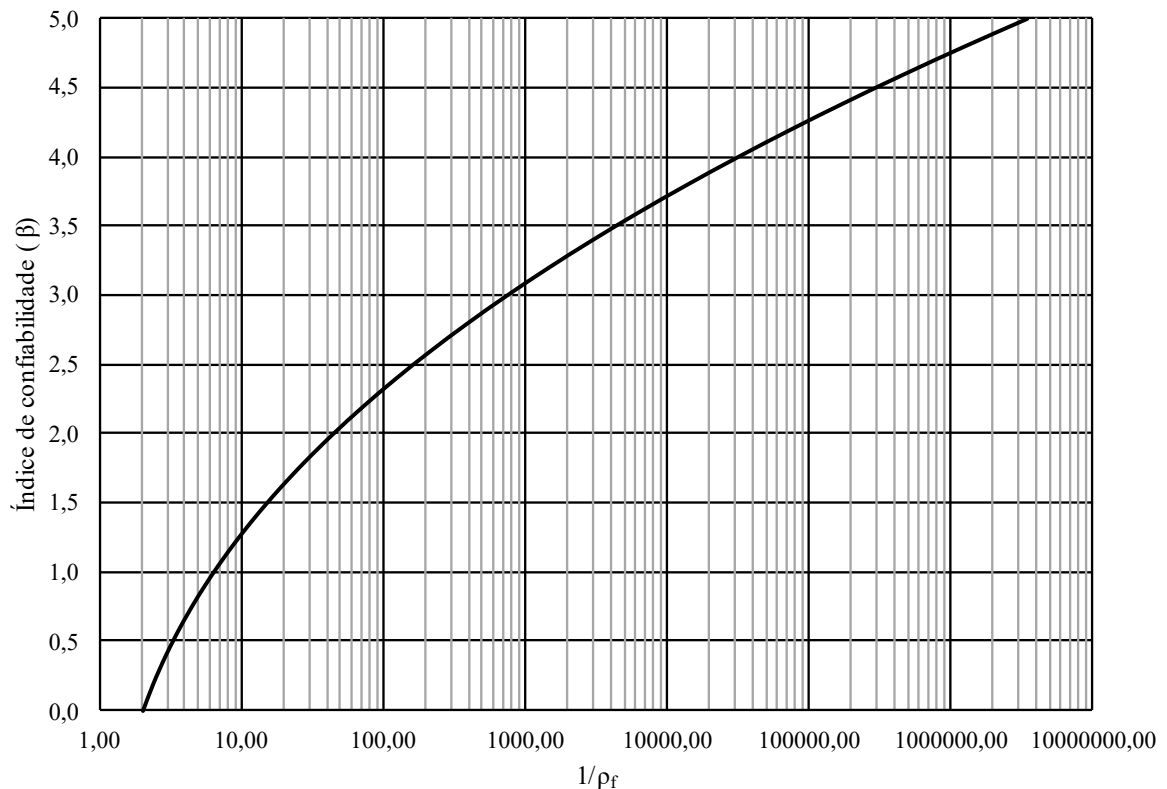
Sendo:

$\phi$  : função de distribuição normal; e

$\beta$  : índice de confiabilidade.

Conforme pode ser visto na Figura 36, apresentada no trabalho de Cintra e Aoki (2010), a relação entre o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha é inversamente proporcional, logo quanto maior o índice de confiabilidade menor é a probabilidade de que uma estrutura venha ao colapso.

Figura 36 - Probabilidade de falha para um  $F_S$  normalmente distribuído em função do índice de confiabilidade



Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki (2010).

Para o desenvolvimento da curva de densidade da margem de segurança  $M$ , é necessário determinar os parâmetros desta curva em termos de média (margem de segurança), desvio padrão e coeficiente de variação. Para realizar estes cálculos, basta recorrer às Equações (49), (50) e (51) (AOKI, 2008). Como pode ser visto nas equações, os únicos parâmetros necessários para realizar este cálculo são a média e o desvio padrão das curvas de solicitação e resistência.

$$\mu_M = \mu_R - \mu_S = \beta \sigma_M \quad (49)$$

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2 - 2 \rho_{RS} \sigma_R \sigma_S} \quad (50)$$

$$C_{VM} = \frac{\sigma_M}{\mu_M} \quad (51)$$

Sendo:

$\rho_{RS}$  : coeficiente de correlação das variáveis R e S, sendo 0 quando não há correlação;

$\mu_S$  e  $\mu_R$  : média dos valores de solicitação e resistência (kN);

$\sigma_S$  e  $\sigma_R$  : desvio padrão da resistência e solicitação (kN);

$C_{VM}$  : coeficiente de variação da margem de segurança;

$\sigma_M$  : desvio padrão da margem de segurança (kN); e

$\mu_M$  : média da margem de segurança (kN).

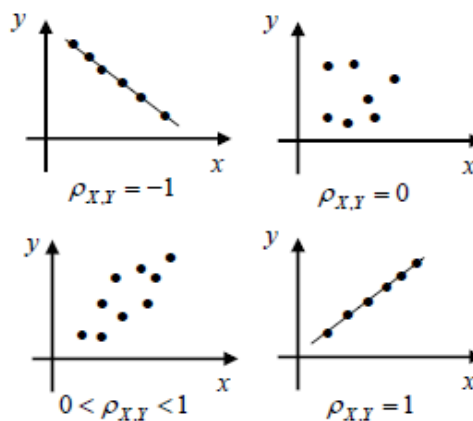
O coeficiente de correlação  $\rho_{RS}$  estabelece uma relação linear entre duas variáveis aleatórias, tendo seu valor variando entre -1 e 1, sendo que, quando o valor está mais próximo de 1, denota uma alta dependência entre as duas variáveis, e quando está próximo de 0, evidência baixo grau de dependência (ALMEIDA, 2008). Para o cálculo do coeficiente de correlação, recorre-se à Equação (52). O gráfico que demonstra esta correlação pode ser visto na Figura 37.

$$\rho_{RS} = \frac{COV(R, S)}{\sigma_R \sigma_S} \quad (52)$$

Em que:

$COV(R, S)$  : covariância entre os valores de R e S;

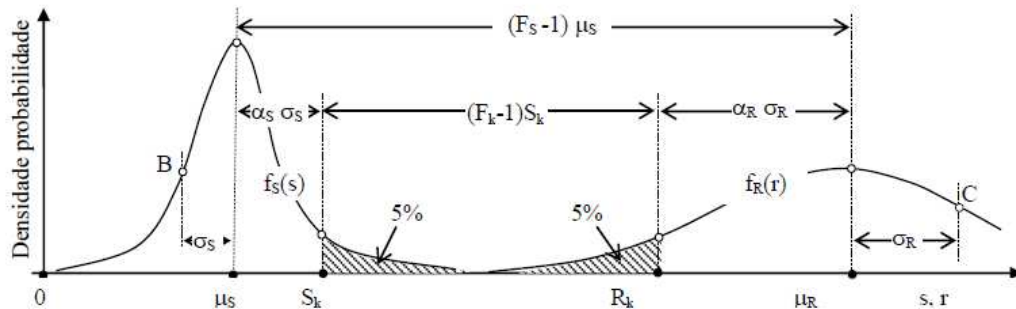
Figura 37 - Representação gráfica do coeficiente de correlação



Fonte: Almeida (2008).

É mais comum, no dimensionamento de obras geotécnicas, recorrer à adoção de fatores de segurança no lugar de uma abordagem probabilística, embora haja uma relação direta entre estas variáveis. Aoki (2008) apresenta uma dedução da relação entre os fatores de segurança e a curva de densidade de probabilidade de resistência e solicitações, demonstrada nos tópicos abaixo. Um exemplo desta relação pode ser visto na Figura 38.

Figura 38 - Curvas de resistência e solicitação, e fatores de segurança médio e característico



Fonte: Aoki (2008).

Na Figura 38, é possível distinguir a presença de dois fatores de segurança: o fator de segurança global ( $F_S$ ), relacionado à razão da resistência média pela solicitação média, e o fator de segurança característico ( $F_k$ ), determinado pela razão da resistência característica pela solicitação característica. Estas relações podem ser vistas na Equação (53) e Equação (54), respectivamente.

$$F_S = \frac{\mu_R}{\mu_S} \quad (53)$$

$$F_k = \frac{R_k}{S_k} \quad (54)$$

Os valores médios podem ser obtidos pela média das solicitações e resistência, contudo os valores característicos são influenciados por critérios normativos. É muito comum os valores característicos serem determinados para uma probabilidade de recorrência de 5%, assim como mencionado por Barros *et al.* (2010) e adotado nas normas de dimensionamento, como exemplo, a NBR 6118 (ABNT, 2023). Desta forma, os valores característicos das solicitações e resistências são, respectivamente:

$$R_k = \mu_R - \alpha_R \sigma_R = \mu_R (1 - \alpha_R C_{VR}) \quad (55)$$

$$S_k = \mu_s + \alpha_s \sigma_s = \mu_s (1 + \alpha_s C_{V_S}) \quad (56)$$

Sendo:

$R_k$  e  $S_k$  : valor característico da resistência e solicitação (kN);

$\mu_R$  e  $\mu_S$  : valor médio da resistência e solicitação (kN);

$\alpha_R$  e  $\alpha_S$  : número que caracteriza a resistência e solicitação em termos de desvio padrão;

$\sigma_R$  e  $\sigma_S$  : desvio padrão da resistência e solicitação (kN); e

$C_{V_R}$  e  $C_{V_S}$  : coeficientes de variação da resistência e solicitação.

Substituindo as Equações (55) e (56) na Equação (54), obtém-se a seguinte relação:

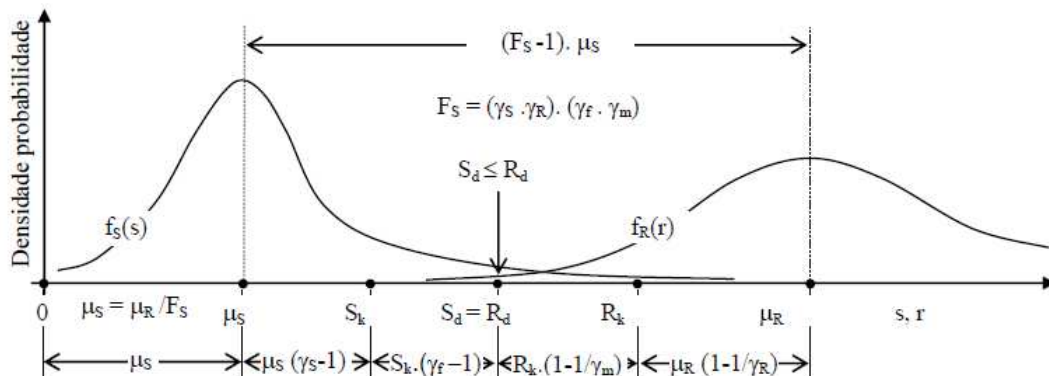
$$F_k = \frac{\mu_R (1 - \alpha_R C_{V_R})}{\mu_S (1 + \alpha_S C_{V_S})} \quad (57)$$

Uma relação entre os dois fatores de segurança, global e característico, pode ser dada pela Equação (58):

$$F_S = F_k \frac{\mu_S (1 + \alpha_S C_{V_S})}{\mu_R (1 - \alpha_R C_{V_R})} \quad (58)$$

Algumas normas nacionais e internacionais trabalham com fatores parciais de segurança. Estes fatores são utilizados na determinação dos valores característicos e de cálculo empregados no dimensionamento de estruturas. Na Figura 39, é possível ver a relação entre os fatores de segurança parciais e as variáveis da curva de densidade de probabilidade.

Figura 39 - Filosofia de dimensionamento no estado nominal de cálculo



Fonte: Aoki (2008).

Os primeiros fatores parciais estão relacionados ao cálculo dos valores característicos apresentados nos parágrafos anteriores. Como mencionado por Aoki (2008),  $\gamma_s$  e  $\gamma_R$  estão relacionados à forma da curva de sollicitação e resistência e, desta forma, ligados à variabilidade dos dados trabalhados. Sendo assim, estes fatores podem ser determinados pelas relações apresentada a seguir:

$$\gamma_R = \frac{\mu_R}{R_k} = \frac{1}{1 - \alpha_R C_{V_R}} \quad (59)$$

$$\gamma_s = \frac{S_k}{\mu_s} = 1 + \alpha_s C_{V_s} \quad (60)$$

Em que:

$\gamma_R$  : fator parcial da variabilidade da resistência; e

$\gamma_s$  : fator parcial da variabilidade da sollicitação.

Outros fatores parciais são normativos, que podem ou não estar diretamente relacionados à variabilidade da curva. Aoki (2008) relata que muitas vezes os fatores de segurança normativos estão relacionados à experiência profissional, pois não se sabe quão grande o fator de segurança deve ser para que não ocorra a ruína da estrutura. Estes fatores parciais são os fatores de majoração da sollicitação característica ( $\gamma_f$ ), podendo ser decomposto em dois fatores a serem aplicados às sollicitações permanentes e variáveis, e o fator de redução da resistência característica ( $\gamma_m$ ).

Como pode ser observado na Figura 39, os fatores parciais estão diretamente relacionados aos fatores de segurança global e característico, sendo esta relação apresentada nas Equações (61) e (62), respectivamente (AOKI, 2008).

$$F_s = \gamma_s \gamma_f \gamma_m \gamma_R \quad (61)$$

$$F_k = \gamma_f \gamma_m \quad (62)$$

Para obter a relação entre o fator de segurança global e o índice de confiabilidade, basta substituir a Equação (53), do fator de segurança, na Equação (49), do cálculo da margem de segurança, obtendo a relação exposta a seguir:

$$\beta \sigma_M = (F_s - 1)\mu_s \quad (63)$$

Associando a Equação (63) com os valores de coeficiente de variação, obtém-se a equação abaixo:

$$F_s^2(\beta^2 C_{VR}^2 - 1) + 2F_s + \beta^2 C_{VS}^2 - 1 = 0 \quad (64)$$

Resolvendo a Equação (64) de segundo grau, obtém-se à relação entre o fator de segurança e o índice de confiabilidade em função dos coeficientes de variação das curvas de resistência ( $C_{VR}$ ) e solicitação ( $C_{VS}$ ). Esta relação pode ser vista na Equações (65) (CARDOSO; FERNANDES, 2001).

$$\beta = \frac{1 - \frac{1}{F_s}}{\left[ C_{VR}^2 + \left( \frac{1}{F_s} \right)^2 C_{VS}^2 \right]^{0,5}} \quad (65)$$

O índice de confiabilidade também pode ser calculado em função dos parâmetros da curva de distribuição do fator de segurança, conforme Equação (66), para uma curva com distribuição normal, e Equação (67), para uma curva com distribuição lognormal (CHRISTIAN *et al.*, 1994; USACE, 1995).

$$\beta = \frac{\mu_{FS} - 1}{\sigma_{FS}} \quad (66)$$

$$\beta = \frac{\ln \left[ \frac{\mu_{FS}}{\sqrt{1 + \left( \frac{\sigma_{FS}}{\mu_{FS}} \right)^2}} \right]}{\sqrt{\ln \left[ 1 + \left( \frac{\sigma_{FS}}{\mu_{FS}} \right)^2 \right]}} \quad (67)$$

Em que:

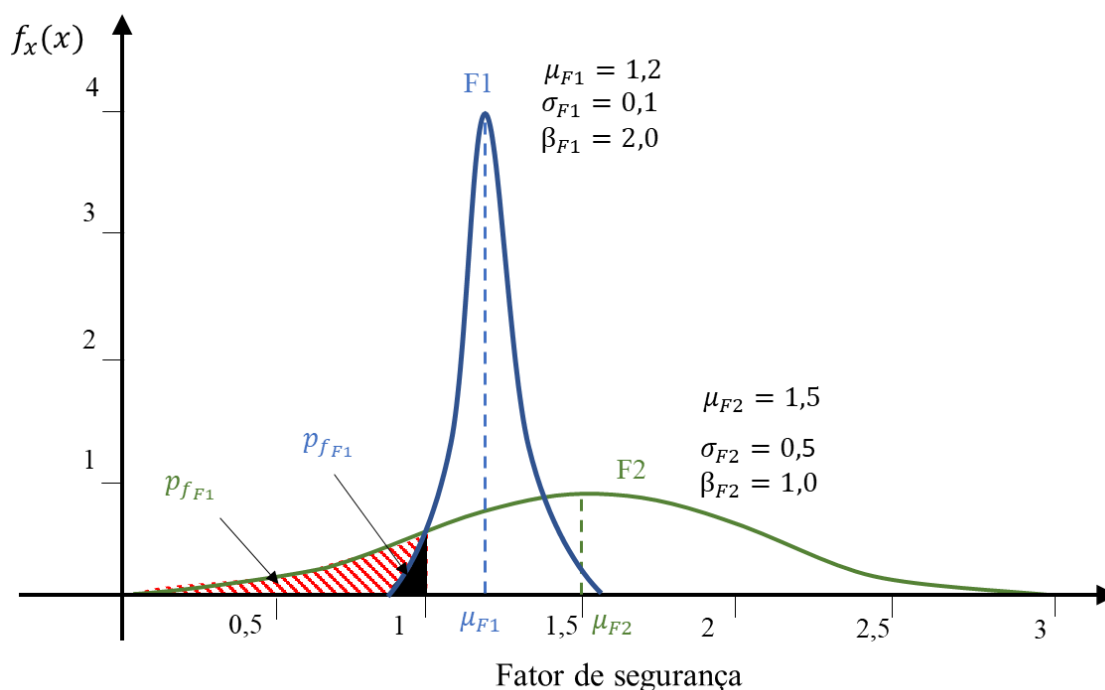
$\mu_{FS}$  : média do fator de segurança; e

$\sigma_{FS}$  : desvio padrão do fator de segurança.

A maioria das normas traz consigo valores de coeficientes de segurança a serem empregados no dimensionamento das estruturas, como, por exemplo, os fatores indicados pela NBR 5629 (ABNT, 2018). Contudo, como pode ser visto nas equações anteriores, tem-se muita dependência dos fatores de segurança com a variabilidade dos dados de resistência e solicitações. Um ponto a ser levantado e que justifica a utilização de métodos probabilísticos é quanto à validade deste fator de segurança ao caso estudado. O fator de segurança aplicado pela norma somente se adéqua ao problema caso a variabilidade dos parâmetros que o originou se assemelhem à variabilidade dos parâmetros do problema em estudo (DURCAN *et al.*, 2014). Um exemplo disto pode ser visto na Figura 40.

Na Figura 40, é possível observar duas curvas de distribuição dos fatores de segurança: uma curva com fator de segurança igual a 1,2 (curva F1) e a outra curva que apresenta um fator de segurança de 1,5 (curva F2). Embora a curva F2 apresente um maior fator de segurança, pode-se observar que ela apresenta um maior desvio padrão e menor índice de confiabilidade, em virtude da variabilidade das variáveis, e com isto uma maior probabilidade de falha, visualmente identificada pela área hachurada com  $F_S$  menor ou igual a 1.

Figura 40 - Comparação de duas situações com diferentes médias e distribuição do fator de segurança



Fonte: Adaptado de Christian *et al.* (1994).

Uma avaliação do fator de segurança de forma isolada não representa a real situação de segurança de uma estrutura. Logo, em uma abordagem probabilística, é muito importante avaliar o índice de confiabilidade ( $\beta$ ) que representa a situação de segurança em função da probabilidade de falha (BARROS *et al.*, 2010).

Sabe-se que a adoção de valores médios de propriedades dos materiais no dimensionamento de estruturas de engenharia não aborda a variabilidade das propriedades do solo, como mencionado nos tópicos anteriores. Sendo assim, a adoção de uma avaliação da confiabilidade, levando em consideração a variabilidade das variáveis, torna-se muitas vezes necessária. No tópico a seguir, será apresentada a forma como as normas internacionais abordam o referido tema.

#### **2.4.4 Critérios normativos para avaliação da confiabilidade**

A maioria das normas internacionais leva em consideração, na avaliação da confiabilidade, o índice de confiabilidade alvo, valor que se almeja alcançar. Este valor leva em consideração aspectos relacionados à estrutura, perda de vidas humanas/bens materiais e condições de controle de execução das estruturas.

Os índices de confiabilidade alvo apresentados nas normas consideram que as estruturas foram construídas conforme o projetado, não conforme construído (*As Built*). Logo, não abrange erros humanos gerados durante o processo de execução (CEN, 2005; JCSS, 2001).

Segundo a JCSS (2001), a confiabilidade possui duas finalidades: garantir a qualidade, visando a redução de riscos relacionados à falta de supervisão durante a construção, e fazer com que a probabilidade de falha esteja em valores admissíveis. A seguir, são apresentadas algumas metodologias de avaliação da confiabilidade baseada no valor alvo.

##### **2.4.4.1 Critérios do Joint Committee on Structural Safety (JCSS, 2001)**

A JCSS (2001) define os valores a serem alcançados de índice de confiabilidade de acordo com o custo relativo da medida de segurança adotada e da consequência da falha. Em relação à consequência da falha, a definição passa pela avaliação do valor de ( $\rho$ ), calculado pela Equação (68).

$$\rho = \frac{\text{Custo da construção} + \text{Custo da falha}}{\text{Custo da construção}} \quad (68)$$

Na Tabela 14, é possível identificar a classe e sua relação com as consequências.

Tabela 14 - Classes de consequência

Classe	Consequência	$\rho$
1	Pequena	$\rho \leq 2$
2	Média	$2 < \rho \leq 5$
3	Grande	$5 < \rho \leq 10$

Fonte: JCSS (2001).

Quanto ao custo da medida de segurança, uma série de questionamentos devem ser feitos. Em situações em que os coeficientes de variação da resistência e solicitações são elevados (valores maiores do que 40%), o custo para se adotar um grau de confiabilidade alto pode ser muito fora da realidade. Logo, nestes casos, devem-se empregar graus de confiabilidade menores. No entanto, caso a variabilidade dos parâmetros seja baixa (menor do que 10%), pode-se empregar um projeto com um grau de confiabilidade maior. Os valores considerados médios possuem coeficiente de variação entre 10 e 30% (JCSS, 2001).

O raciocínio demonstrado no parágrafo anterior pode ser considerado antagônico, visto que, se a variabilidade é maior, a probabilidade de se ter valores mais distantes da média é também maior, tendo assim maiores desvios de fator de segurança. Contudo, quando se considera o custo envolvido na obtenção do valor de  $\beta$ , para se obter um  $\beta$  elevado com estes altos valores de coeficiente de variação, seria necessário que o valor médio da resistência estivesse muito distante do valor médio das solicitações, implicando em uma estrutura superdimensionada.

Outro fator que pode alterar a confiabilidade é a qualidade e quantidade de inspeções realizadas na estrutura, antes e após a sua construção. O maior rigor técnico aplicado durante a construção se traduz em maior confiabilidade da estrutura. Uma avaliação dos modos de falha também deve ser realizada. Estruturas que possuem vários modos de falha e/ou algum modo de falha que possa gerar um colapso sem qualquer aviso prévio que possibilite uma ação devem ser projetadas com maior rigor técnico (JCSS, 2001).

Os valores dos índices de confiabilidade almejados para uma avaliação de estado limite último e estado limite de serviço estão expostos na Tabela 15 e na Tabela 16.

Tabela 15 - Índice de confiabilidade e probabilidade de falha relacionados a um período de referência para estados limites últimos

Custo relativo da medida de segurança	Consequência da falha		
	Menor	Moderada	Grande
Alto (A)	$\beta = 3,1$	$\beta = 3,3$	$\beta = 3,7$
	$p_f \cong 10^{-3}$	$p_f \cong 5 \times 10^{-4}$	$p_f \cong 10^{-4}$
Normal (B)	$\beta = 3,7$	$\beta = 4,2$	$\beta = 4,4$
	$p_f \cong 10^{-4}$	$p_f \cong 10^{-5}$	$p_f \cong 5 \times 10^{-6}$
Baixa (C)	$\beta = 4,2$	$\beta = 4,4$	$\beta = 4,7$
	$p_f \cong 10^{-5}$	$p_f \cong 10^{-6}$	$p_f \cong 10^{-6}$

Fonte: Adaptado de JCSS (2001).

Tabela 16 - Índice de confiabilidade e probabilidade de falha relacionados a um período de referência para estados limites de utilização irreversível

Custo relativo da medida de segurança	Índice de confiabilidade	Probabilidade de Falha	
Alto	$\beta = 3,7$	$p_f \cong 10^{-4}$	1/10000
Normal	$\beta = 4,4$	$p_f \cong 5 \times 10^{-6}$	1/200000
Baixo	$\beta = 4,7$	$p_f \cong 10^{-6}$	1/1000000

Fonte: Adaptado de JCSS (2001).

Os índices de confiabilidade apresentados na Tabela 15 e na Tabela 16 são para estruturas permanentes. Sendo assim, a JCSS (2001) recomenda que, para estruturas provisórias, o valor de  $\beta$  seja reduzido em uma ou meia classe.

#### 2.4.4.2 Critérios do EUROCODE EN 1990:2002+A1 (CEN, 2005)

Os critérios apresentados pelo EUROCODE EN 1990:2002+A1 (CEN, 2005) para a avaliação da confiabilidade possuem muitas semelhanças com os apresentados pela JCSS (2001). A definição do valor do coeficiente de confiabilidade a ser alcançado passa por uma definição da classe de confiabilidade que se pretende estabelecer. Existem três níveis de classe de confiabilidade, RC1 a RC3, que estão diretamente relacionadas às consequências geradas pela falha da estrutura, ao nível e supervisão de projeto que se pretende adotar e à forma de inspeção que será realizada. A Tabela 17 é utilizada na identificação das classes de confiabilidade.

Como pode ser observado na Tabela 17, quanto maior a consequência caso venha a ocorrer uma falha maior será a confiabilidade que deve ser empregada no dimensionamento da

estrutura. Em relação à qualidade de inspeção e supervisão do projeto, quanto maior o nível de confiabilidade empregado no projeto mais rigorosos devem ser os critérios de avaliação do projeto e inspeções. Na Tabela 18, estão as recomendações de índices de confiabilidade para períodos de referência de 1 ano e 50 anos.

Tabela 17 - Definição das classes de confiabilidade

<b>Tipo</b>	<b>Classes</b>	<b>Descrição</b>	<b>Observação</b>
Classe de consequência	CC3	<b>Alta</b> consequência para perdas de vidas humanas ou econômica, social ou ambiental, <b>consequências muito grandes</b>	Arquibancadas, prédios públicos onde as consequências de falhas são altas (por exemplo, um teatro)
	CC2	<b>Média</b> consequência para perdas de vidas humanas ou econômica, social ou ambiental, <b>consequências consideráveis</b>	Edifícios residenciais e de escritórios, edifícios públicos onde as consequências da falha são médias (por exemplo, um prédio de escritório)
	CC1	<b>Baixa</b> consequência para perdas de vidas humanas ou econômica, social ou ambiental, <b>consequências pequenas ou insignificantes</b>	Edifícios agrícolas onde as pessoas normalmente não entram (por exemplo, edifícios de armazenamento e estufas)
Nível e supervisão de projeto	DSL3 Relacionado a RC3	Supervisão estendida	Verificação realizada por terceiros. Verificação realizada por uma organização diferente daquela que preparou o projeto
	DSL2 Relacionado a RC2	Supervisão normal	Verificação realizada por pessoas diferentes daquelas originalmente responsáveis e de acordo com o procedimento da organização.
	DSL1 Relacionado a RC1	Supervisão normal	Autoverificação. Verificação realizada pela pessoa que preparou o projeto
Nível de inspeção	IL3 Relacionado a RC3	Inspeção estendida	Inspeção de terceiros.
	IL2 Relacionado a RC2	Inspeção normal	Inspeção de acordo com os procedimentos da organização.
	IL1 Relacionado a RC1	Inspeção normal	Autoinspeção.

Fonte: Adaptado de EUROCODE EN 1990:2002+A1 (CEN, 2005).

Tabela 18 - Recomendações de valores mínimos de  $\beta$  para estado limite último

<b>Classe de confiabilidade</b>	<b>Valor mínimo de <math>\beta</math></b>	
	<b>Período de referência de 1 ano</b>	<b>Período de referência de 50 anos</b>
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

Fonte: CEN (2005).

Tanto os critérios apresentados pelo JCSS (2001) quanto os do EUROCODE EN 1990:2002+A1 (CEN, 2005) foram definidos inicialmente para serem aplicados a construções de obras civis, contudo muitas vezes sua aplicação se estende a obras geotécnicas. Especificamente para as obras geotécnicas, têm-se duas referências na literatura que são muito utilizadas: os valores recomendados por Meyerhof (1995) e os recomendados pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (USACE, 1995).

#### 2.4.4.3 Critérios apresentados por Meyerhof (1995)

Com a finalidade de avaliar a probabilidade de falha e os riscos envolvidos na elaboração de obras geotécnicas, Meyerhof (1995) apresentou uma relação entre probabilidade de falha, fator de segurança total empregado em obras geotécnicas e índice de confiabilidade. Desta relação, pode-se gerar a Tabela 19 que relaciona a probabilidade de falha ao índice de confiabilidade esperado das obras geotécnicas.

Tabela 19 - Índice de confiabilidade e probabilidade de falha

<b>Estrutura</b>	<b>Índice de confiabilidade</b>	<b>Probabilidade de falha</b>	
Obras geotécnicas			
Fundações offshore	2,30 – 2,70	$1 \times 10^{-2} - 4 \times 10^{-3}$	1/100 – 1/250
Obras de terra	2,70 – 3,10	$4 \times 10^{-3} - 1 \times 10^{-3}$	1/250 – 1/1000
Estruturas de contenção	3,10 – 3,40	$1 \times 10^{-3} - 4 \times 10^{-4}$	1/1000 – 1/2500
Fundações	3,40 – 3,70	$4 \times 10^{-4} - 1 \times 10^{-4}$	1/2500 – 1/10000
Estruturas de reforço em concreto	3,30 – 4,30	$5 \times 10^{-4} - 1 \times 10^{-5}$	1/2000 – 1/1000000
Estruturas de aço	> 3,70	$< 1 \times 10^{-4}$	< 1/10000

Fonte: Meyerhof (1993) e Meyerhof (1995) *apud* Cardoso e Fernandes (2001), adaptado.

A probabilidade de falha apresentada na Tabela 19 está na faixa de 1 a 2%, para obras de terra, contenções e fundações com períodos de vida útil de 50 e 100 anos, e na faixa de 3%, para fundações *offshore*, com período de vida útil de 30 anos (Meyerhof, 1995). A maior probabilidade de falha relacionadas a fundações *offshore* está diretamente ligada às características do local de implantação e às incertezas da metodologia construtiva.

#### 2.4.4.4 Critérios apresentados pelo USACE (1995)

O critério adotado pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (USACE, 1995) estabelece o índice de confiabilidade alvo de acordo com o nível de desempenho esperado. Quanto maior o nível de desempenho maior é o valor do índice de confiabilidade que deve ser utilizado. Na Tabela 20, é possível observar o índice de confiabilidade de acordo com o desempenho esperado para a obra.

Tabela 20 - Índice de confiabilidade esperado

Nível de desempenho esperado	$\beta$	Probabilidade de falha	
Alto	5,00	0,0000003	1/3333333
Bom	4,00	0,00003	1/33333
Acima da média	3,00	0,001	1/1000
Abaixo da média	2,50	0,006	1/167
Pobre	2,00	0,023	1/43
Insatisfatório	1,50	0,07	1/14
Perigoso	1,00	0,16	1/6

Nota: A probabilidade de desempenho insatisfatório é a probabilidade que o valor da função de desempenho se aproximará do estado limite, ou que um evento insatisfatório irá ocorrer.

Fonte: Adaptado de USACE (1995).

Ao contrário de Meyerhof (1995), o USACE (1995) não discrimina o nível de desempenho de acordo com o tipo de obra, adotando o mesmo valor a ser alcançado independentemente do tipo de obra e suas peculiaridades.

#### 2.4.5 Considerações sobre o dimensionamento do comprimento do bulbo ancorado de acordo com a NBR 5629 (ABNT, 2018) e EUROCODE 7 EN 1997-1 (CEN, 2004)

Assim como a norma brasileira NBR 5629 (ABNT, 2018), o EUROCODE 7 EN 1997-1 (CEN, 2004) estabelece que os valores característicos da resistência das ancoragens devem ser validados por meio da realização de ensaios de qualificação e de recebimento após a instalação do tirante.

A norma brasileira adota, no dimensionamento de ancoragens, a utilização de fatores de segurança globais, ao contrário da norma europeia que trabalha com a adoção de fatores de

segurança parciais. De acordo com a norma brasileira, deve-se fazer a verificação de acordo com a Equação (69).

$$F_t \leq R_{a,d} \quad (69)$$

Sendo:

$F_t$  : carga de trabalho (kN); e

$R_{a,d}$  : resistência de cálculo ( $R_a/\gamma_{a,g}$ ) (kN).

O fator de segurança global ( $\gamma_{a,g}$ ) deve ser 1,50, para tirantes provisórios, e 1,75, para tirantes permanentes. Em tirantes que forem executados com a finalidade de serem submetidos à prova de carga, o fator de segurança deve ser no mínimo 1,2, salvo os casos em que se tenha realizado algum ensaio prévio (ABNT, 2018).

A norma europeia, conforme mencionado anteriormente, trabalha com o princípio da aplicação de fatores de segurança parciais. No dimensionamento no estado limite último, a resistência de cálculo deve ser maior ou igual à solicitação de cálculo, conforme exposto na equação seguir.

$$F_d \leq R_{a,d} \quad (70)$$

$F_d$  : carga aplicada de cálculo ( $F_k \cdot \gamma_f$ ) (kN); e

$R_{a,d}$  : resistência de cálculo ( $R_{a,k}/\gamma_m$ ) (determinada por teste de arrancamento ou outro processo de cálculo) (kN).

A determinação de quais fatores de resistência e solicitações aplicar no dimensionamento passa pela definição da abordagem de projeto que se pretende utilizar. De acordo com a abordagem de projeto, determina-se qual será a combinação de fatores que será utilizada na avaliação da segurança do projeto (CEN, 2004). Ao todo, têm-se três abordagens de projeto que podem ser vistas na Tabela 21.

Tabela 21 - Abordagem de projeto

Abordagem	Combinação	Requisitos mínimos recomendados para verificação de cálculo, desenhos e especificações
(1) Exceto para estacas carregadas axialmente e ancoragens	Combinação 1: A1 + M1 + R1 Combinação 2: A2 + M2 + R1	Os fatores parciais são aplicados às ações, à resistência do solo e aos parâmetros do solo
(1) Para estacas carregadas axialmente e ancoragens	Combinação 1 <sup>1</sup> : A1 + M1 + R1 Combinação 2 <sup>2</sup> : A2 + M1 ou M2 + R4	<sup>1</sup> Os fatores parciais são aplicados às ações e aos parâmetros do solo <sup>2</sup> Os fatores parciais são aplicados às ações, aos parâmetros do solo e às vezes aos parâmetros de resistência
(2)	Combinação: A1 + M1 + R2	Os fatores parciais são aplicados às ações e à resistência do solo. Casos seja utilizada na estabilidade de taludes, devem-se adotar, nas ações e resistência da superfície de ruptura, os fatores $\gamma_E$ e $\gamma_{Re}$ .
(3)	Combinação: (A1 ou A2) + M2 + R3	Os fatores parciais são aplicados às ações nas estruturas e aos parâmetros do solo. Deve-se utilizar A1 quando as ações são estruturais e A2 quando as ações são geotécnicas.

Fonte: Adaptado de EUROCODE 7 EN 1997-1 (CEN, 2004).

A abordagem de projeto utilizada no dimensionamento de ancoragens é a (1), destacada na Tabela 21. As simbologias A, M e R referem-se aos fatores parciais aplicados às ações, propriedades do solo e à resistência. Na abordagem demonstrada neste trabalho, não se utilizam formulações teóricas para a definição da resistência da ancoragem, logo os fatores parciais (M) não são utilizados. Os fatores parciais de ações e parâmetros do solo podem ser vistos na Tabela 22, e os fatores de resistência a serem aplicados às ancoragens podem ser vistos na Tabela 23.

Tabela 22 - Fatores parciais de ações ( $\gamma_f$ ) e parâmetros do solo ( $\gamma_p$ )

	Ações	Abordagem	
		A1/ M1	A2/ M2
Carga Permanente	Não favorável	1,35	1,00
	Favorável	1,00	1,00
Carga Variável	Não favorável	1,50	1,30
	Favorável	0,00	0,00
Parâmetros do solo	Ângulo de atrito <sup>1</sup>	1,00	1,25
	Coesão	1,00	1,25
	Resistência ao cisalhamento não drenada	1,00	1,40
	Resistência não confinada	1,00	1,40
	Peso específico	1,00	1,00

<sup>1</sup> Este fator deve ser aplicado a  $\tan\phi$

Fonte: Adaptado de EUROCODE 7 EN 1997-1 (CEN, 2004).

Tabela 23 - Fator parcial de resistência ( $\gamma_m$ ) para ancoragens

Tipo de estrutura	Símbolo	Tipo de análise			
		R1	R2	R3	R4
Temporária	$\gamma_{m;t}$	1,1	1,1	1,0	1,1
Permanente	$\gamma_{m;p}$	1,1	1,1	1,0	1,1

Fonte: CEN (2004).

Em situações em que as ancoragens não são verificadas de forma individual por meio de ensaios de recebimento, a EUROCODE 7 EN 1997-1 (CEN, 2004) sugere-se a adoção de fatores de correlação  $\xi_a$  no cálculo da resistência característica, adotados conforme experiência ou recomendações normativas de cada país. A EUROCODE 7 EN 1997-1 (CEN, 2004) e a NBR 5629 (ABNT, 2018) não especificam valores de fatores de correlação a serem aplicados a ancoragens, contudo, para estacas submetidas a esforços de tração, elas determinam modelos de cálculo da resistência característica e fatores de correlação a serem aplicados para as situações em que estes valores são obtidos por meio de provas de carga ou por meio de investigação geotécnicas realizadas no local.

Neste trabalho, sugere-se que sejam utilizadas as formulações empregadas no cálculo da resistência característica e os fatores de correlação aplicados no dimensionamento de estacas submetidas a esforços de tração, devido à similaridade na transmissão de esforços para o solo e as metodologias adotadas na determinação da resistência.

As Equações (71) e (72) são utilizadas no cálculo da resistência característica a serem empregadas em estacas submetidas a esforços de tração, para os casos de realização de provas de carga ou investigações *in situ*, respectivamente.

$$R_{t;k} = \text{mín} \left\{ \frac{(R_{t;m})_{\text{méd}}}{\xi_1}; \frac{(R_{t;m})_{\text{mín}}}{\xi_2} \right\} \quad (71)$$

$$R_{t;k} = \text{mín} \left\{ \frac{(R_{t;cal})_{\text{méd}}}{\xi_3}; \frac{(R_{t;cal})_{\text{mín}}}{\xi_4} \right\} \quad (72)$$

Sendo:

$(R_{t;m})_{\text{méd}}$  : Resistência média obtida por meio de testes de carga (kN);

$(R_{t;m})_{\text{mín}}$  : Resistência mínima obtida por meio de testes de carga (kN);

$\xi_1$  e  $\xi_2$  : fatores de correlação relativo ao número de provas de carga realizadas;

$(R_{t,cal})_{méd}$  : Resistência média calculada com base nos resultados de investigação de campo (kN);

$(R_{t,cal})_{mín}$  : Resistência mínima calculada com base nos resultados de investigação de campo (kN); e

$\xi_3$  e  $\xi_4$  : fatores de correlação relativo ao número de ensaios de campo realizados;

Na Tabela 24 e na Tabela 25, é possível encontrar os valores dos fatores de correlação a serem utilizados nas formulações apresentadas anteriormente.

Tabela 24 - Fatores de correlação  $\xi$  para resistências características obtidas por meio de testes de carga

Norma	$\xi$ para $n^{(a)}$	1	2	3	4	$\geq 5$
EUROCODE 7 EN 1997-1 (CEN, 2004)	$\xi_1$	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
	$\xi_2$	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00
NBR 6122 (ABNT, 2022).	$\xi_1$	1,14	1,11	1,07	1,04	1,00
	$\xi_2$	1,14	1,10	1,05	1,02	1,00

<sup>a</sup> n : número de provas de carga em estacas de mesmas características, por região representativa do terreno.

Fonte: Adaptado de EUROCODE 7 EN 1997-1 (CEN, 2004) e NBR 6122 (ABNT, 2022).

Tabela 25 - Fatores de correlação  $\xi$  para resistências características obtidas por meio de ensaios de campo

Norma	$\xi$ para $n^{(a)}$	1	2	3	4	5	6	7	$\geq 10$
EUROCODE 7 EN 1997-1 (CEN, 2004)	$\xi_3$	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	-	1,27	1,25
	$\xi_4$	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	-	1,12	1,08
NBR 6122 (ABNT, 2022)	$\xi_3^b$	1,42	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	-	1,27
	$\xi_4^b$	1,42	1,27	1,23	1,20	1,15	1,13	-	1,11

<sup>a</sup> n : número de perfis de ensaios por região representativa do terreno.

<sup>b</sup> Os valores de  $\xi_3$  e  $\xi_4$  podem ser multiplicados por 0,9 no caso de execução de ensaios complementares à sondagem à percussão.

Fonte: Adaptado de EUROCODE 7 EN 1997-1 (CEN, 2004) e NBR 6122 (ABNT, 2022).

Os fatores parciais apresentados na Tabela 24 e na Tabela 25 podem ser determinados por calibração com dados de estruturas existentes e experiência construtiva de determinado elemento ou baseados em uma avaliação estatística dos dados experimentais e ensaios *in situ* (MEYERHOF, 1995; CEN, 2005). A maioria dos fatores, inclusive os utilizados pelo Eurocode, são obtidos por experiência e calibração com dados de estruturas existentes. Os fatores parciais podem ser reduzidos se uma classe de inspeção mais rigorosa for adotada ou se um nível de confiabilidade menor for empregado. Os fatores parciais apresentados nesta seção foram

estimados para uma classe de confiabilidade média (RC2) e período de referência de 50 anos (CEN, 2005).

### 3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

#### 3.1 Banco de dados utilizado na elaboração da pesquisa

No desenvolvimento desta pesquisa, foram utilizados os dados de ensaios de qualificação e recebimento de diversas obras localizadas no estado de São Paulo. Os dados dos ensaios foram extraídos do trabalho de Souza (2001). Também foram cedidos, pela Companhia do Metropolitano de São Paulo, para a realização desta pesquisa, dados de uma obra de contenção. Na Tabela 26, está exposto um resumo dos dados utilizados no desenvolvimento deste trabalho, totalizando 268 tirantes.

Tabela 26 - Banco de dados a ser utilizado na pesquisa

Caso	Local	Tipo de ensaio	Fonte do banco de dados	Quantidade de tirantes
1	Avenida Francisco Morato	Recebimento	Cedidos pela Companhia do Metropolitano de São Paulo para a realização desta pesquisa	120
2	Patriarca	Qualificação	Souza (2001)	4
3	Parque Continental	Qualificação	Souza (2001)	11
4	Praça Clovis Belivacqua	Qualificação	Souza (2001)	12
5	Rua Renato Paes de Barros	Recebimento	Souza (2001)	15
6	Avenida Faria Lima	Recebimento	Souza (2001)	19
7	Avenida Ibirapuera	Recebimento	Souza (2001)	18
8	Rua Pedroso Alvarenga	Recebimento	Souza (2001)	6
9	Morumbi	Recebimento	Souza (2001)	8
10	Avenida das Nações	Recebimento	Souza (2001)	14
11	Avenida Paulista	Recebimento	Souza (2001)	6
12	Rua Olimpíadas	Recebimento	Souza (2001)	16
13	Taboão da Serra	Qualificação	Souza (2001)	4
14	Jandira	Qualificação	Souza (2001)	4
15	Rua Frederic Chopin	Recebimento	Souza (2001)	11

Fonte: Autoria própria.

##### 3.1.1 Caso 1 – Obra de contenção realizada no município de São Paulo

A obra de contenção estudada nesta pesquisa foi executada ao longo da Avenida Francisco Morato. A fim de minimizar os impactos às construções adjacentes e à própria

Avenida Francisco Morato, gerados por deformações provocadas pelas escavações, foram executados tirantes provisórios que tiveram a função de garantir a estabilidade e minimizar os deslocamentos até a construção da laje do piso superior.

A obra é composta por 20 paredes diafragmas de espessuras de 50, 60 e 80 cm e altura variável, conforme topografia do terreno e definições de projeto. Nas Paredes 17, 18, 19 e 20, não foram instalados tirantes para garantir a estabilização em virtude da carga aplicada e altura das paredes. As paredes foram executadas por meio de escavação intercalada das lamelas, recorrendo ao auxílio de lama bentonítica para garantir a estabilidade do fuste escavado até que fosse executada a etapa de concretagem. Para a realização da escavação, utilizou-se o equipamento *Clamshell*.

Ao todo, foram executados 560 tirantes provisórios para a implantação das cortinas, entretanto, devido à ausência no fornecimento dos dados de ensaios de recebimento de algumas cortinas por parte da Companhia do Metropolitano de São Paulo, optou-se por avaliar somente as paredes que possuíam a totalidade de dados disponíveis dos tirantes executados. Sendo assim, no total, foram avaliados 120 tirantes que foram instalados nas Paredes 02, 11, 12, 15 e 16. Na Tabela 27, constam as informações básicas dos tirantes executados.

Na Figura 41, Figura 42, Figura 43, Figura 44 e Figura 45, são apresentados desenhos esquemáticos das Paredes 02, 11, 12, 15 e 16, mostrando a locação dos tirantes e as características geométricas das paredes. Das paredes avaliadas, a que possui maior altura é a Parede 02, porém as linhas de tirantes somente iniciam na cota 735,60 m, 14,14 metros acima da cota prevista de escavação. Isto se deve ao fato de que a cota atual está abaixo da cota de construção, logo, 8 metros da parede somente serão construídos após a escavação e construção da laje intermediária. Sendo assim, a Parede 11 é a que estaria sujeita a um maior valor de empuxo, tendo uma altura relativa entre o terreno natural e a escavação de 21,34 metros.

Tabela 27 - Informações dos tirantes das paredes estudadas

(Continua)

Parede	Tirantes	Cota de instalação	( $\alpha$ ) (°)	$L_T$ (m)	$L_L$ (m)	$L_A$ (m)	$F_i$ (kN)	$F_t$ (kN)	Tipo de solo	Total
2	247 e 248	735,40	25	36	24	12	900	1000	Silte arenoso	24
	249 a 251	735,40	25	34	22	12	900	1000		
	252	735,40	20	34	22	12	900	1000		
	356 a 360	731,50	25	34	22	12	900	1000		
	361	731,50	20	34	22	12	900	1000		
	454 a 458	727,60	25	30	18	12	900	1000		
	459	727,60	20	30	18	12	900	1000		
	507 e 508	724,50	25	25	15	10	720	800		
	509	724,50	25	25	13	12	900	1000		
	510 a 511	724,50	25	27	15	12	900	1000		
512	724,50	25	25	10	12	900	1000			
11	98	742,70	1	36	29	7	540	600	Silte argiloso	10
	99	742,45	1	36	29	7	540	600		
	184	739,20	0	37	27	10	720	800		
	185	738,95	0	37	27	10	720	800		
	280	735,70	0	36	24	12	900	1000		
	281	735,45	0	36	24	12	900	1000		
	389	732,20	0	33	21	12	900	1000	Silte arenoso	
	390	731,95	0	33	21	12	900	1000		
	480	728,70	0	30	18	12	900	1000		
	481	728,45	0	30	18	12	900	1000		

Tabela 27 - Informações dos tirantes das paredes estudadas

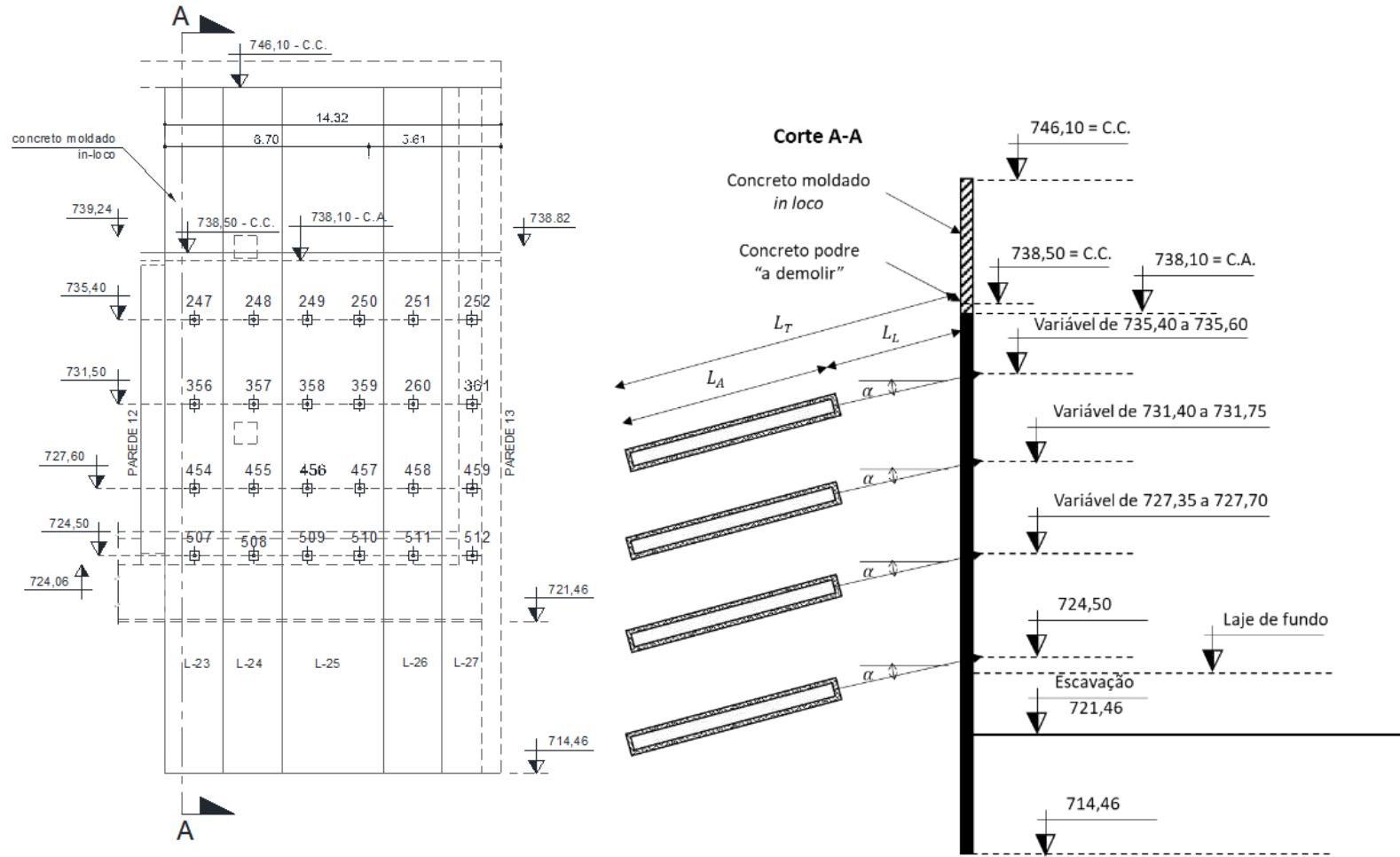
(Conclusão)

Parede	Tirantes	Cota de instalação	( $\alpha$ ) (°)	$L_T$ (m)	$L_L$ (m)	$L_A$ (m)	$F_i$ (kN)	$F_t$ (kN)	Tipo de solo	Total
12	284 a 287	734,20	20	21	16	5	360	400	Silte argiloso	22
	347 a 352	731,20	20	28	21	7	540	600	Silte arenoso	
	353 a 354	731,20	20	22	15	7	540	600		
	355	731,20	20	16	9	7	540	600		
	445 a 450	727,20	20	23	16	7	540	600		
	451 a 453	727,20	20	21	14	7	540	600		
15	8 a 9	749,20	20	28	19	9	540	600	Silte argiloso	32
	19 a 28	746,30	20	25,5	17,5	8	540	600		
	46 a 55	742,55	20	23	15	8	720	800		
	119 a 128	738,95	20	21,5	12,5	9	900	1000	Silte arenoso	
16	10 e 11	749,20	8	28	19	9	540	600	Silte argiloso	32
	29 a 38	746,30	8	25,5	17,5	8	540	600		
	102 a 111	742,55	0	23	15	8	720	800		
	188 e 189	738,95	0	21,5	12,5	9	900	1000		
	190	738,95	5	21,5	12,5	9	900	1000		
	191 a 193	738,95	0	21,5	12,5	9	900	1000		
	194	738,95	20	21,5	12,5	9	900	1000	Silte arenoso	
	195 a 196	738,95	5	21,5	12,5	9	900	1000	Silte argiloso	
197	738,95	0	21,5	12,5	9	900	1000			

Nota:  $L_T$  : comprimento total projetado (m);  $L_L$  : comprimento livre projetado (m);  $L_A$  : comprimento ancorado projetado (m);  $\alpha$  : inclinação vertical do tirante (°);  $F_i$  : carga incorporada (kN) e  $F_t$  : carga de trabalho (kN).

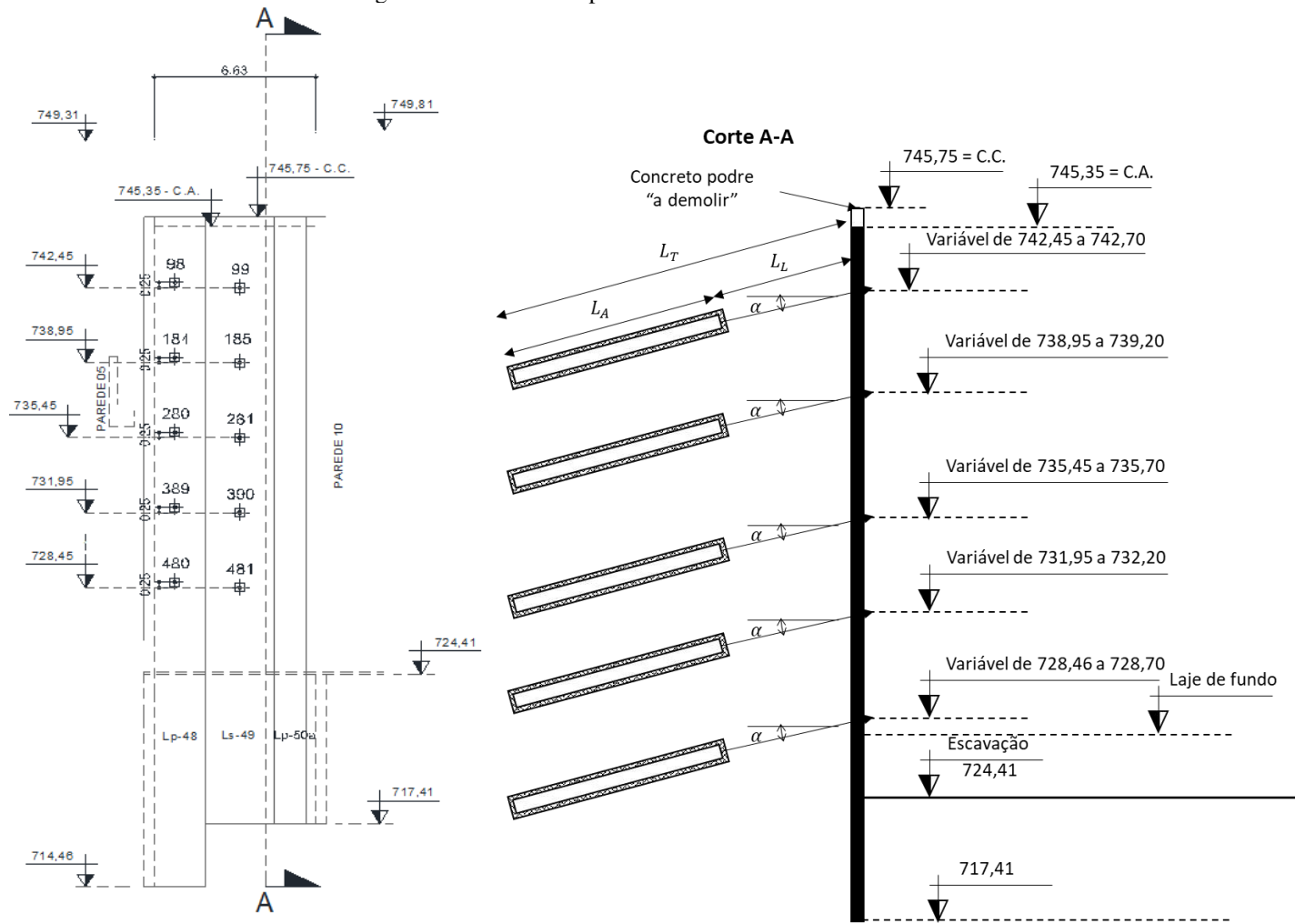
Fonte: Autoria própria.

Figura 41 - Detalhes da parede de cortina ancorada 2



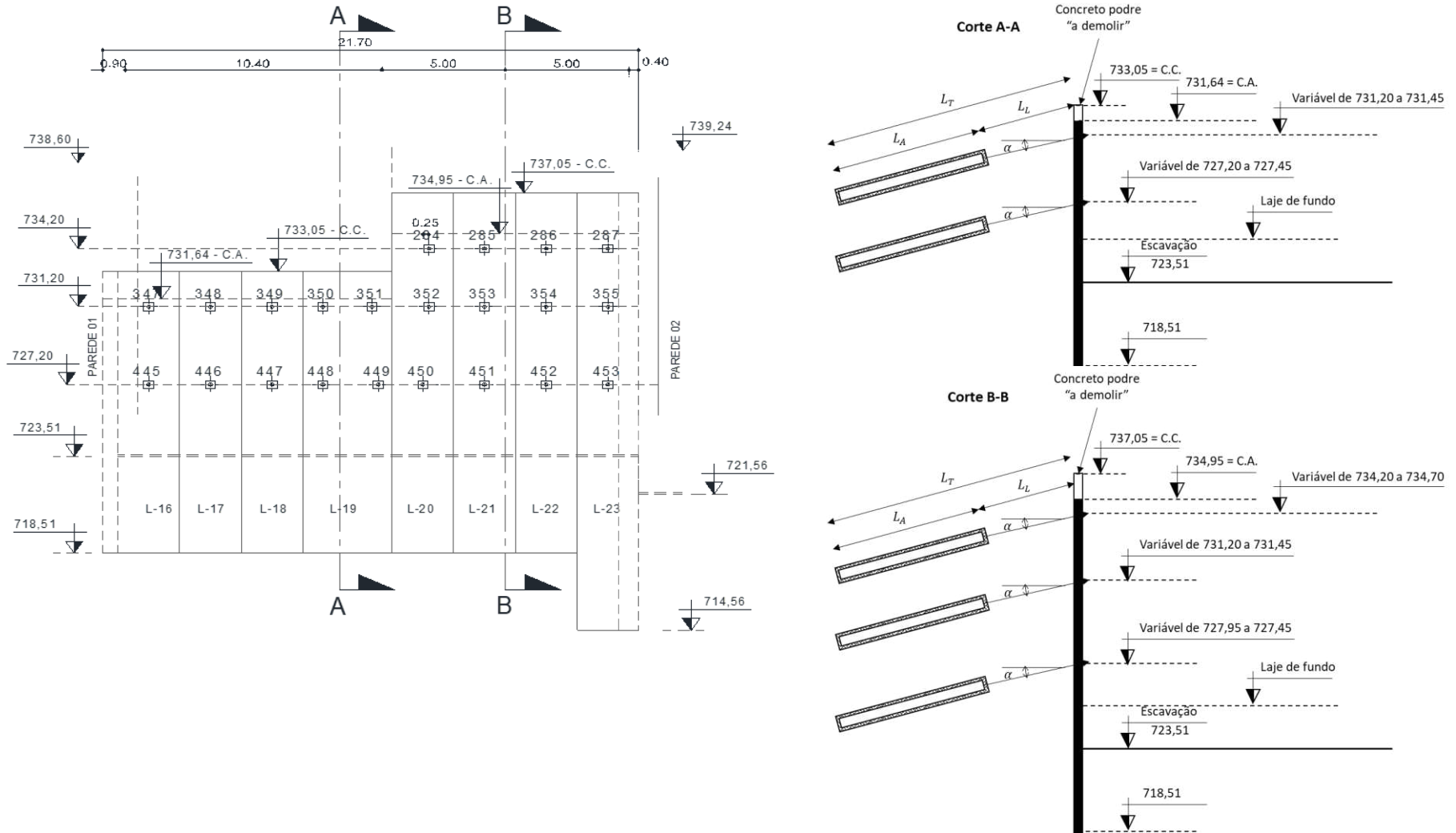
Fonte: Adaptado de Companhia do Metropolitano de São Paulo (2012a).

Figura 42 - Detalhes da parede de cortina ancorada 11



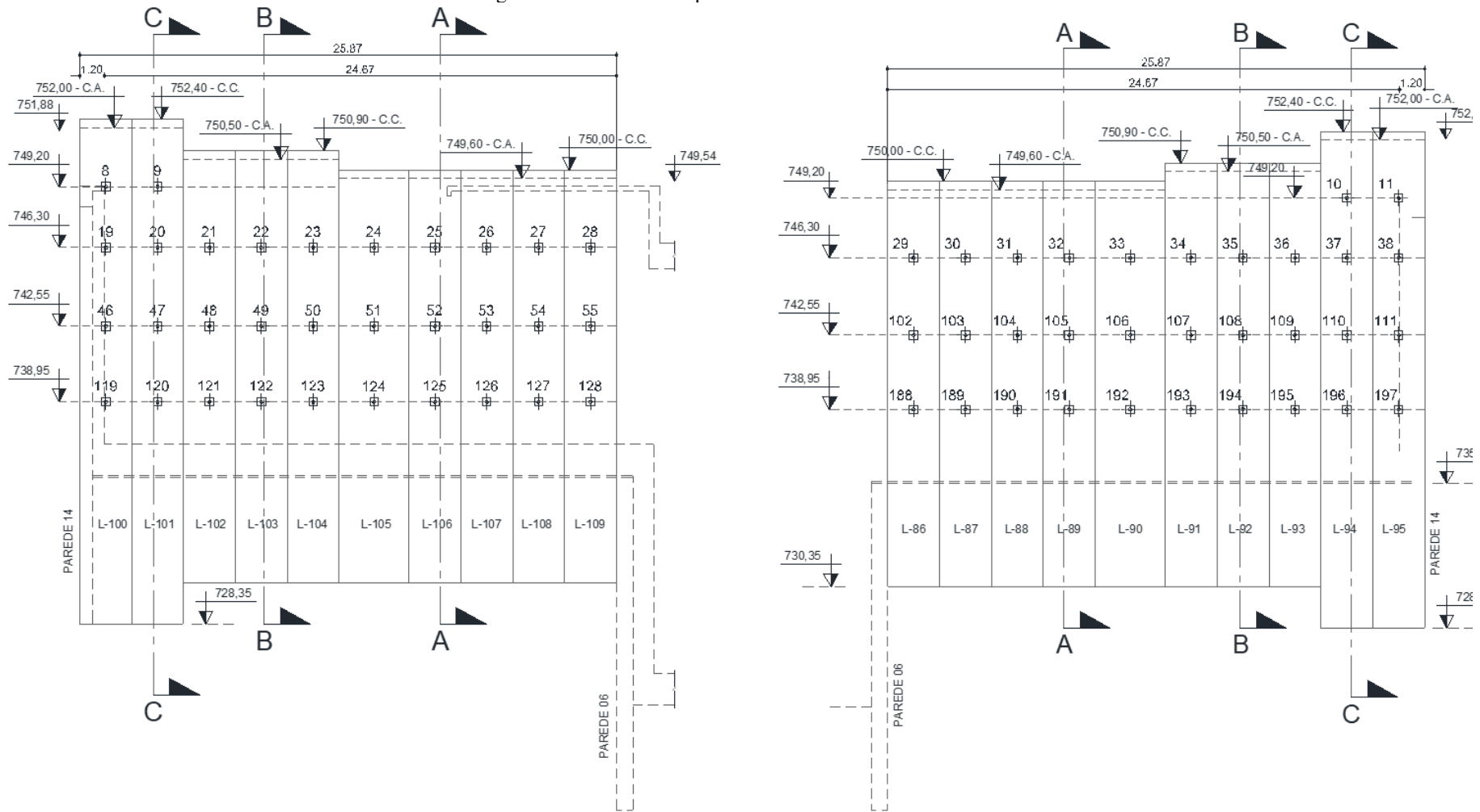
Fonte: Adaptado de Companhia do Metropolitano de São Paulo (2012b).

Figura 43 - Detalhes da parede de cortina ancorada 12



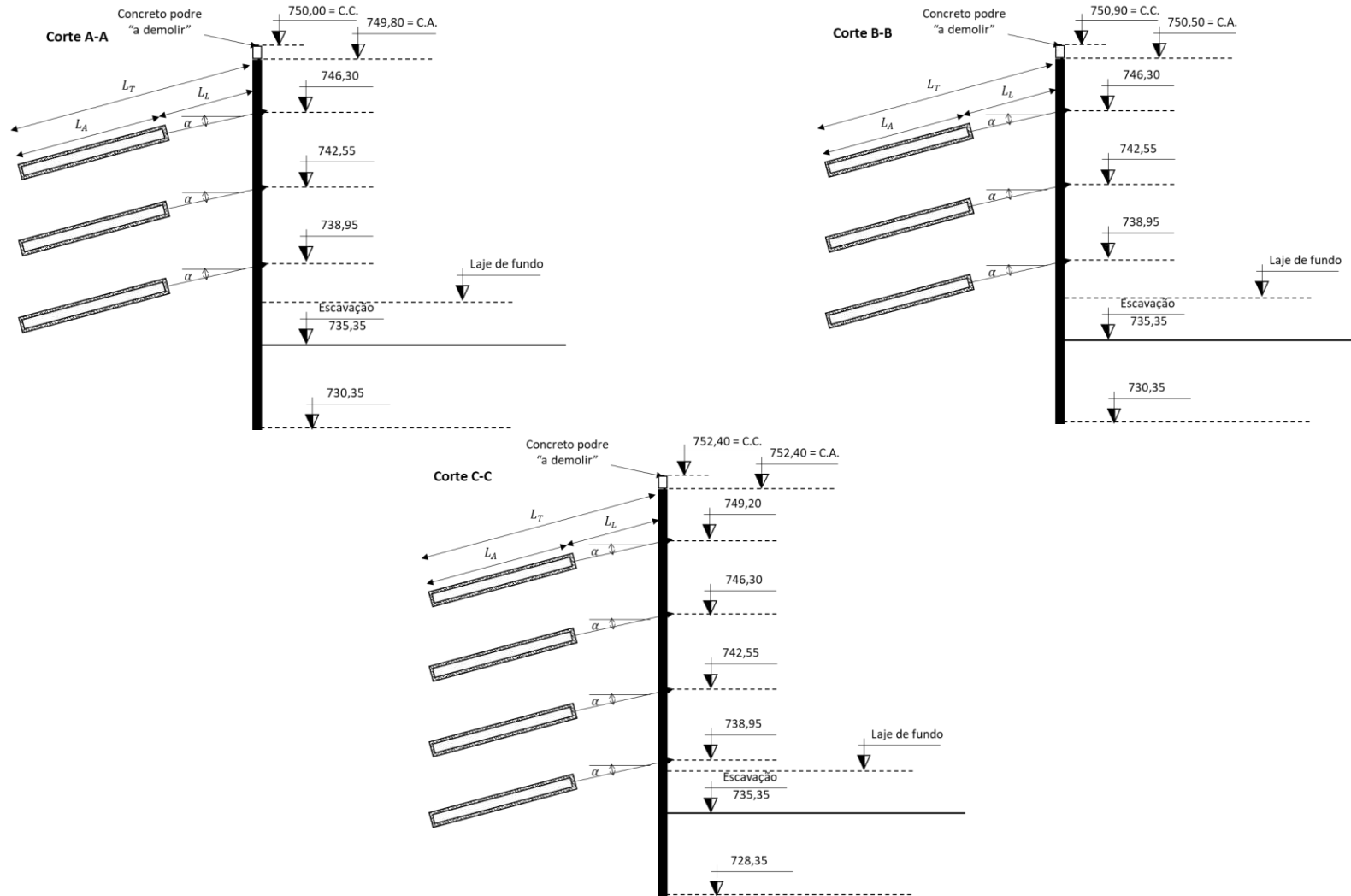
Fonte: Adaptado de Companhia do Metropolitano de São Paulo (2012a).

Figura 44 - Detalhes das paredes de cortina ancoradas 15 e 16



Fonte: Adaptado de Companhia do Metropolitano de São Paulo (2018).

Figura 45 - Cortes A, B e C das Paredes 15 e 16



Fonte: Adaptado de Companhia do Metropolitano de São Paulo (2018).

### 3.1.1.1 Características geotécnicas do local

Para a obtenção dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos presentes nos locais de estudo, foram realizadas investigações *in situ* por meio do ensaio *Standard Penetration Test* (SPT). Não houve registros de ensaios de laboratório no local exato da obra, entretanto foram utilizados, no dimensionamento da cortina parâmetros obtidos de ensaios realizados nas proximidades da obra.

#### 3.1.1.1.1 Ensaio de investigação *in situ*

Por meio dos resultados dos ensaios SPT realizados no local, foram identificadas as seguintes unidades litológicas (COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO, 2012c):

**Aterro:** camada de solo que foi depositada com o intuito de nivelar a topografia do terreno, sendo disposta sem nenhum controle de compactação, identificado pelos baixos valores de  $N_{SPT}$ ;

**Solo residual maduro:** classificado como silte argiloso, pouco plástico. Apresenta alguma estrutura da rocha matriz com fragmentos de quartzo-feldspáticos. Possui ocorrências de caulim e apresenta valores de  $N_{SPT}$ , geralmente, inferiores a 20;

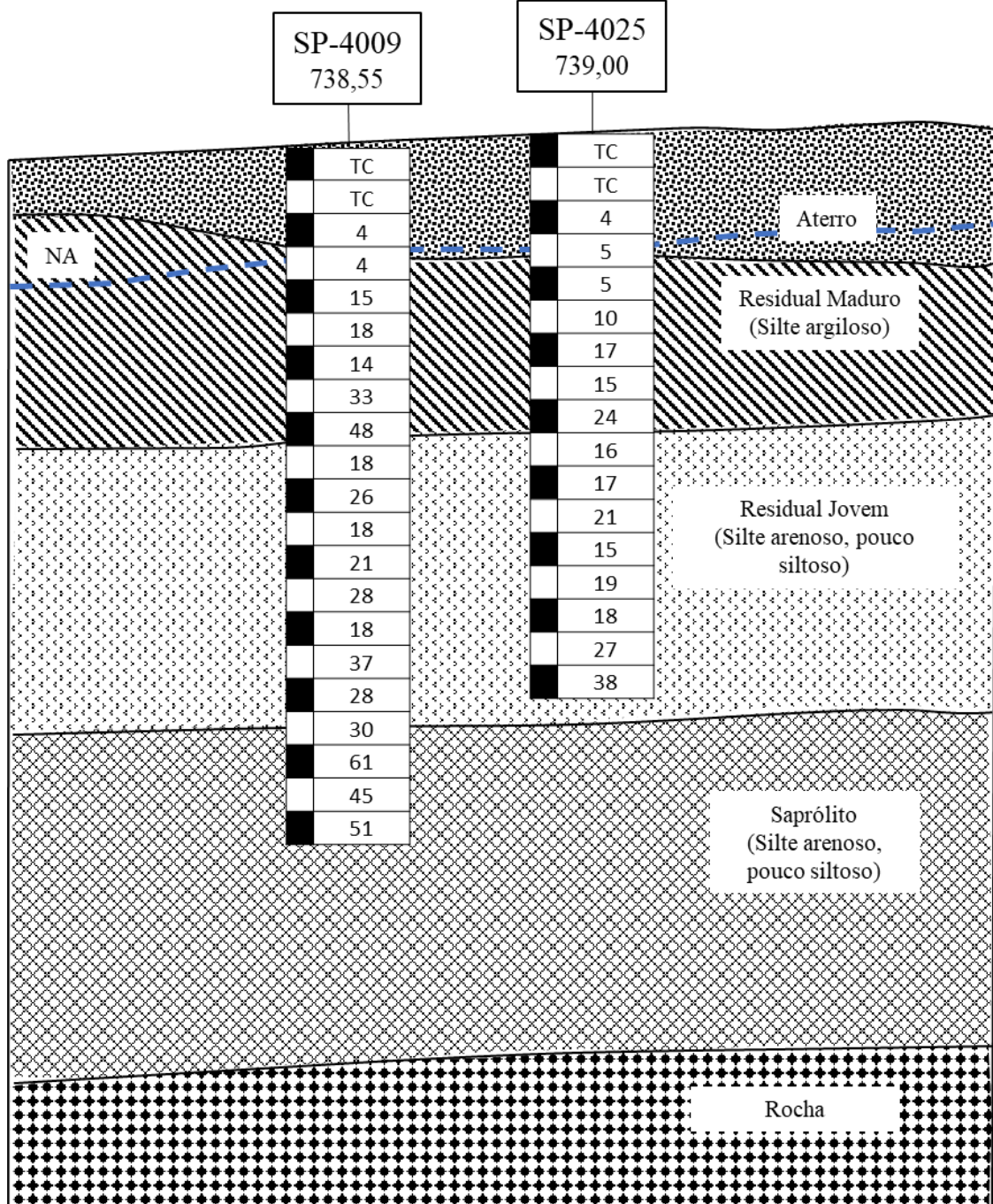
**Solo residual jovem:** classificado como silte arenoso, pouco argiloso. Esta camada apresenta-se menos alterada, com presença de foliação bem visível e estrutura dos minerais bem preservada. Possui coloração cinza-escuro e consistência compacta a muito compacta, apresentando valores de  $N_{SPT}$  entre 20 e 50;

**Saprólito:** camada formada de solo silte argiloso com presença de areia e fragmentos da rocha matriz. Sua consistência é muito compacta, em geral, com valores de  $N_{SPT}$  maiores do que 60;

**Rocha gnáissica:** rocha com foliação inclinada ( $60^\circ$  a  $70^\circ$ ) e subvertical em alguns locais e fraturas em geral orientadas a  $45^\circ$ . Nas sondagens mistas, apresentou recuperação em torno de 80%, sendo classificada como rocha mediantemente alterada, coerente e fraturada.

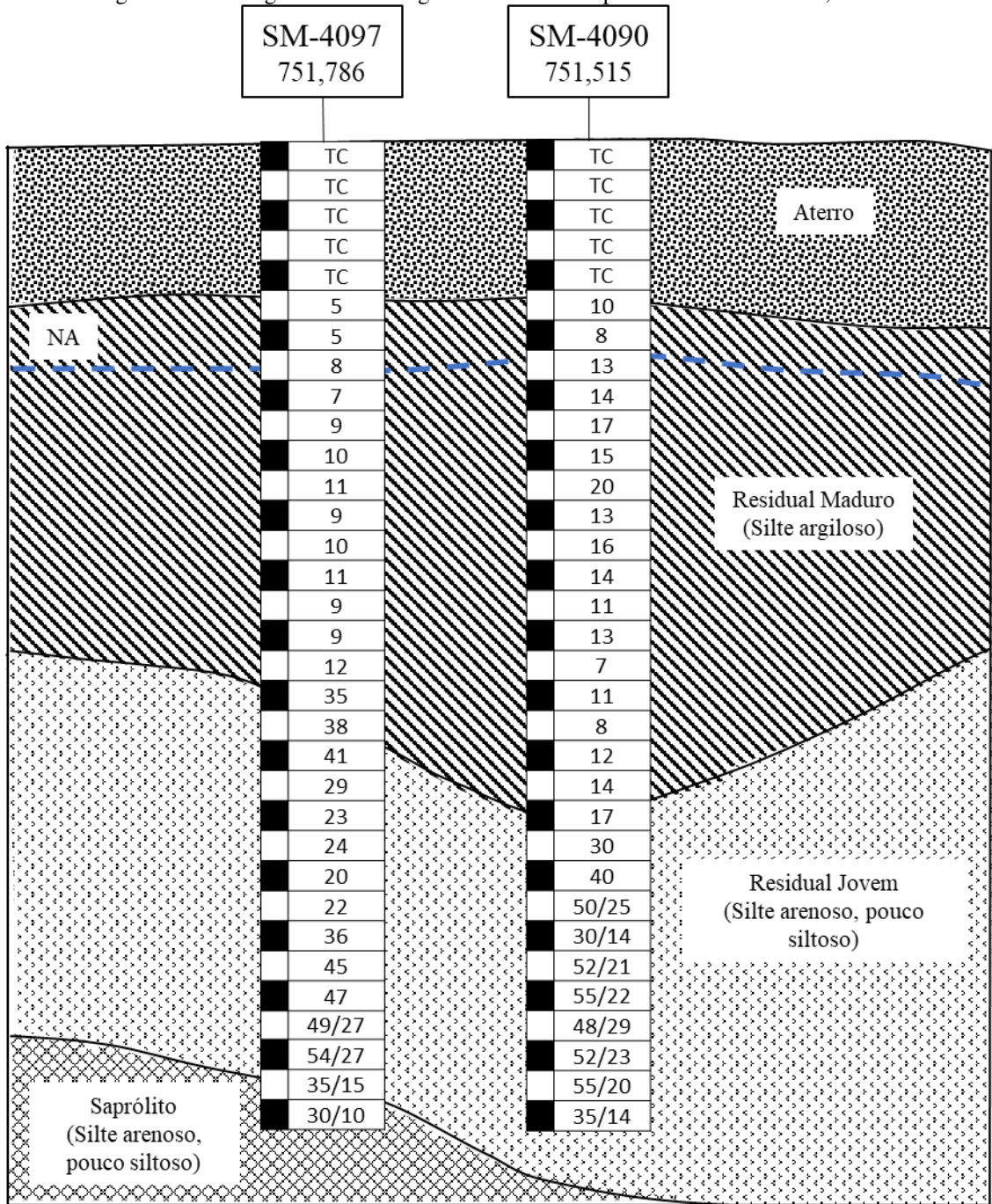
Na Figura 46 e Figura 47, é possível identificar o perfil do solo da região onde foram instaladas as paredes 02, 12, 11, 15 e 16. Este perfil foi gerado por meio das investigações SPT realizadas nas proximidades do local.

Figura 46 - Perfil geotécnico da região onde foram implantadas as Paredes 02 e 12



Fonte: Adaptado de Companhia do Metropolitano de São Paulo (2012d).

Figura 47 - Perfil geotécnico da região onde foram implantadas as Paredes 11, 15 e 16



Fonte: Adaptado de Companhia do Metropolitano de São Paulo (2012e).

### **3.1.2 Caso 2, 3, 4, 13 e 14 - Ensaio de qualificação realizados pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo**

Os ensaios de qualificação utilizados nesta pesquisa foram obtidos do trabalho realizado por Souza (2001) e são frutos de ensaios realizados para a construção das obras do metrô de São Paulo. Segundo Souza (2001), estes ensaios foram solicitados pela Companhia do Metropolitan de São Paulo às empresas executoras das obras, de forma a garantir que a metodologia de execução fosse validada. Todos os ensaios foram acompanhados pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT).

Os ensaios básicos apresentam um volume maior de informações e uma confiabilidade maior dos dados, visto que foram acompanhados pelo IPT. Nestes ensaios, as seguintes informações foram disponibilizadas (SOUZA, 2001):

- Descrição das principais informações sobre a execução, como procedimentos adotados na perfuração, instalação e injeção;
- Dados referentes à etapa de aplicação da protensão;
- Sondagens executadas no local de instalação do bulbo ancorado;
- Informações sobre as características do bulbo ancorado, obtidas pela sua escavação;
- Ensaio de caracterização (granulometria, limites de liquidez e plasticidade) e ensaios de compressão triaxial (estes valores não estão descritos nos boletins de protensão do trabalho de Souza (2001), logo não foram utilizados neste trabalho);
- Resultado da calibração do macaco hidráulico utilizado;
- Ensaio de aderência aço – concreto, ensaios de tração no aço e ensaios de compressão da calda de cimento.

O aço empregado na confecção dos tirantes é de relaxação baixa (RB) e foram utilizados fios e cordoalhas com diâmetros de 8 e 12,7 mm. A quantidade de cabos utilizada em cada tirante variou de 12 e 16, para os tirantes com fios de diâmetro de 8 mm, e 8, para os tirantes com cordoalhas de 12,7 mm. Os fios passaram por um tratamento com pintura anticorrosiva e, no trecho ancorado, foram adotadas válvulas manchetes com espaçamento de 0,5 m entre elas (SOUZA, 2001).

Os diâmetros perfurados variaram de 100 mm, para o caso 13, até 114 e 117 mm, para os demais casos. Com relação à metodologia empregada na perfuração, nos casos 2, 3, 4 (executora A e B) e 14, foram utilizados fluidos durante a perfuração e revestimento metálico; no caso 4 (executora C), foi empregada lama bentonítica para garantir a estabilidade do furo; e, no caso 13, os furos foram executados com circulação de ar comprimido e sem revestimento. Foram utilizadas de 1 a 4 etapas de injeção e empregadas pressões de injeção que variaram entre 1000 kPa e 3200 kPa (SOUZA, 2001). O resumo das principais informações dos tirantes executados pode ser visto na Tabela 28.

Tabela 28 - Resumo dos ensaios de qualificação realizados para o metrô de São Paulo

Caso	Local, data	Executora	Número da ancoragem	Tipo de solo predominante	SPT	Pressão máx. injeção (kPa)
2	Estação Patriarca, 1987	D	TR-C-001	Areia argilosa	13	2000
			TR-C-002			2000
			TR-C-003			2200
			TR-C-004			2200
3	Parque Continental, 1978	B	TR-D-005	Areia argilosa	7	1600
			TR-D-006			1700
			TR-D-007			1700
			TR-D-008			1700
			TR-D-00A			1500
			TR-D-00B			1600
			TR-D-00C			1500
			TR-D-00D			1400
			TR-D-001			1200
			TR-D-003			1500
TR-D-004	1500					
4	Praça Clovis Bevilacqua, 1973	A	TR-E-001	Areia fina siltosa	5	1000
			TR-E-002			1000
			TR-E-003			1000
			TR-E-004			1000
4	Praça Clovis Bevilacqua, 1973	B	TR-E-001A	Argila siltosa	11	1400
			TR-E-002A			1400
4	Praça Clovis Bevilacqua, 1973	B	TR-E-003A	Argila silto-arenosa	23	2000
			TR-E-004A			1800
4	Praça Clovis Bevilacqua, 1973	C	TR-E-001C	Argila arenosa	35	3200
			TR-E-002C			2400
			TR-E-003C			2200
			TR-E-004C	Areia argilosa	10	1800
13	Taboão da Serra – SP, 1990	E	TR-F-001	Silte	24	2200
			TR-F-002			1700
			TR-F-003			2400
			TR-F-004			2000
14	Jandira – SP, 1990	F	TR-B-001	Silte argilo-arenoso	11	1500
			TR-B-002			1700
			TR-B-004			2300
			TR-B-006			2200

Fonte: Adaptado de Souza (2001).

### 3.1.3 Caso 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12 e 15 - Ensaio de obras de contenção realizadas em São Paulo

Ao contrário dos ensaios de qualificação, os ensaios de recebimento são de obras reais executadas no estado de São Paulo, provisórias e permanentes. Ressalta-se que as incertezas presentes nestes ensaios são maiores, visto que o acompanhamento dos ensaios foi realizado pela equipe executora e os valores de  $N_{SPT}$  apresentados nos boletins foram obtidos de sondagens executadas nas proximidades do local onde foram executados os tirantes, não necessariamente nos locais onde foram implantados (SOUZA, 2001).

Assim como no caso 13, foram utilizados, na confecção dos tirantes, fios ou cordoalhas com pintura anticorrosiva. A perfuração do furo foi executada com circulação de água e, nos casos em que o solo apresentava baixa resistência, foi empregado revestimento para garantir a estabilidade do furo. Os diâmetros perfurados variaram de 102 a 160 mm. Para a realização das reinjeções, foram adotadas válvulas manchetes com espaçamento de 0,5 m, com exceção do caso 11, em que foram empregados espaçamentos de 1m. As pressões de injeção variaram entre 1600 kPa e 3000 kPa, exceto em alguns tirantes em que o boletim registrou valores de 4000 kPa e 4200 kPa. Em quase todos os tirantes, foi utilizada mais de uma etapa de injeção, com exceção do caso 5, em que duas ancoragens foram ensaiadas apenas com a execução da bainha (SOUZA, 2001). Na Tabela 29, estão expostos os dados básicos dos tirantes de cada obra.

Tabela 29 - Resumo dos ensaios de recebimento das obras de São Paulo

(Continua)

Caso	Local	Executor	Tipo de solo predominante	$N_{SPT}$ médio	Número de ancoragens	Pressão de injeção (kPa)
5	R. Renato Paes de Barros	A	Argila silto-arenosa	20 e 36	7	1800 a 2200
			Areia argilosa	> 60	8	0 a 3000
6	Av. Faria Lima	B	Silte areno-argiloso	19, 31 e > 60	19	2300 a 2800
7	Av. Ibirapuera	A	Areia argilosa	13, 22 e 26	6	2300 a 2700
			Argila siltosa	12 e 18	12	2100 a 2600
8	R. Pedroso Alvarenga	B	Argila silto-arenosa	30 e 45	6	2500 a 2800
9	Morumbi	B	Silte areno-argiloso	25, 40 e 60	8	2500 a 2600

Tabela 29. Resumo dos ensaios de recebimento das obras de São Paulo

(Conclusão)

Caso	Local	Executor	Tipo de solo predominante	N <sub>SPT</sub> médio	Número de ancoragens	Pressão de injeção (kPa)
10	Av. Nações Unidas	C e D	Areia fina siltosa	30	7	2000 a 2500
			Silte arenoso micáceo	25	7	2000 a 3000
11	Av. Paulista	E	Argila silto-arenosa	10 e 20	6	3400 a 3900
12	R. Olimpíadas	B	Argila silto-arenosa	8 e > 60	16	1600 a 2300
15	Rua Frederic Chopin	D	Silte arenoso micáceo	> 60	11	2700 a 3200

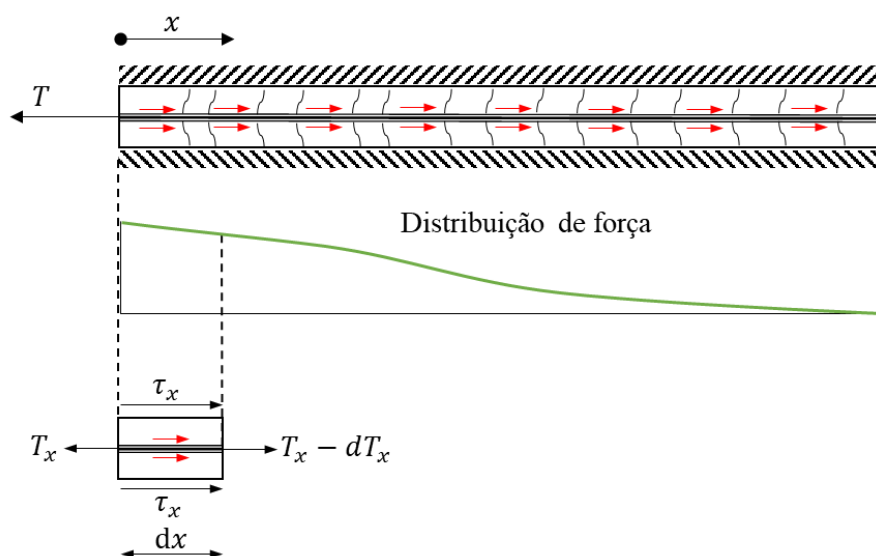
Fonte: Adaptada de Souza (2001).

### 3.2 Proposta de modelo de interpretação de ensaios de recebimento e qualificação

#### 3.2.1 Transferência de carga ao longo do bulbo e determinação da fórmula discreta de diferença

Para a obtenção da carga última e interpretação dos ensaios de recebimento e qualificação, esta pesquisa propõe uma metodologia de interpretação baseada no conceito exposto por Woods e Barkhordari (1997) e Barkhordari (1998). Para o entendimento do modelo é necessário compreender como se dá a distribuição de carga ao longo do comprimento ancorado. Na Figura 48, é possível visualizar como ocorre a distribuição de força ao longo do comprimento ancorado.

Figura 48 - Modelo de distribuição dos esforços ao longo do comprimento ancorado



Fonte: Autoria própria.

Ao realizar o equilíbrio das forças que atuam em um segmento do tirante com comprimento ( $dx$ ), é possível notar que a equação que descreve a distribuição da força ao longo do comprimento do segmento ancorado é uma equação diferencial parcial, conforme apresentado na Equação (73).

$$-\frac{dT(x)}{dx} = 2\pi r \tau(x) \quad (73)$$

Em que:

$T(x)$  : força de tração aplicada no segmento  $x$  (kN);

$r$  : raio do trecho ancorado do tirante (m); e

$\tau(x)$  : tensão de adesão mobilizada no segmento  $x$  (kN/m<sup>2</sup>).

Adotando como método simplificador que as deformações ocorridas no bulbo ancorado são proporcionais às deformações que ocorrem no aço, pode-se definir que:

$$\varepsilon(x) = \frac{dy(x)}{dx} = \frac{T(x)}{AE} \quad (74)$$

No qual:

$\varepsilon(x)$  : deformação no segmento  $x$ ;

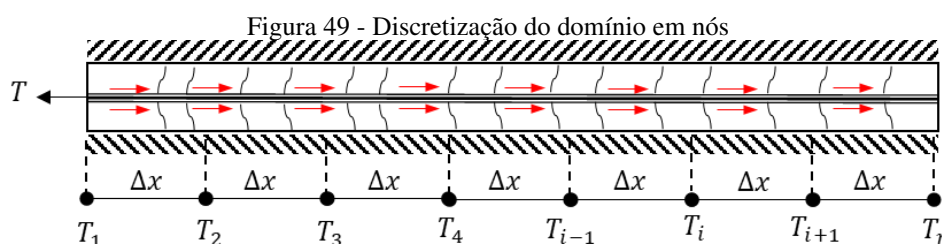
$y(x)$  : alongamento do segmento  $x$  (m);

$T(x)$  : força de tração aplicada no segmento  $x$  (kN);

$A$  : área da seção transversal do aço ( $\text{m}^2$ ); e

$E$  : módulo de elasticidade do aço ( $\text{kN}/\text{m}^2$ ).

Para determinar a distribuição de força ao longo do comprimento ancorado, aplica-se o método de diferenças finitas. Para esta aplicação, o primeiro passo é a discretização do domínio em nós, conforme exposto na Figura 49. Para este problema, tem-se duas condições de contorno: a primeira é uma condição de contorno do tipo *Dirichlet*, referente ao nó da extremidade inicial do bulbo, onde o valor é determinado pela força aplicada inicialmente no tirante; a segunda condição de contorno, presente na extremidade inferior do bulbo, é do tipo *Neumann*, devendo ser aplicada a derivada da função dependente neste ponto.



Fonte: Autoria própria.

Considerando que a equação que descreve a distribuição da força ao longo do comprimento ancorado trata-se de uma derivada parcial, aplicando uma aproximação pela expansão da série de Taylor, utilizando uma diferença atrasada, pode-se obter qual é a força no nó por meio de derivadas do nó anterior. Utilizando a aproximação por diferença atrasada na derivada parcial, presente na Equação (73), obtém-se a Equação (75).

$$\frac{dT(x)}{dx} = \frac{T_i - T_{i-1}}{\Delta x} \quad (75)$$

Realizando a substituição da Equação (75) na Equação (73), obtém-se a Equação (76). Ao aplicar esta equação a todos os nós da malha discretizada, exposta na Figura 49, encontra-se o valor da carga distribuída em cada nó.

$$T_i = T_{i-1} - 2\pi r \Delta x \frac{(\tau_i + \tau_{i-1})}{2} \quad (76)$$

Em que:

$T$  : força no nó (kN);

$r$  : raio do trecho ancorado do tirante (m); e

$\tau$  : tensão de adesão mobilizada no nó (kN/m<sup>2</sup>).

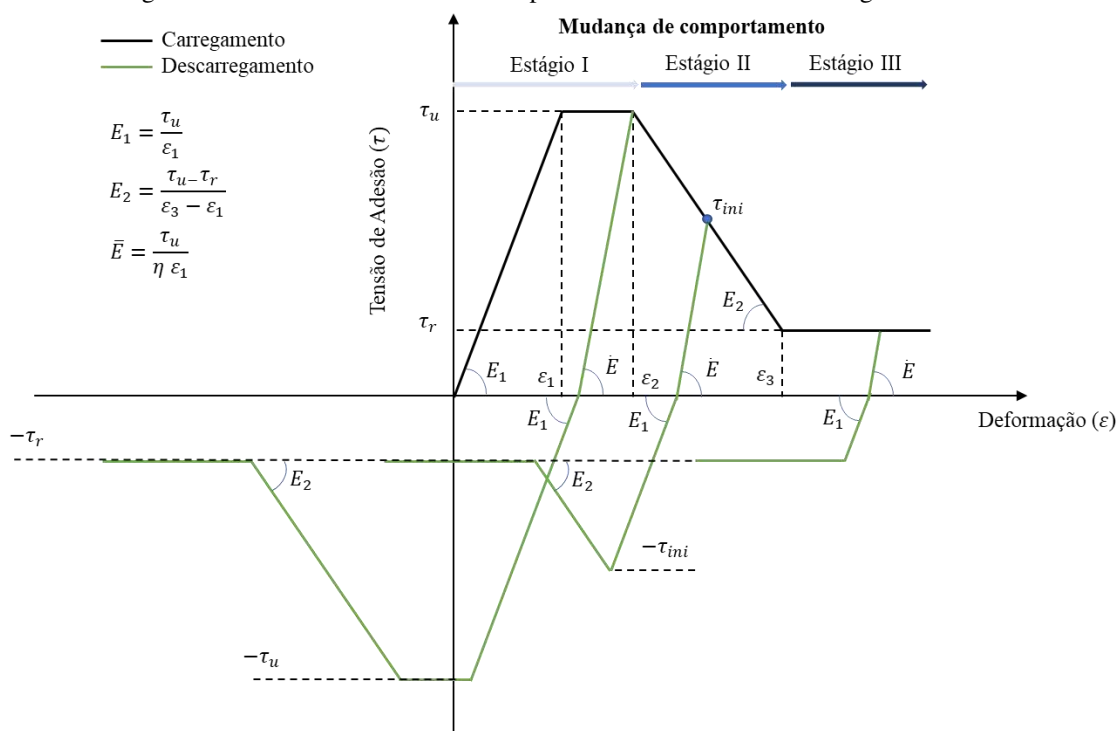
A tensão de adesão no nó é proporcional à deformação ocorrida no bulbo devido à força aplicada. Porquanto, pode-se notar que a força no nó ( $T_i$ ) é função da tensão de adesão ( $\tau_i$ ) que é função da deformação ( $\varepsilon_i$ ), gerada pela aplicação da força. Sendo assim, para solucionar este problema, é necessário recorrer a um cálculo iterativo que pode ser facilmente implementado em uma planilha de Excel, sem a necessidade da criação de um algoritmo complexo.

### 3.2.2 Modelo constitutivo elastoplástico de transferência de carga bulbo-solo

Para a determinação da tensão de adesão mobilizada ao longo do comprimento ancorado, considera-se o mecanismo de mobilização da tensão exposto na Figura 50. O modelo apresentado na Figura 50 corresponde a uma complementação do modelo apresentado nos trabalhos de Woods e Barkhordari (1997), Ivandic *et al.* (2003) e Bryson e Giraldo (2019), ao qual foi adicionada a interpretação de como ocorre a transferência de carga durante o descarregamento, essencial para a avaliação do retorno do bulbo ancorado e delimitação do comprimento livre, conforme será discutido nos tópicos seguintes.

A opção pela adoção deste modelo com comportamento de amolecimento sob deformação deve-se ao fato deste representar o comportamento de transferência de carga no contato aço-concreto, conforme demonstrado por Eligehausen *et al.* (1983). Ostermayer e Sheele (1978) descrevem que este comportamento é típico de solos rígidos, solos estes mais presentes nas regiões de fixação do comprimento ancorado de tirantes.

Figura 50 - Modelo constitutivo elastoplástico de transferência de carga bulbo-solo



Fonte: Autoria própria.

O modelo de transferência de carga exposto na Figura 50 considera que, durante a fase de carregamento, ocorrem três estágios de mobilização das tensões:

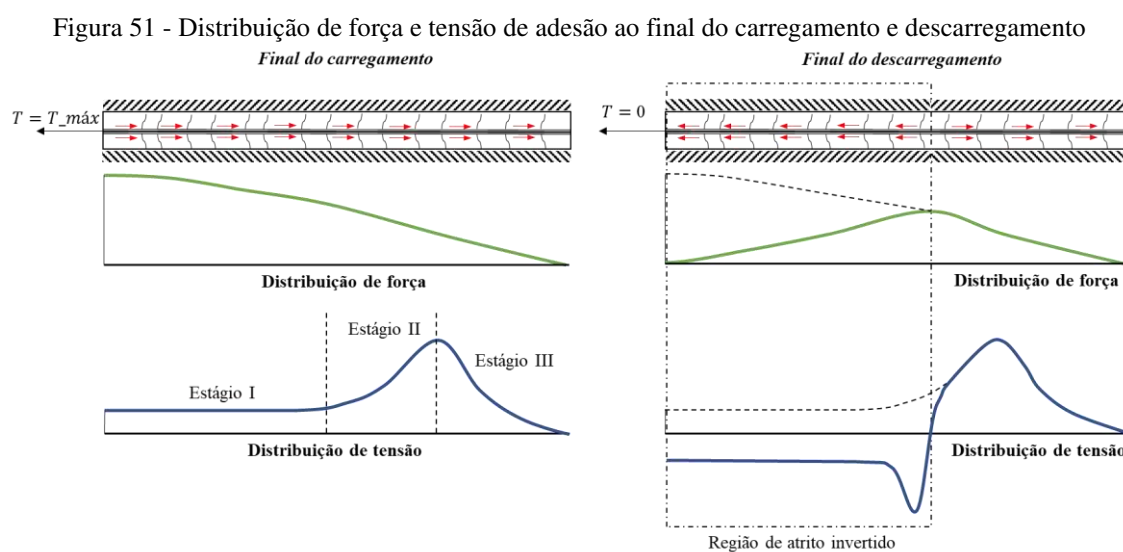
Estágio I: no início do processo de aplicação da força de tração, a tensão de adesão é igual a zero, contudo, à medida que o comprimento ancorado sofre uma deformação, esta tensão é mobilizada, tendendo a aumentar até atingir um valor máximo ( $\tau_u$ ). A deformação que faz com que a tensão de adesão máxima seja mobilizada é denominada ( $\varepsilon_1$ ). Após atingir a tensão máxima, durante um certo nível de deformação ( $\varepsilon_2$ ), a tensão se mantém constante;

Estágio II: após atingir o patamar de tensão de adesão máxima, com o crescimento das deformações, inicia-se um processo de redução da tensão de adesão, tendendo a um valor residual ( $\tau_r$ ). A deformação necessária para que seja mobilizada a tensão residual é definida como ( $\varepsilon_3$ );

Estágio III: Neste estágio as deformações são maiores que ( $\varepsilon_3$ ) e as tensões de adesão são iguais à residual ( $\tau_r$ ).

A compreensão destes estágios é fundamental para a interpretação da fase de descarregamento. Ao final de um carregamento que não exceda a capacidade de carga da ancoragem, o bulbo ancorado se encontra nos três estágios apresentados, sendo a região frontal do trecho ancorado submetida ao estágio III, por sofrer uma maior deformação, a região central

submetida ao estágio II, e a região inferior submetida ao estágio I. Quando se inicia o descarregamento, as tensões irão reduzir por causa do alívio de carga até atingir um valor igual a zero, entretanto em uma trajetória diferente do carregamento, devido ao comportamento plástico do solo. Este comportamento plástico do solo no modelo é descrito pela variável ( $\eta$ ). Ao se aliviar ainda mais a carga, o bulbo irá tentar retornar à posição inicial, porém o solo oferece resistência a este retorno do bulbo, fazendo com que ocorra uma inversão no atrito, gerando tensões negativas de atrito, conforme pode ser visto na Figura 51.

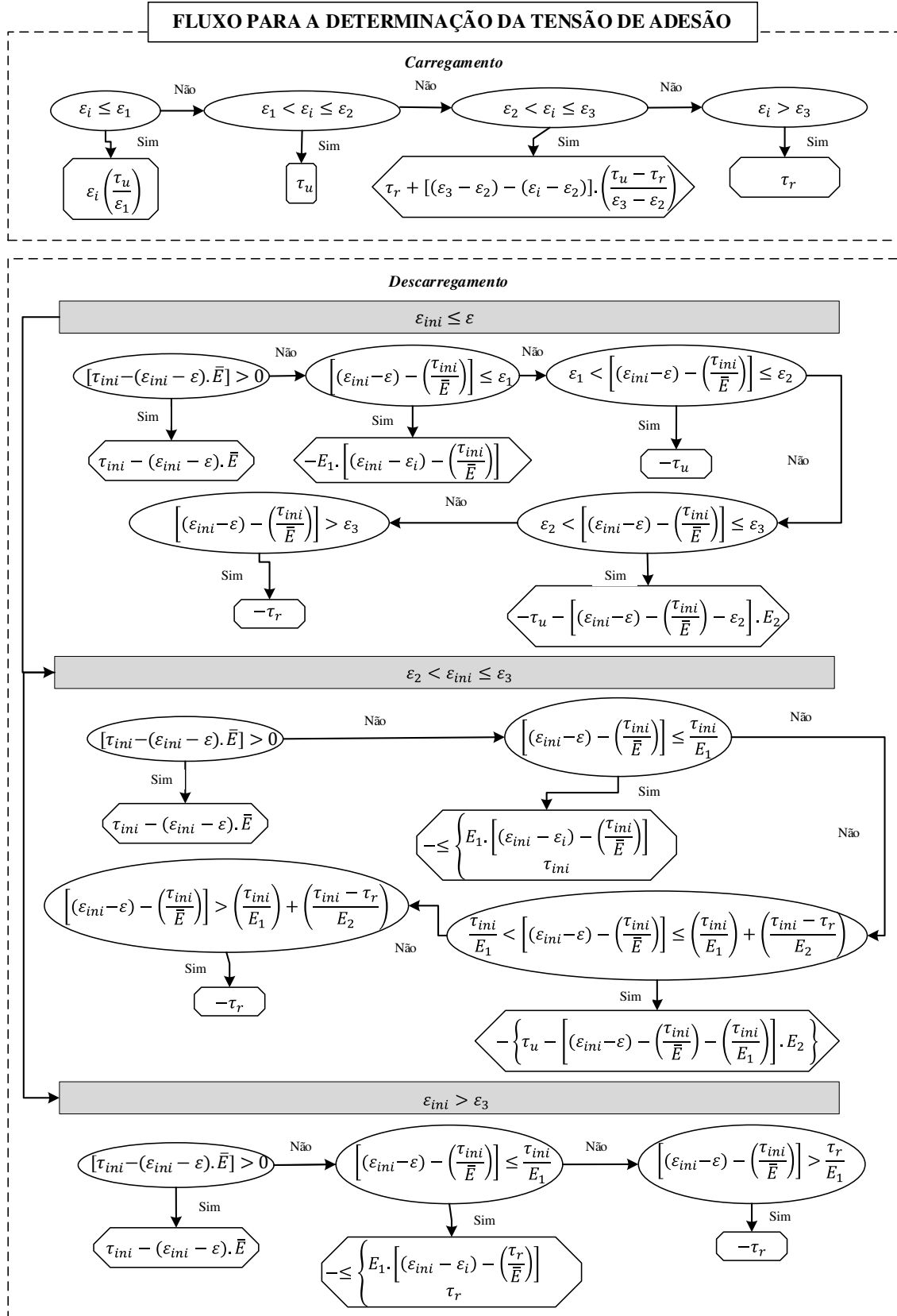


Fonte: Autoria própria.

Devido ao histórico de deformações a que o bulbo foi submetido, cada região irá se comportar de uma forma. A região do bulbo submetida a uma deformação menor ou igual a ( $\varepsilon_2$ ) não sofreu deformações excessivas ao ponto de iniciar um processo de amolecimento de tensões, de modo que, após a inversão do atrito, ela descreverá uma trajetória de tensões semelhante à da fase de carregamento. Por outro lado, a região que tiver sido submetida a uma deformação maior que ( $\varepsilon_2$ ) e menor que ( $\varepsilon_3$ ) iniciou o processo de amolecimento de tensões. Sendo assim, após a inversão do atrito, as tensões irão aumentar até a magnitude da tensão máxima desenvolvida durante o carregamento. Após atingir este nível de tensões, maiores deformações geram uma redução de tensão, tendendo ao valor residual. Regiões frontais do bulbo que tiverem sofrido deformações maiores do que ( $\varepsilon_3$ ) atingiram um estágio de plastificação, de modo que, ao inverter o atrito, irão aumentar até o valor da tensão residual, mantendo-se constante com o crescimento das deformações.

O fluxo para a definição das tensões de adesão pode ser visto na Figura 52. Conforme pode ser observado, inicialmente são definidas as deformações e tensões mobilizadas durante a fase de carregamento, porque as tensões desenvolvidas durante o descarregamento são dependentes do histórico de deformações ( $\varepsilon_{ini}$ ), desenvolvido durante o último estágio de carregamento.

Figura 52 - Fluxograma para a definição da tensão de adesão



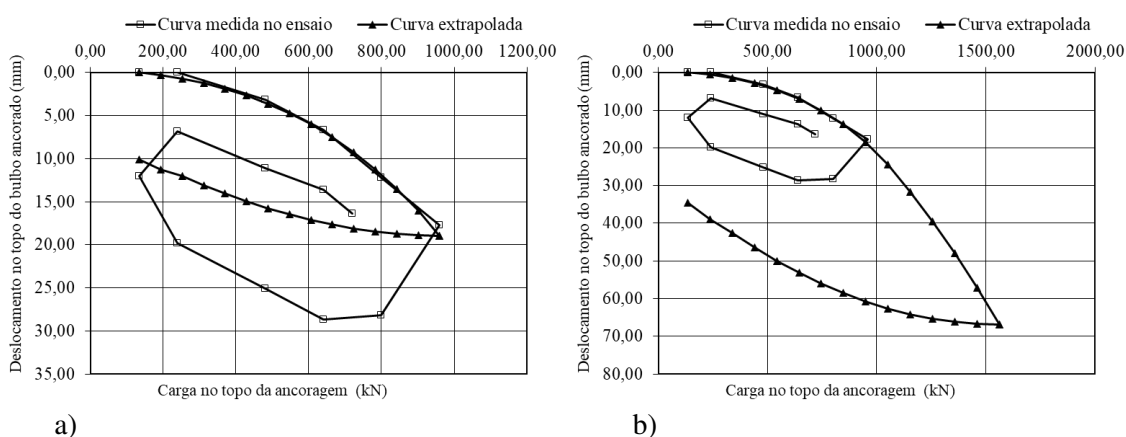
Fonte: Autoria própria.

### 3.2.3 Aplicação na interpretação do ensaio de desempenho

Como incógnitas para a definição da distribuição das forças ao longo do comprimento ancorado, tem-se a determinação das tensões de adesão e deformações necessárias para a sua mobilização, além do parâmetro ( $\eta$ ), que descreve a trajetória das tensões durante o descarregamento. Para a obtenção destes parâmetros, sugere-se que sejam adotados incrementos de carga até uma carga máxima da mesma magnitude da aplicada no ensaio, ajustando os valores das tensões de adesão e deformações a fim de se ter uma melhor correlação com o deslocamento do bulbo identificado no ensaio, conforme pode ser observado na Figura 53a.

Na maior parte dos casos, a curva de descarregamento do bulbo ancorado do tirante, calculada pelo modelo numérico, não irá coincidir perfeitamente com o deslocamento obtido no ensaio. A justificativa para este comportamento é que, nos primeiros estágios de descarregamento, o atrito desenvolvido no trecho livre impede que este alívio chegue até o comprimento ancorado, fazendo com que o tirante não retorne o previsto. Esta parcela resistida pelo atrito no trecho livre não é considerada no modelo apresentado neste trabalho, devido às dificuldades de se mensurar este valor e, porque, entende-se que, com o tempo, esta carga irá se equalizar.

Figura 53 - Gráficos de carga *versus* deslocamento no topo do bulbo ancorado: a) ajuste inicial da curva; b) previsão de comportamento para a carga máxima

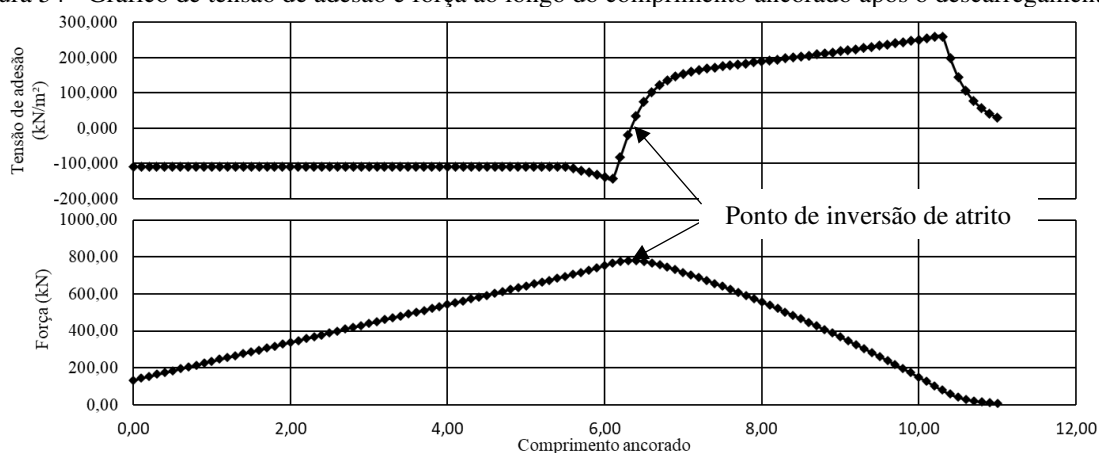


Fonte: Autoria própria.

Após o ajuste inicial da curva, usando os valores de comprimento livre efetivo calculados em função do deslocamento elástico ( $d_e$ ) observado no ensaio, sugere-se que se faça

uma correção neste comprimento, levando-se em consideração a parcela do deslocamento elástico relativo ao retorno do bulbo ( $d_{ea}$ ). Esta correção é de grande importância, pois o cálculo apresentado pela NBR 5629 (ABNT, 2018) não leva em consideração este retorno do bulbo, aprovando tirantes que apresentariam comprimento livre inferior ao recomendado e reprovando tirantes que possuem comprimento ancorado muito reduzido. Uma das grandes contribuições deste método é possibilitar a determinação do valor deste retorno do bulbo e o ponto ao qual ocorre a inversão de atrito, conforme pode ser visto na Figura 54.

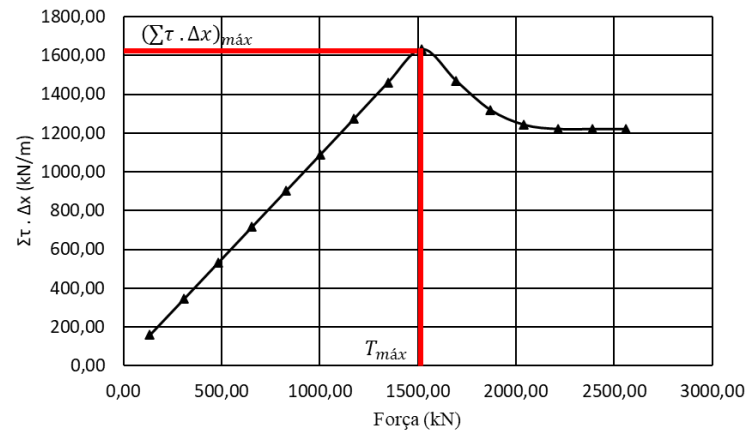
Figura 54 - Gráfico de tensão de adesão e força ao longo do comprimento ancorado após o descarregamento



Fonte: Autoria própria.

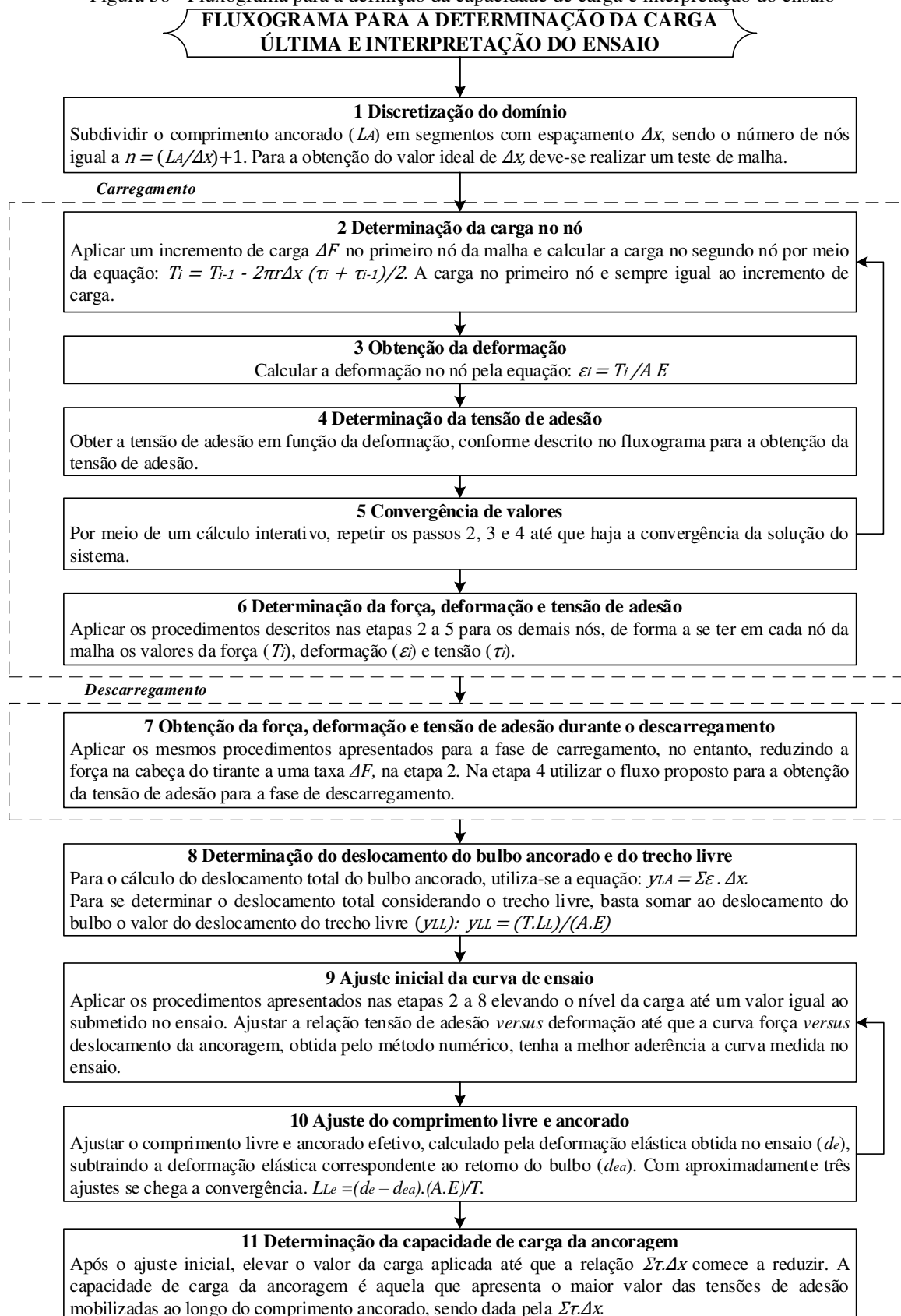
Realizado este ajuste inicial e determinada a relação entre tensão de adesão e deformação, procede-se com a adoção de incrementos de carga até uma carga relativamente maior do que a submetida no ensaio. Com os valores das tensões mobilizadas ao longo da ancoragem em cada incremento de carga, é possível traçar um gráfico conforme o exposto na Figura 55. O valor da força que representa o maior valor da  $\sum \tau \cdot \Delta x$  é a máxima carga suportada pelo tirante, conforme sugerido por Woods e Barkhordari (1997).

Para a aplicação deste modelo na interpretação do ensaio de recebimento e qualificação, deve-se proceder com os passos descritos no fluxograma apresentado na Figura 56. No APÊNDICE A, é possível visualizar a planilha empregada na extrapolação da curva carga *versus* deslocamento e obtenção da capacidade de carga.

Figura 55 - Curva  $\Sigma \tau \cdot \Delta x$  versus Força

Fonte: Autoria própria.

Figura 56 - Fluxograma para a definição da capacidade de carga e interpretação do ensaio

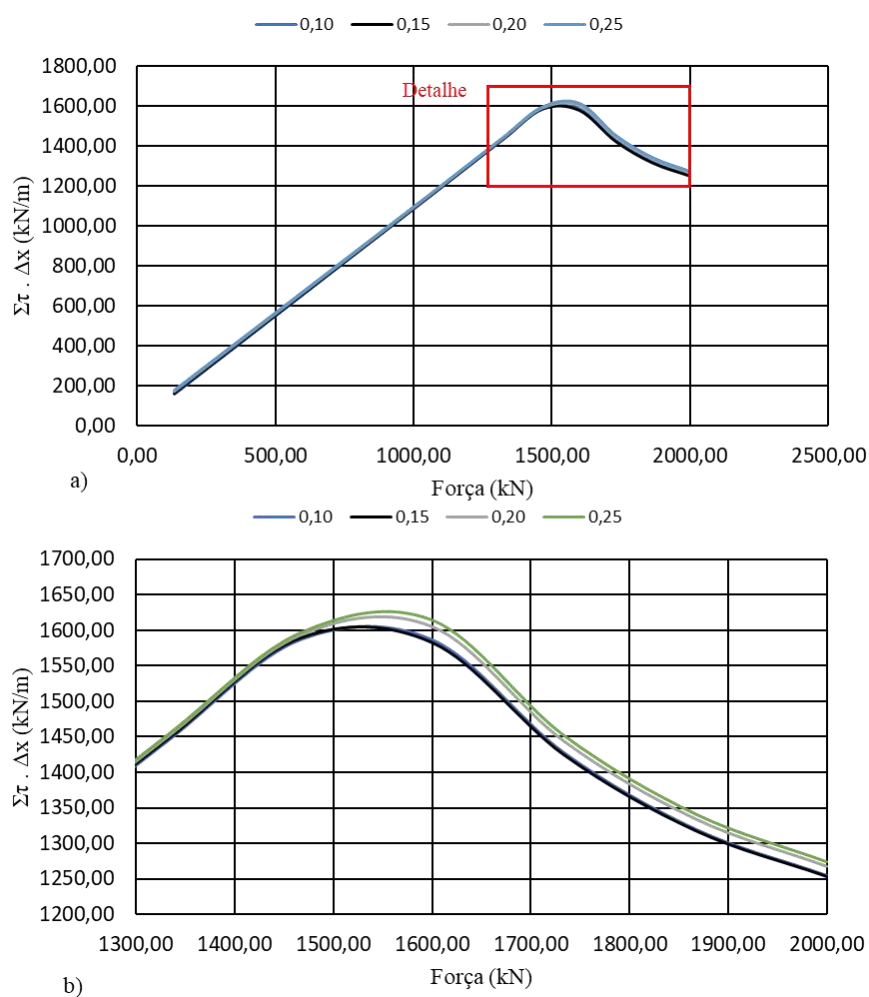


Fonte: Autoria própria.

### 3.2.4 Teste de malha computacional

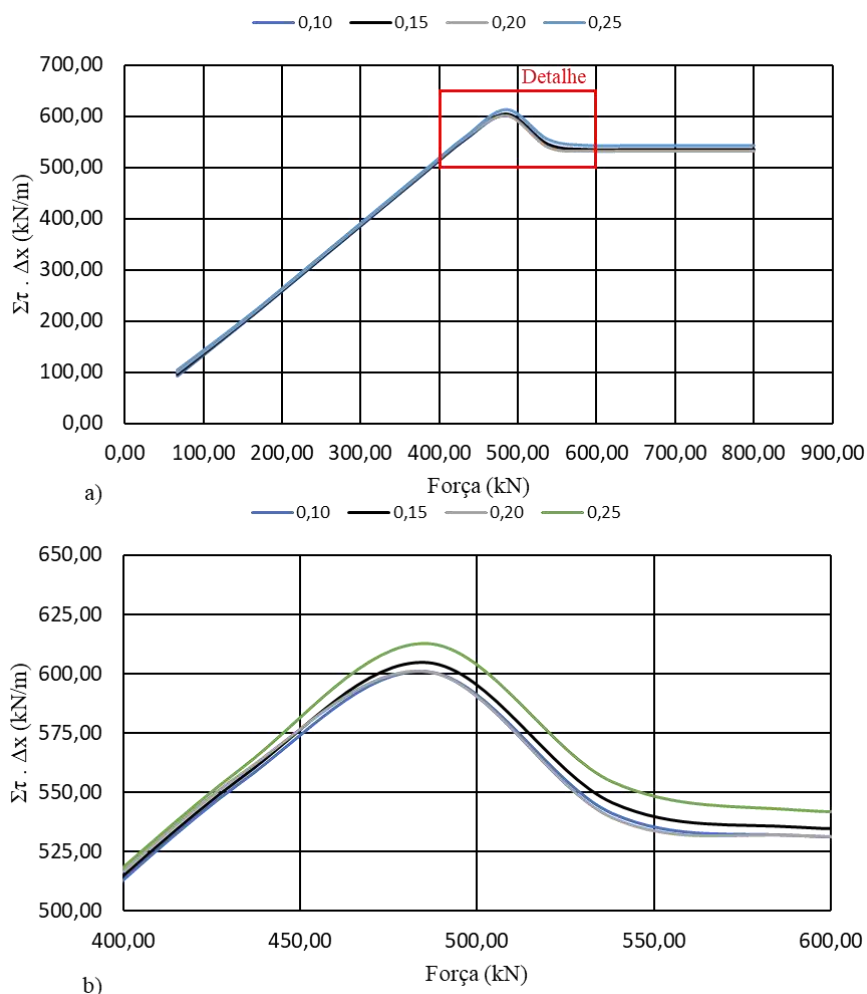
Em um modelo numérico, o espaçamento da malha pode interferir no processamento e no resultado. Para orientar na definição do espaçamento  $\Delta x$ , foram realizados testes de malhas computacionais em dois tirantes. Os cálculos foram processados com os espaçamentos de malhas de 0,10, 0,15, 0,20 e 0,25 metros, avaliando qual a interferência do valor de  $\Delta x$  no deslocamento final e na capacidade de carga. Os tirantes empregados nesta avaliação foram os TR-A-050 e TR-A-284, que possuem comprimentos ancorados efetivos de 11,00 e 7,50 m. A influência das malhas no valor da capacidade de carga pode ser vista na Figura 57, para o tirante TR-A-050, e Figura 58, para o tirante TR-A-284.

Figura 57 - Avaliação do efeito do espaçamento da malha na definição da capacidade de carga do tirante TR-A-050: a) gráfico de  $\Sigma \tau \cdot \Delta x$  versus força; b) detalhe da região de interesse



Fonte: Autoria própria.

Figura 58 - Avaliação do efeito do espaçamento da malha na definição da capacidade de carga do tirante TR-A-284: a) gráfico de  $\sum \tau \cdot \Delta x$  versus força; b) detalhe da região de interesse



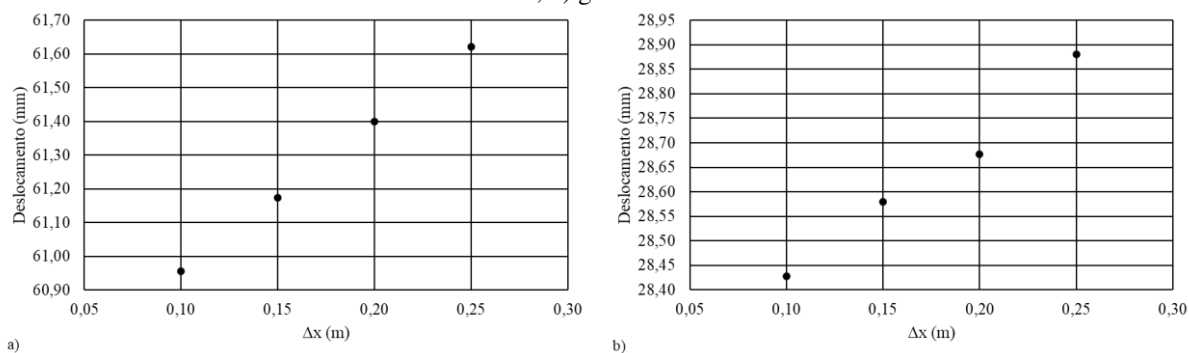
Fonte: Autoria própria.

A avaliação realizada no tirante TR-A-050 demonstra que malhas de 0,10 e 0,15 m apresentam curvas muito similares. O mesmo pode ser visto para as malhas de 0,10, 0,15 e 0,20 m na avaliação realizada no tirante TR-A-050. Pode-se notar, na Figura 57, que as malhas de 0,20 e 0,25 m tenderam a mover o pico da curva para a direita, influenciando na determinação da carga máxima suportada pela ancoragem, embora esta mudança seja muito pequena, inferior a 5%. O mesmo comportamento não foi observado na Figura 58, visto que, embora haja uma pequena diferença nas curvas, o pico tendeu a ocorrer para o mesmo valor da força.

Na Figura 59, é possível ver a influência das malhas no deslocamento provocado pela aplicação da força máxima. Nota-se que a variação do deslocamento em consequência da mudança da malha foi muito pequena, tendo um erro inferior a 1%, quando se avaliar a diferença entre malhas. Constata-se, portanto, que os resultados obtidos com a adoção de uma

malha de 0,10 ou 0,15 m são equivalentes, possuindo erro inferior a 1%. Nesta pesquisa, foi empregada a malha de 0,10 metros para os tirantes, pois esta não exigiu um esforço computacional elevado e não demonstrou instabilidade no modelo.

Figura 59 - Avaliação do efeito do espaçamento da malha no deslocamento do bulbo ancorado: a) gráfico deslocamento *versus*  $\Delta x$  do tirante TR-A-050; b) gráfico deslocamento *versus*  $\Delta x$  do tirante TR-A-284



Fonte: Autoria própria.

### 3.2.5 Avaliação da capacidade de carga apresentada pelo modelo de interpretação

Para avaliar a aderência da capacidade de carga calculada com o modelo de interpretação, foram determinadas as capacidades de carga dos tirantes expostos na Tabela 28. Foram utilizados os ensaios de qualificação nesta avaliação, tendo em vista que estes tirantes foram submetidos a uma maior carga de protensão durante o ensaio, tendo alguns alcançados a capacidade de carga.

Os resultados obtidos com o modelo de interpretação foram comparados com outros modelos de cálculo, sendo eles o modelo de interpretação de Souza (2001), que corresponde a uma equação que leva em consideração a transferência de carga que ocorre entre o bulbo e o solo, e a metodologia de extrapolação apresentada por Van der Veen (1953). Um resumo dos modelos de interpretação e extrapolação empregados pode ser visto na Tabela 30, e a planilha utilizada no cálculo da capacidade de carga pode ser vista no APÊNDICE B.

Tabela 30 - Resumo das equações empregadas na determinação da capacidade de carga

Van der Veen (1953)			
$T_0 = T_{m\acute{a}x} \cdot [1 - e^{-\alpha\rho}]$			
Souza (2001)			
Estado	Etapa	Carga na cabeça	Deslocamento da cabeça
Carregamento	1	$T_0 = t_u \frac{1}{k} \tanh(k \cdot L_A)$	$y_0 = y_1 + \frac{T_0 L_L}{E A}$
	2	$T_0 = t_u \left\{ l_0 + \frac{1}{k} \tanh[k(L_A - l_0)] \right\}$	$y_0 = y_1 + \frac{T_0 L_L}{E A} + \frac{T_0 L_0}{E A} - \frac{t_u l_0^2}{2 E A}$
Descarregamento	3	$T_0 = T_{m\acute{a}x} - t_u \frac{1}{k} \tanh(k L_A)$	$y_0 = y_{o\ m\acute{a}x} - \eta y_1 - \frac{(T_{m\acute{a}x} - T_0) L_L}{E A}$
	4	$T_0 = T_{m\acute{a}x} - 2 t_u \frac{1}{k} \tanh(k L_A)$	$y_0 = y_{o\ m\acute{a}x} - (\eta y_1 + y_1) - \frac{(T_{m\acute{a}x} - T_0) L_L}{E A}$
	5	$T_0 = 0$	$y_{res} = \frac{0,6 T_{m\acute{a}x} - \frac{t_u}{k} \tanh(k \cdot 0,6 \cdot L_A)}{2 E A} L_A$

Onde:  $T_0$  : carga aplicada no topo da ancoragem (kN);  $T_{m\acute{a}x}$  : capacidade de carga do bulbo (kN);  $y_0$  : deslocamento no topo da ancoragem (m);  $t_u$  : capacidade de carga específica da ancoragem (força por unidade de comprimento do bulbo) (kN/m);  $k = \sqrt{\frac{t_u}{E A y_1}}$  : índice de rigidez da ancoragem (1/m<sup>2</sup>);  $L_A$  : comprimento do trecho ancorado (m);  $L_L$  : comprimento do trecho livre (m);  $y_1$  : deslocamento necessário para se atingir a resistência máxima ao atrito (m);  $E$  : módulo de elasticidade do aço (kN/m<sup>2</sup>);  $A$  : área da seção transversal do aço (m<sup>2</sup>).

Fonte: Autoria própria.

### 3.3 Avaliação do desempenho de equações semiempíricas na determinação da capacidade de carga

No intuito de avaliar o desempenho de equações semiempíricas na estimativa da capacidade de carga, as capacidades de carga das ancoragens dos casos 1 a 15 foram calculadas por meio de métodos semiempíricos e empíricos, sendo eles os de Bustamante e Doix (1985), norma Britânica (BSI, 2015), Souza (2001), Joppert Jr *et al.* (2004), Falconi (2005), Porto (2015) e Administração Rodoviária Federal dos Estados Unidos (FHWA, 1999). Não foram empregados métodos teóricos no cálculo da capacidade de carga, pois, na maioria dos casos estudados, não se dispõem de ensaios de laboratório para a determinação dos parâmetros de resistência do solo. Sendo assim, a adoção de métodos teóricos com parâmetros de resistência obtidos de equações semiempíricas baseados nos valores de  $N_{SPT}$  poderia induzir a erros elevados devido à incerteza dos parâmetros adotados. Além disto, como mencionado por Souza (2001), os parâmetros de resistência obtidos em laboratório muitas vezes não retratam o real

comportamento do solo, devido à influência da metodologia executiva do tirante. Na Tabela 31, está exposto um resumo das equações semiempíricas adotadas no cálculo da capacidade de carga.

Tabela 31 - Resumo dos métodos semiempíricos e empíricos utilizados na estimativa da capacidade de carga dos tirantes

Autor	Equação
Bustamante e Doix (1985)	$T_{m\acute{a}x} = \pi \cdot D_S \cdot L_A \cdot \tau$ $D_S = \beta_1 \cdot D_f$ Obs: para obter os valores de $\beta_1$ e $\tau$ consultar Tabela 10, Figura 18 e Figura 19.
Souza (2001)	Argila silto-arenosa: $T_{m\acute{a}x} = (60 + 2N_{SPT})L_A \quad 5 \leq N_{SPT} \leq 60$ Areia argilosa: $T_{m\acute{a}x} = 6,4N_{SPT}L_A \quad 5 \leq N_{SPT} \leq 35$ Silte areno-argiloso: $T_{m\acute{a}x} = 4,5N_{SPT}L_A \quad 5 \leq N_{SPT} \leq 40$ Obs: $N_{SPT} = N_{SPT}$ médio no bulbo.
Joppert Jr et al. (2004)	$T_{m\acute{a}x} = 9,2 N_{SPT} D_f L_A k_1$ Obs: para obter o valor de $k_1$ consultar o trabalho de Joppert Jr et al. (2004).
Falconi (2005)	$T_{m\acute{a}x} = \pi D_S L_A \tau$ $\tau = 15 \left( \frac{N_{SPT}}{3} + 1 \right)$
Porto (2015)	$T_{m\acute{a}x} = \pi D_S L_A \tau$ $\tau = 10k_1 \left( \frac{N_{SPT}}{3} + 1 \right)$ $D_S = \beta_1 \cdot D_f$ Obs: para obter os valores de $\beta_1$ e $k_1$ consultar o trabalho de Porto (2015).
BS 8081 (BSI, 2015)	Solos arenosos: resistência da ancoragem ( $T_{m\acute{a}x}$ ) calculada por meio do ábaco presente na Figura 16. Solos finos: tensão de adesão ( $\tau_M$ ) calculada por meio do ábaco da Figura 17. $T_{m\acute{a}x} = \pi D_S L_A \tau$ Obs: para obter o valor de ( $\tau$ ) ver Figura 17.
FHWA (1999)	$T_{m\acute{a}x} = t_u L_A$ Obs: para a estimativa de $t_u$ ver Tabela 7.

Onde:  $T_{m\acute{a}x}$  : capacidade de carga do bulbo (kN);  $t_u$  : resistência unitária (kN/m);  $D_S$  : diâmetro médio do bulbo (m);  $L_A$  : comprimento do trecho ancorado do tirante (bulbo) (m);  $\tau$  : tensão de adesão (kN/m<sup>2</sup>);  $D_f$  : diâmetro perfurado do furo (m);  $\beta_1$  : coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção;  $k_1$  : coeficiente de ancoragem que depende do tipo de solo (kN/m<sup>2</sup>).

Fonte: Autoria própria.

Para avaliar o desempenho das equações semiempíricas, os resultados de capacidade de carga calculados por meio destas equações foram comparados com os valores de capacidade de carga obtidos pelo modelo de interpretação. Como existem diversas variáveis que podem

interferir na capacidade de carga, necessitou-se determinar uma capacidade de carga normalizada para que a comparação não fosse influenciada pelas demais variáveis.

A maioria das formulações semiempíricas utilizadas nesta pesquisa leva em consideração, no seu procedimento de cálculo, as variáveis “diâmetro do bulbo ancorado”, “comprimento ancorado” e “valor de  $N_{SPT}$ ”. Desta forma, para eliminar a influência destas variáveis, foi calculada a capacidade de carga normalizada por meio da Equação (77), dividindo a capacidade de carga máxima do tirante ( $T_{máx}$ ) pela área de contato do bulbo com o solo ( $\pi D L_A$ ) multiplicada pelo valor de  $N_{SPT}$ .

$$T_{máx \text{ normalizado}} = \frac{T_{máx}}{\pi D L_A N_{SPT}} \quad (77)$$

### **3.4 Proposta de formulação semiempírica para estimativa da capacidade de carga de ancoragens**

Bustamante e Doix (1985), Ostermayer (1975), Costa Nunes (1987), dentre outros autores, alertam para a influência de diversas variáveis relacionadas ao processo executivo e características do terreno no valor da capacidade de carga das ancoragens, destacando que uma formulação semiempírica, que não leve em consideração esta ampla variedade de constantes, limita sua aplicação prática a solos e métodos construtivos que se assemelham aos dos ensaios que as originou.

De posse dos dados da carga última calculada por meio do modelo de extrapolação, foi determinada a tensão de adesão média ao longo do comprimento ancorado. A tensão de adesão média representa a tensão uniformizada ao longo do comprimento ancorado. Para determinar esta tensão, basta dividir a capacidade de carga pela área de contato do bulbo ancorado com o solo adjacente. A partir dos dados de tensão de adesão média, realizou-se uma análise de sensibilidade a fim de avaliar como as variáveis  $N_{SPT}$  médio ao longo do bulbo ancorado, tipo de solo, comprimento ancorado, volume injetado e pressão de injeção influenciam nos valores da tensão de adesão média. Para se chegar a uma equação que possa reproduzir a interferência de cada variável na tensão de adesão média, recorreu-se à utilização da técnica de regressão multivariada.

### 3.4.1 Obtenção dos parâmetros para a análise

As informações referentes às ancoragens dos casos 2 a 15 foram obtidas dos trabalhos citados na Tabela 26, não sendo realizada nenhuma reavaliação das informações prestadas pelos autores. Quanto às ancoragens do caso 1, as informações referentes ao processo executivo e características de resistência dos solos foram extraídas dos boletins de protensão, resultados de sondagem e relatórios disponibilizados pela Companhia do Metropolitano de São Paulo (2012a, 2012b, 2012c, 2012d, 2012e, 2018, 2019).

Os comprimentos ancorado e livre adotados nas análises foram os efetivos, recalculados por meio da interpretação dos dados dos boletins de protensão, aplicando o fluxograma apresentado na Figura 56. Por meio da avaliação do gráfico carga *versus* deslocamentos elástico e permanente, foi possível determinar qual é a parcela do deslocamento elástico desenvolvido pelo comprimento livre. Desta forma, os valores de  $L_{Le}$  e  $L_{Ae}$  efetivos podem ser calculados pelas Equações (78) e (79).

$$L_{Le} = \frac{\Delta d_e}{\Delta F} E A \quad (78)$$

$$L_{Ae} = L_T - L_{Le} \quad (79)$$

Sendo:

$\Delta d_e$  : deslocamento elástico sofrido pelo comprimento livre gerado pela aplicação da força  $\Delta F$  (m);

$\Delta F$  : variação de força correspondente a  $\Delta d_e$  (kN);

$E$  : módulo de elasticidade do material resistente à tração (kN/m<sup>2</sup>); e

$A$  : área de aço (m<sup>2</sup>).

Os valores de  $N_{SPT}$  foram calculados por meio da interpretação dos boletins das sondagens que foram executadas nas proximidades da parede avaliada. Foi adotado como  $N_{SPT}$  o valor médio que se encontrava ao longo do comprimento ancorado. Nos casos em que o bulbo ancorado se encontrava entre duas camadas de solo com características distintas, o tipo de solo adotado foi aquele que envolvia a maior porção do trecho ancorado. Na Tabela 32, é possível ver os boletins de sondagem que foram utilizados na determinação dos valores de  $N_{SPT}$  e definição do tipo de solo para as ancoragens instaladas em cada parede.

Tabela 32 - Sondagens utilizadas no cálculo do  $N_{SPT}$ 

Parede	Número de identificação do ensaio
02 e 12	SP 4009 e SP 4025
11, 15 e 16	SM 4090 e SM 4097

Fonte: Autoria própria.

Com relação aos valores de pressão de injeção e volume injetado, estes dados estão presentes nos boletins de execução e protensão dos tirantes, contudo, no caso 1, o valor referente ao volume injetado foi referenciado pela quantidade de cimento empregado na mistura. Sendo assim, o cálculo do volume injetado em ( $m^3$ ) foi realizado pela Equação (80). De posse dos valores de volume injetado, o diâmetro equivalente do bulbo para os tirantes de ensaios de recebimento foi calculado pela Equação (81) para levar em consideração o aumento de diâmetro do bulbo devido ao processo de injeção sob pressão.

$$V_i = \frac{M_c}{\gamma_c} + \frac{M_w}{\gamma_a} = \frac{M_c}{\gamma_c} + \frac{M_c f_{a/c}}{\gamma_a} \quad (80)$$

$$D_{se} = \sqrt{\frac{\left( V_{aço} + V_i - \frac{\pi D_f^2 L_{Le}}{4} \right) \cdot 4}{\pi L_{Ae}}} \quad (81)$$

Sendo:

$V_i$  : volume injetado ( $m^3$ );

$M_c$  : massa de cimento injetado (kg);

$M_w$  : massa de água injetada (kg);

$V_{aço}$  : volume de aço ( $m^3$ );

$f_{a/c}$  : fator água cimento;

$\gamma_c$  : massa específica do cimento ( $kg/m^3$ );

$\gamma_a$  : massa específica da água ( $kg/m^3$ );

$D_f$  : diâmetro do furo (m);

$D_{se}$  : diâmetro equivalente do bulbo (m);

$L_{Le}$  : comprimento livre equivalente (m); e

$L_{Ae}$  : comprimento ancorado equivalente (m).

### 3.4.2 Desenvolvimento da equação para a estimativa da capacidade de carga

A Equação (20), apresentada por Bustamante e Doix (1985), é a equação fundamental para a determinação da capacidade de carga, a qual descreve que a capacidade de carga de uma ancoragem é o produto da área de contato do bulbo com o solo e da tensão de adesão média. Como principal variável desta equação, tem-se a tensão de adesão, fruto de diversos trabalhos. A maioria destes trabalhos relaciona a tensão de adesão média desenvolvida neste contato com o valor de  $N_{SPT}$ , conforme apresentado por Porto (2015), Falconi (2005), Joppert Jr *et al.* (2004) e os próprios Bustamante e Doix (1985).

Nesta pesquisa, buscou-se propor uma equação para a estimativa da capacidade de carga que possa levar em consideração a influência de cada variável na tensão de adesão, não somente o valor de  $N_{SPT}$ . Deste modo, o primeiro passo para o desenvolvimento desta equação foi listar as variáveis que mais impactam na tensão de adesão. As variáveis foram separadas em três grupos, a saber:

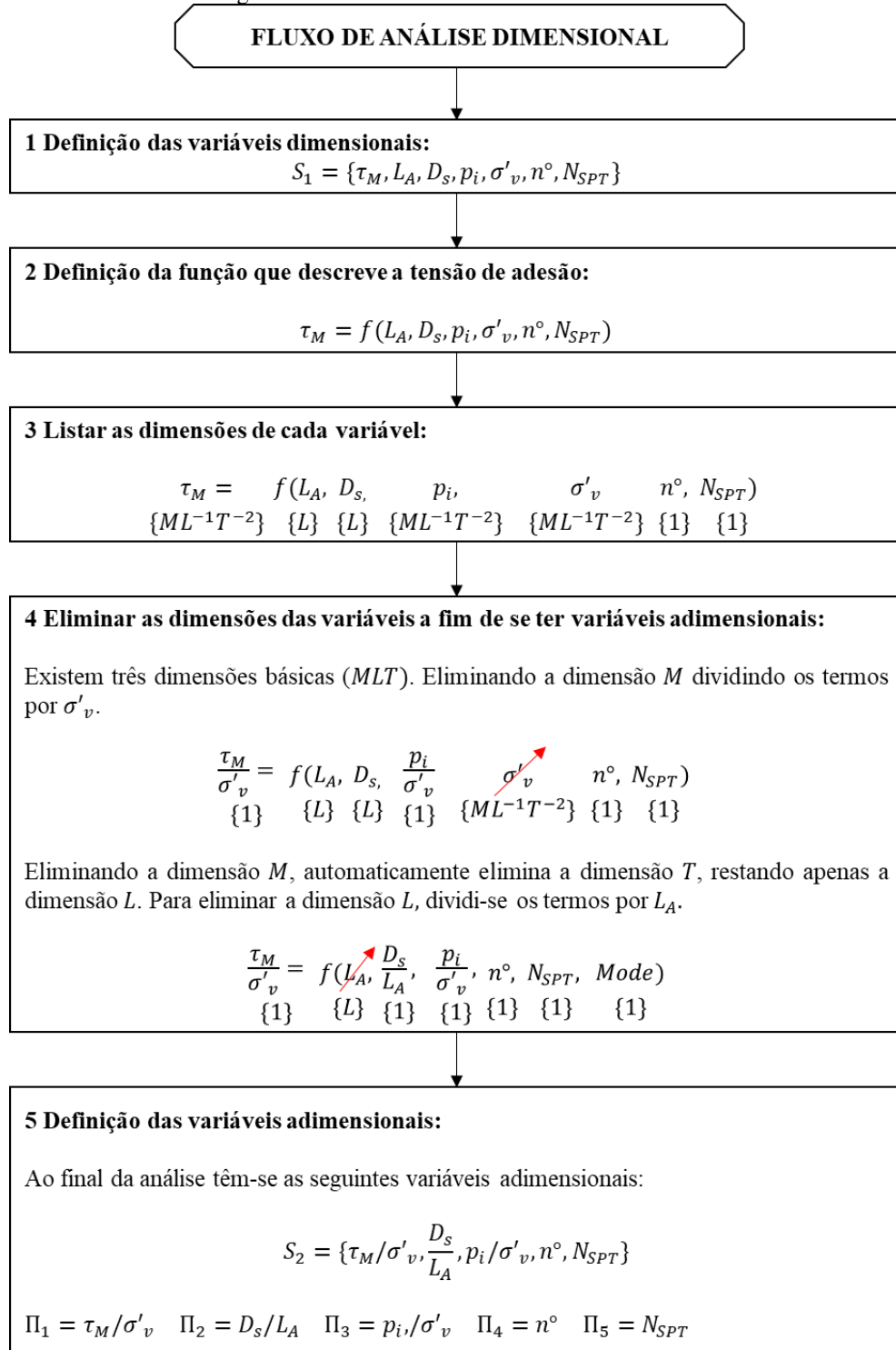
- Variáveis relacionadas às dimensões da ancoragem: comprimento ancorado ( $L_A$ ), que pode influenciar em como a tensão se distribui ao longo do trecho ancorado, e o diâmetro do bulbo ( $D_S$ );
- Variáveis relacionadas à execução: pressão de injeção ( $p_i$ ) e número de injeções ( $n^\circ$ ), que geram aumento das tensões radiais na interface bulbo-solo;
- Variáveis relacionadas às propriedades do solo: tensão efetiva normal média ao longo do comprimento do bulbo ( $\sigma'_v$ ), valor de ( $N_{SPT}$ ) médio ao longo do bulbo e o próprio tipo de solo.

Definidas estas variáveis, foi realizada uma análise dimensional a fim de transformar variáveis dimensionais em variáveis adimensionais. Esta técnica visa reduzir o número de variáveis complexas que podem interferir de forma significativa em um fenômeno em um conjunto de variáveis adimensionais, como se fosse uma técnica de compactação de variáveis, conforme mencionado por White (2011). Segundo Froehlich (2008), o uso de parâmetros adimensionais reduz a possibilidade de que um ou mais valores influenciem de forma inadequada na relação. O método aplicado para reduzir as variáveis dimensionais em variáveis adimensionais foi o método de Ipsen (1960), cuja aplicação pode ser vista no fluxograma exposto na Figura 60.

Após a avaliação e aplicação do método de Ipsen (1960), definiram-se cinco variáveis adimensionais  $\Pi_1$ ,  $\Pi_2$ ,  $\Pi_3$ ,  $\Pi_4$  e  $\Pi_5$ .  $\Pi_1$  é a razão entre a resistência de adesão e a tensão efetiva normal;  $\Pi_2$  é a relação entre as dimensões do trecho ancorado, razão entre  $D_s/L_A$ ;  $\Pi_3$  é a razão entre a pressão de injeção e a tensão efetiva normal; e  $\Pi_4$  e  $\Pi_5$  são as variáveis adimensionais: número de injeções e  $N_{SPT}$ . Ao todo, houve a redução de duas variáveis ao se promover esta análise dimensional.

De posse destas variáveis adimensionais, utilizando o recurso de análise de dados do próprio Microsoft Excel, foram realizadas simulações a fim de se definir uma equação multivariável que melhor correlacionasse este conjunto de parâmetros com a tensão de adesão, para os solos arenosos, siltosos e argilosos.

Figura 60 - Fluxo adotado na análise dimensional



Fonte: Autoria própria.

### 3.4.3 Análise do intervalo de previsão e sensibilidade da equação proposta

Quando se dispõem de muitas variáveis que podem influenciar em um determinado parâmetro, é importante fazer uma análise para se prever quais são os valores que podem ser apresentados a depender da variabilidade destas variáveis. Portanto, neste trabalho, foi aplicada a técnica de simulação de Monte-Carlo para se prever qual seria o intervalo de previsão para a tensão de adesão baseado na variabilidade das variáveis utilizadas na formulação da equação.

A avaliação do intervalo de predição foi realizada seguindo as seguintes etapas:

Etapa 1: definir o intervalo de variação das variáveis utilizadas na equação: pressão de injeção, tensão efetiva normal ao comprimento ancorado, número de injeções, comprimento ancorado, diâmetro do bulbo e valores de  $N_{SP_T}$ . Estes intervalos foram definidos a partir dos dados utilizados na elaboração das equações;

Etapa 2: definir o tipo de distribuição das variáveis. Como o intuito é determinar qual seria o intervalo de valores possíveis, com exceção da variável número de injeções em que se utilizou uma distribuição discreta, nas demais variáveis aplicou-se uma distribuição uniforme, fazendo com que todos os valores tenham a mesma probabilidade de ocorrência;

Etapa 3: aplicar a simulação de Monte-Carlo adotando como pressupostos as variáveis descritas anteriormente, com suas respectivas curvas de distribuição, e como previsão a tensão de adesão, calculada pela equação proposta. Com os dados das tensões de adesão, é possível definir qual a probabilidade de ocorrência de determinados valores a partir de uma avaliação da curva de densidade de probabilidade acumulada.

A partir dos dados gerados na simulação, foi realizada uma análise de sensibilidade a fim de identificar como cada parâmetro de entrada influencia na tensão de adesão. Esta avaliação foi realizada por meio dos coeficientes de correlação de classificação de Spearman que, segundo Mukaka (2012), é um dos coeficientes de correlação mais utilizados em estatística, por possibilitar trabalhar com variáveis que não possuem distribuição normal, sendo uma alternativa de substituição ao Pearson. A contribuição de cada variável para a tensão de adesão foi determinada pela quadratura do coeficiente de correlação normalizada em 100%. O coeficiente de correlação de Spearman é dado pela Equação (82).

$$R_s = 1 - \frac{6 \sum_{i=1}^n d_i^2}{n(n^2 - 1)} \quad (82)$$

Sendo:

$d_i$  : diferença entre dois postos de observação das variáveis analisadas; e

$n$  : número de observações.

Esta simulação foi realizada no software R Studio de estatística. Este software utiliza a linguagem de programação R, amplamente utilizada em análise estatística e de domínio público. O script utilizado na programação pode ser visto no APÊNDICE C.

### **3.5 Avaliação da confiabilidade da cortina por meio da realização de ensaios de qualificação e recebimento**

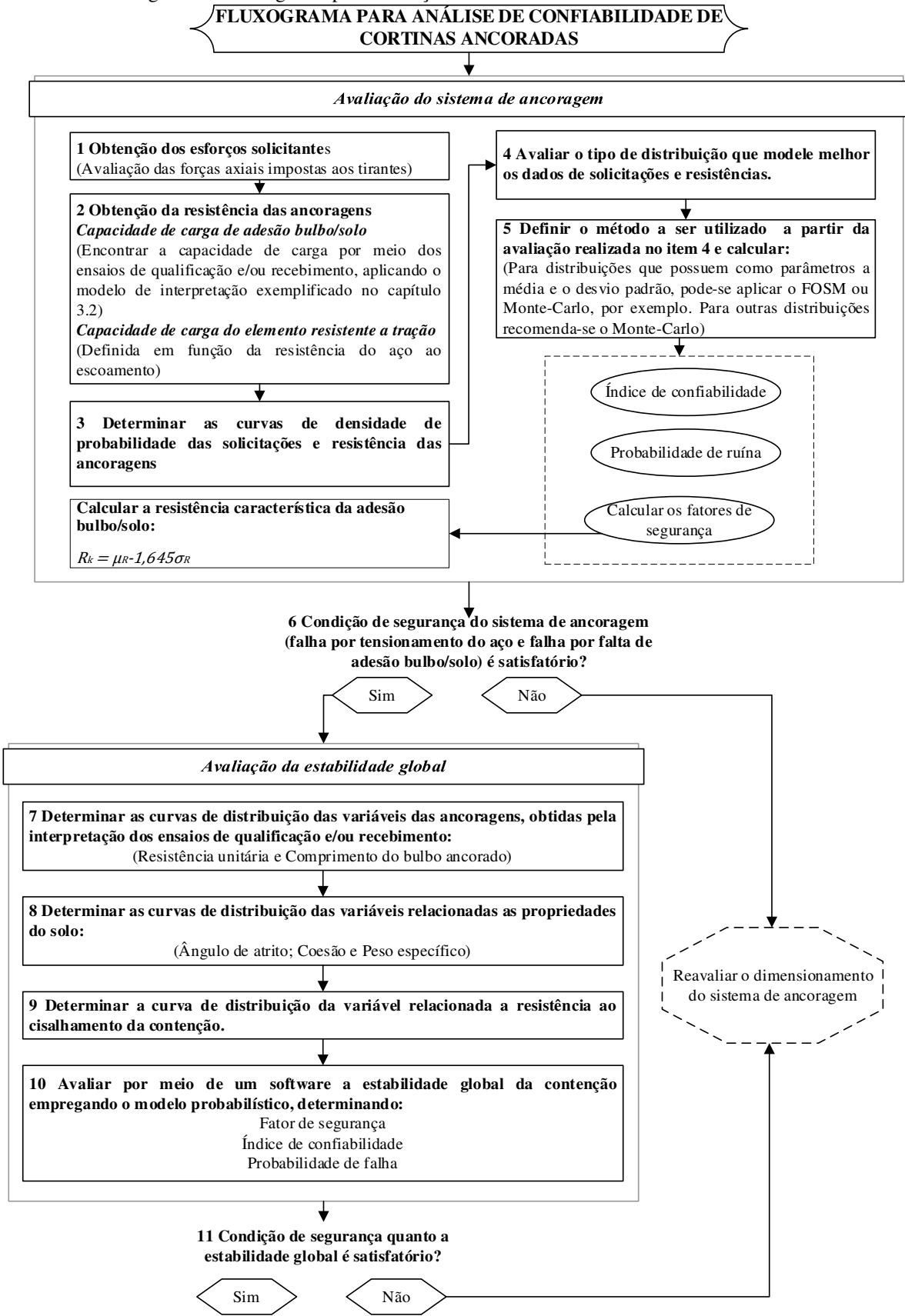
A diretriz estabelecida nesta pesquisa para a avaliação da confiabilidade de cortinas ancoradas possui dois pilares de análise: o primeiro refere-se à avaliação da confiabilidade do sistema de ancoragens e o segundo trata-se de uma avaliação da confiabilidade quanto a estabilidade global do conjunto cortina e tirantes.

A primeira avaliação refere-se a análise de falha por tensionamento do elemento resistente a tração e falha por falta de adesão no contato bulbo-solo. Esta avaliação torna-se necessária, pois, embora todas as ancoragens passem por ensaios de recebimento, há incerteza quanto aos valores das solicitações impostas aos tirantes que podem sofrer influência dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos. Além das solicitações, há incerteza quanto a resistência desenvolvida no contato bulbo-solo, comumente definida por formulações semiempíricas, associadas a poucos ensaios de qualificação.

A segunda avaliação tem como intuito analisar a influência da variação dos parâmetros da ancoragem e do solo na estabilidade global da contenção, por meio de análises de equilíbrio limite. Esta avaliação será realizada no software Slide 2 da fabricante Rocscience.

Na Figura 61, é possível ver um fluxograma que descreve os passos para a avaliação da confiabilidade do sistema de ancoragens e da estabilidade global da contenção, utilizado neste trabalho.

Figura 61 - Fluxograma para avaliação da confiabilidade de cortinas ancoradas



Fonte: Autoria própria.

### 3.5.1 Avaliação da confiabilidade do sistema de ancoragem

Para esta avaliação, primeiramente, deve-se calcular a capacidade de carga de cada ancoragem. Como os ensaios de recebimento não elevam a carga aplicada até que ocorra a ruptura do contato bulbo-solo, a capacidade de carga geotécnica deve ser calculada por algum modelo de interpretação da curva carga-deslocamento. O modelo utilizado nesta pesquisa baseia-se em uma função de transferência de carga e consegue descrever com maior propriedade a transferência de carga ao longo do comprimento ancorado, conceito com fundamental importância quando se trabalha com ancoragens de maior comprimento em que as tensões de adesão não são uniformemente distribuídas, conforme mencionado por Woods e Barkhordari (1997), Bryson e Giraldo (2019), dentre outros autores.

Para a avaliação da confiabilidade do sistema de ancoragens reinjetáveis, foram utilizadas duas metodologias: a primeira baseia-se no modelo de segundo momento apresentado por Hasofer e Lind (1974) (FOSM) e a segunda no modelo de simulação de Monte-Carlo. O modelo FOSM calcula a confiabilidade por meio da média e covariância das curvas de distribuição da resistência e solicitações, portanto estas devem possuir uma distribuição normal ou lognormal. Por outro lado, a simulação de Monte-Carlo pode ser aplicada para outros tipos de distribuição, por permitir trabalhar com a curva de distribuição das variáveis.

Embora a grande maioria das propriedades do solo seja modelada por uma distribuição normal ou lognormal, conforme mencionado por Uzielli *et al.* (2006), é necessário avaliar se os valores de resistência de ancoragem e solicitações dos tirantes satisfazem tal condição. Miot (2017) destaca que o erro devido à adoção de uma distribuição errada durante uma avaliação estatística é muito significativo. Como mencionado por Pinto *et al.* (2012) e Lopes *et al.* (2013), para que uma distribuição seja considerada normal, a média deve ser igual à mediana e à moda, e, nos intervalos de  $\pm 1 \sigma$ ,  $\pm 2 \sigma$  e  $\pm 3 \sigma$  medidos a partir da média, devem-se concentrar 68,26%, 95,44% e 99,72% das amostras avaliadas.

Para realizar esta avaliação nesta pesquisa, foram utilizados dois testes de normalidade, sendo eles: Shapiro e Wilk (1965) e Lilliefors (1967) (Kolmogorov-Smirnov). Segundo Shapiro e Wilk (1965), o teste é eficiente para diversos tipos de distribuições e número de amostras, embora, como mencionado por Carradori e Ramos (2014), para um número de amostras inferior a 30, os testes de normalidade não são tão precisos. Segundo Carradori e Ramos (2014), o teste D'Agostino e Pearson (1973) se equipara ao Shapiro Wilk (1965) para distribuições simétricas

de caldas longas, porém, devido número mínimo de 20 amostras para ser realizado no RStudio, ele não foi utilizado nesta pesquisa. Foi também aplicado o teste Lilliefors (1967) (Kolmogorov-Smirnov) que apresenta bons resultados quando há valores extremos, segundo Mendes e Pala (2003). Estes testes foram realizados no programa RStudio e o código utilizado pode ser visto no APÊNDICE D.

Verificada a condição de normalidade das variáveis resistência e solitação, procede-se com a determinação dos valores estatísticos das curvas de densidade de probabilidade, sendo eles a média ( $\mu_R$  e  $\mu_S$ ) e o desvio padrão ( $\sigma_R$  e  $\sigma_S$ ). No que se refere as curvas de densidade de probabilidade das resistências, na avaliação da falha por falta de adesão bulbo-solo, o limite inferior foi definido como sendo a carga máxima a que a ancoragem foi submetida durante o ensaio de desempenho. Na avaliação da falha por tensionamento do elemento resistente a tração não foi utilizada uma curva de variação da resistência, pois, devido ao rigoroso processo de fabricação do aço, a variabilidade é muito pequena, portanto, utilizou-se o valor de 90% da carga de escoamento do aço, como recomendado pela ABNT (2018).

Os cálculos do índice de confiabilidade e da probabilidade de falha podem ser feitos pelas Equações (45) e (48), quando aplicado o método FOSM. Quando aplicada a simulação de Monte-Carlo, a probabilidade de falha é dada como a razão entre o número de simulações com fator de segurança menor do que 1 e o número de simulações total. O índice de confiabilidade pelo método de Monte-Carlo irá depender da forma da curva de fator de segurança: se for normal, aplica-se a Equação (66), e caso seja lognormal, aplica-se a Equação (67). A avaliação da confiabilidade do sistema de ancoragem é realizada comparando o valor do índice de confiabilidade obtido com valores alvo recomendados pelas normas do EUROCODE EN 1990:2002+A1 (CEN, 2005), JCSS (2001), USACE (1995), Meyerhof (1995), dentre outros.

Ao se calcular a capacidade de carga de todas as ancoragens por meio dos ensaios de qualificação e recebimento, utilizando funções de transferência de carga que permitem descrever com maior precisão o mecanismo de transferência de carga destes elementos, tem-se uma amostragem mais precisa que permite definir as curvas de distribuição da resistência com maior exatidão, pois analisar a resistência da ancoragem somente com base em poucos ensaios de qualificação podem não ser representativo para todas as ancoragens. Caso o sistema de ancoragem não seja satisfatório, pode-se promover o reforço das ancoragens, prevenindo um colapso da contenção.

Como recomendado por Durcan (2000), avaliar a condição de segurança somente baseado nos fatores de segurança pode não ser representativo da real situação da estrutura, entretanto, não se deve descartar esta abordagem, adotando como complemento desta interpretação a avaliação do índice de confiabilidade. Partindo deste princípio, recomenda-se que seja avaliado também o fator de segurança do sistema de ancoragem quanto a ruptura no contato bulbo-solo. Para a avaliação do fator de segurança, é necessária a determinação da resistência característica da ancoragem. Na obtenção da resistência característica, para avaliações após a execução da cortina ancorada, sugere-se a adoção da Equação (83), para avaliações na fase de projeto, onde ainda não se dispõem dos ensaios de recebimento, sugere-se a utilização da Equação (84).

$$R_k \leq (R_{t,m})_{méd} - 1,645\sigma_R \quad (83)$$

$$R_k \leq \begin{cases} \frac{(R_{t,m})_{méd}}{\xi_1} \\ \frac{(R_{t,m})_{mín}}{\xi_2} \end{cases} \quad (84)$$

Sendo:

$(R_{t,m})_{méd}$ : valor médio da resistência obtida pela extrapolação da curva de ensaio de recebimento e qualificação ou por testes de carga na fase de projeto (kN);

$(R_{t,m})_{mín}$ : valor mínimo da resistência obtida por testes de carga na fase de projeto (kN);

$\sigma_R$ : desvio padrão da curva de distribuição da resistência (kN); e

$\xi_1$  e  $\xi_2$ : fatores de correlação relativo ao número de ensaios realizados (Tabela 24).

A Equação (83) estabelece que a resistência característica deve ser o menor valor com probabilidade de excedência de 5%. A Equação (84) refere-se a formulação apresentada pelo EUROCODE 7 EN 1997-1 (CEN, 2004) para estacas submetidas a esforços de tração, cuja resistência foi verificada pela adoção de prova de carga. Como mencionado anteriormente, a norma brasileira e a europeia não trazem a adoção de fatores de correlação a serem aplicados a tirantes, no entanto, devido à similaridade na transferência de carga entre estacas submetidas à tração e ancoragens, a adoção de fatores de correlação aplicados a estacas não traz prejuízo na determinação da resistência característica. Os cálculos dos fatores de segurança global e

parciais podem ser realizados pelos parâmetros das curvas de sollicitação e resistência, conforme exposto na subseção 2.4.3.

Esta abordagem para avaliação da confiabilidade do sistema de ancoragem foi aplicada em todas as paredes do caso 1. A planilha utilizada nesta pesquisa para a realização destes cálculos considerando o método FOSM pode ser vista no APÊNDICE E. A aplicação do método de Monte-Carlo foi realizada no programa RStudio e o código utilizado pode ser visto no APÊNDICE F.

### **3.5.1.1 Definição da variabilidade das sollicitações nos tirantes**

Para avaliar a variabilidade das sollicitações nos tirantes foram realizadas simulações tensão-deformação no software RS2 da Rocscience. Estas análises foram realizadas em todas as paredes do caso 1. Estas análises tiveram como intuito avaliar como a variabilidade das propriedades do solo podem influenciar na carga axial imposta aos tirantes. Sendo assim, foram realizadas análises probabilísticas utilizando o método de amostragem Latin-Hypercube variando os valores de coesão, ângulo de atrito, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson dos solos. Ao todo foram realizadas 200 simulações para definição dos valores médios e desvio padrão da carga axial em cada linha de tirantes. Na subseção 3.5.3 será apresentado com maior detalhe como foram definidos os intervalos de variação dos parâmetros dos solos.

Os solos foram modelados considerando material com comportamento elástico perfeitamente plástico com o critério de falha de Mohr-Coulomb. Conforme comentado na subseção 3.1.1, para esta obra não foram realizados ensaios de laboratório para a definição dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos, sendo estes definidos a partir de ensaios de referência da literatura e ensaios realizados em locais próximos à obra. Os parâmetros dos solos aplicados na fase de projeto podem ser vistos na Tabela 33.

Tabela 33 - Parâmetros médios dos solos adotados nas análises

Parâmetro	Material				
	Aterro	Solo residual maduro	Solo residual jovem	Saprólito	Rocha Gnáissica
Coesão (kPa)	10,00	42,00	37,00	54,00	200,00
Ângulo de atrito (°)	25,00	25,00	26,00	30,00	40,00
Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	18,00	19,00	20,50	21,00	27,00
Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )	0,30	0,20	0,20	0,20	0,20
Módulo de elasticidade ( $E_i$ ) (MPa)	25,00	60,00	100,00	140,00	2000,00
Coefficiente de empuxo em repouso ( $K_0$ )	0,58	1,00	1,00	1,00	1,00

Fonte: Autoria própria.

Os valores dos coeficientes de empuxo ( $K_0$ ) em repouso foram estimados, baseando-se nos valores apresentados por Abramento e Pinto (1998). Os autores avaliaram ensaios pressiométricos realizados ao longo da Avenida Francisco Morato e encontraram valores de coeficientes de empuxo em repouso que variaram de 1,00 a 3,80, relativamente elevados para os solos residuais de gnaiss. Nesta pesquisa adotou-se um limite inferior de 1, pois, devido às etapas construtivas que preveem uma escavação com auxílio de lama bentonítica para execução das paredes diafragmas, a um alívio de tensões horizontais que provocam redução no valor de  $K_0$ . Gunn e Clayton (1992) observaram redução dos valores de  $K_0$  de 2,00 para 0,70 e 1,30 (35 a 65% do valor inicial).

As paredes de concreto foram modeladas como viga padrão com comportamento elástico. O módulo de elasticidade secante foi determinado pela expressão da NBR 6118 (ABNT, 2023), conforme Equação (85). O coeficiente de Poisson utilizado foi de 0,20, valor sugerido pela ABNT (2023).

$$E_{cs} = \alpha_i \times \alpha_E \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} \quad (85)$$

$$\alpha_i = 0,80 + 0,20 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (86)$$

Em que:

$\alpha_E$  : coeficiente que depende do tipo de agregado (1,20 para basalto e diabásio, 1,00 para granito e gnaiss, 0,90 para calcário e 0,70 para arenito);

$\alpha_i$  : coeficiente para transformar o módulo de elasticidade inicial em secante;

$f_{ck}$  : resistência característica do concreto a compressão.

As paredes foram construídas com concreto de  $f_{ck}$  de 25MPa. As espessuras das paredes adotadas nos modelos variaram de acordo com as contenções. Na Tabela 34 é possível visualizar os parâmetros utilizados nas modelagens das cortinas.

Tabela 34 - Parâmetros elásticos das paredes de concreto

<b>Parede</b>	<b>Tipo</b>	<b>Espessura (cm)</b>	<b>Peso específico (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>E (GPa)</b>	<b><math>\nu</math></b>
02	Viga padrão	80,00	25,00	24,15	0,20
11	Viga padrão	80,00	25,00	24,15	0,20
12	Viga padrão	60,00	25,00	24,15	0,20
15	Viga padrão	60,00	25,00	24,15	0,20
16	Viga padrão	60,00	25,00	24,15	0,20

Fonte: Autoria própria.

Os tirantes foram considerados no modelo com comportamento elástico. As ancoragens foram executadas com cordoalhas de aço 190RB de diâmetro 12,7mm. As propriedades dos tirantes utilizados nas análises podem ser vistas na Tabela 35.

A malha de elementos finitos foi construída com elementos triangulares de 6 nós. Nos limites inferiores dos modelos foram considerados apoios de segundo gênero, impedindo os deslocamentos na direção vertical e horizontal, e nas extremidades aplicaram-se apoios de primeiro gênero, permitindo os deslocamentos na direção vertical. Os limites das extremidades dos modelos foram definidos de forma que não se tenha influência das tensões nestas regiões. Na região central dos modelos, onde se encontra os tirantes e a parede de concreto, a malha utilizada foi mais densa, com elementos de 2 metros de comprimento, e na região mais próxima das extremidades do modelo a malha utilizada foi maior, com elementos de 3,5 metros. No APÊNDICE G são apresentados os modelos que foram desenvolvidos no RS2 para as paredes avaliadas.

Tabela 35 - Principais informações dos tirantes utilizadas nas modelagens no RS2

<b>Parede 02</b>								
<b>Linha</b>	<b><math>F_t</math> (kN)</b>	<b><math>F_i</math> (kN)</b>	<b>n° de cabos</b>	<b>Área de aço (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>E (GPa)</b>	<b><math>L_L</math> (m)</b>	<b><math>L_A</math> (m)</b>	<b><math>\alpha</math> (°)</b>
1	1000,00	900,00	10,00	987,50	197,50	22,00	12,00	25,00
2	1000,00	900,00	10,00	987,50	197,50	22,00	12,00	25,00
3	1000,00	900,00	10,00	987,50	197,50	18,00	12,00	25,00
4	1000,00	900,00	10,00	987,50	197,50	15,00	12,00	25,00
<b>Parede 11</b>								
<b>Linha</b>	<b><math>F_t</math> (kN)</b>	<b><math>F_i</math> (kN)</b>	<b>n° de cabos</b>	<b>Área de aço (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>E (GPa)</b>	<b><math>L_L</math> (m)</b>	<b><math>L_A</math> (m)</b>	<b><math>\alpha</math> (°)</b>
1	600,00	540,00	6,00	592,50	197,50	29,00	7,00	0,00
2	800,00	720,00	8,00	790,00	197,50	27,00	10,00	0,00
3	1000,00	900,00	10,00	987,50	197,50	24,00	12,00	0,00
4	1000,00	900,00	10,00	987,50	197,50	21,00	12,00	0,00
5	1000,00	900,00	10,00	987,50	197,50	18,00	12,00	0,00
<b>Parede 12</b>								
<b>Linha</b>	<b><math>F_t</math> (kN)</b>	<b><math>F_i</math> (kN)</b>	<b>n° de cabos</b>	<b>Área de aço (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>E (GPa)</b>	<b><math>L_L</math> (m)</b>	<b><math>L_A</math> (m)</b>	<b><math>\alpha</math> (°)</b>
1	400,00	360,00	4,00	395,00	197,50	16,00	5,00	20,00
2	600,00	540,00	6,00	592,50	197,50	15,00	7,00	20,00
3	600,00	540,00	6,00	592,50	197,50	14,00	7,00	20,00
<b>Parede 15</b>								
<b>Linha</b>	<b><math>F_t</math> (kN)</b>	<b><math>F_i</math> (kN)</b>	<b>n° de cabos</b>	<b>Área de aço (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>E (GPa)</b>	<b><math>L_L</math> (m)</b>	<b><math>L_A</math> (m)</b>	<b><math>\alpha</math> (°)</b>
1	600,00	540,00	6,00	592,50	197,50	19,00	9,00	20,00
2	600,00	540,00	6,00	592,50	197,50	17,50	8,00	20,00
3	800,00	720,00	8,00	790,00	197,50	15,00	8,00	20,00
4	1000,00	900,00	10,00	987,50	197,50	12,50	9,00	20,00
<b>Parede 16</b>								
<b>Linha</b>	<b><math>F_t</math> (kN)</b>	<b><math>F_i</math> (kN)</b>	<b>n° de cabos</b>	<b>Área de aço (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>E (GPa)</b>	<b><math>L_L</math> (m)</b>	<b><math>L_A</math> (m)</b>	<b><math>\alpha</math> (°)</b>
1	600,00	540,00	6,00	592,50	197,50	19,00	9,00	8,00
2	600,00	540,00	6,00	592,50	197,50	17,50	8,00	8,00
3	800,00	720,00	8,00	790,00	197,50	15,00	8,00	0,00
4	1000,00	900,00	10,00	987,50	197,50	12,50	9,00	0,00

Nota:  $L_L$  : comprimento livre projetado (m);  $L_A$  : comprimento ancorado projetado (m);  $\alpha$  : inclinação vertical do tirante (°);  $F_i$  : carga incorporada (kN);  $F_t$  : carga de trabalho (kN) e  $E$  : Módulo de elasticidade do aço (GPa).

Fonte: Autoria própria.

Para simular a sequência construtiva e evolução do carregamento nos tirantes foram desenvolvidos estágios no programa. As principais etapas construtivas simuladas são apresentadas abaixo:

- (i) geração das tensões iniciais;

- (ii) escavação do terreno até a cota de execução da parede de concreto (esta etapa não foi necessária nas Paredes 15 e 16);
- (iii) execução da parede diafragma;
- (iv) rebaixamento do nível d'água;
- (v) aplicação das sobrecargas;
- (vi) escavação das valas em etapas, conforme se avança com a instalação dos tirantes;
- (vii) instalação dos tirantes, considerando sua pré-tensão;
- (viii) repetição das etapas 6 e 7 até a escavação final da vala.

Nas Paredes 15 e 16 foi considerada uma sobrecarga de 25kN/m<sup>2</sup>, referente as construções presentes no entorno da obra. Nas demais paredes foi considerado uma sobrecarga de 50kN/m<sup>2</sup> nos três primeiros metros da extremidade da cortina e 10kN/m<sup>2</sup> nas demais regiões, referente ao tráfego de veículos durante a execução da obra.

### **3.5.2 Avaliação da confiabilidade quanto a estabilidade global da cortina**

A segunda avaliação que foi realizada foi analisar a influência da variação dos parâmetros da ancoragem na estabilidade global da contenção. Para esta avaliação, é necessário o emprego de um software de análise de estabilidade de taludes que possibilite uma avaliação probabilística da estabilidade, recurso que a maioria dos softwares comerciais possui, dentre eles o Slide 2, comercializado pela Rocscience, e o Slope/W, comercializado pela Seequent. Nesta pesquisa, optou-se por utilizar o Slide 2, por ser o software que a Universidade Federal de Viçosa possui licença.

Em uma avaliação determinística, o programa adota como parâmetros para as variáveis o valor médio inserido pelo usuário, buscando, para aqueles valores admitidos, a superfície de ruptura que apresenta o menor fator de segurança baseado em um modelo de análise (Bishop simplificado, Spencer, Morgenstern-Price, dentre outros). Porém, em uma avaliação probabilística, os dados de entrada são as curvas de distribuição estatísticas das variáveis, mais precisamente o valor médio, desvio padrão e valores máximo e mínimo relativos, quando as distribuições são do tipo normal e lognormal. De posse destas informações e de acordo com um método de amostragem aleatório, avalia-se o fator de segurança para um número de amostras previamente estabelecido.

O Slide 2 possibilita trabalhar com três métodos de amostragem: Monte-Carlo, Latin-Hypercube e Response Surface. O principal impacto na escolha do método de amostragem é o número de amostras necessárias para a convergência. Segundo Iman *et al.* (1980) e Startzman e Wattenbarger (1985), o método de Latin-Hypercube produz resultados compatíveis com o método de Monte-Carlo com menos amostras. Nesta pesquisa optou-se por utilizar o método de Latin-Hypercube.

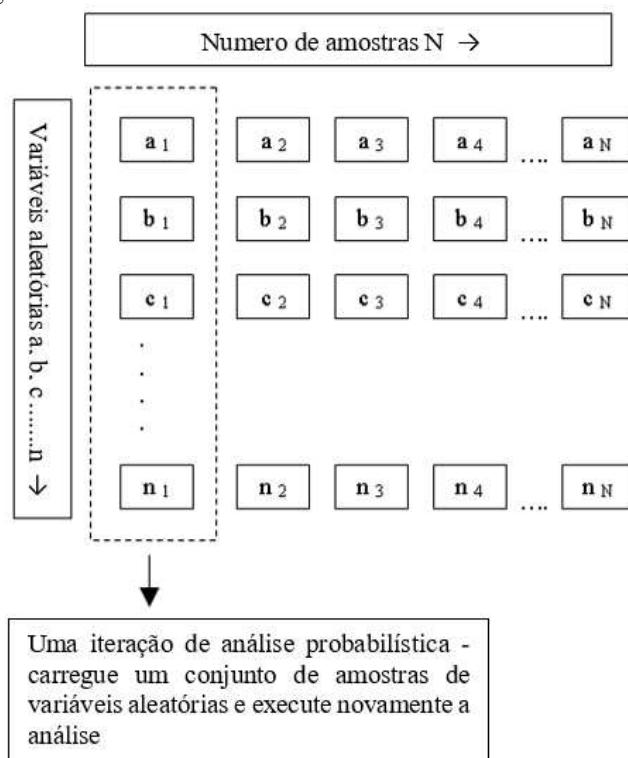
Além do método de amostragem, é necessário escolher o método de análise probabilística. O Slide 2 trabalha com dois métodos de análise: método do global mínimo e método de superfície geral. O método do global mínimo fixa a superfície de ruptura que apresenta o menor fator de segurança obtido por uma avaliação determinística e calcula, para aquela superfície, o fator de segurança para um número de amostras estabelecido, alternando o valor das variáveis de forma aleatória para cada amostra. Por outro lado, o método de superfície geral procede com esta operação de cálculo dos fatores de segurança para diversas superfícies de ruptura, tendo como grande desvantagem, em comparação com o outro método, o tempo de processamento e como vantagem a busca de superfícies de ruptura que podem ser mais representativas. Nesta pesquisa, optou-se por utilizar o método de superfície geral, por possibilitar a busca de superfícies mais representativas. Um exemplo da rotina que o software executa em uma análise probabilística pode ser visto na Figura 62.

Para a avaliação da probabilidade de falha da cortina ancorada, as variáveis aleatórias (a, b e c), exemplificadas na Figura 62, podem ser divididas em dois grupos:

Grupo 1: refere-se às variáveis relacionadas às propriedades do solo, como peso específico e parâmetros de resistência do solo, que no caso do modelo de Mohr-Coulomb, podem ser representados pelo ângulo de atrito ( $\varphi$ ) e coesão (c);

Grupo 2: refere-se às variáveis relacionadas às características das ancoragens, por exemplo, comprimento ancorado ( $L_A$ ), comprimento livre ( $L_L$ ) e resistência unitária ( $t_u$ ), e as variáveis relacionadas à parede de contenção, neste caso a resistência ao cisalhamento ( $V_{Rd3}$ ).

Figura 62 - Amostras variáveis utilizada em uma análise estatística



Fonte: Rocscience (2022).

As variáveis que serão trabalhadas na avaliação da estabilidade global da cortina estão expostas na Tabela 36.

Tabela 36 - Variáveis a serem implementadas no modelo probabilístico

Grupo	Variável
Propriedades do solo	Ângulo de atrito
	Coesão
	Peso específico
Ancoragem	Resistência unitária
	Comprimento ancorado
Parede de contenção	Resistência ao cisalhamento

Fonte: Autoria própria.

O ideal é que se tenha um elevado número de ensaios para a determinação da curva de distribuição das variáveis, entretanto não é uma prática recorrente na engenharia civil dispor de uma quantidade de ensaios que possibilite a geração destas curvas com representatividade. Conforme mencionado por Apaza e Barros (2014), quando se dispõem apenas dos valores médios de uma propriedade para uma análise probabilística, a busca por desvio padrão na literatura é uma prática recorrente.

De acordo com Duncan (2000), quando a quantidade de dados é limitada e muitas vezes obtida por correlações semiempíricas, a estimativa dos desvios padrões pode ser feita de duas formas: adotando valores de coeficientes de variação presentes na literatura para estas variáveis, calculando o desvio padrão por meio destes coeficientes; e aplicando a regra do  $3\sigma$ , que considera o princípio de que 99,73% do espaço amostral estão concentrados dentro de um intervalo de 3 vezes o desvio padrão. Desta forma, com a estimativa dos valores máximos e mínimos, é possível definir o desvio padrão. Nesta pesquisa, para os parâmetros dos solos e contenção, optou-se por utilizar os valores de coeficiente de variação de referência da literatura, ajustando os valores máximos e mínimos para eles estarem dentro de um intervalo de  $\pm 2\sigma$ , que é onde se situa a probabilidade de ocorrência de 95% do espaço amostral.

Em se tratando das variáveis relacionadas às ancoragens, a curva de distribuição da força unitária foi obtida por meio da avaliação da resistência das ancoragens, adotando o modelo de interpretação mencionado na subseção 3.2, e a curva de distribuição do comprimento ancorado obtém-se calculando o comprimento ancorado efetivo, definido pela Equação (79). Quanto às outras variáveis (espaçamento horizontal, capacidade de carga da placa e capacidade de carga do elemento resistente à tração), estas podem ser tratadas com valores médios, não aplicando uma curva de distribuição. Nesse caso, entende-se que o controle empregado na locação dos tirantes, que é geralmente realizado por um levantamento topográfico, e no dimensionamento das placas e cordoalhas utilizadas na confecção destes elementos é muito rigoroso, reduzindo a possibilidade da variabilidade de um destes elementos interferir na probabilidade de falha, além do fato de que a adoção de um número elevado de variáveis que não interferem de forma significativa no cálculo somente iria demandar maior esforço computacional.

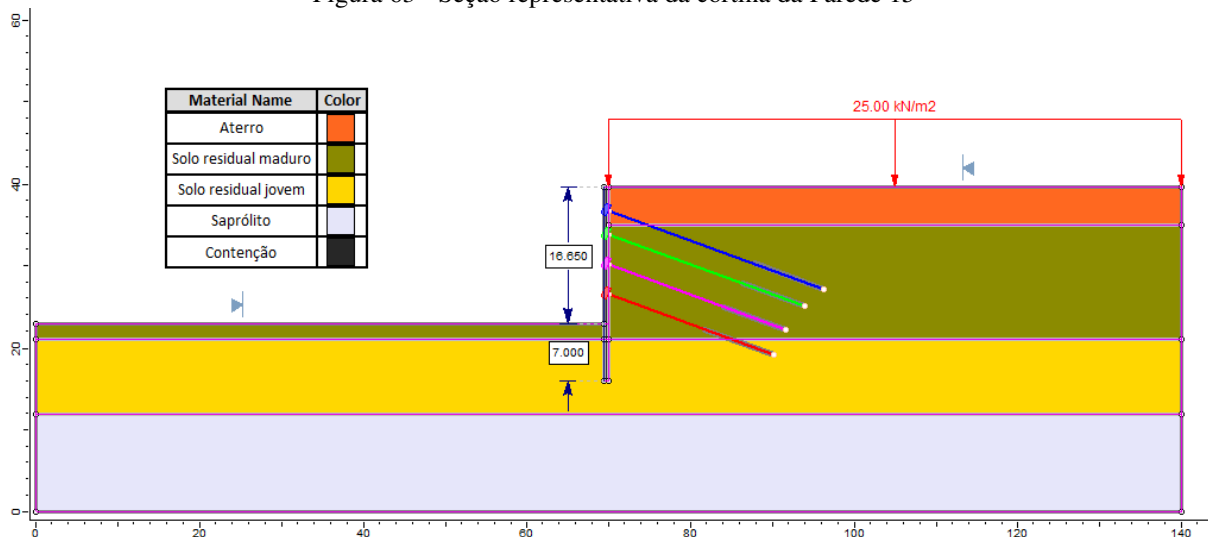
Após o processamento de dados, o programa reporta o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha da cortina, permitindo também uma avaliação de sensibilidade de como cada variável interfere no fator de segurança determinístico, sendo capaz de analisar se é necessário, por exemplo, realizar ensaios complementares para a inferência de determinada variável. A avaliação da probabilidade de falha global foi aplicada na avaliação da Parede 15.

### **3.5.2.1 Avaliação da probabilidade de falha da Parede 15**

A Parede 15 compõe uma das paredes da obra do caso 1. Para esta parede, foi realizada uma avaliação com o intuito de analisar a influência da geometria dos tirantes após a execução

na probabilidade de falha da cortina. Esta análise foi realizada na seção mais crítica da estrutura que pode ser vista na Figura 63.

Figura 63 - Seção representativa da cortina da Parede 15



Fonte: Autoria própria.

Para se fazer esta avaliação, foram avaliados dois cenários:

- Cenário 1: probabilidade de falha da cortina considerando a geometria definida em projeto. Para esta análise, foram adotadas como variáveis aleatórias apenas as propriedades dos solos que compõem o perfil demonstrado na Figura 63 e da parede de contenção. A geometria dos tirantes e propriedades foram adotadas conforme dados de projeto;
- Cenário 2: probabilidade de falha da cortina considerando a geometria dos elementos após a fase de construção. Neste cenário, além dos parâmetros do solo e da parede de contenção (discutidos na subseção 3.5.3), foram considerados como variáveis aleatórias a geometria e parâmetros dos tirantes após a construção.

### 3.5.2.1.1 Dados de entrada utilizados no projeto

Os parâmetros dos solos aplicados na fase de projeto podem ser vistos na Tabela 33. Com relação às propriedades da cortina de contenção, no modelo ela foi tratada como um elemento de estaca (*Pile/Micro Pile*). A adoção deste elemento de reforço deve-se ao fato dele permitir utilizar a resistência ao cisalhamento da estaca, possibilitando definir a resistência ao cisalhamento considerando a taxa de armadura do elemento. A cortina foi trabalhada com o

método de aplicação de força ativo, devendo-se, portanto, inserir a resistência ao cisalhamento permitida no modelo. A resistência ao cisalhamento foi determinada de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023), segundo a qual resistência ao cisalhamento para lajes armadas é calculada pela Equação (87).

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (87)$$

$$V_c = V_{c0} = 0,6f_{ctd}b_w d \quad (88)$$

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) 0,9 d f_{ywd}(\text{sen}\alpha + \text{cos}\alpha) \quad (89)$$

Em que:

$V_c$  : parcela de força cortante resistida pelo concreto;

$V_{sw}$  : parcela de força cortante resistida pela armadura transversal;

$f_{ctd}$  : resistência à tração de cálculo do concreto  $\left(0,21 f_{ck}^{\frac{2}{3}}\right) / \gamma_c$ ;

$b_w$  : largura da seção;

$d$  : altura útil da seção;

$\frac{A_{sw}}{s}$  : relação entre área de aço por comprimento da armadura transversal;

$f_{ywd}$  : tensão na armadura transversal passiva de cálculo  $\left(\frac{f_{wk}}{\gamma_s}\right)$ ; e

$\gamma_c$  e  $\gamma_s$  : coeficientes de redução da resistência do concreto e aço;

$\alpha$  : ângulo de inclinação da armadura transversal ( $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ ).

Esta parede possui uma espessura de 60 cm, o que remete a uma altura útil de 55cm. Ela foi construída com concreto de  $f_{ck}$  igual a 25MPa e estribos de diâmetro 12,5mm espaçados a cada 25cm, constituídos de barras de aço CA50. A partir destes parâmetros da parede a força de resistência ao cisalhamento calculada é de 638,44 kN.

Os reforços do tipo tirantes são trabalhados no programa Slide 2 como ancoragens ativas, portanto a componente de força do tirante entra subtraindo as forças atuantes, de acordo com a Equação (90).

$$F_s = \frac{\text{Força resistente} + T_N \tan \phi}{\text{Força atuante} - T_s} \quad (90)$$

Em que:

$T_N$ : componente normal da força;

$T_S$  : componente da força cisalhante aplicada na base da fatia pelo tirante.

Conforme sugerido por Duncan *et al.* (2014), como a força de suporte não é dividida pelo fator de segurança, é recomendado que se adote a força aplicada pelo suporte como a permitida e não a última. No Slide 2, a força aplicada pelo tirante é avaliada considerando três modos de falha: falta de ancoragem do tirante na contenção, relacionada à capacidade da placa, ruptura do elemento resistente à tração e arrancamento do trecho ancorado.

As ancoragens da Parede 15 foram executadas com cordoalhas de aço 190RB de diâmetro 12,7mm. Para a capacidade da placa, foi considerado o mesmo valor da carga de trabalho aplicada, de forma a não considerar este modo de falha como predominante. A força de adesão do tirante com o solo foi calculada dividindo a carga máxima de trabalho pelo comprimento ancorado. As propriedades dos tirantes utilizados nas análises podem ser vistas na Tabela 37.

Tabela 37 - Características dos tirantes utilizados nas análises na condição de projeto

Linha	Carga de trabalho (kN)	nº cabos	Área de aço (mm <sup>2</sup> )	Capacidade de carga do aço (kN)	$L_A$ (m)	Força de adesão unitária (kN/m)
1	600,00	6,00	592,50	1122,00	9,00	66,67
2	600,00	6,00	592,50	1122,00	8,00	75,00
3	800,00	8,00	790,00	1496,00	8,00	100,00
4	1000,00	10,00	987,50	1870,00	9,00	111,11

Fonte: Autoria própria.

### 3.5.3 Parâmetros estatísticos utilizados nas análises probabilísticas

Nas análises probabilísticas, os intervalos dos parâmetros foram definidos com base no coeficiente de variação previsto para cada variável, prática recorrente conforme relatado por Duncan (2000). Os desvios padrões foram definidos em função dos valores médios, expostos na Tabela 33, e dos coeficientes de variação. Os coeficientes de variação adotados para a coesão, ângulo de atrito, peso específico, coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade foram de 30, 13, 7, 15 e 20%, respectivamente, que estão nos intervalos sugeridos nos trabalhos de Harr (1987) *apud* Campello (2020), Harr (1984) e Kulhawy (1992) *apud* Duncan (2000) e Baecher e Christian (2003).

Para a definição dos valores máximo e mínimos relativos, foi utilizada a regra do intervalo de confiança. Sabendo que 95% do espaço amostral para uma distribuição normal está compreendido no intervalo de  $\pm 2\sigma$ , os valores dos desvios padrão foram multiplicados por 2. Os parâmetros utilizados podem ser vistos na Tabela 38. Nas análises, foi adotada uma distribuição normal para todos os parâmetros, com exceção da coesão onde foi empregada uma distribuição lognormal.

Com relação à resistência ao cisalhamento da parede de concreto, foi considerado que ela pode variar em função da resistência do concreto à compressão ( $f_{ck}$ ). Desta forma, os valores máximo e mínimos da resistência ao cisalhamento foram definidos pela Equação (87), variando a resistência do concreto, considerando um desvio padrão ( $S_d$ ) de 4Mpa, que é o desvio padrão recomendado pela NBR 12655 (ABNT, 2022) para concretos com condição de preparo A. Os valores máximo e mínimos de  $f_{ck}$  empregados no cálculo da resistência ao cisalhamento foram determinados pela Equação (91), resultando em valores de 18,40 e 31,60Mpa.

$$f_{ck,m\acute{a}x;m\acute{i}n} = f_{ck} \pm 1,65 S_d \quad (91)$$

Os valores máximos e mínimos dos parâmetros dos solos devem estar aderentes a valores possíveis de ocorrência para aquele material. Desta forma, os valores encontrados foram comparados com os valores da Tabela 39, onde estão expostos os valores de referência para solos residuais de gnaiss localizados na região metropolitana de São Paulo.

Tabela 38 - Parâmetros adotados para os solos nas análises probabilísticas

Parâmetro	Aterro				
	Valor médio	$C_v$	$\sigma$	Mínimo relativo	Máximo relativo
Coesão ( $c'$ ) (kN/m <sup>2</sup> )	10,00	30,00%	3,00	6,00	6,00
Ângulo de atrito ( $\varphi'$ ) (°)	25,00	13,00%	3,25	6,50	6,50
Peso específico ( $\gamma$ ) (kN/m <sup>3</sup> )	18,00	7,00%	1,26	2,52	2,52
Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )	0,30	15,00%	0,05	0,10	0,10
Módulo de elasticidade ( $E_i$ ) (kPa)	25000,00	20,00%	5000,00	10000,00	10000,00
Parâmetro	Solo residual maduro				
	Valor médio	$C_v$	$\sigma$	Mínimo relativo	Máximo relativo
Coesão ( $c'$ ) (kN/m <sup>2</sup> )	42,00	30,00%	12,60	25,20	25,20
Ângulo de atrito ( $\varphi'$ ) (°)	25,00	13,00%	3,25	6,50	6,50
Peso específico ( $\gamma$ ) (kN/m <sup>3</sup> )	19,00	7,00%	1,33	2,66	2,66
Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )	0,20	15,00%	0,03	0,02	0,10
Módulo de elasticidade ( $E_i$ ) (kPa)	60000,00	20,00%	12000,00	24000,00	24000,00
Parâmetro	Solo residual jovem				
	Valor médio	$C_v$	$\sigma$	Mínimo relativo	Máximo relativo
Coesão ( $c'$ ) (kN/m <sup>2</sup> )	37,00	30,00%	11,10	22,20	22,20
Ângulo de atrito ( $\varphi'$ ) (°)	26,00	13,00%	3,38	6,76	6,76
Peso específico ( $\gamma$ ) (kN/m <sup>3</sup> )	20,50	7,00%	1,44	2,87	2,87
Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )	0,20	15,00%	0,03	0,02	0,10
Módulo de elasticidade ( $E_i$ ) (kPa)	100000,00	20,00%	20000,00	40000,00	40000,00
Parâmetro	Saprólito				
	Valor médio	$C_v$	$\sigma$	Mínimo relativo	Máximo relativo
Coesão ( $c'$ ) (kN/m <sup>2</sup> )	54,00	30,00%	16,20	32,40	16,00
Ângulo de atrito ( $\varphi'$ ) (°)	30,00	13,00%	3,90	7,80	7,80
Peso específico ( $\gamma$ ) (kN/m <sup>3</sup> )	21,00	7,00%	1,47	2,94	2,94
Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )	0,20	15,00%	0,03	0,02	0,10
Módulo de elasticidade ( $E_i$ ) (kPa)	140000,00	20,00%	28000,00	56000,00	56000,00
Parâmetro	Parede de concreto				
	Valor médio	$C_v$	$\sigma$	Mínimo relativo	Máximo relativo
Resistência ao cisalhamento (kN)	638,44	5,86%	37,44	78,22	71,54

Fonte: Autoria própria.

Tabela 39 - Resumo do banco de dados sobre solos residuais da região metropolitana de São Paulo

Identificação	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )		$c'$ (kPa)		$\phi'$ (graus)		Fonte
	Valor médio	Desvio padrão	Valor médio	Desvio padrão	Valor médio	Desvio padrão	
Gnaisse Vila Anastácio	16,70	-	34,00	-	29,30	-	Vargas (1951)
Gnaisse ("Migmatito")	18,30	1,30	53,00	28,00	26,80	3,20	ABEF (1989)
Gnaisse Real Parque (Saprólito)	17,40	5,10	1,00 a 71,00	-	23,90	5,90	Pellogia (1997)
Gnaisse Caxingui (Maduro)	-	-	0,00 a 20,00	-	26,00 a 28,00	-	Abramento e Pinto (1998)
Gnaisse Caxingui (Jovem)	-	-	24,00	-	28,50	-	Abramento e Pinto (1998)
Gnaisse Morumbi	19,00	0,90	34,00	23,00	36,50	-	EPT (2004)
Gnaisse Pinheiros	18,90	1,20	14,00	12,00	36,20	10,60	Futai e Gonçalves (2007)
Gnaisse Rodoanel-Sul	17,00	1,00	30,00	17,40	31,70	3,10	EPT (2007)
Gnaisse Caxingui (Jovem)	20,40	-	37,30	-	26,20	-	Cecílio (2009)
Gnaisse Santo André	16,30	-	39,00	20,00	30,00	4,40	Lima (2009)
Gnaisse Osasco	18,30	-	23,00	10,00	34,40	5,20	Lima (2009)
Gnaisse Jandira	15,00	-	14,00 - 34,00	-	29,00	-	Futai (2010)
Gnaisse Avenida Santo Amaro	18,60	-	164,00	-	23,90	-	EPT (2010)
Gnaisse Avenida Santo Amaro	17,30	-	45,00	-	31,10	-	EPT (2010)
Gnaisse granítico interior de São Paulo	16,10	0,30	0,00 a 50,00	-	27,60 a 31,20	-	Pinto <i>et al.</i> (1993)

Fonte: Adaptada de Futai *et al.* (2002).

Na Tabela 38, é possível notar que o valor máximo relativo da coesão para o saprólito se difere do valor mínimo. Isto se deve ao fato de que o valor máximo relativo calculado em função do desvio padrão apresentava um valor bem superior de coesão quando comparado com a referência da Tabela 39. Portanto, foi limitado o valor máximo relativo em 16 kN/m<sup>2</sup> para que o valor máximo da coesão fosse de 70 kN/m<sup>2</sup>, valor este aderente ao encontrado no trabalho de Pellogia (1997).

Os intervalos dos valores dos coeficientes de Poisson dos solos residuais foram definidos analisando os valores encontrados por Cecílio (2009), no qual observou um intervalo de valores de 0,18 a 0,48, a depender do ângulo da trajetória de tensões. Neste trabalho, utilizou-se valores que variam de 0,18 a 0,30, sendo os mais observados nos ensaios.

No relatório da Companhia do Metropolitano de São Paulo (2012f) foram definidas relações entre valores de  $N_{SPT}$  e módulos de elasticidade dos solos residual maduro, jovem e saprólito, por meio da interpretação de ensaios pressiométricos executados na obra do túnel da Via Três Poderes- Morumbi. Os intervalos apresentados na Tabela 38 estão compreendidos nos valores extremos encontrados considerando a variabilidade dos valores de  $N_{SPT}$  do terreno, conforme Tabela 40.

Tabela 40 - Relação entre módulo de elasticidade e valores de  $N_{SPT}$  para os solos estudados

Parâmetro	Material		
	Solo residual maduro	Solo residual jovem	Saprólito
Relação	$6 \cdot N_{SPT}$	$4 \cdot N_{SPT}$	$2 \cdot N_{SPT}$
Intervalo de $N_{SPT}$	5 a 48	15 a 47	> 45
Módulo de elasticidade ( $E_i$ ) (MPa)	30 a 288	60 a 188	> 90

Fonte: Autoria própria.

Nas análises onde foram consideradas como variáveis aleatórias, além dos parâmetros do solo, os valores do comprimento ancorado e da resistência unitária das ancoragens, os parâmetros estatísticos adotados foram extraídos da interpretação dos ensaios de recebimento, aplicando o modelo de interpretação apresentado na subseção 3.2.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1 Avaliação dos resultados da interpretação dos ensaios

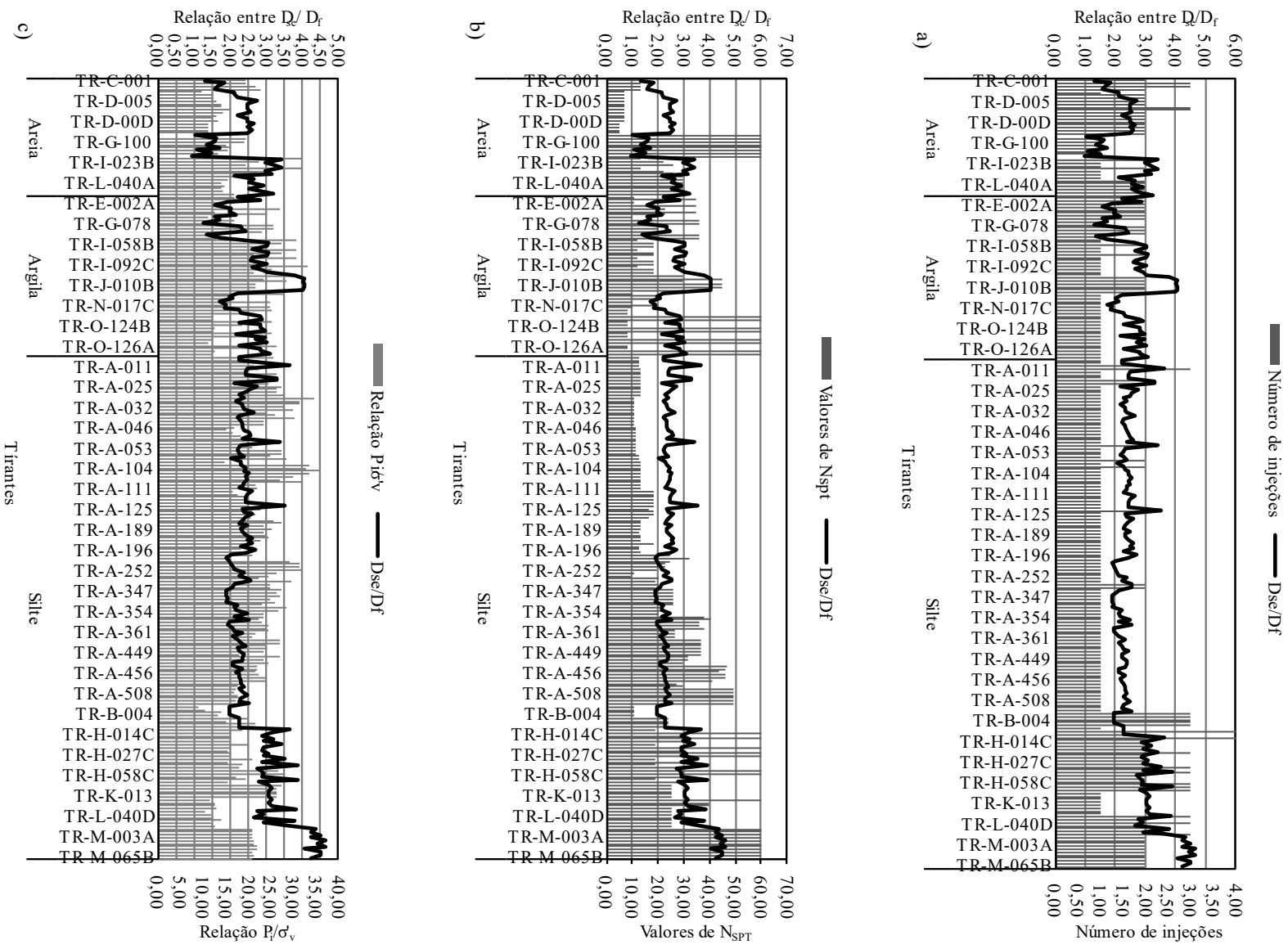
#### 4.1.1 Avaliação da geometria dos tirantes do caso 1 após a execução

Após a construção das ancoragens, dois elementos podem sofrer grande alteração a depender do procedimento executivo adotado, sendo eles o diâmetro equivalente do bulbo, calculado pela Equação (81), e o comprimento ancorado equivalente, calculado pela Equação (79).

Como mencionado por Bustamante e Doix (1985) e Souza (2001), o diâmetro final do bulbo é fortemente influenciado por fatores associados ao método executivo, dentre os quais citam-se a pressão de injeção, o número de injeções e o  $N_{SPT}$  do solo adjacente. Na Figura 64, é possível identificar a relação entre cada variável com a relação  $D_{se}/D_f$ , que representa a expansão do diâmetro equivalente do bulbo. Na Figura 64, as ancoragens foram divididas em três grupos de acordo com as características do solo predominante da região onde foram instaladas.

Avaliando a Figura 64, nota-se que não houve relação direta da expansão do bulbo com o valor de  $N_{SPT}$ . No entanto, quando se avalia o número de injeções e relação entre  $P_i/\sigma'_v$ , é possível notar uma predisposição de picos da relação  $D_{se}/D_f$  quando há aumento destas duas variáveis, sendo observado em tirantes instalados em todos os tipos de solo. Isto denota que o aumento do bulbo ancorado é mais governado pelo número de injeções e pressão de injeção aplicado, que gera um aumento no volume de calda injetado. Esta constatação já havia sido feita por Ostermayer (1975), que observou um ganho de resistência com a aplicação de reinjeções em solos coesivos, e por Bustamante e Doix (1985), que sugerem a aplicação de pressões de injeção superiores à pressão limite do terreno.

Figura 64 - Avaliação da expansão do bulbo: a) relação entre  $D_{se}/D_f$  e número de injeções; b) relação entre  $D_{se}/D_f$  e valores de  $N_{SPT}$ ; c) relação entre  $D_{se}/D_f$  e pressão de injeção



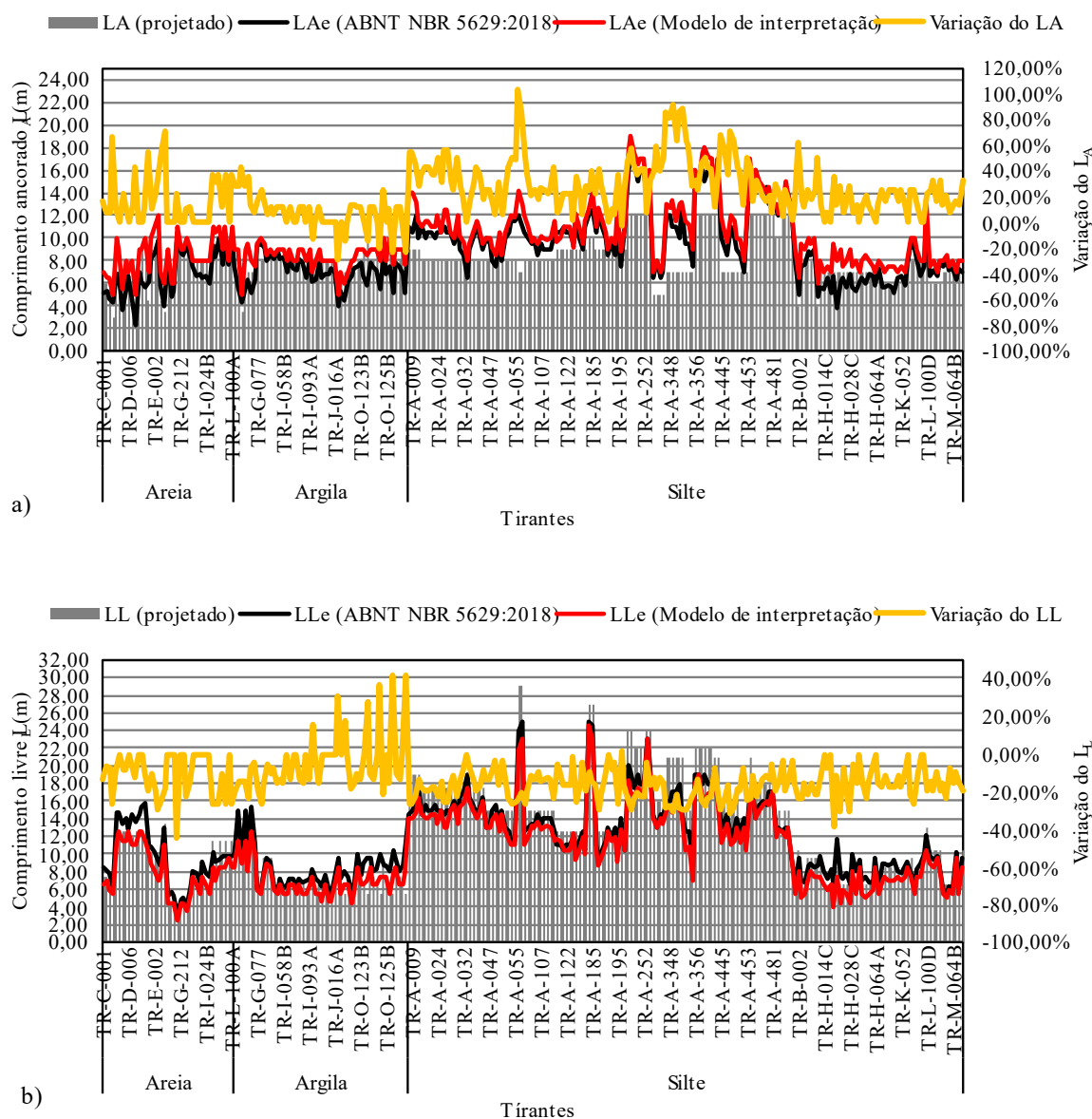
Fonte: Autoria própria.

Com o aumento do  $N_{SPT}$ , espera-se que a expansão do bulbo reduza, devido à resistência oferecida pelo solo, necessitando de maiores pressões de injeção para proporcionar aumento. Entretanto, esta relação não é evidente nos tirantes analisados, como pode ser observado no trecho do gráfico entre os tirantes TR-L-040D e TR-M-065B, em que o valor de  $N_{SPT}$  aumentou, porém, a relação  $D_{se}/D_f$  também elevou. Este comportamento pode estar associado à elevação da razão  $P_i/\sigma'_v$  que também aumentou neste trecho do gráfico.

Outros elementos que sofrem modificações, a depender dos procedimentos de execução adotados, são os comprimentos livre e ancorado. Na Figura 65, está exposta à relação entre os comprimentos livre e ancorado projetado e efetivo, calculados pela fórmula apresentada pela NBR 5629 (ABNT, 2018) e pelo modelo de interpretação do ensaio apresentado nesta pesquisa. A Figura 65a mostra que, na maioria dos tirantes, o comprimento ancorado efetivo foi maior que o comprimento ancorado projetado. Isto se deve a dois fatores, um deles relacionado ao isolamento do trecho livre nas proximidades do trecho ancorado, que pode ser ineficiente, e o outro relacionado à aplicação de pressões de injeção elevadas nas interfaces entre os trechos livre e ancorado, que pode gerar um aumento excessivo do bulbo nesta região (PÉREZ MORE, 2003). Este aumento faz com que parte do trecho livre atue resistindo à aplicação da carga.

Mesmo apresentando um aumento do trecho ancorado, a redução do comprimento livre projetado ainda está no intervalo aceitável de 20% para a grande maioria dos tirantes, quando se avalia o comprimento livre calculado conforme preconizado pela NBR 5629 (ABNT, 2018). Contudo, quando se avalia a variação do comprimento livre por meio da abordagem exposta nesta pesquisa, considerando o retorno do bulbo ancorado, observa-se que grande parte das ancoragens apresenta redução do comprimento livre que excede o recomendado, conforme exposto na Figura 65b. Esta diferença pode ser crucial para a reprovação de um tirante que apresenta comprimento livre próximo ao limite de 20% inferior ao projetado ou aprovação de um tirante que apresenta comprimento ancorado inferior a 50% do projetado.

Figura 65 - Avaliação dos comprimentos livre e ancorado dos tirantes: a) relação entre comprimentos ancorados projetado e efetivo; b) relação entre comprimentos livres projetado e efetivo



Fonte: Autoria própria.

Como relatado por Souza (2001), mesmo atendendo à norma NBR 5629 (ABNT, 2018), a ancoragem pode apresentar-se menos segura. Tirantes com comprimento livre menor do que o recomendado, ao serem submetidos aos esforços do empuxo ativo gerado pela escavação, perdem uma parcela de atrito resistida pelo trecho livre, fazendo com que a capacidade de carga aferida inicialmente torne-se menor. Outro fato que ocorre é a perda de protensão devida aos esforços gerados no sentido contrário à aplicação da protensão no trecho livre, muitas vezes

solucionada com a reprotensão dos tirantes. Isto denota a necessidade de reavaliação da cortina, considerando esta mudança da geometria da ancoragem após a execução.

#### 4.1.2 Relação tensão *versus* deformação do contato bulbo-solo

Para a interpretação do ensaio, é necessária a definição da relação entre a tensão de adesão e a deformação que ocorre no contato bulbo-solo. Esta relação foi ajustada de forma a se obter a curva que melhor se adere à curva obtida no ensaio de recebimento e qualificação. Na Tabela 41, é possível visualizar os valores médios obtidos de tensão de adesão última ( $\tau_u$ ), tensão de adesão residual ( $\tau_r$ ) e deformações ( $\varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_2$  e  $\varepsilon_3$ ) para as ancoragens, de acordo com o tipo de solo e valores de  $N_{SPT}$  encontrados ao longo do comprimento ancorado.

Tabela 41 - Valores de tensão de adesão e deformação médios obtidos nos tirantes em função do tipo de solo e  $N_{SPT}$

(Continua)

Tipo de solo/ $N_{SPT}$	Valores médios				
	$\tau_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_r$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\varepsilon_1$	$\varepsilon_2$	$\varepsilon_3$
<b>Areia argilosa</b>					
7,00	175,71	53,21	0,057%	0,067%	0,580%
10,00	260,00	85,00	0,060%	0,070%	0,725%
13,00	250,86	67,14	0,046%	0,056%	0,520%
22,00	115,00	105,00	0,050%	0,060%	0,650%
26,00	145,00	135,00	0,050%	0,060%	0,700%
60,00	356,67	286,67	0,057%	0,067%	0,650%
<b>Areia siltosa</b>					
5,00	143,00	64,00	0,062%	0,072%	0,660%
30,00	73,29	51,00	0,057%	0,080%	0,493%
<b>Argila arenosa</b>					
35,00	206,67	125,00	0,050%	0,060%	0,633%
<b>Argila siltosa</b>					
8,00	70,00	60,13	0,060%	0,070%	0,338%
10,00	105,00	75,67	0,087%	0,157%	1,500%
11,00	145,00	78,33	0,050%	0,060%	0,650%
12,00	110,00	91,25	0,050%	0,060%	0,575%
18,00	169,38	138,75	0,058%	0,068%	0,675%
20,00	188,17	88,00	0,073%	0,113%	0,550%
23,00	210,00	97,50	0,050%	0,060%	0,590%
30,00	98,33	39,33	0,050%	0,060%	0,533%
36,00	220,00	186,25	0,060%	0,070%	0,475%

Tabela 41 - Valores de tensão de adesão e deformação médio obtidos nos tirantes em função do tipo de solo e  $N_{SPT}$  (Conclusão)

Tipo de solo/ $N_{SPT}$	Valores médios				
	$\tau_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_r$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\varepsilon_1$	$\varepsilon_2$	$\varepsilon_3$
45,00	120,00	90,67	0,050%	0,060%	0,650%
60,00	87,00	65,75	0,075%	0,119%	0,738%
<b>Silte</b>					
24,00	423,75	287,50	0,053%	0,063%	0,605%
<b>Silte arenoso</b>					
17,00	350,00	187,50	0,050%	0,060%	0,775%
19,00	292,14	135,71	0,054%	0,064%	0,661%
20,00	250,00	80,00	0,050%	0,060%	0,550%
21,00	315,00	66,50	0,050%	0,060%	0,565%
23,00	220,00	125,00	0,050%	0,060%	0,500%
24,00	340,00	77,50	0,050%	0,060%	0,625%
25,00	76,58	59,75	0,075%	0,126%	1,033%
26,00	258,33	67,25	0,050%	0,060%	0,520%
27,00	250,00	110,00	0,063%	0,071%	0,870%
30,00	310,00	125,00	0,065%	0,075%	0,800%
31,00	207,14	119,29	0,060%	0,070%	0,643%
36,00	301,25	80,63	0,058%	0,071%	0,573%
40,00	135,00	65,00	0,060%	0,070%	0,570%
41,00	360,00	80,00	0,050%	0,060%	0,700%
47,00	330,00	120,00	0,050%	0,060%	0,600%
60,00	158,84	82,37	0,055%	0,065%	0,595%
32,00	216,67	90,67	0,050%	0,060%	0,483%
38,00	187,50	105,00	0,080%	0,090%	0,700%
46,00	346,67	105,00	0,050%	0,060%	0,767%
43,00	360,00	90,00	0,050%	0,060%	0,650%
49,00	328,33	145,83	0,053%	0,063%	0,828%
<b>Silte argiloso</b>					
10,00	165,00	115,00	0,070%	0,080%	0,850%
11,00	250,00	133,45	0,051%	0,061%	0,637%
12,00	323,33	88,33	0,050%	0,060%	0,667%
13,00	241,22	110,00	0,053%	0,063%	0,548%
19,00	292,50	61,50	0,060%	0,070%	0,355%
21,00	200,00	75,00	0,045%	0,055%	0,275%

Fonte: Autoria própria.

Como pode ser observado na Tabela 41, os valores médios de tensão de adesão última variaram de forma considerável de acordo com o tipo de solo e valores de  $N_{SPT}$ . Para os tirantes instalados em solos arenosos, este valor variou de 73,29 a 356,67 kPa; para os instalados em solos argilosos, variou de 70,00 a 220,00 kPa; nas ancoragens instaladas em solos siltosos

variou de 76,58 a 423,75 kPa. Este mesmo comportamento pode ser observado para as tensões de adesão residual, no entanto, com valores bem inferiores aos de tensão de adesão última.

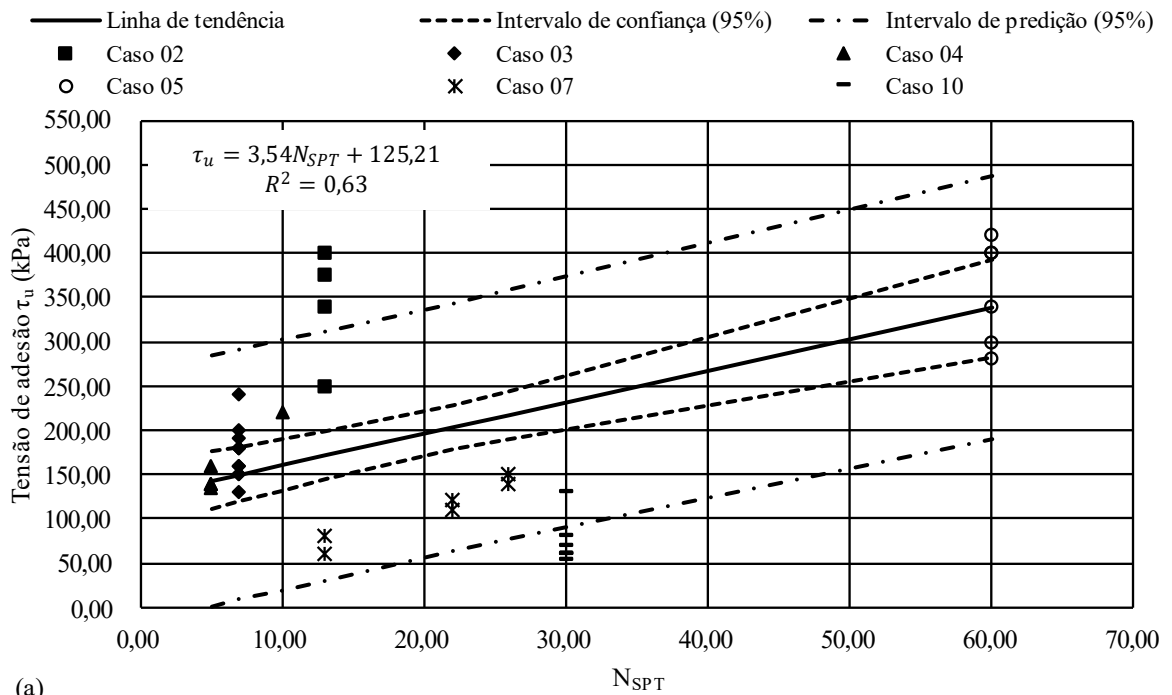
Os valores de tensões de adesão máxima e residual foram plotados em relação aos valores de  $N_{SPT}$  na busca de encontrar relação entre estas variáveis. Os resultados podem ser vistos na Figura 66, Figura 67 e Figura 68. As relações expostas nos gráficos foram definidas considerando apenas os resultados presentes no intervalo de predição, desconsiderando os valores atípicos encontrados nos demais ensaios.

Para os solos arenosos, conforme pode ser visto na Figura 66, há uma boa relação entre os valores de tensão de adesão e  $N_{SPT}$ , principalmente em se tratando da tensão de adesão residual (Figura 66b). As únicas exceções que ficaram fora dos limites do intervalo de previsão de 95% foram as ancoragens do caso 10, tanto para as tensões máximas quanto para as residuais, e algumas ancoragens do caso 02, quando avaliadas as tensões máximas. Vale ressaltar que, nos intervalos de  $N_{SPT}$  entre 30 e 60, não houve tirantes para compor a relação, podendo, dentro desta faixa, existir valores que divergem do previsto.

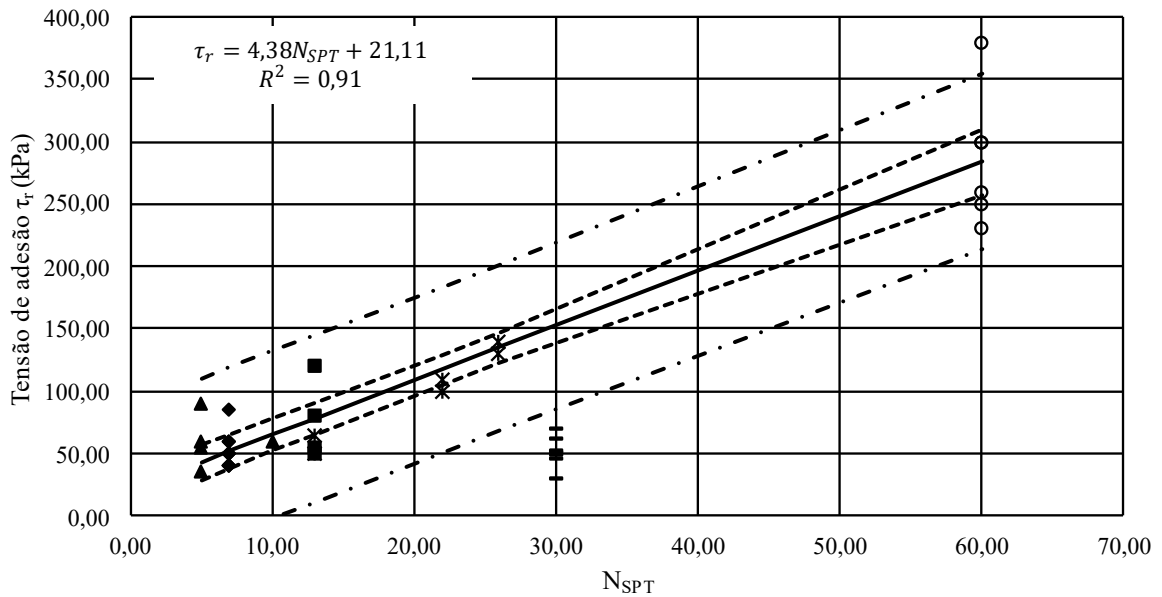
Para os solos argilosos, os tirantes instalados na obra do caso 8 e na obra do caso 12 com  $N_{SPT}$  igual a 60, apresentam comportamento muito discrepante dos demais, conforme visto na Figura 67. Há uma relação de crescimento das tensões de adesão com o valor de  $N_{SPT}$ , no entanto, para valores acima de 35, houve uma tendência de redução. Nestes casos, a metodologia construtiva pode ter corroborado para este comportamento atípico. Sugere-se que, para valores de  $N_{SPT}$  acima de 35, adotem-se os mesmos valores de tensões de adesão máxima e residual encontrados para  $N_{SPT}$  de 35. Os tirantes do caso 05, com  $N_{SPT}$  igual a 20, também reportaram valores bem mais elevados de tensão máxima do que os demais casos com valores similares de  $N_{SPT}$ .

Na Figura 68, estão apresentados os resultados das tensões de adesão encontradas nos tirantes instalados em solos siltosos. Observa-se que a dispersão dos resultados é maior que a encontrada para os solos arenosos e argilosos, podendo estar relacionada a própria diferença de comportamento encontrada entre siltes arenosos e siltes argilosos. Os tirantes dos casos 13, 14 e 15 apresentaram valores que ficaram fora do intervalo de predição. Os tirantes do caso 09 tiveram valores fora do intervalo de predição quando avaliada a tensão de adesão máxima.

Figura 66 - Valores de tensão de adesão máxima e residual obtidos nos tirantes instalados em solos arenosos. a) relação entre tensão de adesão máxima e valores de  $N_{SPT}$ ; b) relação entre tensão de adesão residual e valores de  $N_{SPT}$



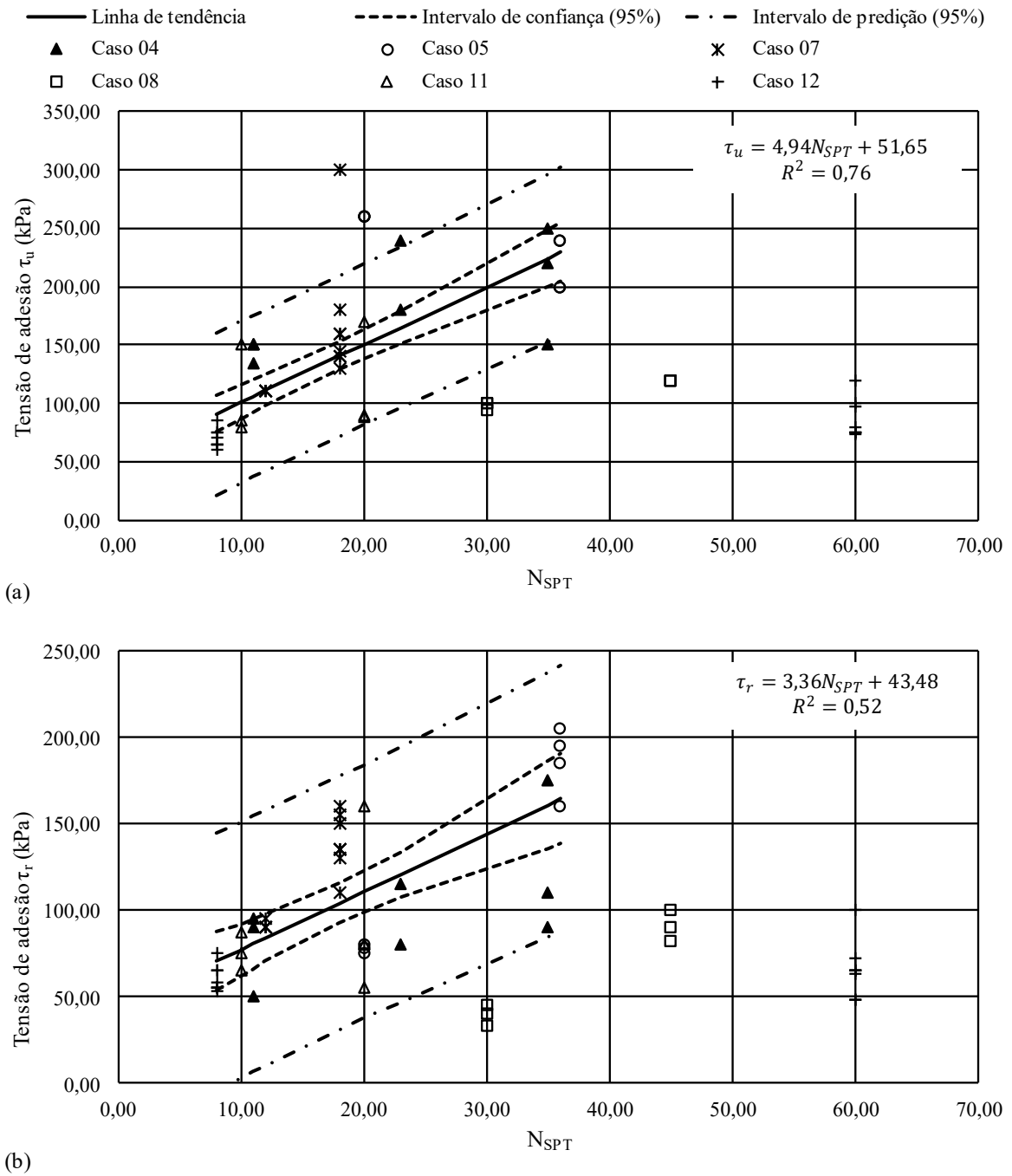
(a)



(b)

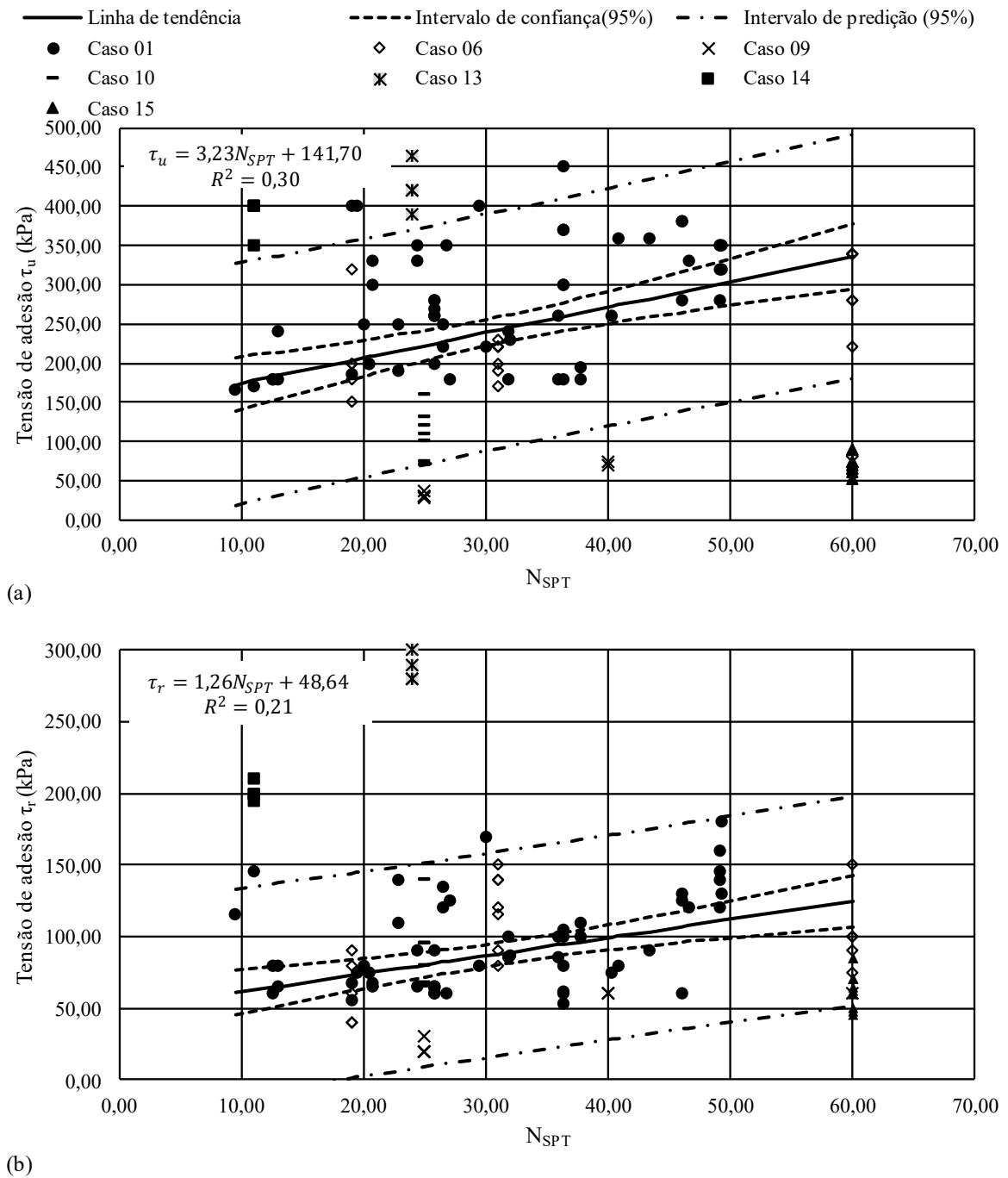
Fonte: Autoria própria.

Figura 67 - Valores de tensão de adesão máxima e residual obtidos nos tirantes instalados em solos argilosos. a) relação entre tensão de adesão máxima e valores de  $N_{SPT}$ ; b) relação entre tensão de adesão residual e valores de  $N_{SPT}$



Fonte: Autoria própria.

Figura 68 - Valores de tensão de adesão máxima e residual obtidos nos tirantes instalados em solos siltosos. a) relação entre tensão de adesão máxima e valores de  $N_{SPT}$ ; b) relação entre tensão de adesão residual e valores de  $N_{SPT}$



Fonte: Autoria própria.

Em se tratando das deformações necessárias para a mobilização de tensões de adesão em ancoragens, não há muitas referências na literatura. Barkhordari (1998) apresentou alguns dados de ensaios de arrancamento que demonstram deformações  $\varepsilon_1$  de 0,05 e 0,08%,  $\varepsilon_2$  de 0,1 e 0,18% e  $\varepsilon_3$  de 0,40 e 0,50%. Woods e Barkhordari (1997) apresentam um ensaio realizado na

formação geológica *London Clay*, na cidade de Hampton, em que obtiveram deformações  $\varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_2$  e  $\varepsilon_3$  de 0,05%, 0,075% e 0,15%, respectivamente. Um ajuste do ensaio apresentado por Ivandic *et al.* (2003) reportou valores de deformações de 0,18%, 0,20% e 0,29% para o alcance das tensões última e residual. No trabalho de Smet *et al.* (2019), foi monitorado um ensaio de arrancamento em solo arenoso com presença de argila, sendo observados valores de deformação máxima da ordem de 0,50% no trecho ancorado, contudo o ensaio não foi levado à carga de ruptura, sendo possível esperar deformações um pouco maiores do que as apresentadas.

Os valores de  $\varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_2$  e  $\varepsilon_3$ , apresentados na Tabela 41, ficaram no intervalo de 0,045 a 0,087%, 0,055 a 0,157% e 0,275 a 1,500%, tendo como valor mais observado 0,050, 0,060 e 0,700%. Estes estão na ordem de grandeza dos encontrados nos trabalhos de Barkhordari (1998), Woods e Barkhordari (1997), Ivandic *et al.* (2003) e Smet *et al.* (2019).

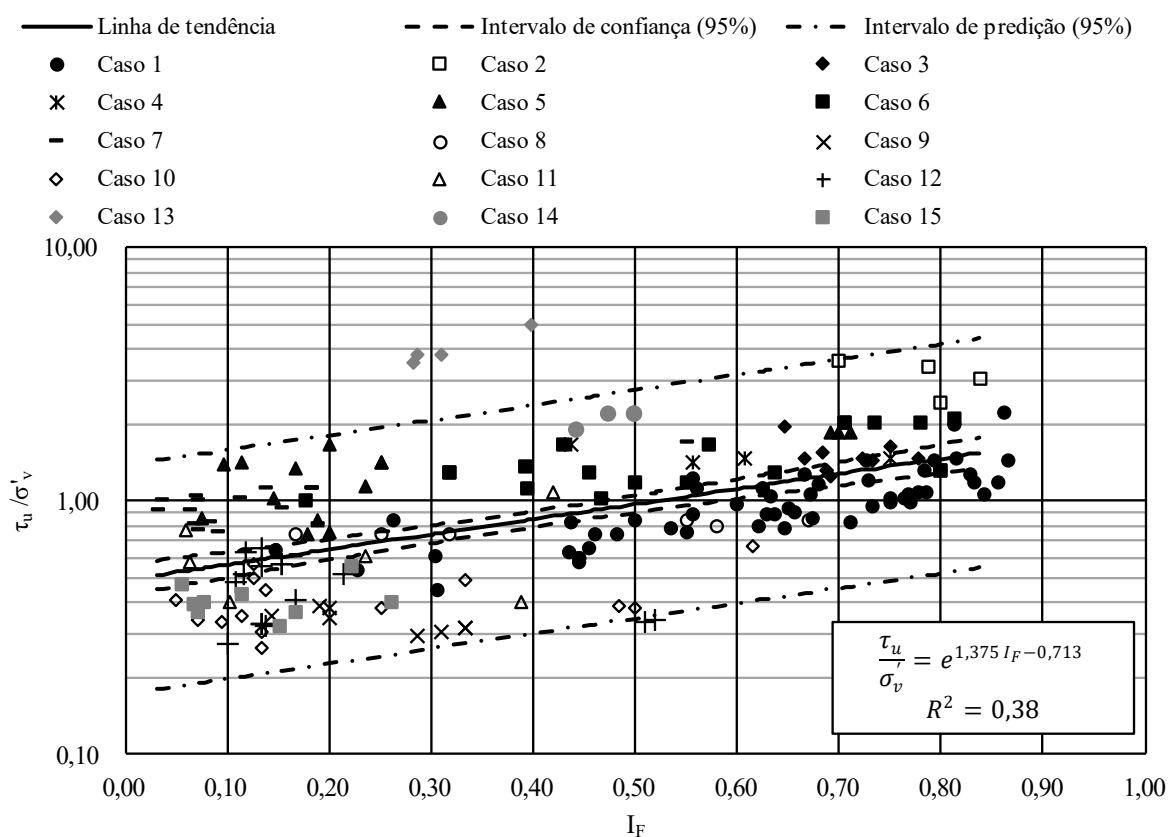
O que se pode verificar é que este patamar, onde as tensões máximas se mantêm constantes, é muito pequeno, esgotando-se com o acréscimo de pequenas deformações, de 0,009 a 0,070%. As deformações necessárias para o alcance das tensões residuais são de maior magnitude, da ordem de 0,220 a 1,343%, evidenciando que é necessário um deslocamento considerável do bulbo para que possa mobilizar as tensões residuais. Para uma estimativa inicial de ajuste da curva, recomenda-se que sejam utilizados valores de deformação de 0,050% para  $\varepsilon_1$ , 0,060% para  $\varepsilon_2$  e 0,700% para  $\varepsilon_3$ , sendo os valores mais observados nos ajustes realizados nos tirantes avaliados.

A utilização das equações apresentadas no dimensionamento de ancoragens deve ser adotada com muita cautela, devido à alta dispersão dos resultados e influência de outros fatores relacionados à execução nas tensões de adesão, como número de injeções e pressão de injeção. Sugere-se que, para a utilização em dimensionamento, sejam realizados ensaios de arrancamento para ajuste destes valores. As relações apresentadas são ótimos indicativos dos valores iniciais a serem aplicados no ajuste da curva medida com a calculada.

Em algumas ancoragens, foram constatados valores de tensão de adesão última muito próximos dos valores de tensão residual, indicando um comportamento quase de estabilização das tensões com a elevação da deformação, não demonstrando um pico de tensão máxima. Este comportamento pode estar relacionado à compacidade do solo, aspectos relacionados à execução das ancoragens e à tensão efetiva normal ao comprimento ancorado na cota média de instalação que podem influenciar no contato bulbo-solo.

Um ponto importante a ser analisado é a diferença entre as tensões de adesão máxima e residual desenvolvidas no trecho ancorado. Quanto maior esta diferença mais abrupta pode ser a perda de carga de um tirante, pois a carga suportada, quando há mobilização da tensão residual ao longo do trecho ancorado, é muito inferior à carga máxima suportada. Esta relação pode ser expressa por um índice de fragilidade ( $I_F = (\tau_u - \tau_r)/\tau_u$ ). Quanto mais próximo de 1, maior a diferença entre as tensões de adesão máxima e residual. Na Figura 69, estão expostos os valores das tensões de adesão máxima normalizada em relação ao índice de fragilidade.

Figura 69 - Relação entre razão de resistência de pico e índice de fragilidade



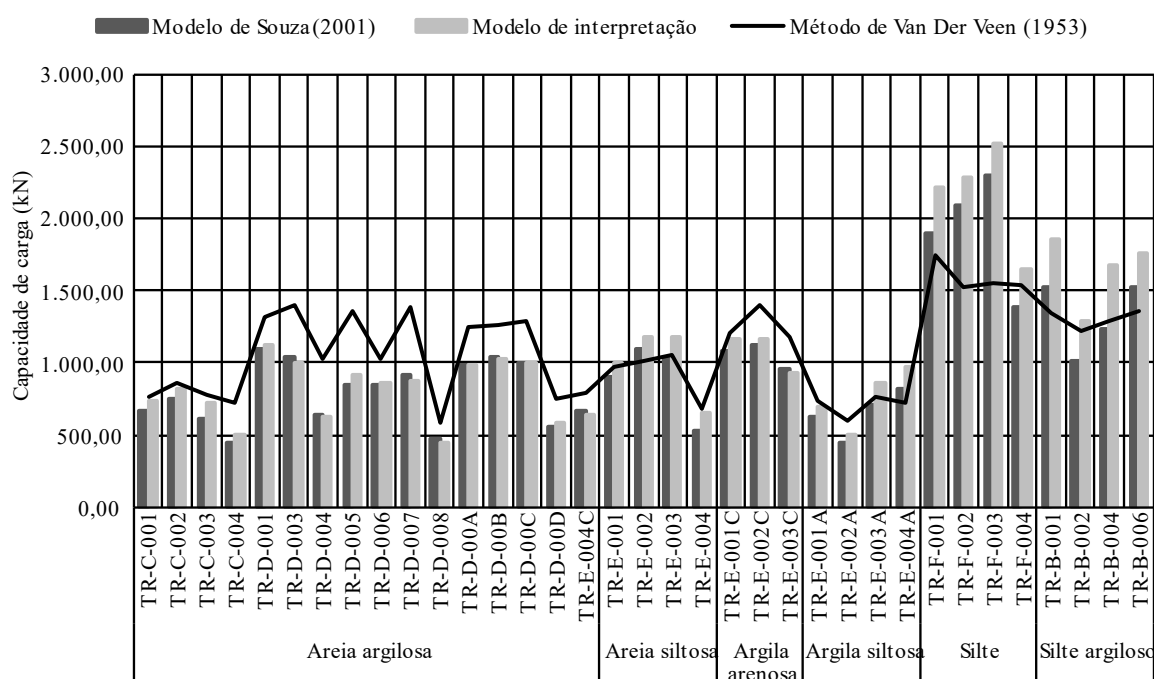
Fonte: Autoria própria.

Nota-se, na Figura 69, um crescimento exponencial do  $I_F$  com o aumento de  $\tau_u/\sigma'_v$ . Portanto, tirantes mais próximos à superfície, onde a tensão efetiva normal é menor, tendem a possuir maior índice de fragilidade e, conseqüentemente, suportam menos carga caso a tensão residual seja mobilizada ao longo de todo o comprimento.

### 4.1.3 Comparação dos valores obtidos de capacidade de carga

As funções de transferência de carga podem ser excelentes ferramentas para a estimativa da capacidade de carga. Para verificar a sua funcionalidade, aplicou-se o modelo de interpretação nos tirantes que passaram por ensaios de qualificação. Os valores de capacidade de carga dos tirantes podem ser vistos na Figura 70.

Figura 70 - Comparação entre os valores de capacidade de carga obtidos pelo modelo de interpretação, método de Van der Veen (1953) e Souza (2001)

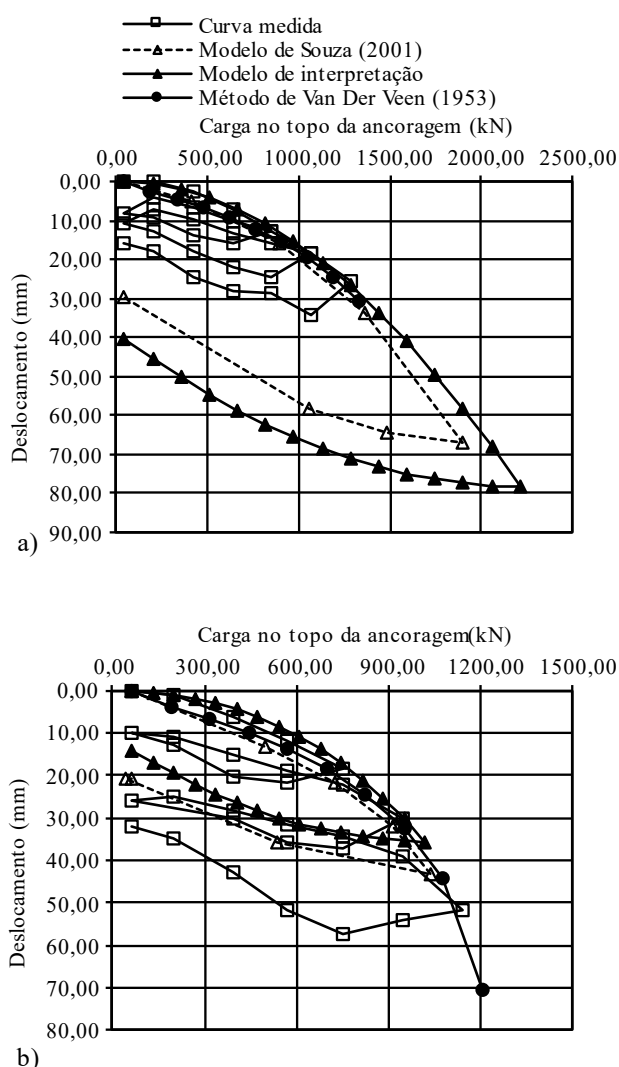


Fonte: Autoria própria.

Como pode ser observado na Figura 70, os modelos que se baseiam em funções de transferência de carga mostraram-se ser bem coerentes, apresentando uma diferença máxima de 440kN no tirante TR-B-004. Os desvios foram muito pequenos, quase irrelevantes ao se considerar que, em ambos os métodos, há necessidade de ajustes manuais nos parâmetros para que a curva carga *versus* deslocamento tenha uma melhor aderência quando comparada com a do ensaio, podendo considerar que esta diferença se deve ao erro inerente da aplicação dos próprios métodos e à diferença dos modelos de transferência de carga utilizados nos dois. Na avaliação de alguns tirantes, foi observado que o modelo de Souza (2001) não se ajusta perfeitamente à curva medida no ensaio.

Na Figura 71a, é possível notar que a curva do modelo de Souza (2001) apresenta um ajuste um pouco inferior à curva medida. Por outro lado, a curva do modelo de interpretação apresenta uma curva mais aderente à medida. Isto justifica a diferença de carga apresentada nos dois modelos. Em alguns ensaios, a capacidade de carga obtida pelos modelos de interpretação foram inferiores à aplicada no ensaio, conforme Figura 71b. Este fato pode ocorrer quando a carga aplicada no ensaio está próxima da ruptura e as deformações são muito elevadas. No ensaio do tirante TR-D-00B, esta diferença foi de aproximadamente 10%.

Figura 71 - Comparação das curvas carga *versus* deslocamento dos métodos analisados: a) curva do ensaio do tirante TR-F-001; b) curva do ensaio do tirante TR-D-00B



Fonte: Autoria própria.

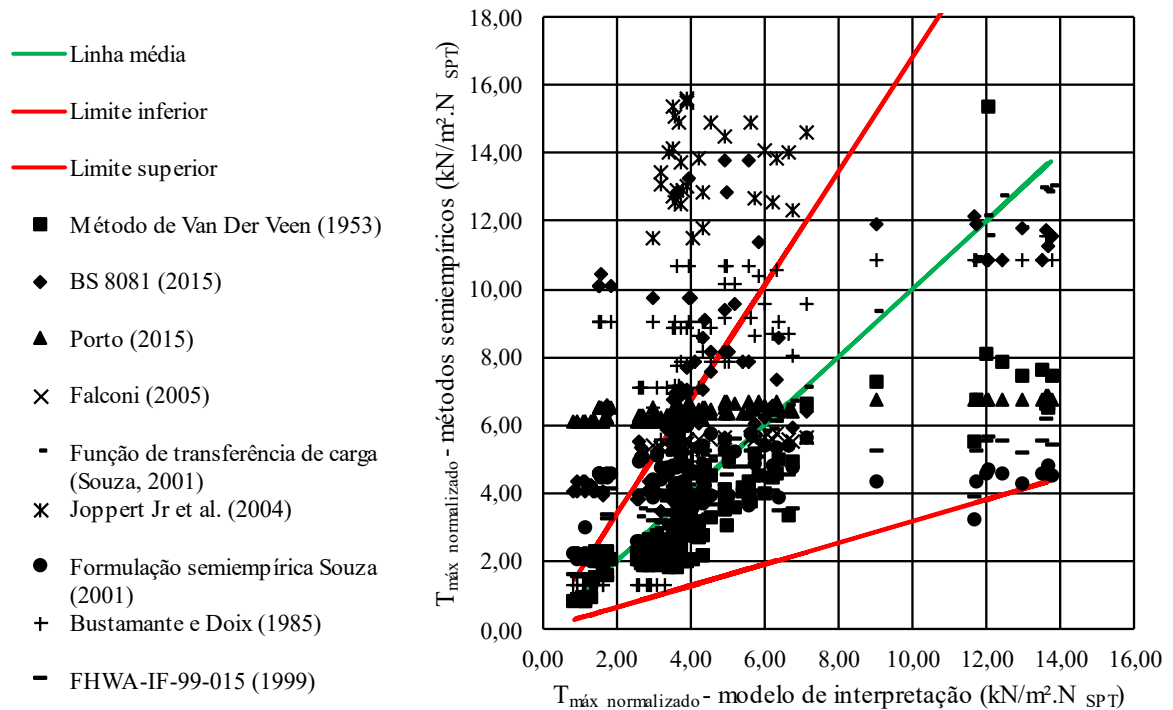
Quanto ao método de Van der Veen (1953), pode-se observar que os valores tenderam a ser um pouco maiores do que os obtidos pelos outros dois métodos utilizados na estimativa da capacidade de carga. Esta variação pode estar relacionada a dois fatores: a forma da curva, que pode não ser descrita com perfeita adequação pela equação exponencial desenvolvida por Van der Veen (1953); e o método de convergência adotado, correspondendo ao valor de  $T_{m\acute{a}x}$  que retorne o maior valor de coeficiente de determinação ( $R^2$ ). Segundo Gujarati e Porter (2008), o valor de  $R^2$  convencional pode não ser o parâmetro mais adequado para avaliar a determinação de uma equação que não passa pela origem dos eixos.

A grande vantagem do modelo de transferência utilizado em relação ao de Souza (2001) é que este possibilita avaliar com maior precisão a redução da capacidade de carga com o aumento do comprimento ancorado, visto que este considera a redução da tensão de adesão à medida que os deslocamentos na interface bulbo-solo ocorrem, ao contrário do método de Souza (2001), que adota um princípio de tensão máxima constante com o deslocamento do bulbo ancorado, algo que, na maioria das vezes, não retrata o real comportamento do solo, conforme pode ser observado nos trabalhos de Ostermayer e Sheele (1978), Bryson e Giraldo (2019), Woods e Barkhordari (1997), Ivandic *et al.* (2003), dentre outros.

#### **4.2 Análise de desempenho de equações semiempíricas**

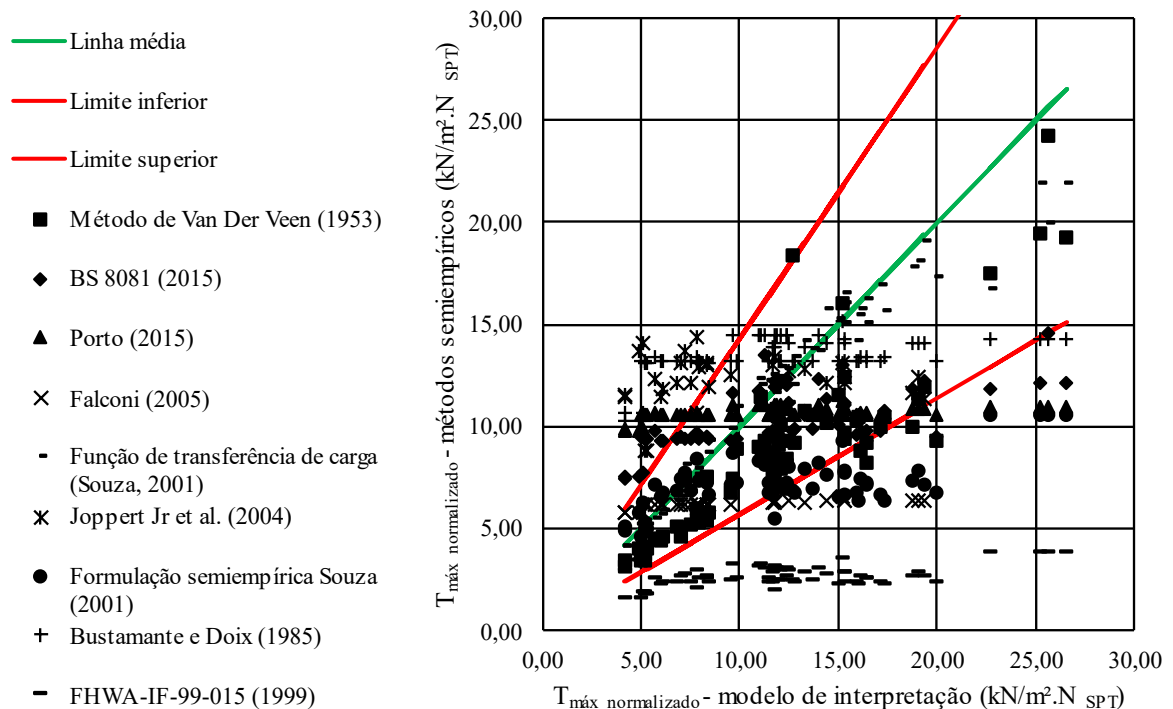
Nas Figuras 72 a 78, estão expostos os gráficos que demonstram a carga máxima normalizada calculada para os diversos métodos e a sua aderência aos intervalos de variação da carga normalizada determinada pelo método de extrapolação.

Figura 72 - Análise de desempenho dos métodos de estimativa da capacidade de carga para o solo silte arenoso



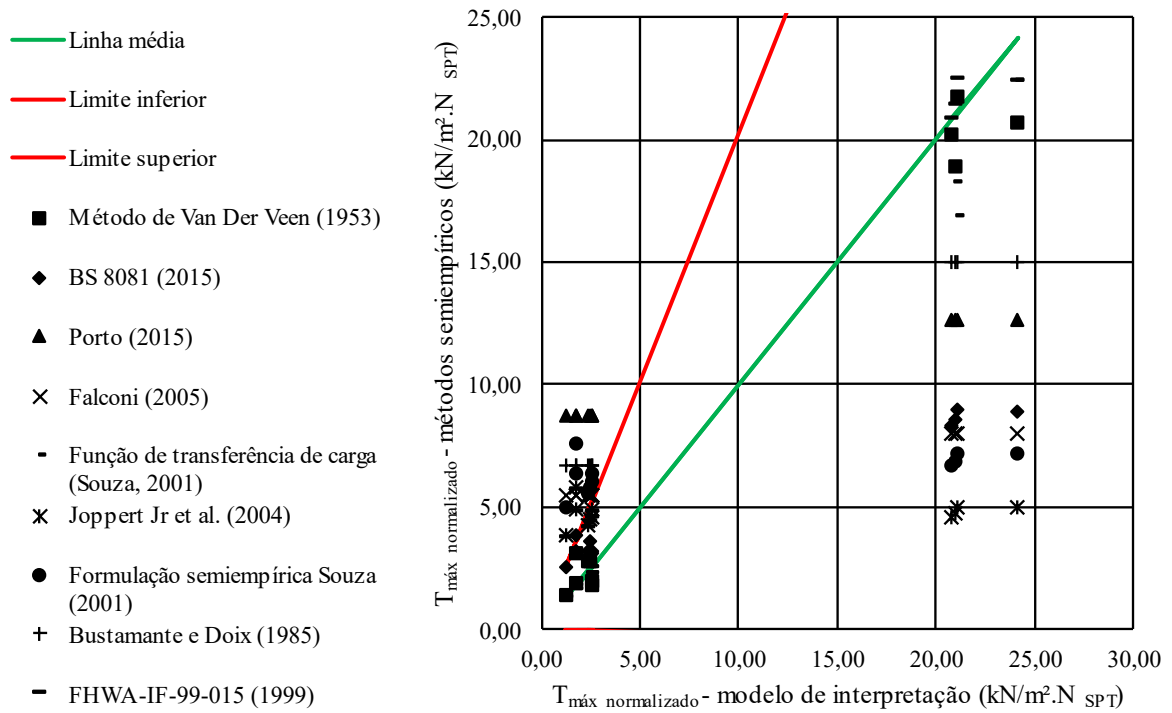
Fonte: Autoria própria.

Figura 73 - Análise de desempenho dos métodos de estimativa da capacidade de carga para o solo silte argiloso



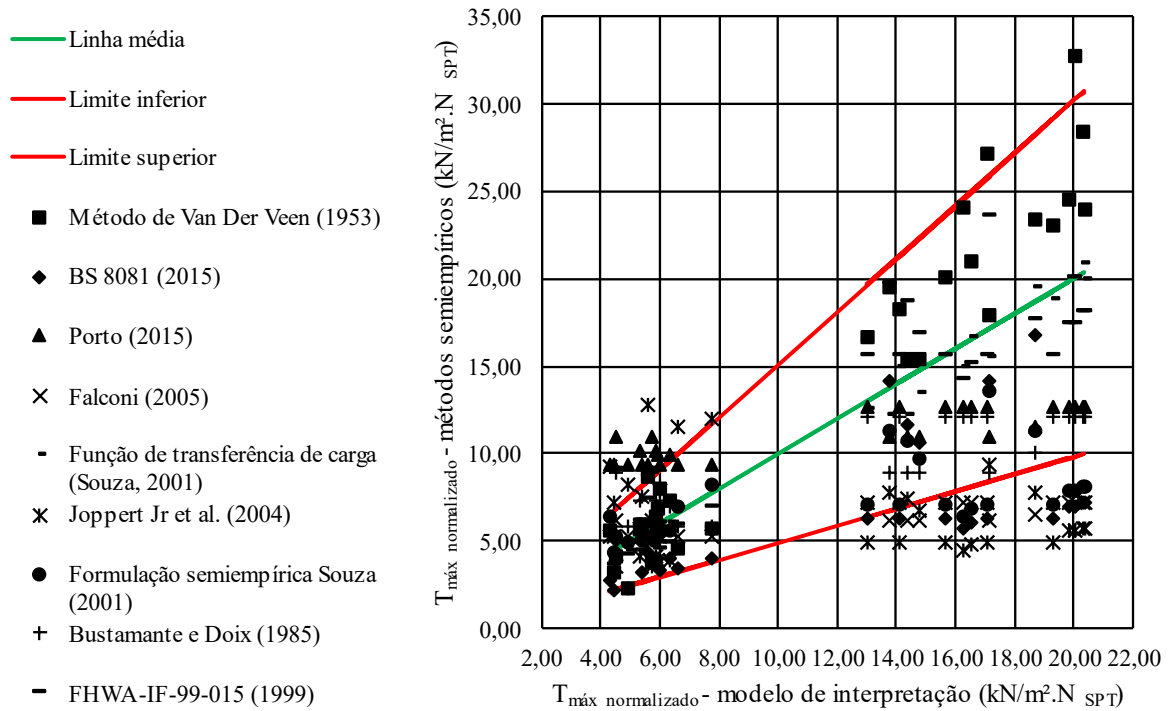
Fonte: Autoria própria.

Figura 74 - Análise de desempenho dos métodos de estimativa da capacidade de carga para o solo areia siltosa



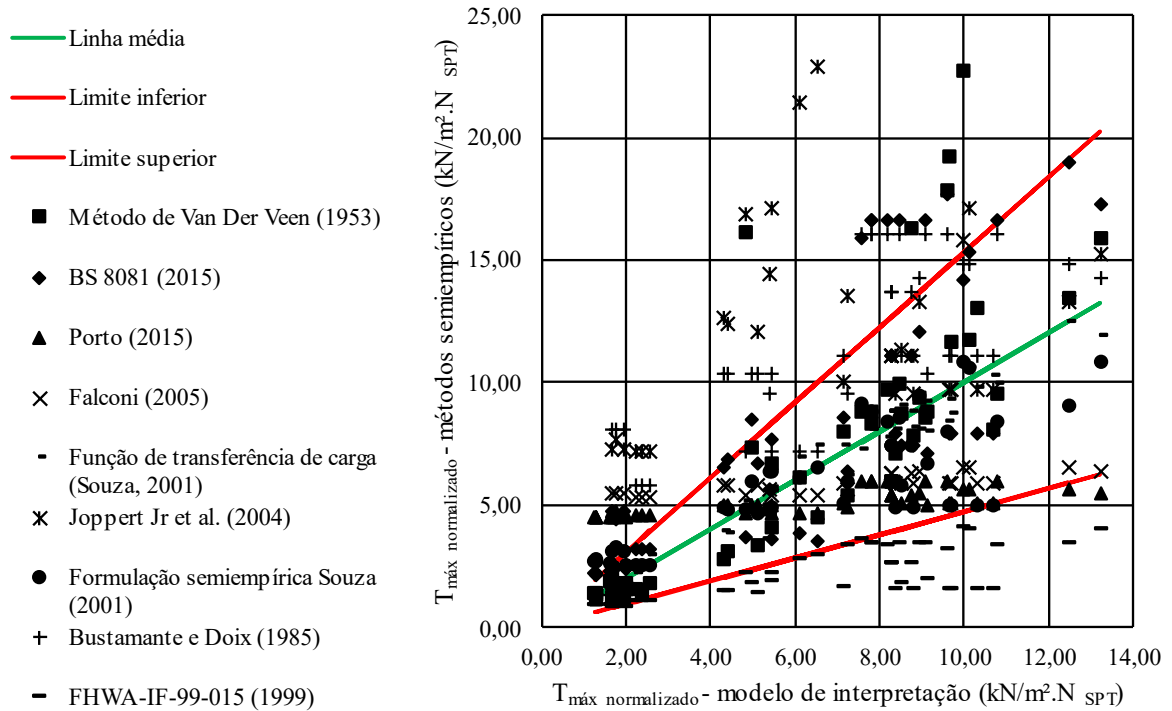
Fonte: Autoria própria.

Figura 75 - Análise de desempenho dos métodos de estimativa da capacidade de carga para o solo areia argilosa



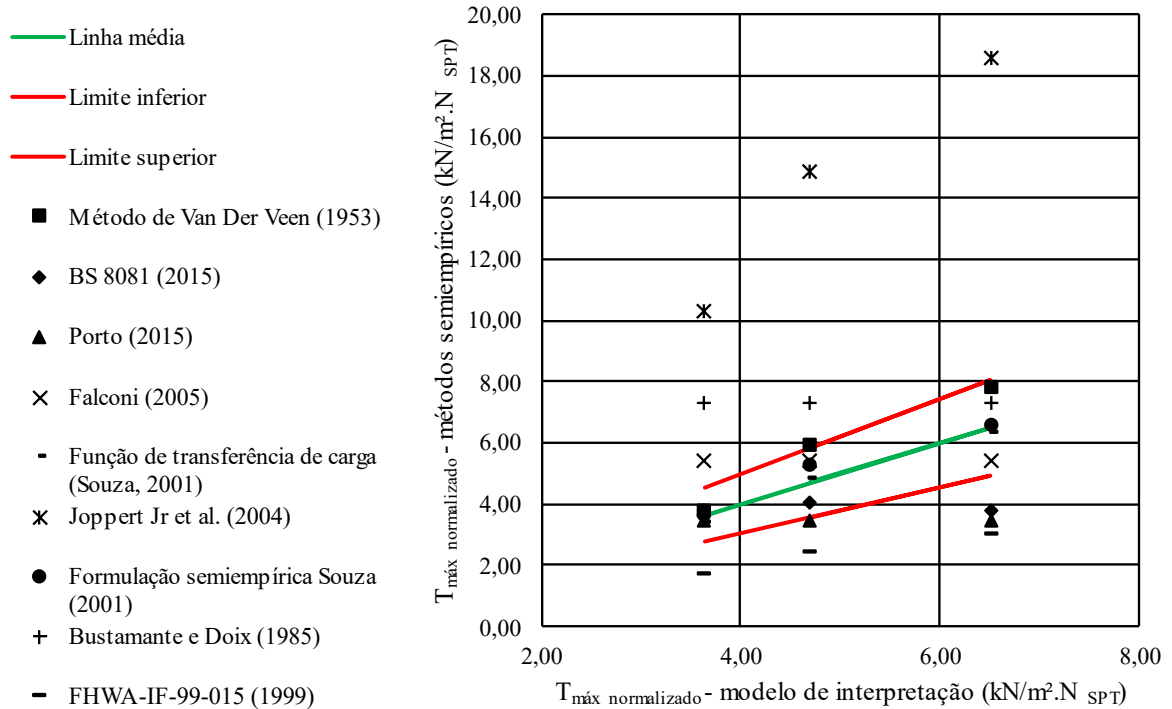
Fonte: Autoria própria.

Figura 76 - Análise de desempenho dos métodos de estimativa da capacidade de carga para o solo argila siltoosa



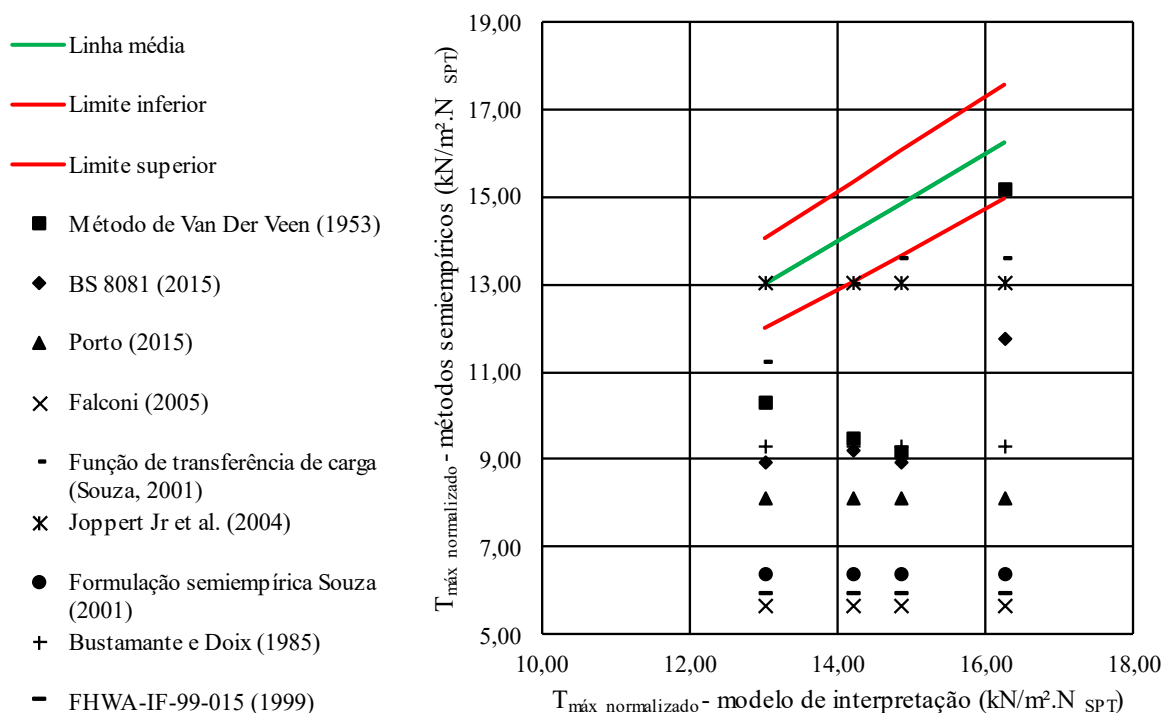
Fonte: Autoria própria.

Figura 77 - Análise de desempenho dos métodos de estimativa da capacidade de carga para o solo argila arenosa



Fonte: Autoria própria.

Figura 78 - Análise de desempenho dos métodos de estimativa da capacidade de carga para o solo silte



Fonte: Autoria própria.

Na Tabela 42 e Tabela 43, estão expostos os valores de erro percentual médio absoluto e o percentual de acerto obtidos para cada método de previsão de capacidade de carga. O percentual de acerto refere-se à quantidade de pontos que se situa nos limites superior e inferior delimitados a partir do valor obtido para cada tirante ( $\pm T_{máx \text{ normalizado}} * C_V$ ). Para alguns solos, o coeficiente de variação dos valores de  $T_{máx \text{ normalizado}}$  foram muito elevados, fazendo com que os limites superior e inferior se distanciem muito da curva média. Os valores de coeficiente de variação ( $C_V$ ) para os solos silte arenoso, silte argiloso, areia siltosa, areia argilosa, argila siltosa, argila arenosa e silte foram, respectivamente, de 68,30%, 43,10%, 102,59%, 51,03%, 52,99%, 23,98% e 8,00%.

Nos trabalhos apresentados por Durcan (2000) e Campello (2020), são exibidos os valores de referência da literatura para os coeficientes de variação de diversas propriedades do solo, dentre elas o ângulo de atrito e a coesão, sendo parâmetros que podem interferir na resistência ao cisalhamento do solo, em que se pode notar a grande variabilidade destes parâmetros, alcançando valores de  $C_V$  acima de 50%. Posto isto, os valores obtidos neste trabalho para coeficientes de variação não se encontram muito distantes de valores encontrados para outras propriedades do solo. Cabe destacar que aqui estão sendo avaliados ensaios em

diversas obras localizadas em locais distintos e realizadas por empresas distintas, portanto há uma tendência do  $C_V$  ser ainda maior.

Tabela 42 - Erro médio absoluto dos métodos avaliados para cada tipo de solo

Método	Silte arenoso	Silte argiloso	Areia siltosa	Areia argilosa	Argila siltosa	Argila arenosa	Silte
Função de transferência de carga (Souza, 2001)	9,54%	6,55%	7,94%	6,40%	6,80%	4,65%	12,03%
Método de Van der Veen (1953)	27,72%	27,84%	18,50%	27,56%	29,51%	16,66%	24,85%
BS 8081 (BSI, 2015)	105,46%	31,35%	60,01%	40,96%	52,00%	20,00%	33,65%
Joppert Jr et al. (2004)	235,29%	42,50%	113,10%	59,05%	179,42%	194,31%	10,21%
Falconi (2005)	91,80%	43,36%	135,92%	37,74%	77,74%	27,13%	61,19%
Porto (2015)	117,07%	38,42%	230,57%	50,57%	70,39%	26,51%	44,12%
Formulação semiempírica (Souza, 2001)	48,72%	34,53%	154,61%	32,08%	30,43%	4,23%	56,08%
Bustamante e Doix (1985)	93,67%	47,00%	161,63%	30,03%	72,48%	55,72%	36,05%
FHWA (1999)	36,44%	74,50%	84,07%	21,07%	58,85%	51,89%	59,33%

Fonte: Autoria própria.

Tabela 43 - Percentual de acerto dos métodos avaliados para cada tipo de solo

Método	Silte arenoso	Silte argiloso	Areia siltosa	Areia argilosa	Argila siltosa	Argila arenosa	Silte
Função de transferência de carga (Souza, 2001)	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%	0,00%
Método de Van der Veen (1953)	100,00%	89,55%	100,00%	86,67%	90,20%	66,67%	25,00%
BS 8081 (BSI, 2015)	53,92%	77,61%	90,91%	56,67%	66,67%	66,67%	0,00%
Joppert Jr et al. (2004)	14,71%	70,15%	72,73%	36,67%	39,22%	0,00%	25,00%
Falconi (2005)	69,61%	40,30%	36,36%	53,33%	72,55%	66,67%	0,00%
Porto (2015)	51,96%	70,15%	36,36%	60,00%	66,67%	33,33%	0,00%
Formulação semiempírica (Souza, 2001)	83,33%	64,18%	36,36%	66,67%	82,35%	100,00%	0,00%
Bustamante e Doix (1985)	51,96%	62,69%	36,36%	93,33%	50,98%	33,33%	0,00%
FHWA (1999)	90,20%	2,99%	72,73%	93,33%	23,53%	0,00%	0,00%

Fonte: Autoria própria.

É possível notar na Tabela 42 que alguns métodos possuem melhor aplicabilidade a um determinado tipo de solo. Sendo assim, para alguns solos, o erro médio torna-se bem elevado.

O método FHWA (1999) aplica-se melhor a solos arenosos ou composição de solos que apresentam um percentual de areia que possa mudar o seu comportamento, reduzindo a plasticidade, podendo-se observar um menor erro médio e maior percentual de acerto nos solos silte arenoso e areia argilosa, quando comparado com os demais métodos semiempíricos.

Foi feita uma avaliação adotando o método de Joppert Jr *et al.* (2004), embora este fosse proposto para a utilização em tirantes auto-perfurantes que têm como grande vantagem reduzir a descompressão do solo no trecho perfurado. O método apresentou pouca aplicabilidade na previsão da capacidade de carga de tirantes perfurados e reinjetados, exibindo valores de erro médio que chegaram a 235,29% para o solo silte arenoso. Para solos argilosos o erro médio também foi muito elevado: 179,42% para argila siltosa e 194,31% para argila arenosa. Sendo assim, conclui-se que se deve ter uma cautela na adoção deste método na previsão da capacidade de carga, visto que este não foi criado para este tipo de ancoragem.

O método de Falconi (2005) também apresentou grande dispersão entre os resultados para os variados tipos de solo. Ao contrário dos demais métodos aqui apresentados, o método de Falconi (2005) não apresenta nenhum fator que leve em consideração o tipo de solo ou mesmo o procedimento de execução adotado. Sendo assim, para alguns solos, este apresentou erro médio elevado. O menor erro médio foi encontrado para os solos argila arenosa e areia argilosa. Cabe destacar que os tirantes instalados em solo argila arenosa são reduzidos (3 tirantes).

O método da BS 80841 (2015), que é uma compilação dos trabalhos de Ostermayer (1975) e Ostermayer e Sheele (1978), demonstrou boa aplicabilidade para alguns solos. Com exceção dos solos silte arenoso e areia siltosa, o erro médio ficou abaixo de 50%. Os valores baixos de capacidade de carga apresentados para os solos arenosos podem estar associados à limitação do próprio método. Ostermayer e Sheele (1978) destacam que o método para a definição da capacidade de carga foi desenvolvido para ancoragens com diâmetros de bulbo da ordem de 10 a 15 cm, contudo, em sua maioria, os diâmetros ancorados equivalentes dos tirantes possuem valor maior do que estes, geralmente, maiores que 20 cm. Outro ponto importante é o comprimento ancorado dos tirantes ensaiados por Ostermayer (1975) e Ostermayer e Sheele (1978) que, em sua maioria, se limitaram a comprimentos ancorados inferiores a 12 m, para solos finos, e 5 m, para solos arenosos, sendo que, nesta pesquisa, há ancoragens com comprimentos ancorados maiores que 12 metros, além do grau de dispersão dos valores apresentados nos ábacos da Figura 16 e Figura 17.

O método desenvolvido por Bustamante e Doix (1985) também apresentou grande variação de erro médio a depender do tipo de solo. Para este método esta discrepância pode estar relacionada à adoção da determinação da tensão de adesão com base em resultados de  $N_{SPT}$ , pois, como mencionado pelos autores, o método foi desenvolvido para ser aplicado com o ensaio pressiométrico, contudo, de forma indicativa, foram plotados nos ábacos os valores de referência de  $N_{SPT}$ . Sendo assim, não se sabe se a aplicação com base no ensaio SPT pode induzir a erros elevados.

As formulações semiempíricas de Souza (2001) e Porto (2015) foram ajustadas para uma parcela dos tirantes avaliados, portanto tenderiam a apresentar um erro médio absoluto menor, no entanto, isto não se performou para alguns solos. A formulação semiempírica de Souza (2001) apresentou erro médio abaixo ou próximo de 50% para grande parte dos solos, com exceção do solo areia siltosa. A formulação de Porto (2015) apresentou erro médio abaixo de 50% para os solos silte argiloso, areia argilosa, argila arenosa e silte. Este erro relativo elevado pode estar associado ao próprio grau de incerteza da previsão da formulação.

O método de Van der Veen (1953) e a aplicação de função de transferência de carga de Souza (2001) apresentaram boa concordância com o modelo de interpretação, pois ambos levam em consideração o comportamento desenvolvido pela ancoragem durante os testes de qualificação e recebimento. Os erros médios foram inferiores a 30% para as ancoragens instaladas em todos os tipos de solo. O método de Van der Veen (1953) apresentou um erro médio maior, podendo estar relacionado à mobilização dos esforços durante a realização dos testes, em que o carregamento aplicado pode não ter sido suficientemente elevado para que os deslocamentos do solo entrem na zona de plastificação, fazendo com que a capacidade de carga calculada seja superior a 2/3 da carga aplicada, reduzindo a qualidade dos valores obtidos, conforme mencionado por Décourt e Niyama (1994).

De posse destas informações, conclui-se que os modelos de interpretação dos ensaios apresentam boa concordância, tendo em visto o erro médio absoluto baixo. Porém, quanto aos métodos semiempíricos, o percentual de acerto varia muito de acordo com o método e o tipo de solo analisado. Por se tratar de métodos semiempíricos, as limitações e incertezas inerentes da aplicação do próprio método podem influenciar na capacidade de carga final calculada.

Sugere-se, portanto, que os métodos semiempíricos sejam utilizados apenas na estimativa inicial da capacidade de carga e que a execução de ensaios de qualificação, para que possa calibrar os modelos de função de transferência de carga, associado a um modelo de

previsão que leve em consideração o comportamento demonstrado durante a realização dos ensaios de recebimento, devem ser aplicados na determinação da capacidade de carga das ancoragens. A partir do momento em que se tenha um maior conhecimento das relações entre tensão e deformação das ancoragens quando solicitadas, a aplicação de funções de transferência de carga irá se tornar uma excelente ferramenta a ser utilizada no dimensionamento destes elementos.

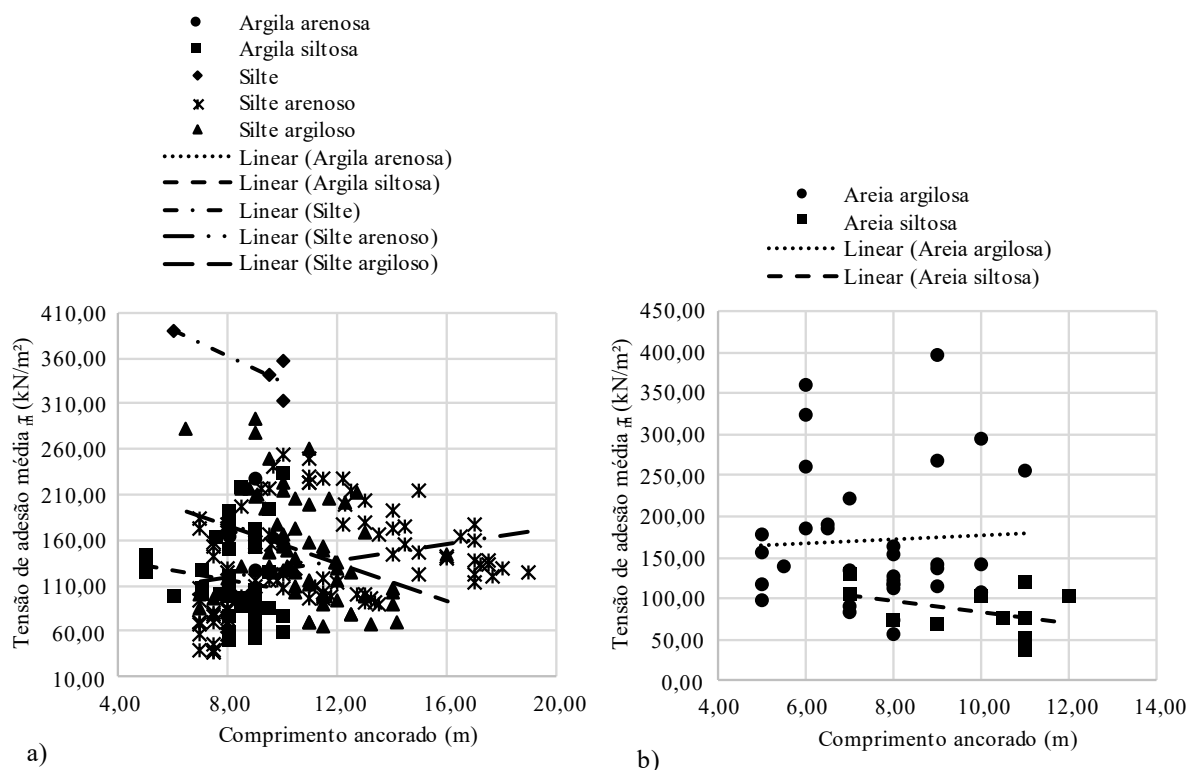
### **4.3 Formulação semiempírica para a determinação da capacidade de carga da ancoragem**

#### **4.3.1 Análise de sensibilidade da influência das variáveis relacionadas à execução com a capacidade de carga da ancoragem**

Para avaliar como as variáveis relacionadas à execução dos tirantes, como, por exemplo, pressão de injeção, volume injetado e comprimento ancorado, influenciam na tensão de adesão média e, conseqüentemente, na capacidade de carga da ancoragem, foram plotados gráficos de tensão de adesão versus as variáveis, a fim de identificar uma tendência de comportamento. Cabe destacar que a única distinção que foi realizada é quanto ao tipo de solo, portando à influência de uma variável sobre a outra.

Na Figura 79, é possível identificar a relação entre a tensão de adesão média ( $\tau_m$ ) e o comprimento ancorado ( $L_A$ ).

Figura 79 - Relação entre tensão de adesão média e comprimento do bulbo das ancoragens: a) para solos finos; b) para solos granulares



Fonte: Autoria própria.

Devido à alta dispersão dos valores encontrados, não foi possível encontrar uma relação direta entre os valores de tensão de adesão e comprimento ancorado que apresente um coeficiente de determinação satisfatório.

O que pode ser evidenciado é que, para solos granulares, os tirantes instalados em solo areia argilosa demonstrou uma tendência de aumento da tensão de adesão com o comprimento ancorado, no entanto, há elevada dispersão dos dados. Para o solo areia siltosa, os valores de tensão de adesão tenderam a uma redução com o aumento do comprimento ancorado, mantendo-se quase que constante com o comprimento ancorado.

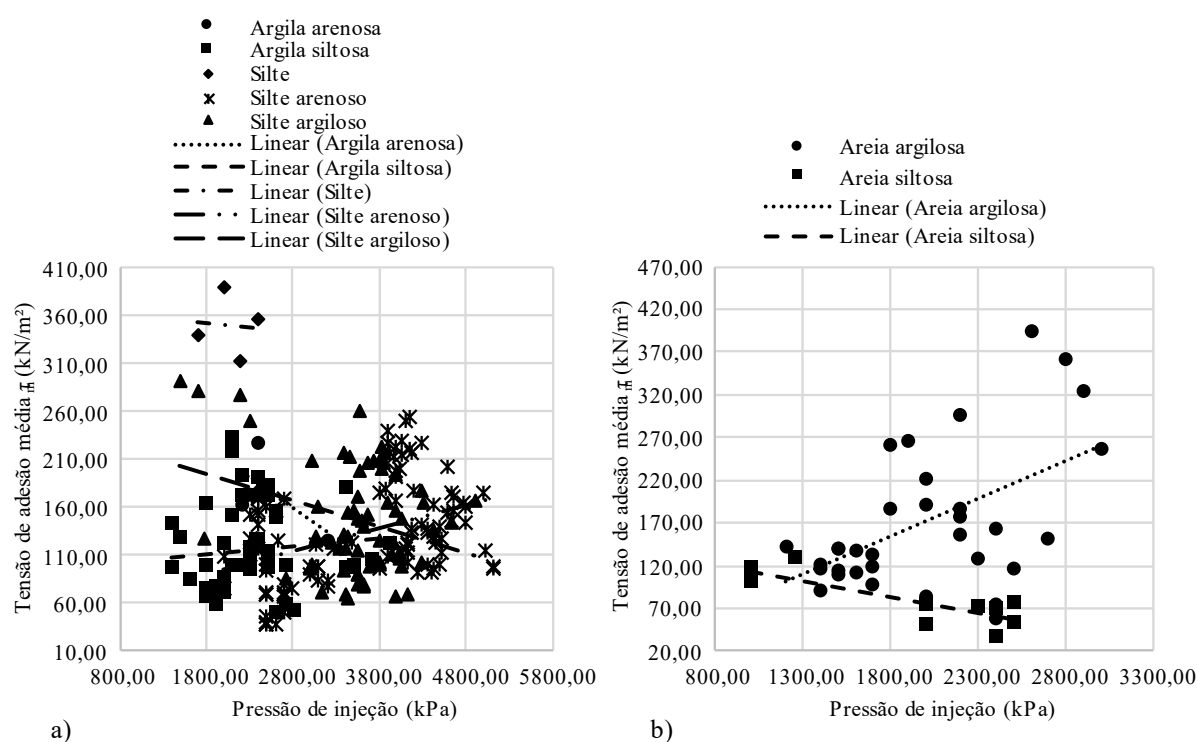
A tendência de crescimento identificada para o solo areia argilosa com  $N_{SPT}$  igual a 13 pode estar relacionada ao tamanho do comprimento ancorado. Segundo Costa Nunes (1987), ancoragens com comprimentos maiores do que 8 metros tendem a apresentar tensões não uniformes ao longo do comprimento ancorado, o que não se evidencia nas ancoragens instaladas nestes solos que apresentam comprimento médio de 7,50 metros, tendo poucas ancoragens maiores do que 8 metros. Os tirantes instalados em solos areia siltosa apresentam comprimento

ancorado médio de 9,90 metros, o que pode justificar o comportamento de redução da tensão com o comprimento.

Para solos finos, a dispersão dos resultados é ainda maior. Para os solos silte, silte argiloso e argila siltosa, foi evidenciado um comportamento de redução da tensão de adesão com o aumento do comprimento ancorado. Este comportamento de redução da tensão média de adesão com o comprimento ancorado para solos finos foi observado por Ostermayer (1975). Segundo Ostermayer (1975), para tensões de adesão acima de 100 kPa, sendo o que se observa na maioria das ancoragens dispostas na Figura 79a, há uma tendência de redução da tensão média com o comprimento ancorado. Outro ponto a se destacar é o comprimento das ancoragens que são em grande parte superior a 8 metros.

Outro fator preponderante que pode influenciar na tensão de adesão e, conseqüentemente, na capacidade de carga das ancoragens, corresponde às pressões de injeção e ao número de injeções realizadas. Na Figura 80, é possível notar o comportamento da tensão de adesão com a pressão de injeção. Ressalta-se que a pressão de injeção exposta nas figuras corresponde a pressões médias medidas após a abertura da válvula manchete.

Figura 80 - Relação entre tensão de adesão média e pressão de injeção: a) para solos finos; b) para solos granulares



Fonte: Autoria própria.

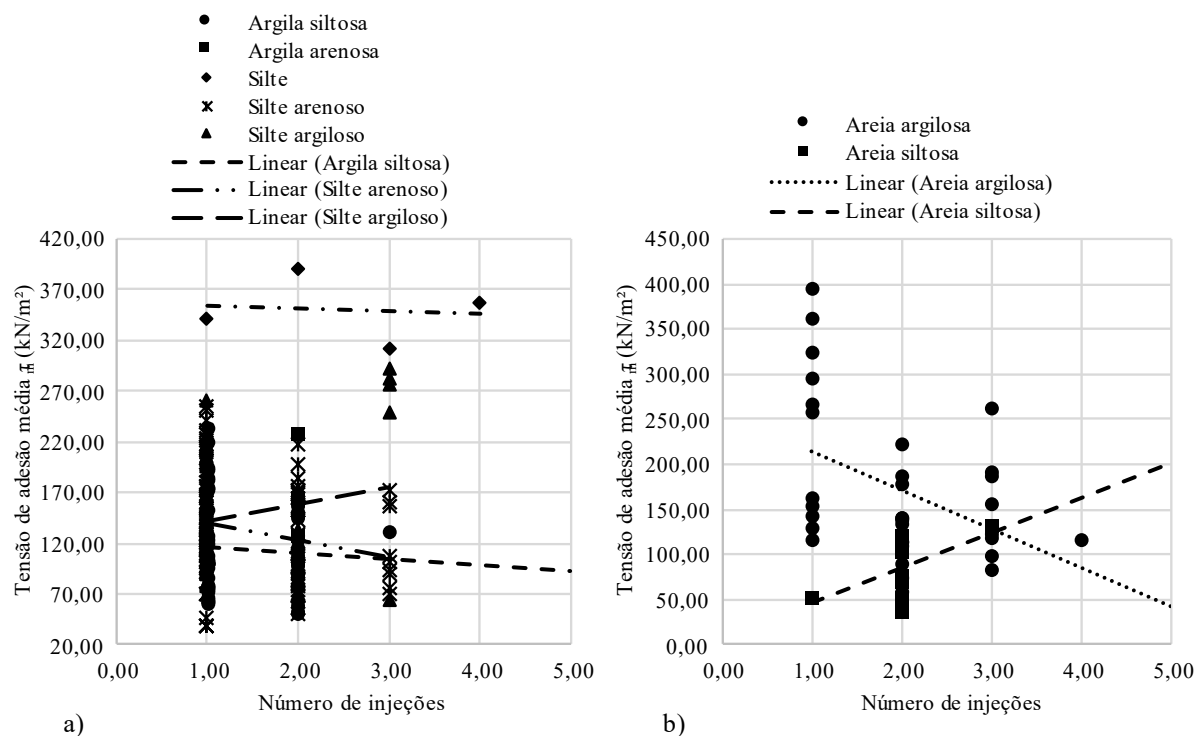
Na Figura 80, quando se avalia de forma individual cada solo, percebe-se uma tendência de redução da tensão de adesão em alguns solos com o aumento da pressão de injeção ou mesmo a normalização da tensão, como observado no solo silte.

Quando se avalia a nuvem de pontos dos gráficos e os resultados individuais de alguns solos, como o solo areia argilosa, observa-se a tendência de crescimento das tensões com as pressões de injeção, comportamento mais esperado. De acordo com Ostermayer e Werner (1972) *apud* Costa Nunes (1987), a aplicação de injeções sob pressão gera um aumento da tensão radial da ordem de 5 a 10 vezes, em solos de elevada capacidade de carga. Costa Nunes (1987) relata que trabalhos como o de Meyerhof (1959), constataram que a compactação gerada por esta expansão faz com que o ângulo de atrito do material aumente e, por sua vez, a tensão de adesão. Outro ponto que deve ser levado em consideração é a forma do bulbo gerada por meio da aplicação de injeções, que pode assumir uma condição com maior ou menor número de protuberâncias, tendo uma influência significativa na capacidade de carga da ancoragem.

Cabe destacar que a pressão de injeção avaliada de forma individual não garante que ocorreram acréscimos de tensões radiais, pois a resistência do solo, número de injeções e tensão efetiva normal do terreno interferem neste processo de ganho de resistência.

Na Figura 81, está exposta à relação entre tensão de adesão e número de injeções. Como pode ser visto, há uma grande dispersão dos resultados para um mesmo valor de injeção. O que foi evidente é que, para uma mesmo local, quando houve aumento no número de injeções, ocorreu também acréscimo na tensão de adesão.

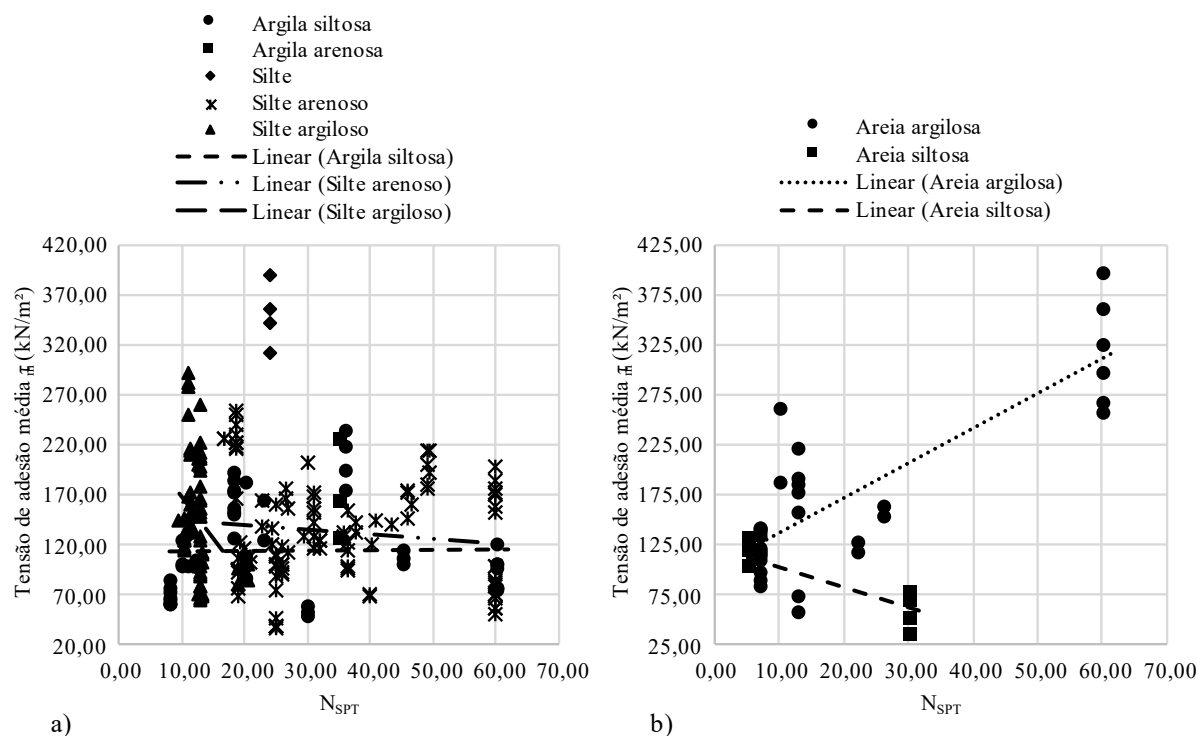
Figura 81 - Relação entre tensão de adesão média e número de injeções: a) para solos finos; b) para solos granulares



Fonte: Autoria própria.

Na Figura 82, estão apresentadas as relações entre os valores de tensão de adesão e  $N_{SPT}$ . Constatou-se, ao avaliar a Figura 82, que os valores apresentam alto grau de dispersão, não permitindo uma correlação direta entre tensão de adesão e  $N_{SPT}$  que apresente um grau de confiabilidade adequado. Nos solos arenosos, pode-se observar uma certa relação entre valores de tensão de adesão e  $N_{SPT}$ , evidenciando uma tendência de crescimento da tensão de adesão com o  $N_{SPT}$  para o solo areia argilosa.

Ao avaliar a Figura 82a, é notória uma dispersão muito grande nos resultados, mesmo quando avaliados os tipos de solo de forma individual, não permitindo uma relação direta entre a tensão de adesão e os valores de  $N_{SPT}$ . Como discutido anteriormente, o número de variáveis que pode interferir na tensão de adesão é muito grande, em especial aquelas relacionadas à metodologia construtiva. Foi possível constatar, ao avaliar a relação entre a tensão de adesão e uma variável de forma isolada, que a dispersão dos resultados impede qualquer correlação direta. Portanto, correlacionar de forma direta a tensão de adesão e o valor de  $N_{SPT}$  sem levar em consideração as demais variáveis que podem interferir nesta grandeza pode induzir a erros consideráveis na capacidade de carga.

Figura 82 - Relação entre tensão de adesão média e  $N_{SPT}$ : a) para solos finos; b) para solos granulares

Fonte: Autoria própria.

Para suprir esta necessidade, a seguir é apresentada uma formulação semiempírica para a estimativa da capacidade de carga de solos arenosos, siltosos e argilosos.

#### 4.3.2 Formulação semiempírica para estimativa da capacidade de carga

Após a realização das análises multivariadas, utilizando as variáveis adimensionais, constatou-se que a relação que melhor representa a variável ( $\Pi_1$ ), que descreve a razão entre a tensão de adesão e a tensão efetiva normal ao comprimento ancorado, é a apresentada na Equação (92). Os tirantes instalados no solo arenoso do caso 10, os instalados em solos argilosos do caso 12, com valores de  $N_{SPT}$  de 60, e do caso 8, com valores de  $N_{SPT}$  de 30, e os instalados em solos siltosos dos casos 13, 14 e 15 não foram utilizados nesta avaliação por apresentarem valores de tensões de adesão de pico e residual bem discrepantes dos demais casos, conforme pode ser visto na Figura 66, Figura 67 e Figura 68. Dos tirantes presentes no caso 1, foram utilizados os instalados nas Paredes 02, 11 e 12, pois, como nesta obra há um número maior de tirantes, utilizar todos os dados poderiam tendenciar o comportamento da

equação. Os valores dos coeficientes encontrados na modelagem podem ser vistos na Tabela 44.

$$\ln\left(\frac{\tau_M}{\sigma'_v}\right) = c + x_1 \ln\left(\frac{D_s}{L_A}\right) + x_2 \ln\left(\frac{p_i}{\sigma'_v}\right) + x_3 n^\circ + x_4 \ln(N_{SPT}) \quad (92)$$

Tabela 44 - Parâmetros da regressão multivariada

Solo	c	x <sub>1</sub>	x <sub>2</sub>	x <sub>3</sub>	x <sub>4</sub>	R <sup>2</sup>	R <sup>2</sup> (Ajustado)	Erro padrão
Areia	-3,166	-0,564	0,337	0,144	0,102	0,566	0,493	0,162
Silte	-6,251	-0,290	0,613	0,398	0,658	0,518	0,490	0,236
Argila	-4,585	-0,593	0,609	0,044	0,217	0,576	0,517	0,196

Fonte: Autoria própria.

Simplificando a Equação (92), obtém-se a Equação (94) para a estimativa da tensão de adesão. A capacidade de carga da ancoragem é determinada por meio da Equação (93).

$$T_{máx} = \pi D_s L_A \tau_M \quad (93)$$

$$\tau_M = c \cdot \left(\frac{D_s}{L_A}\right)^\alpha \cdot \left(\frac{p_i}{\sigma'_v}\right)^\beta \cdot N_{SPT}^\gamma \cdot e^{(\mu n^\circ)} \cdot \sigma'_v \quad (94)$$

Em que:

$T_{máx}$  : força máxima suportada pela ancoragem (kN);

$\tau_M$  : tensão de adesão média ao longo do bulbo (kN/m<sup>2</sup>);

$\sigma'_v$  : tensão efetiva normal média ao longo do comprimento ancorado (kN/m<sup>2</sup>);

$D_s$  : diâmetro do bulbo (m);

$L_A$  : comprimento do trecho ancorado (m);

$p_i$  : pressão de injeção (kN/m<sup>2</sup>);

$n^\circ$  : número de injeções;

$N_{SPT}$  : valor médio do índice de resistência a penetração ao longo do trecho ancorado; e

$c, \alpha, \beta, \gamma, \mu$  : constantes que dependem do tipo de solo (Tabela 45).

Tabela 45 - Constantes relacionadas ao tipo de solo

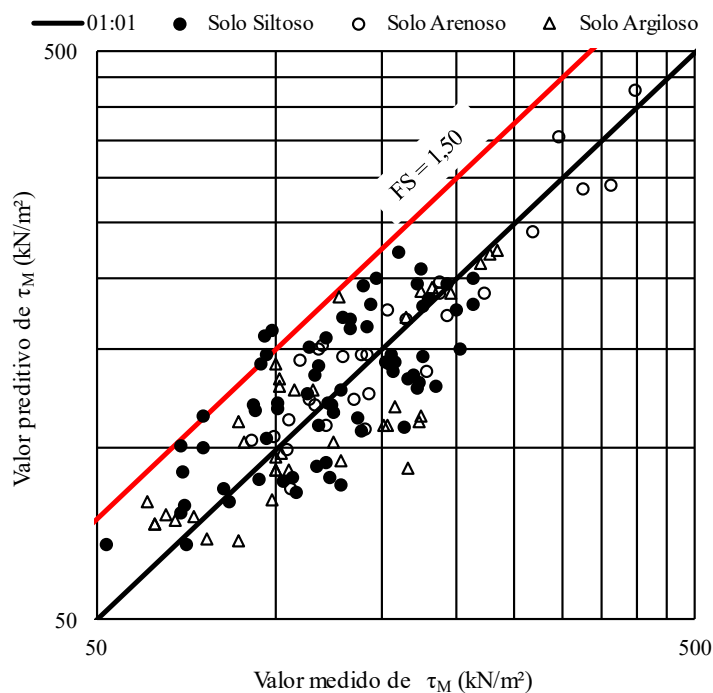
Solo	$c$	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\mu$
Areia	0,042	-0,564	0,337	0,102	0,144
Silte	0,002	-0,290	0,613	0,658	0,398
Argila	0,010	-0,593	0,609	0,217	0,044

Fonte: Autoria própria.

Para a obtenção do diâmetro do bulbo, recomenda-se que ele seja estimado em função do diâmetro do furo, utilizando um fator de majoração de 2,29, 2,59 e 2,63, para ancoragens instaladas em solos arenosos, argilosos e siltosos, respectivamente. Na Figura 83, está exibida a comparação entre o valor preditivo da tensão de adesão e o valor mensurado. Quanto mais próximo na linha central mais próximo foi o valor preditivo do mensurado.

Devido ao elevado coeficiente de variação encontrado para as propriedades do solo e à influência do processo executivo, é normal que o coeficiente de determinação de equações semiempíricas não seja próximo de 1, conforme exibido para a Equação (94). Sendo assim, recomenda-se a aplicação de um fator de segurança de 1,5 para a utilização desta equação para fins de dimensionamento de ancoragens, de forma a garantir que todos os valores encontrados estejam abaixo do mensurado, conforme pode ser observado na Figura 83.

Figura 83. Comparação entre os valores preditivo e mensurado.



Fonte: Autoria própria.

### 4.3.3 Análise de incerteza e sensibilidade da influência das variáveis na tensão de adesão

Quando se dispõem de várias variáveis que descrevem um modelo, uma análise de incerteza para avaliar o intervalo de valores preditivos e sua probabilidade de ocorrência torna-se necessária. Para avaliar este intervalo foi realizada uma simulação com a técnica de Monte-Carlo aplicando as distribuições e parâmetros descritos na Tabela 46.

Para todas as variáveis, com exceção do número de injeções, foi utilizada uma distribuição uniforme, tendo como limites os valores máximos e mínimos obtidos dos dados utilizados para a elaboração das equações. Para a variável número de injeções, foi utilizada uma distribuição discreta.

Tabela 46 - Dados utilizados na simulação de Monte-Carlo

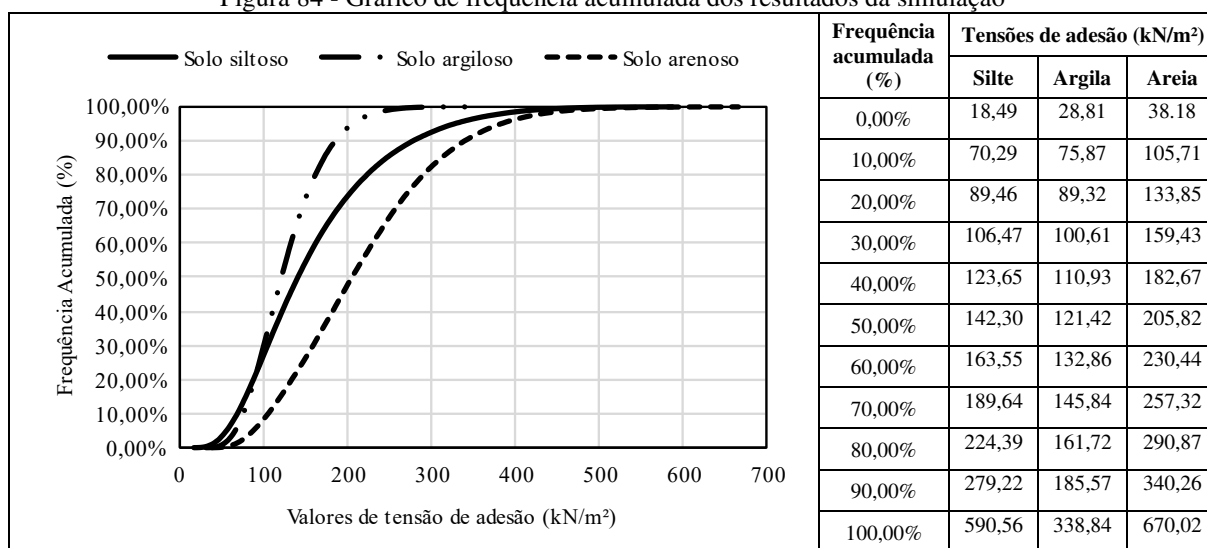
<b>Solo siltoso</b>						
<b>Parâmetro</b>	<b><math>D_S</math> (m)</b>	<b><math>L_A</math> (m)</b>	<b><math>p_i</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>N° de injeções</b>	<b>N<sub>SPT</sub></b>	<b><math>\sigma'_v</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>
Tipo de Distribuição	Uniforme	Uniforme	Uniforme	Discreta	Uniforme	Uniforme
Máximo	0,49	19,00	5129,00	3,00	60,00	411,17
Mínimo	0,24	7,00	2000,00	1,00	12,50	36,00
Probabilidade	-	-	-	0,33	-	-
<b>Solo Argiloso</b>						
<b>Parâmetro</b>	<b><math>D_S</math> (m)</b>	<b><math>L_A</math> (m)</b>	<b><math>p_i</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>N° de injeções</b>	<b>N<sub>SPT</sub></b>	<b><math>\sigma'_v</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>
Tipo de Distribuição	Uniforme	Uniforme	Uniforme	Discreta	Uniforme	Uniforme
Máximo	0,41	10,00	3900,00	2,00	45,00	283,98
Mínimo	0,18	5,00	1400,00	1,00	8,00	36,00
Probabilidade	-	-	-	0,50	-	-
<b>Solo Arenoso</b>						
<b>Parâmetro</b>	<b><math>D_S</math> (m)</b>	<b><math>L_A</math> (m)</b>	<b><math>p_i</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>N° de injeções</b>	<b>N<sub>SPT</sub></b>	<b><math>\sigma'_v</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>
Tipo de Distribuição	Uniforme	Uniforme	Uniforme	Discreta	Uniforme	Uniforme
Máximo	0,36	12,00	2900,00	3,00	60,00	299,44
Mínimo	0,15	5,00	1000,00	1,00	5,00	36,00
Probabilidade	-	-	-	0,33	-	-

Fonte: Autoria própria.

Na Figura 84, está exposto o gráfico de frequência acumulada dos valores de tensão de adesão obtidos a partir da simulação. Os valores mínimos são de 18,49, 28,81 e 38,18 kN/m<sup>2</sup> e os máximos são de 590,56, 338,84 e 670,02 kN/m<sup>2</sup>, para os solos siltosos, argilosos e arenosos, respectivamente. Os solos arenosos tendem a apresentar maiores valores de tensão de adesão, seguidos dos solos siltosos e argilosos.

Esta abordagem de avaliação de incerteza pode auxiliar o profissional na escolha do valor a ser aplicado no projeto baseado na probabilidade de ocorrência. Nesta análise, foram consideradas todas as variáveis como aleatórias, pois o intuito é descobrir a faixa de valores prováveis. Em um projeto, pode-se fixar as variáveis que se tem maior conhecimento e trabalhar como aleatórias aquelas que se tem maior incerteza quanto ao seu valor, podendo definir o valor de tensão de adesão de projeto a partir da probabilidade de ocorrência de valores menores.

Figura 84 - Gráfico de frequência acumulada dos resultados da simulação



Fonte: Autoria própria.

A fim de analisar quanto cada variável influencia na tensão de adesão, foi realizada uma análise de sensibilidade. Na Figura 85a, está exposto o gráfico de classificação de correlação, e na Figura 85b, está exposto o gráfico de contribuição para variação, que representa o quanto cada variável explica a variação da previsão da tensão de adesão.

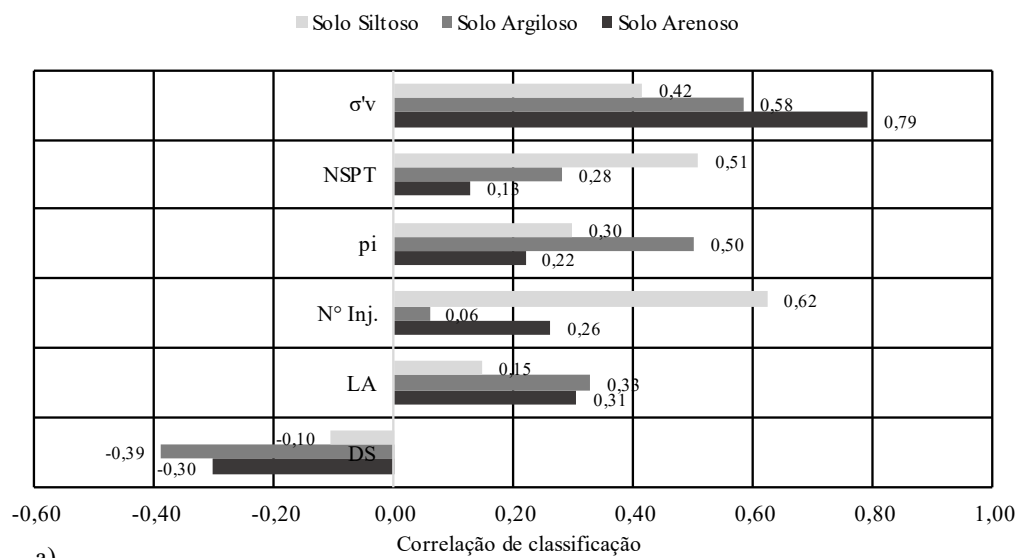
Uma das variáveis que mais influenciam na tensão de adesão é a tensão efetiva normal. Para ambos os solos analisados, ela é muito relevante, indicando que linhas de tirantes mais profundas tendem a apresentar maiores tensões por elevação da tensão vertical. A influência da pressão de injeção e do número de injeções variou de acordo com o tipo de solo. Em solos argilosos, a influência da pressão de injeção é de 26,69%, enquanto nos solos siltosos, o que mais impacta no valor da tensão de adesão é o número de injeções, com 40,55%. Esta análise colabora para direcionar o profissional na escolha de qual variável ele deve priorizar na obtenção de dados.

Avaliando a Equação (94) e as constantes da Tabela 45, chega-se a algumas conclusões. O valor da tensão de adesão tendeu a aumentar com os valores de  $N_{SPT}$ , concluindo-se que quanto maior a resistência do solo ao longo do bulbo, maiores são as tensões neste contato.

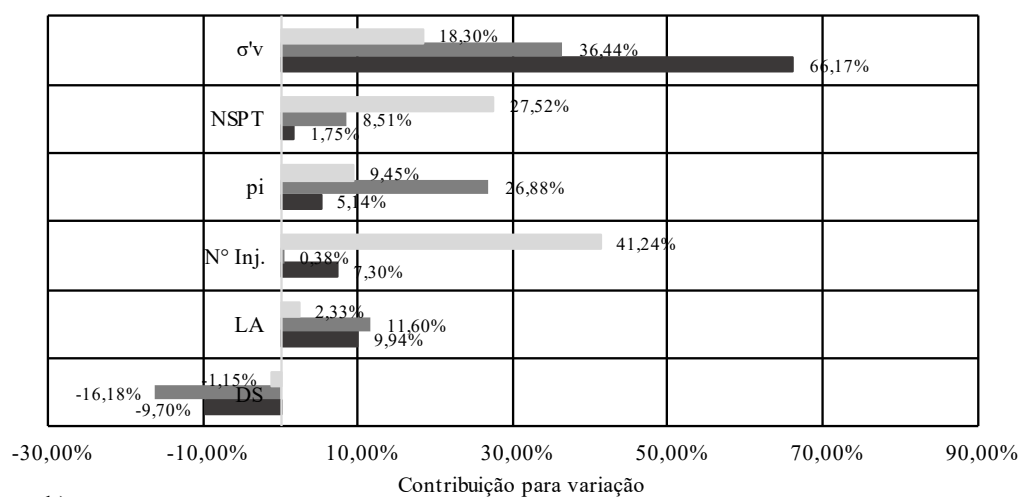
A relação  $(D_s/L_A)$  está diretamente ligada à rigidez do trecho ancorado, pois quanto maior esta relação maior a rigidez do elemento. Observou-se que, com o aumento desta relação, há uma redução da tensão de adesão. Esperava-se um comportamento contrário, pois, como mencionado por Barley *et al.* (1999), a distribuição não linear de tensões ao longo da ancoragem faz com que ancoragens mais longas não tenham a mesma proporção de ganho de resistência com o comprimento, como ocorre em ancoragens curtas. O que pode justificar este comportamento observado é a maior eficiência do processo de amolgamento do solo ao redor do bulbo quando se aplicam pressões de injeção em ancoragens de menor diâmetro, pois estas pressões irão atuar em uma região de menor área.

Em relação à razão entre a pressão de injeção e a tensão efetiva normal  $(p_i/\sigma'_v)$ , o que se observa é uma tendência de crescimento da tensão de adesão média com o aumento desta relação. Isto indica que o acréscimo de tensão radial, provocado pelo aumento da pressão de injeção, tem papel fundamental no crescimento da tensão de adesão. Esta constatação vai ao encontro das sugestões realizadas por Bustamente e Doix (1985), que sugerem a aplicação de uma pressão de injeção  $(p_i)$  superior à pressão limite  $(p_l)$  do terreno. A realização de mais de uma injeção proporcionou também acréscimo da tensão de adesão, evidenciado pelo seu coeficiente positivo.

Figura 85 - Análise de sensibilidade: a) correlação de classificação; b) contribuição para variação



a)



b)

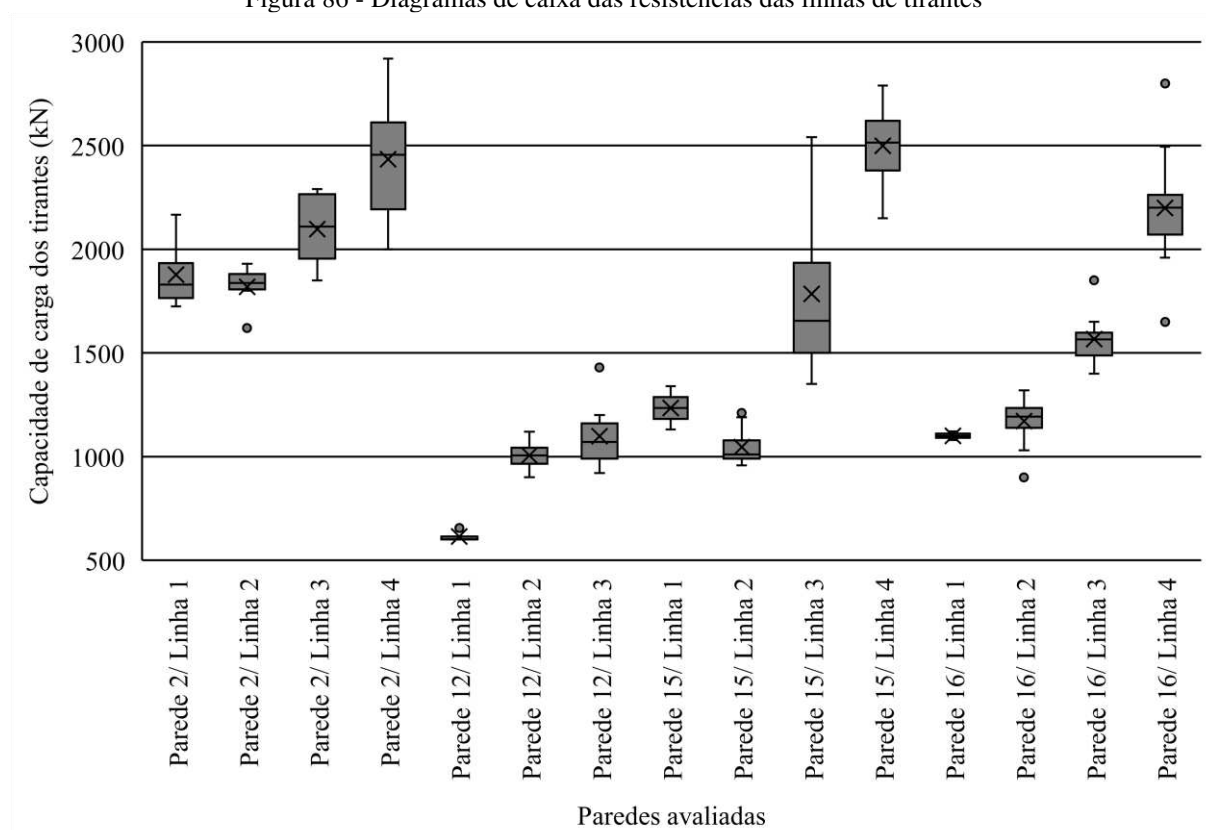
Fonte: Autoria própria.

## 4.4 Análise probabilística do sistema de ancoragem

### 4.4.1 Avaliação da confiabilidade dos sistemas de ancoragens

De posse dos valores de capacidade de carga geotécnica dos tirantes, obtidos pela interpretação dos ensaios de desempenho, foram realizadas avaliações para verificar a existência de *outliers*. Os resultados destas avaliações podem ser vistos na Figura 86.

Figura 86 - Diagramas de caixa das resistências das linhas de tirantes



Fonte: Autoria própria.

Conforme observado na Figura 86, não foi feita uma avaliação de *outliers* para a Parede 11, pois em cada linha de tirantes existem apenas dois tirantes. Com esta avaliação, foi possível identificar a presença de *outliers* na linha 2 da Parede 02, linha 3 da Parede 12 e linhas 2, 3 e 4 da Parede 16, sendo estes valores excluídos. Os valores identificados como *outliers* na linha 1 da Parede 12 e linha 2 da Parede 15 não foram excluídos por estarem muito próximos do limite superior.

Outro ponto a ser analisado é se os dados podem ser modelados por uma distribuição normal. Os parâmetros estatísticos dos valores das solicitações expostos na Tabela 49 foram obtidos diretamente das simulações no RS2, portanto, parte-se do princípio de que estes dados são modelados por uma distribuição normal. Com os valores de resistência geotécnica foram realizados testes de normalidade para cada linha de tirantes. Os resultados destes testes podem ser vistos na Tabela 47 e Tabela 48.

Tabela 47 - Resultados dos testes de normalidade das linhas de tirantes das Paredes 02 e 12

<b>Shapiro e Wilk (1965)</b>							
<b>Parâmetro</b>	<b>Parede 02</b>				<b>Parede 12</b>		
	<b>Linha 1</b>	<b>Linha 2</b>	<b>Linha 3</b>	<b>Linha 4</b>	<b>Linha 1</b>	<b>Linha 2</b>	<b>Linha 3</b>
W-stat	0,884	0,972	0,834	0,974	0,630	0,981	0,964
p-value	0,290	0,890	0,117	0,919	0,001	0,969	0,851
alpha	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050
normal	sim	sim	sim	sim	não	sim	sim
<b>Lilliefors (1967) (Kolmogorov-Smirnov)</b>							
<b>Parâmetro</b>	<b>Parede 02</b>				<b>Parede 12</b>		
	<b>Linha 1</b>	<b>Linha 2</b>	<b>Linha 3</b>	<b>Linha 4</b>	<b>Linha 1</b>	<b>Linha 2</b>	<b>Linha 3</b>
KS-stat	0,222	0,169	0,285	0,156	0,441	0,153	0,126
p-value	0,200	0,200	0,140	0,200	0,000	0,200	0,200
alpha	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050
normal	sim	sim	sim	sim	não	sim	sim

Fonte: Autoria própria.

Tabela 48 - Resultados dos testes de normalidade das linhas de tirantes das Paredes 15 e 16

<b>Shapiro e Wilk (1965)</b>								
<b>Parâmetro</b>	<b>Parede 15</b>				<b>Parede 16</b>			
	<b>Linha 1</b>	<b>Linha 2</b>	<b>Linha 3</b>	<b>Linha 4</b>	<b>Linha 1</b>	<b>Linha 2</b>	<b>Linha 3</b>	<b>Linha 4</b>
W-stat	N/A	0,836	0,921	0,986	N/A	0,955	0,966	0,941
p-value	N/A	0,039	0,364	0,988	N/A	0,742	0,862	0,596
alpha	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050
normal	N/A	não	sim	sim	N/A	sim	sim	sim
<b>Lilliefors (1967) (Kolmogorov-Smirnov)</b>								
<b>Parâmetro</b>	<b>Parede 02</b>				<b>Parede 12</b>			
	<b>Linha 1</b>	<b>Linha 2</b>	<b>Linha 3</b>	<b>Linha 4</b>	<b>Linha 1</b>	<b>Linha 2</b>	<b>Linha 3</b>	<b>Linha 4</b>
KS-stat	N/A	0,225	0,170	0,105	N/A	0,146	0,179	0,176
p-value	N/A	0,162	0,200	0,200	N/A	0,200	0,200	0,200
alpha	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050
normal	N/A	sim	sim	sim	N/A	sim	sim	sim

Nota: N/A : não aplicável, devido ao número reduzido de amostras.

Fonte: Autoria própria.

Após a realização dos testes de normalidade, conclui-se que as distribuições das resistências podem ser modeladas por uma distribuição normal. A linha 1 da Parede 12 não apresentou distribuição normal pelo fato de o número de amostras ser pequeno e os valores de

resistência serem iguais para vários tirantes. A linha 2 da Parede 15 não apresentou distribuição normal para o teste de Shapiro e Wilk (1965) devido ao valor extremo de 1210kN, demonstrando ser muito sensível a estes valores extremos, no entanto, como o teste de Lilliefors (1967) (Kolmogorov-Smirnov) aponta para uma distribuição normal, considerou-se que os dados podem ser modelados por uma distribuição normal.

Cabe destacar que independente do teste realizado, devido ao valor muito reduzido das amostras estes podem apresentar erros. O teste Shapiro e Wilk (1965) é considerado um dos testes mais precisos quando se dispõem de um número limitado de amostras, entre 10 e 30, reduzindo a influência do erro Tipo I (TORMAN *et al.*, 2012). Segundo Mendes e Pala (2003), o teste Lilliefors (1967) (Kolmogorov-Smirnov) apresenta resultados comparáveis ao de Shapiro e Wilk (1965) somente quando se dispõe de um número maior de amostras. Para um número muito pequeno de amostras, este teste pode apresentar erros do Tipo I, que se trata em rejeitar a hipótese quando ela é verdadeira.

Na Tabela 49 estão expostos os principais parâmetros utilizados nas avaliações de confiabilidade quanto a ruptura do elemento resistente a tração e quanto a ruptura no contato bulbo-solo. Nas análises pelo método de Monte-Carlo os limites inferiores e superiores de resistência foram tomados como sendo o valor da carga máxima imposta durante os testes de desempenho e o superior igual três vezes o desvio padrão. A resistência do aço a tração foi tomada como sendo 90% da carga de escoamento.

Estabelecido os parâmetros estatísticos, foram determinados os valores dos índices de confiabilidade, probabilidade de falha e fatores de segurança relacionados a cada linha de tirante, expostos na Tabela 50. Os valores grifados em vermelho na Tabela 50 são valores abaixo do recomendado.

Para esta avaliação, considerou-se o valor recomendado de fator de segurança igual a 1,50, sendo o que a NBR 5629 (ABNT, 2018) determinada para o dimensionamento de ancoragens provisórias, e fatores de segurança parciais  $\gamma_f = 1,35$  e  $\gamma_m = 1,10$ , sendo os valores recomendados pelo EUROCODE 7 EN 1997-1 (CEN, 2004). Quanto ao índice de confiabilidade, o valor almejado foi de 3,00, sendo o recomendado pelo USACE (1995). Os valores de índice de confiabilidade recomendados pelo JCSS (2001), EUROCODE EN 1990:2002+A1 (CEN, 2005) e Meyerhof (1995) são maiores que 3,00, contudo, ressalta-se que são índices recomendados para obras permanentes e que os casos avaliados correspondem a obras provisórias.

Tabela 49 - Parâmetros estatísticos obtidos para as paredes avaliadas

Parâmetro	Parede 02				Nota: $\mu_S$ e $\mu_R$ : média das solicitações e resistências; $\sigma_S$ e $\sigma_R$ : desvio padrão das solicitações e resistências; $R_{inf}$ e $R_{sup}$ : limite superior e inferior das resistências adotado nas simulações Monte-Carlo; $f_y$ : resistência do aço a tração.			
	Linha 1	Linha 2	Linha 3	Linha 4				
$\mu_S$ (kN)	938,38	957,59	957,64	947,97				
$\sigma_S$ (kN)	4,07	6,04	7,02	8,05				
$\mu_R$ (kN)	1877,00	1859,00	2096,67	2433,33				
$\sigma_R$ (kN)	164,71	51,77	194,59	339,04				
$R_{inf}$ (kN)	1200,00	1200,00	1200,00	1200,00				
$R_{sup}$ (kN)	2371,13	2014,31	2680,44	3450,45				
$f_y$ (kN)	1521,00	1521,00	1521,00	1521,00				
Parâmetro	Parede 11					Parede 12		
	Linha 1	Linha 2	Linha 3	Linha 4	Linha 5	Linha 1	Linha 2	Linha 3
$\mu_S$ (kN)	608,78	815,32	1028,91	1020,78	993,91	392,80	601,82	598,06
$\sigma_S$ (kN)	8,61	11,14	15,03	17,72	21,16	3,85	6,92	7,59
$\mu_R$ (kN)	995,00	1372,50	2085,00	2290,00	2290,00	613,75	1005,11	1056,25
$\sigma_R$ (kN)	56,57	95,46	21,21	296,98	296,98	27,50	68,93	99,88
$R_{inf}$ (kN)	720,00	960,00	1200,00	1200,00	1200,00	480,00	720,00	720,00
$R_{sup}$ (kN)	1164,71	1658,88	2148,63	3180,94	3180,94	696,25	1211,90	1355,89
$f_y$ (kN)	912,60	1216,80	1521,00	1521,00	1521,00	608,40	912,60	912,60
Parâmetro	Parede 15				Parede 16			
	Linha 1	Linha 2	Linha 3	Linha 4	Linha 1	Linha 2	Linha 3	Linha 4
$\mu_S$ (kN)	579,11	608,51	822,35	1021,78	567,15	598,18	815,82	1015,12
$\sigma_S$ (kN)	4,91	8,30	12,66	15,33	5,04	7,21	11,31	16,94
$\mu_R$ (kN)	1235,00	1045,70	1642,00	2498,50	1100,50	1200,33	1535,44	2132,89
$\sigma_R$ (kN)	148,49	89,67	229,14	180,52	28,99	89,87	78,11	235,06
$R_{inf}$ (kN)	720,00	720,00	960,00	1200,00	720,00	720,00	960,00	1200,00
$R_{sup}$ (kN)	1680,47	1314,71	2329,42	3040,06	1187,47	1469,94	1769,77	2838,07
$f_y$ (kN)	912,60	912,60	1216,80	1521,00	912,60	912,60	1216,80	1521,00

Fonte: Autoria própria.

Tabela 50 - Valores de índice de confiabilidade e probabilidade de falha das paredes

Parâmetro	Parede 02				Parede 11					Parede 12		
	Linha 01	Linha 02	Linha 03	Linha 04	Linha 01	Linha 02	Linha 03	Linha 04	Linha 05	Linha 01	Linha 02	Linha 03
<b>Avaliação da falha por tensionamento do aço</b>												
$\beta$ (MC)	88,47	58,50	50,67	44,39	23,60	24,27	22,19	18,96	16,28	36,18	29,63	27,05
$\rho_f$ (MC)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$F_S$	1,62	1,59	1,59	1,60	1,50	1,49	1,48	1,49	1,53	1,55	1,52	1,53
<b>Avaliação da falha por falta de adesão bulbo-solo</b>												
$\beta$ (FOSM)	5,70	17,29	5,85	4,38	6,75	5,80	40,62	4,27	4,35	7,96	5,82	4,57
$\rho_f$ (FOSM)	6,10E-09	2,57E-67	2,46E-09	5,94E-06	7,41E-12	3,37E-09	0,00E+00	9,95E-06	6,71E-06	8,82E-16	2,92E-09	2,39E-06
$\beta$ (MC)	5,72	17,10	5,85	4,40	6,67	5,74	28,45	4,26	4,32	7,92	5,82	4,59
$\rho_f$ (MC)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$F_S$	2,00	1,94	2,19	2,57	1,63	1,68	2,03	2,24	2,30	1,56	1,67	1,77
$F_{S\,trad}$	1,99	1,92	2,16	2,53	1,60	1,65	1,98	2,18	2,23	1,54	1,64	1,73
$F_k$	1,70	1,83	1,83	1,95	1,45	1,46	1,95	1,72	1,75	1,42	1,45	1,46
$\gamma_R$	1,17	1,05	1,18	1,30	1,10	1,13	1,02	1,27	1,27	1,08	1,13	1,18
$\gamma_S$	1,01	1,01	1,01	1,01	1,02	1,02	1,02	1,03	1,04	1,02	1,02	1,02
$\gamma_f$	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
$\gamma_m$	1,26	1,36	1,36	1,45	1,07	1,08	1,44	1,27	1,30	1,06	1,08	1,08
Parâmetro	Parede 15				Parede 16				Nota: $\beta$ : Fator de confiabilidade $\rho_f$ : Probabilidade de falha $F_S$ : Fator de segurança médio $F_{S\,trad}$ : Fator de segurança tradicional $F_k$ : Fator de segurança característico $\gamma_R$ : Fator de forma da curva de resistência $\gamma_S$ : Fator de forma da curva de resistência $\gamma_f$ : Fator parcial de majoração da solicitação $\gamma_m$ : Fator parcial de redução da resistência			
	Linha 01	Linha 02	Linha 03	Linha 04	Linha 01	Linha 02	Linha 03	Linha 04				
<b>Avaliação da falha por tensionamento do aço</b>												
$\beta$ (MC)	42,98	24,36	21,02	21,87	42,60	28,58	23,77	19,95				
$\rho_f$ (MC)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00				
$F_S$	1,58	1,50	1,48	1,49	1,61	1,53	1,49	1,50				
<b>Avaliação da falha por falta de adesão bulbo-solo</b>												
$\beta$ (FOSM)	4,41	4,85	3,57	8,15	18,13	6,68	9,12	4,74				
$\rho_f$ (FOSM)	5,06E-06	6,02E-07	1,77E-04	1,81E-16	1,01E-73	1,20E-11	3,81E-20	1,05E-06				
$\beta$ (MC)	4,42	4,85	3,59	8,05	17,46	6,68	8,94	4,72				
$\rho_f$ (MC)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00				
$F_S$	2,13	1,72	2,00	2,45	1,94	2,01	1,88	2,10				
$F_{S\,trad}$	2,10	1,68	1,95	2,39	1,91	1,97	1,84	2,04				
$F_k$	1,69	1,44	1,50	2,10	1,83	1,73	1,69	1,67				
$\gamma_R$	1,25	1,16	1,30	1,13	1,05	1,14	1,09	1,22				
$\gamma_S$	1,01	1,02	1,03	1,02	1,01	1,02	1,02	1,03				
$\gamma_f$	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35				
$\gamma_m$	1,25	1,07	1,11	1,56	1,36	1,28	1,25	1,24				

Fonte: Autoria própria.

Para o cálculo do índice de confiabilidade pelo método de Monte-Carlo, é fundamental avaliar a forma de distribuição do fator de segurança resultante da simulação. Embora, pela teoria do limite central, a curva resultante de uma simulação com variáveis de diferentes distribuições aproxima-se de uma distribuição normal, nem sempre isto é satisfatório. Avaliando o histograma dos fatores de segurança das simulações, apresentados no APÊNDICE H observa-se que eles possuem uma distribuição normal, portando os valores de índice de confiabilidade apresentado na Tabela 50 foram definidos considerando uma distribuição normal.

Avaliando a falha por tensionamento do elemento resistente a tração, observa-se que os índices de confiabilidade são bem elevados, resultando em probabilidades de falha que tendem a 0. Observa-se que os fatores de segurança ( $F_S$ ) das linhas 02, 03 e 04 da Parede 11, linhas 03 e 04 da Parede 15 e linha 03 da Parede 16 tiveram seus valores abaixo de 1,50, tendo como menor valor 1,48. Isto se deve ao fato das solicitações médias encontradas nas simulações com o RS2 serem levemente superiores às cargas de trabalho, demonstrando a importância de se avaliar a variabilidade das solicitações nestas análises. Embora os valores de  $F_S$  serem levemente inferior ao recomendado, devido aos valores elevados de índices de confiabilidade e a probabilidade de falha tender a 0, isto não traz um risco para falha das paredes.

Os índices de confiabilidade obtidos pelo método de Monte-Carlo, quando avaliado a falha por falta de adesão bulbo-solo, apresentados na Tabela 50, são próximos dos encontrados com o método FOSM, mesmo restringindo o limite inferior à carga aplicada nos testes de desempenho. Isto ocorre pelo fato de as cargas aplicadas nos testes de desempenho serem próximas ou inferiores ao limite inferior da distribuição normal. Contudo, cabe destacar que o método de Monte-Carlo é mais aconselhável, por permitir trabalhar com os limites das curvas de distribuições e distribuições diferentes da normal.

A linha 03 da Parede 11 foi a única em que os valores encontrados pelos dois métodos foram muito diferentes. Isto pode estar relacionado ao valor muito elevado do índice de confiabilidade, pois, como mencionado por Hasofer e Lind (1974), para valores muito elevados de índice de confiabilidade o método FOSM pode conduzir a erros, pois não há valores negativos de resistência e solicitações.

Com relação à probabilidade de falha, observa-se que pelo método de Monte-Carlo os valores de probabilidade de falha são iguais a zero, enquanto pelo método FOSM este valor é muito baixo, porém não é zero. Esta divergência deve-se ao fato de que, no cálculo da

probabilidade de falha pelo método FOSM, leva-se em consideração a forma da curva de distribuição dos fatores de segurança, e pelo método de Monte-Carlo, avalia-se a quantidade de simulações que resultaram em fatores de segurança menores do que 1.

Ao avaliar os resultados apresentados na Tabela 50, o que pode ser observado é que, se avaliado o dimensionamento por meio dos fatores de segurança, conforme a norma brasileira NBR 5629 (ABNT, 2018) determina, todas as linhas de tirantes apresentam fatores de segurança acima de 1,50, satisfazendo a recomendação da referida norma. Por outro lado, quando se avalia o atendimento dos fatores de segurança parciais, observa-se que estes não satisfazem ao recomendado. Nas linhas 01 e 02 da Parede 11, linhas 01, 02 e 03 da Parede 12 e linha 02 da Parede 15 os fatores de segurança parciais não foram atendidos

Assim como no trabalho de Silva (2003), pode-se observar que a adoção de dimensionamento baseado no princípio de tensões admissíveis, empregando fatores de segurança tradicionais, não retrata a variabilidade da resistência das ancoragens. Sendo assim, a adoção de fatores de segurança parciais consegue traduzir de forma mais fidedigna a variabilidade dos valores de resistência, sendo considerado um método de dimensionamento mais conservador.

Como mencionado por Duncan (2000), sugere-se que a avaliação de confiabilidade seja uma complementação do dimensionamento baseado na adoção de fatores de segurança, sendo as duas informações fundamentais para uma tomada de decisão.

#### **4.4.2 Avaliação da confiabilidade da Parede 15**

##### **4.4.2.1 Avaliação da probabilidade de falha**

Para avaliar a probabilidade de falha da estrutura na fase de projeto, foram empregados os parâmetros do solo e contenção descritos na Tabela 38. Com o intuito de analisar como a variação das características dos tirantes após a construção influencia na probabilidade de falha, foi realizada uma análise considerando também a variabilidade do comprimento ancorado e forças de adesão obtidas pelo modelo de interpretação discutido na subseção 3.2. Os parâmetros dos tirantes após a construção podem ser vistos na Tabela 51.

Tabela 51 - Valores das variáveis aleatórias utilizadas para os tirantes da Parede 15

<b>Linha</b>	<b>1</b>		<b>2</b>	
<b>Parâmetro</b>	<b>Força de adesão (kN/m)</b>	<b>Comprimento ancorado (m)</b>	<b>Força de adesão (kN/m)</b>	<b>Comprimento ancorado (m)</b>
Média:	42,82	14,00	53,07	11,40
Desvio padrão:	3,64	0,00	6,78	0,70
Máximo Relativo:	3,64	0,00	12,06	1,10
Mínimo relativo:	3,64	0,00	8,47	0,90
<b>Linha</b>	<b>3</b>		<b>4</b>	
<b>Parâmetro</b>	<b>Força de adesão (kN/m)</b>	<b>Comprimento ancorado (m)</b>	<b>Força de adesão (kN/m)</b>	<b>Comprimento ancorado (m)</b>
Média:	79,95	10,25	94,86	10,61
Desvio padrão:	17,60	1,23	10,57	0,91
Máximo Relativo:	29,09	1,75	26,44	1,59
Mínimo relativo:	21,82	1,75	9,78	1,41

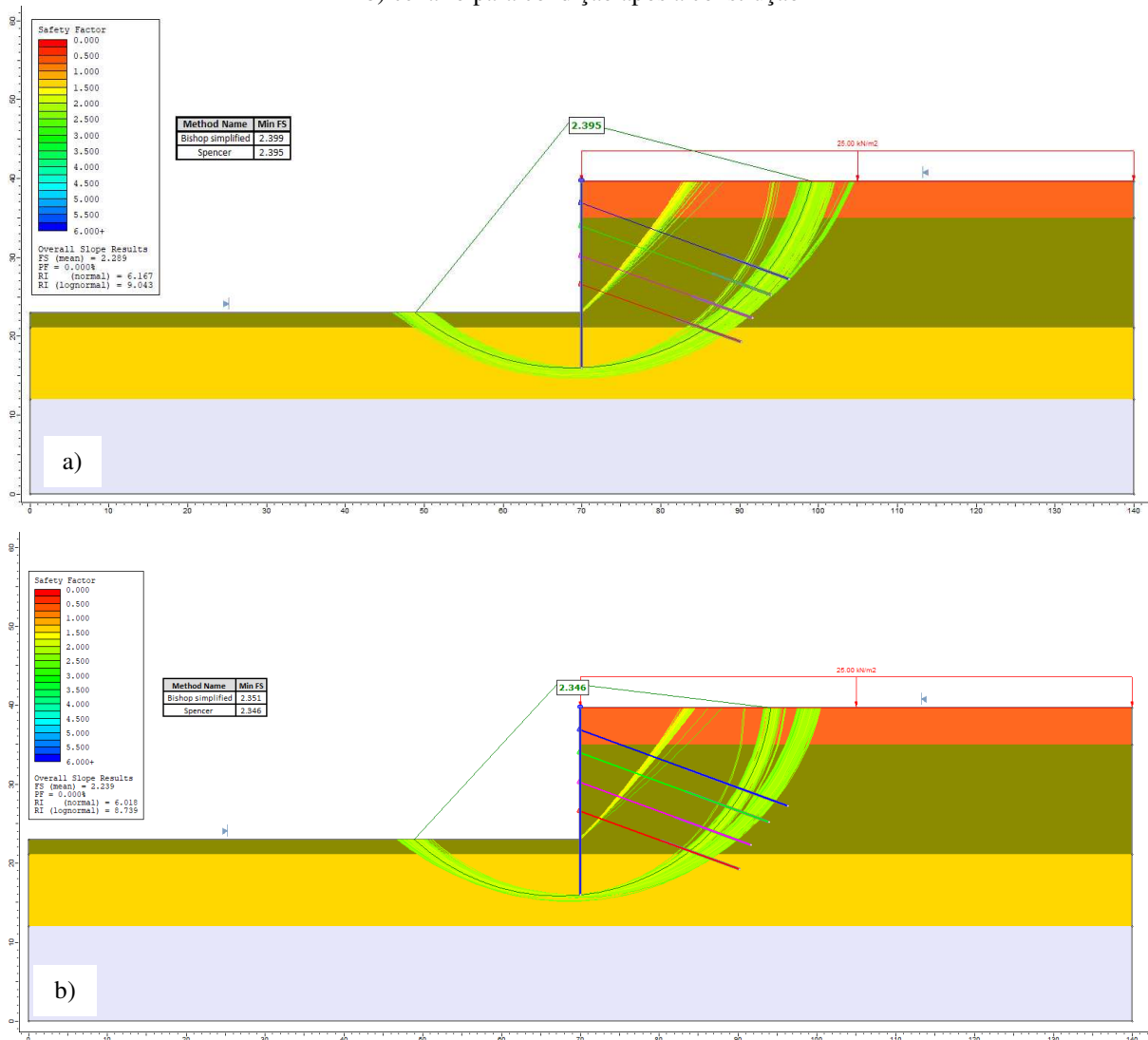
Fonte: Autoria própria.

Os valores das forças de adesão, apresentados na Tabela 51, são os valores encontrados para os tirantes da Parede 15 aplicando um fator de segurança médio que variou conforme a Tabela 50. Este fator de segurança foi aplicado de forma a considerar que, nas análises, não haveria redução da segurança quanto ao arrancamento dos tirantes.

Foi constatado que os valores adotados na fase de projeto sofreram grandes modificações. Os comprimentos ancorados que na fase de projeto eram de 9,00, 8,00, 8,00 e 9,00 metros para as linhas 1, 2, 3 e 4, respectivamente, após a construção apresentam valores médios de 14,00, 11,40, 10,25 e 10,61 metros. Devido a este aumento dos comprimentos ancorados, as forças de adesão também sofrem alteração, passando de 66,67, 75,00, 100,00 e 111,11 kN/m para 42,82, 53,07, 79,95 e 94,86 kN/m, respectivamente.

Cabe destacar que, mesmo com estas alterações, quando se avalia o modo de falha por ruptura das ancoragens, estas apresentam fatores de segurança satisfatórios de acordo com a NBR 5629 (ABNT, 2018), conforme Tabela 50. Os dados da Tabela 51 foram utilizados nas simulações do cenário após a construção. Os resultados das análises probabilísticas podem ser vistos na Figura 87.

Figura 87 - Resultados das análises probabilísticas de estabilidade do talude: a) cenário para condição de projeto; b) cenário para condição após a construção

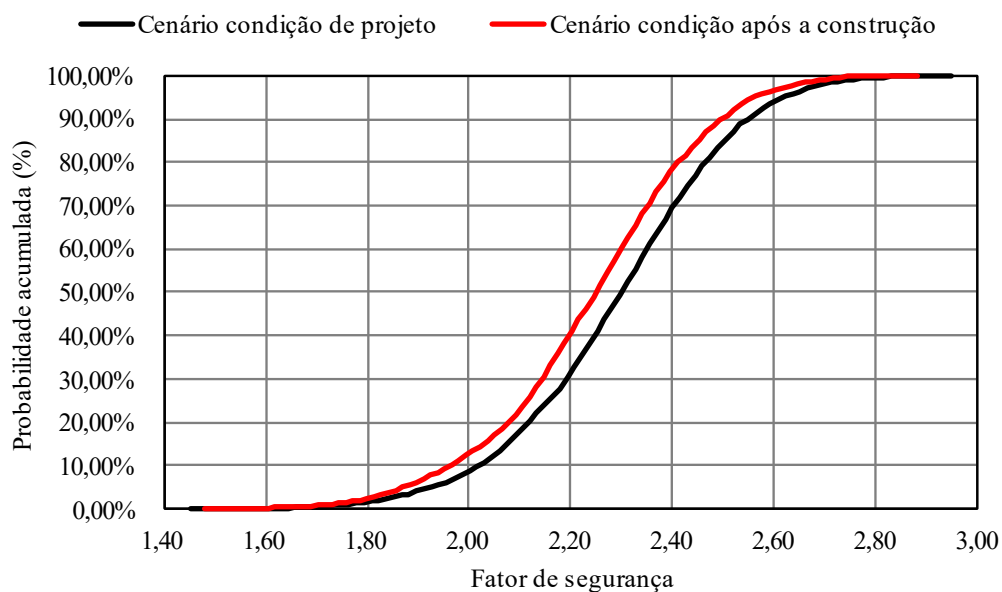


Fonte: Autoria própria.

Avaliando a Figura 87, é possível notar que o fator de segurança determinístico para a condição após a construção é ligeiramente inferior ao fator de segurança nas condições de projeto. Comparando os fatores de segurança obtidos pelo método de Spencer, o fator de segurança reduziu de 2,395 para 2,346 após a execução. Este comportamento deve-se ao fato do aumento do comprimento ancorado e redução das tensões de adesão, que diferem da condição de projeto, principalmente nas linhas 3 e 4 que são as que mais contribuem para a estabilidade. Esta variação faz com que o diagrama de esforços do tirante tenha uma parcela menor na região onde é interceptada a superfície de ruptura.

Quanto à probabilidade de falha, na Figura 88, está exposto o gráfico de probabilidade acumulada dos fatores de segurança obtidos nas simulações.

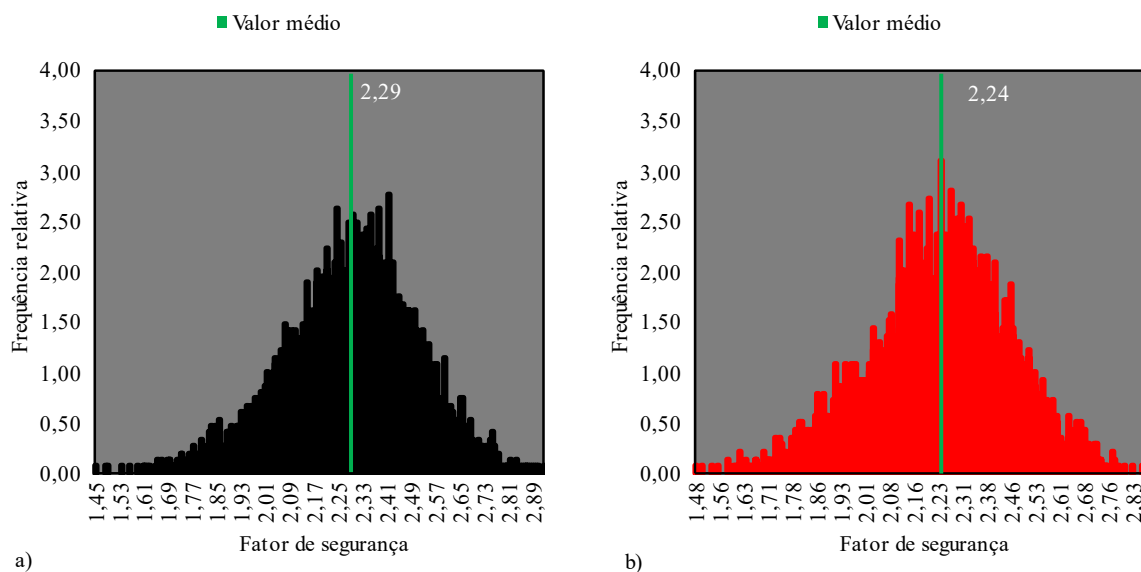
Figura 88 - Curva de distribuição do fator de segurança



Fonte: Autoria própria.

Observa-se, na Figura 88, que os fatores de segurança gerados para a condição após a construção são inferiores à condição de projeto, devido aos fatos mencionados anteriormente. Como pode ser visto, os fatores de segurança gerados nas simulações são bem superiores à unidade, resultando em uma probabilidade de falha igual a 0,000% para ambas as condições. Quanto ao índice de confiabilidade, considerando que as curvas de distribuição dos valores de fatores de segurança se aproximam de uma distribuição normal, conforme pode ser visto na Figura 89, o índice de confiabilidade encontrado foi de 6,167 e 6,018 para a condição de projeto e após a construção, respectivamente. Isto demonstra que, em termos de análise de segurança contra a instabilização global, a obra foi superdimensionada e que uma avaliação probabilística na fase de projeto poderia ter conduzido a um redimensionamento do sistema de ancoragens. Cabe destacar que uma avaliação das deformações admissíveis para o local deve ser feita.

Figura 89 - Histograma dos valores de fator de segurança: a) condição de projeto; b) após a construção



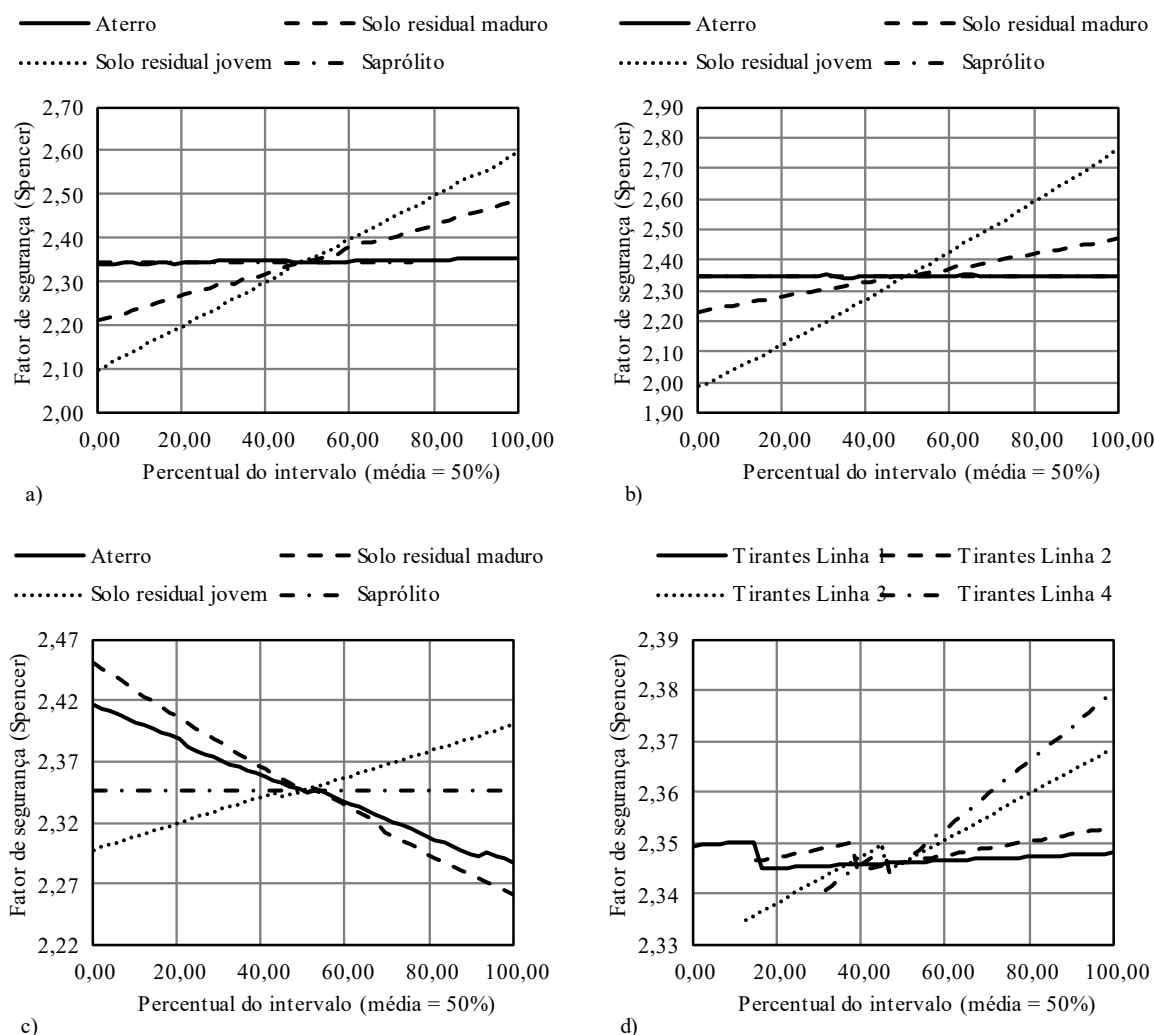
Fonte: Autoria própria.

A partir destas análises, é possível notar que a avaliação da probabilidade de falha com a geometria dos elementos após a execução torna-se necessária principalmente em situações em que o trecho ancorado se situa muito próximo da zona ativa de ruptura. Nestas situações, a redução do trecho livre e o aumento do trecho ancorado podem provocar mudança substanciais na probabilidade de falha da cortina. Neste estudo de caso, isto não ocorreu pelo fato do fator de segurança para uma instabilização global ser muito superior ao recomendado, no entanto, em obras onde os fatores de segurança estão próximos dos limites normativos, esta mudança de geometria pode alterar a condição de segurança da estrutura.

#### 4.4.2.2 Análise de sensibilidade

Com o intuito de avaliar como a variabilidade de cada variável aleatória influencia no fator de segurança, foi realizada uma análise de sensibilidade para a condição após a construção, cujos resultados estão expostos na Figura 90.

Figura 90 - Análise de sensibilidade da variação do fator de segurança para a condição após a construção: a) variação com a coesão; b) variação com o ângulo de atrito; c) variação com peso específico; d) Variação com a força de adesão dos tirantes



Fonte: Autoria própria.

Em relação aos parâmetros de resistência do solo (coesão e ângulo de atrito), é possível identificar, na Figura 90a e Figura 90b que os parâmetros dos solos residuais jovem e maduro são os que mais impactam no fator de segurança. Os parâmetros do aterro e do saprólito pouco influenciam no fator de segurança, e no caso do saprólito a superfície de ruptura não intercepta este material. Isto demonstra que, em uma campanha de investigação, os esforços devem ser direcionados para a melhor compreensão das propriedades dos solos residuais. O aumento da coesão e do ângulo de atrito apresenta uma relação direta com o aumento do fator de segurança.

Com relação à influência do peso específico, é possível notar, na Figura 90c, que, com exceção do solo residual jovem, há uma tendência de redução do fator de segurança com o aumento do peso específico. Para o solo residual jovem, este comportamento não foi

identificado pelo fato de a porção do solo presente à jusante da contenção estar atuando de forma a estabilizar o deslizamento.

Na Figura 90d, é possível verificar que o crescimento da força de adesão provoca um aumento do fator de segurança, sendo mais evidente nas linhas 3 e 4. Este aumento do fator de segurança deve-se ao fato de que, ao aumentar a tensão de adesão, haverá uma parcela maior do trecho ancorado com um diagrama retangular de forças do tirante e uma parcela menor com o diagrama triangular. Observa-se que as linhas de tirantes 1 e 2 influenciam menos o fator de segurança, pois a carga incorporada é menor que a das linhas inferiores.

Pode-se constatar nesta análise de sensibilidade que a superfície de ruptura gerada pelos valores médios pode assumir um fator de segurança mínimo de 1,985 e máximo de 2,763, quando o solo residual assume seu valor mínimo e máximo de ângulo de atrito (Figura 90b). Isto demonstra que, das variáveis analisadas, a que mais pode impactar no fator de segurança é o ângulo de atrito do solo residual.

Pode-se observar que a tensão de adesão dos tirantes foi a variável que menos impactou no fator de segurança para esta contenção, confirmando que a variabilidade das propriedades do solo tem maior relevância sobre a variabilidade das características das ancoragens. Cabe ressaltar que, para este estudo de caso, a variação da resistência ao cisalhamento da parede de concreto e do comprimento ancorado dos tirantes não implicou na variação do fator de segurança. A resistência ao cisalhamento da parede de concreto não impactou o fator de segurança porque a superfície de segurança mínima não intercepta a parede, enquanto o comprimento ancorado não impactou o referido fator porque a superfície de ruptura intercepta somente a região do bulbo ancorado.

## 5 CONCLUSÕES

Por meio das avaliações apresentadas na seção 4, pode-se chegar às seguintes conclusões, discutidas nos tópicos a seguir.

### 5.1 A respeito das mudanças de características dos tirantes devidas ao processo executivo

Por meio da avaliação dos tirantes dos casos 1 a 15, pode-se concluir que o aumento do diâmetro final do bulbo, descrito neste trabalho como diâmetro equivalente por ser calculado de forma indireta, está mais relacionado ao número de injeções e à relação  $P_i/\sigma'_v$  do que ao valor de  $N_{SPT}$  do solo adjacente, não sendo observada nenhuma tendência de aumento ou redução do diâmetro equivalente do bulbo com a variação do  $N_{SPT}$ .

A razão entre diâmetro equivalente e diâmetro perfurado esteve muito próxima da apresentada por Porto (2015), no entanto, muito superior ao recomendado por Bustamante e Doix (1985). A similaridade dos valores encontrados com os do trabalho de Porto (2015) deve-se ao fato de parte dos dados dos tirantes avaliados serem os mesmos presentes no trabalho de Souza (2001). O caso 1, que foi avaliado somente nesta pesquisa, apresentou valores semelhantes com os observados nos demais casos, o que pode ser explicado pelas características dos solos estudados, sendo que, em ambos os casos, os tirantes foram executados em solos residuais do estado de São Paulo.

Em se tratando do comprimento ancorado efetivo, constatou-se que a maior parte dos tirantes avaliados apresenta comprimento ancorado efetivo maior do que o projetado. Conclui-se que, quando aplicado o critério presente na NBR 5629 (ABNT, 2018) para o cálculo do comprimento livre efetivo, a variação dos comprimentos livres dos tirantes mantém-se nos limites impostos pela norma, que é de 20%. No entanto, quando se considera o alongamento do bulbo ancorado no cálculo do comprimento livre efetivo, aplicando o modelo de interpretação, grande parte dos tirantes excede o limite estabelecido de 20%. Isto demonstra a importância de se avaliar este alongamento na interpretação do ensaio.

## 5.2 A respeito das tensões de adesões últimas e residuais obtidas nos ensaios

A partir da interpretação dos ensaios de recebimento e qualificação, foi possível determinar os valores de tensões de adesão últimas e residuais. Pode-se observar que estes valores variaram muito a depender do tipo de solo e valores de  $N_{SPT}$ , tanto em termos de tensões últimas quanto em termos de tensões residuais, em uma taxa crescente com os valores de  $N_{SPT}$ . Foi possível determinar relações entre os valores de tensões de adesão últimas e residuais com os valores de  $N_{SPT}$ , com o intuito de auxiliar no ajuste das curvas durante a interpretação dos ensaios. Deve-se tomar muito cuidado em utilizar estas relações para o dimensionamento de ancoragens, pois, com exceção dos tirantes instalados em solos arenosos, os demais apresentaram grande dispersão.

A maior parte das ancoragens apresentou grande diferença entre as tensões últimas e residuais, explicado neste trabalho pelo índice de fragilidade. Observou-se que o índice de fragilidade tendeu a aumentar de forma exponencial com a razão entre tensão última e a tensão efetiva normal ( $\tau_u/\sigma'_v$ ), demonstrando que ancoragens instaladas mais próximas à superfície tendem a apresentar maior índice de fragilidade e, conseqüentemente, estão mais sujeitas a rupturas abruptas.

## 5.3 A respeito da utilização do modelo de interpretação para obtenção da capacidade de carga

Quanto ao emprego do modelo de interpretação para obtenção da capacidade de carga, pode-se observar que este possui boa aderência a outros modelos de interpretação do ensaio de desempenho, como o de Van der Veen (1953) e Souza (2001). A grande vantagem do modelo de interpretação utilizado nesta pesquisa em relação aos demais apresentados é que ele possibilita avaliar a variabilidade da capacidade de carga dependente do comprimento ancorado, algo que os demais modelos, como o de Souza (2001), não permite, pois, este adota uma distribuição contínua da capacidade de carga ao longo do comprimento ancorado. Sendo assim, a capacidade de carga é proporcional ao comprimento ancorado. Apesar da diferença da forma como são mobilizadas as tensões, os resultados obtidos por Souza (2001) são muito semelhantes, estando esta divergência muito relacionada ao ajuste da curva teórica com a medida.

O método de Van der Veen (1953) foi o que apresentou valores maiores de capacidade de carga, que, por se tratar de um método baseado unicamente na interpretação da curva carga *versus* deslocamento, necessita elevar a carga do ensaio a pelo menos  $\frac{3}{4}$  da carga máxima suportada para reduzir erros na interpretação da curva, conforme mencionado por Cintra *et al.* (2013). Este método demonstrou não ser muito efetivo, por exemplo, para a determinação da capacidade de carga de ancoragens provisórias.

Sendo assim, recomenda-se que, para a obtenção da capacidade de carga da ancoragem, seja utilizada uma abordagem baseada em funções de transferência de carga, associada à realização de ensaios básicos, a fim de determinar o diagrama tensão de adesão *versus* deformação para se ter os parâmetros calibrados para a avaliação da capacidade de carga por meio dos ensaios de recebimento e qualificação.

#### **5.4 A respeito do desempenho de equações semiempíricas para avaliação da capacidade de carga**

Ao se avaliar o desempenho de formulações semiempíricas, observa-se que os métodos apresentaram erro médio absoluto relativamente alto e percentual de acerto que variou de forma significativa com o tipo de solo. Os métodos são altamente influenciados pelas técnicas construtivas empregadas nos ensaios que os originaram, como observado no método de Joppert Jr *et al.* (2004), que demonstrou pouca aplicabilidade a tirantes perfurados e reinjetados, tendo erro médio absoluto que chegou a 235,29%.

Alguns métodos demonstraram um percentual de acerto relativamente alto e erro médio absoluto baixo para determinados tipos de solos, como é o caso do método da FHWA (1999), para os solos com características arenosas. Os métodos da BS 8081 (BSI, 2015) e Souza (2001) foram os que apresentaram erro médio abaixo de 50% para um número maior de solos. O método de Souza (2001) se justifica pelo fato de grande parte dos tirantes avaliados terem sido utilizados na elaboração da formulação, sendo este erro médio mais elevado justificado pela própria variação do intervalo de predição do método.

O que se pode concluir a partir destas avaliações é que a adoção de formulações semiempíricas no dimensionamento de ancoragens deve ser utilizada com muita cautela, pois a assertividade na previsão varia com o tipo de solo e é muito dependente das características de

execução empregadas nos ensaios que as originaram. No auxílio do julgamento profissional, técnicas como as de análise de incerteza podem ser empregadas na tomada de decisão.

### **5.5 A respeito da relação entre a tensão de adesão e as variáveis relacionadas à execução dos tirantes**

Ao se avaliar a relação entre a tensão de adesão média desenvolvida na interface bulbo-solo e os demais parâmetros relacionados ao tipo de solo e procedimentos executivos, observa-se muita dispersão dos dados, indicando que o número de variáveis que podem dominar este processo é grande.

O que se pode concluir é que a grande variabilidade dos resultados, muito devido aos procedimentos de execução, mudança das próprias propriedades do solo e, até mesmo, à forma de condução dos ensaios de recebimento e qualificação, conforme comentado por D' Hyppolito (2017), não permitiu uma avaliação quantitativa dos dados, a fim de identificar como cada variável interfere na tensão de adesão de forma isolada. Como a tensão de adesão é governada por uma série de variáveis, atribuir que apenas uma coordena a mudança da tensão de adesão pode levar a erros consideráveis na sua determinação.

### **5.6 A respeito da proposta de equação semiempírica para a estimativa da capacidade de carga**

A equação semiempírica apresentada nesta pesquisa possibilita estimar a capacidade de carga da ancoragem levando em consideração as diversas variáveis que podem influenciar na tensão de adesão, grandeza que mais impacta na capacidade de carga. Por meio da análise de sensibilidade realizada, concluiu-se que a tensão de adesão tendeu a aumentar com o crescimento do  $N_{SPT}$ , sendo este crescimento mais evidente nos solos siltosos e menos evidentes nos solos arenosos, onde o que dominou o crescimento da tensão de adesão foi o aumento da tensão efetiva normal. A tensão efetiva normal foi a variável que mais contribuiu para a variação da tensão de adesão nos solos arenosos e argilosos. Embora se esperasse uma menor contribuição para os solos argilosos.

Outro ponto observado é que a tensão de adesão tendeu a aumentar com o crescimento da razão entre pressão de injeção e tensão efetiva normal ao longo do bulbo, indicando que, ao

se aplicar uma pressão de injeção maior do que a tensão efetiva normal imposta ao bulbo, gera-se um acréscimo da tensão de adesão devido ao aumento das tensões radiais, comportamento já esperado, conforme exposto nos trabalhos de Bustamante e Doix (1985), Mecsi (1997) e Costa Nunes (1987). O aumento do número de injeções também proporcionou aumento das tensões de adesão, principalmente nos solos siltosos.

As tensões de adesão média tenderam a reduzir com o aumento da rigidez do bulbo, expresso pela razão entre o diâmetro do bulbo e o comprimento ancorado. Esperava-se uma tendência de comportamento contrário pelo fato de bulbos menos alongados (com maior rigidez) apresentarem tensões de adesão mais uniformes ao longo do comprimento ancorado, enquanto, que, em bulbos mais longos, esta distribuição de tensões não é uniforme. O que justifica este aumento das tensões com a redução da relação ( $D_s/L_A$ ) é a maior eficiência da pressão de injeção no amolgamento do solo.

Através da análise de incerteza aplicando o método de Monte-Carlo, constatou-se que 80% dos valores de tensões de adesão gerados pela equação proposta estão nos intervalos de 70,29 a 279,22 kPa, para solos siltosos, 75,87 a 185,57 kPa, para solos argilosos e, 105,71 a 340,26 kPa, para solos arenosos.

Destaca-se que a utilização desta equação para fins de determinação da capacidade de carga e dimensionamento do comprimento ancorado, conforme preconizado pela NBR 5629 (ABNT, 2018), não exclui a necessidade de realização de ensaios de qualificação ou, em alguns casos, ensaios básicos, para subsidiar o dimensionamento destas estruturas.

## **5.7 A respeito das diretrizes para avaliação da confiabilidade aplicada à cortina ancorada**

Ao se aplicar os procedimentos sugeridos para a avaliação da confiabilidade do sistema de ancoragens nas Paredes 02, 11, 12, 15 e 16, conclui-se que tanto o método FOSM quanto o de Monte-Carlo produzem resultados similares no que diz respeito ao índice de confiabilidade quando se dispõe de uma distribuição normal dos dados. Contudo, o método de Monte-Carlo é o mais aconselhável, por possibilitar trabalhar com os limites da curva de distribuição, sendo mais representativo do limite inferior das resistências, tendo em vista que todas as ancoragens são submetidas a ensaios de desempenho.

Todas as linhas de tirantes apresentaram índice de confiabilidade acima do recomendado, tanto para o modo de falha de tensionamento do aço quanto para o modo de falha

por falta de adesão bulbo-solo. Constatou-se a importância de se analisar a variabilidade das solicitações dos tirantes, pois os fatores de segurança de algumas linhas apresentaram valores ligeiramente abaixo do recomendado para o modo de falha por tensionamento do aço.

Com relação ao modo de falha por falta de adesão bulbo-solo, pode-se constatar que os fatores de segurança recomendados pela norma brasileira NBR 5629 (ABNT, 2018) foram atendidos, todavia, quando se avalia os fatores de segurança parciais, algumas linhas das Paredes 11, 12 e 15 não apresentaram valores acima dos recomendados pela EUROCODE 7 EN 1997-1 (CEN, 2004). O que se pode notar é que o emprego de fatores de segurança parciais no dimensionamento de ancoragens representa melhor a variabilidade das solicitações e resistências. Isto demonstra a importância de incorporar, nas novas atualizações da norma NBR 5629 (ABNT, 2018), o emprego de fatores parciais no dimensionamento de ancoragens.

Com relação à probabilidade de falha global da contenção da Parede 15, foi observado que a mudança de geometria dos tirantes e, conseqüentemente, das forças de adesão unitária, influenciaram nos fatores de segurança gerados na simulação, fazendo com que estes sejam ligeiramente inferiores à condição de projeto.

Constatou-se que, para o estudo de caso da Parede 15, a cortina foi superdimensionada no que tange à estabilidade global. Mesmo com as variações na geometria dos tirantes e forças de adesão, o fator de segurança reduziu muito pouco em relação ao de projeto e o índice de confiabilidade reduziu de 6,167 para 6,018, demonstrando que uma análise de confiabilidade na fase de projeto poderia auxiliar no redimensionamento do sistema de ancoragem, a fim de se ter uma condição de segurança com o menor custo possível.

Pela análise de sensibilidade da influência das variáveis no fator de segurança, foi possível identificar que a variabilidade dos parâmetros do solo influenciou mais na mudança do fator de segurança do que os parâmetros das ancoragens, mas que isto não pode ser generalizado para todos os casos. Observou-se uma tendência de aumento do fator de segurança com a variação da força de adesão.

Pode-se concluir que as condições das ancoragens após o projeto podem alterar o estado de confiabilidade da estrutura. No estudo de caso da Parede 15, isto não ocorreu devido ao elevado fator de segurança, mas em condições em que se têm fator de segurança próximo do limite normativo e ancoragens com comprimento fixo localizado próximo da região ativa, esta mudança de geometria pode comprometer a confiabilidade da estrutura.

## 6 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A partir dos resultados desta pesquisa, foram levantados os seguintes pontos a serem estudados em novos trabalhos:

i. Realizar ensaios de arrancamento em tirantes instrumentados, variando as características geométricas, executivas e profundidade de instalação, a fim de se ter um maior conhecimento da mudança de transferência de carga durante o carregamento e descarregamento, validando o comportamento observado e adotado no modelo de interpretação.

ii. Aplicar a equação semiempírica proposta nesta pesquisa na definição da capacidade de carga de ancoragens instaladas em outros estados, com condições de execução e formação de solos diferentes dos que a originaram, com o intuito de avaliar se os pressupostos aqui observados se mantêm para outros casos;

iii. Implementar, em um programa comercial de avaliação de estabilidade, uma forma de se analisar a confiabilidade quanto ao modo de falha de arrancamento dos tirantes e estabilidade global de forma conjunta;

iv. Aplicar as diretrizes para avaliação de confiabilidade de cortinas ancoradas, apresentadas neste trabalho, em outros casos de obras, possibilitando analisar se os métodos de dimensionamento expostos na NBR 5629 (ABNT, 2018) satisfazem as condições de confiabilidade recomendadas internacionalmente.

v. Avaliar a perda de carga no trecho livre e a influência na interpretação de ensaios de recebimento e qualificação.

vi. Avaliar a influência da perda de carga ao longo da vida útil do tirante na probabilidade de falha da estrutura.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRAMENTO, M.; PINTO, C. S. **Propriedades de Solos Residuais de Gnaisse e Migmatito Determinadas por Pressiômetro de Auto-Furação de Cambridge-Camkometer**. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), Brasília: 1998.

ALMEIDA, A. F. **Projeto ótimo baseado em confiabilidade de pórticos planos de concreto armado**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2008.

AOKI, N. **Dogma do fator de segurança**. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE VI. São Paulo, 2008.

APAZA, M. A. F.; BARROS, J. M. C. **Análise Probabilística de Estabilidade de Taludes pelo Método de Monte-Carlo**. XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), Goiânia: 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12655**: Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5629**: Tirantes Ancorados no Terreno – Projeto e Execução. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5629**: Tirantes Ancorados no Terreno – Projeto e Execução. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto-Procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

BAECHER, G.; CHRISTIAN, J. T. **Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering**. Chichester: John Wiley & Sons Ltd, 2003.

BARKHORDARI, K. **The Influence of Load Transfer Mechanisms on Ground Anchor Design**. Thesis – Department of Civil Engineering, University of Surrey, Guildford, 1998.

BARLEY, A. D.; HOSSAIN, D.; LIAO, H. J.; HSU, S. T. Should Grouted Anchors Have Short Tendon Bond Length?. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 125, pp. 808-812, 1999.

BARROS, R.; MUNHOZ, F.S.; SOUZA, T.J.; CINTRA, J.C.A.; AOKI, N. **Determinação do Índice de Confiabilidade e da Probabilidade de Ruína de Fundações em Estacas: Estudo de Caso**. XXXIV Jornada Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, San Juan, Argentina: 2010.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 8081: Code of Practice for Grouted Anchors**. London: BSI, 2015.

BRYSON, L. S.; GIRALDO, J. R. Analysis of a Case Study Presenting Ground Anchor Load Transfer Response in a Shale Stratum. **Canadian Geotechnical Journal**, March, 2019. Canadian Geotechnical Journal, March, 2019.

BUSTAMANTE, M.; DOIX, B. Une Méthode Pour le Calcul des Tirants et des Micropieux Injectés. **Section des Fondations Laboratoire Central des Ponts et Chaussés**, 140 – nov.-déc., 1985.

CAMPELLO, I. C. **Abordagem probabilística aplicada ao estudo da variabilidade geotécnica dos solos**. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2020.

CANADIAN GEOTECHNICAL SOCIETY. **The Canadian Foundation Engineering Manual**. 4th edition. Canadian: CGS, 2006.

CARDOSO, A. S.; FERNANDES, M. M. Characteristic values of ground parameters and probability of failure in design according to Eurocode 7. **Géotechnique**. V. 51, N. 6, p. 519–531, 2001.

CARRADORI, R. G.; RAMOS, P. S. Avaliação de testes de normalidade implementados no programa R por simulação Monte-Carlo. **Revista da Estatística UFOP**, V. 3 (2), 2014.

CARVALHO, M. A. R. de. **Ancoragens Pré-esforçadas em Obras Geotécnicas:** Construção, ensaios e análise comportamental. Dissertação (Obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil) – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Faculdade da Universidade do Porto. Porto, 2009.

CECÍLIO JR, M. O. **Estudo do comportamento de um túnel em solo residual de gnaiss por meio de ensaios triaxiais com controle de trajetórias de tensões.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

CHRISTIAN, J. T.; LADD, C. C.; BAECHEER. G. B. Reliability Applied to Slope Stability Analysis. **Journal of Geotechnical Engineering**, V. 120, N. 12, p. 2180-2207, December, 1994.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por Estacas:** projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

CINTRA, J. C.; AOKI, N.; TSUDA, C. H. C.; GIACHETTI, H. **Fundações, ensaios estáticos e dinâmicos.** São Paulo: Oficina de Textos, 2013

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO. **Desenho: Projeto Executivo de Valas a Céu Aberto Escoradas: Sistema de Contenção – Tirantes Paredes – 01, 02, 12 e 13 As Built.** Documento Técnico. São Paulo: DE-4.20.03.00-6h1-010, 2012a.

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO. **Desenho: Projeto Executivo de Valas a Céu Aberto Escoradas: Sistema de Contenção – Tirantes Paredes – 05, 06, 09 e 11.** Documento Técnico. São Paulo: DE-4.20.03.00-6h1-011, 2012b.

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO. **Desenho: Projeto Executivo de Valas a Céu Aberto Escoradas: Sistema de Contenção – Tirantes Paredes – 14 a 20 – Plantas e Cortes - Adequação.** Documento Técnico. São Paulo: DE-4.20.03.00-6h1-013, 2018.

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO. **Memória de Cálculo do Sistema de Contenção: Vala Central.** Documento Técnico. São Paulo: MC-4.20.03.00/6H1-001, 2012c.

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO. **Memória de Cálculo do Sistema de Contenção: Vala Central**. Documento Técnico. São Paulo: MC-4.20.03.00/6H1-003, 2012d.

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO. **Memória de Cálculo do Sistema de Contenção – Parede 14: Projeto Executivo– Acesso Taborda**. Documento Técnico. São Paulo: MC-4.20.03.00/6H1-008, 2012e.

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO. **Relatório de parâmetros geotécnicos – Lote 2**. Documento Técnico. São Paulo: RT-4.20.00.00/6C3-002, 2012f.

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO. **Relatórios de perfuração, injeção e protensão de tirantes – Obra: 7648 – Tiralinha 4**. Documento Técnico. São Paulo, 2019.

CORRALES, L. A. G. **Análise Comparativa da Estabilidade Interna de Cortinas Atirantadas Utilizando Método Analíticos e Simulações Numéricas**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília, 2018.

CORTE, F. H. **Análise de Contenção em Solo Grampeado na Cidade de São Bernardo do Campo/SP**. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Geotecnia) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP). Campinas, 2017.

COSTA NUNES, A. J. **Ground Prestressing: First Casagrande Lecture**. VIII CPAMSEF, Cartagena, Colômbia: 1987.

D'AGOSTINO, R. B.; PEARSON, E. S. Testing for departures from normality. I. Fuller empirical results for the distribution of  $b_2$  and  $\sqrt{b_1}$ . **Biometrika**, v.60, p. 613-622, 1973.

D'HYPPOLITO, L. C. B. S. **Relações Empíricas para Estimativa da Resistência ao Arrancamento de Ancoragens**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE, UFRJ. Rio de Janeiro, 2017.

DÉCOURT, L.; NIYAMA, S. Predicted and Measured Behavior of Displacement Piles in Residual Soils. **XIII ICSMFE**, New Delhi, V. 3, 1994, pp. 477 - 486.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT**. Anais do VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, vol. 1, Rio de Janeiro: ABMS, 1978, pp. 45-53.

DUNCAN, J. Factors of Safety and Reliability in Geotechnical Engineering. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, V. 126, N. 4, April, 2000.

DURCAN, J. M.; WRIGHT, S. G.; BRANDON, T. L. **Soil Strength and Slope Stability**. 2th edition. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc., 2014.

ELIGEHAUSEN, R.; POPOV, E. P.; BERTÉRO, V. V.. Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations, Tests and analytical Model, **Earthquake Engineering Research Center**, Report N°. UCB/ EERC-83/23, University of California, Berkeley. October, 162p, 1983.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1990:2002+A1:2005**: Eurocode: Basis of structural design. Brussels: CEN, 2005.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1997-1:2004**: Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules. Brussels: CEN, 2004.

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

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **FHWA-IF-99-015**: Geotechnical Engineering Circular no. 4: Ground Anchors and Anchored Systems (Technical Manual). U.S. Department of Transportation, Washington, DC: Office of Bridge Technology: FHWA, 1999.

FLORIANO, C. F. **Ancoragem em Rocha: Estudo de adesão nata-rocha de dois arenitos da Serra do Espigão, SC**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

FROEHLICH, D. C. Embankment Dam Breach Parameters and Their Uncertainties. **Journal of Hydraulic Engineering**, V. 134, N. 12, December, 2008.

FUJITA, K.; UEDA, K.; KUSABUKA, M. **A Method to Predict the Load Displacement Relationship of Ground Anchors**. Speciality Session n.4, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 1977.

FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOTÉCNICA DO MUNICÍPIO DO RIO DE JANEIRO (GEO-RIO). **Manual Técnico de Encostas**. Vol. I e II. Rio de Janeiro: GEO-RIO, 2014.

FUTAI, M. M.; CECÍLIO JR, M.O.; ABRAMENTO, M.. **Twin Cities – Solos das Cidades de São Paulo e Curitiba, Capítulo 7: Resistência ao cisalhamento e deformabilidade de solos residuais da região metropolitana de São Paulo**. ABMS, São Paulo, 2012. Cap. 7.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de Taludes**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016

GOEURY, C; DAVID, T.; ATA, R.; AUDOUIN, Y.; GOUTAL, N.; POPELIN, L.; COUPLET, M.; BAUDIN, M.; BARATE, R. Uncertainty Quantification on a Real Case With Telemac-2d. **STFC Daresbury Laboratory**, UK, pp. 13-16, October, 2015.

GUJARATI, D. N.; PORTER, D. C. **Econometria Básica**. 5. Ed. São Paulo: McGraw-Hill, 2008.

GUNN, M. J.; CLAYTON, C. R. I. Installation effects and their importance in the design of earth-retaining structures. **Géotechnique**, V. 42, N. 1, p. 137-141, March, 1992.

HARR, M. E. Reliability-based design in civil engineering. **Henry M. Shaw Lecture**, Dept. of Civil Engineering, North Carolina State University, Raleigh, N.C, 1984.

HARR, M. E. **Reliability-based design in civil engineering**. Mc-Graw-Hill, New York, 1987.

HASOFER, A. M.; LIND, N.C. Exact and Invariant Second Moment Code Format. **Journal of Engineering Mechanics**. January, pp.111-121, 1974.

HEGAZY, Y. A. Reliability of Estimated Anchor Pullout Resistance. **Grouting and Ground Treatment**. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 772–779, 2003.

IMAN, R. L.; DAVENPORT, J. M.; ZEIGLER, D. K. **Latin Hypercube Sampling (a program user's guide)**. [LHC, in FORTRAN]. Technical Report, 1980.

INCOTEP. Locação de Equipamentos para Protensão Incotep. Disponível em: <<https://www.incotep.com.br/produtos/conjunto-hidraulico/>>. Acesso em: abril de 2021.

INCOTEP. Tirantes Autoinjetáveis. Disponível em: <<https://incotep.com.br/tirantes-autoinjetaveis/tirante-autoinjetavel/>>. Acesso em: abril de 2022.

IPSEN, D. C. **Units, Dimensions, and Dimensionless Numbers**. New York: McGraw-Hill Book Company, 1960.

IVANDIC, K.; SOLDI, B.; VERIC, F. A Contribution to the Analysis of Geotechnical Anchor Ultimate Capacity. **Electronic Journal of Geotechnical Engineering**, vol. 8, 2003.

JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY. **Probabilistic model code - Part 1 - basis of design**. JCSS, 2001.

JONES, D. A.; SPENCER, I. M. Clay anchors – A caribbean case history. **Ground Engineering**, vol. 17, n. 1, pp. 36-42, 1984.

JONES, D. A.; TURNER, M. J. Load Test on Post-grouted Micropiles in London Clay. **Ground Engineering**, vol. 6, n. 13, September 1980.

JOPPERT JR, I. O.; MALLMANN, W.; IORIO, W. R. **Método de Cálculo para Estimativa da Carga de Ruptura de Tirantes Auto-Perfurantes Tipo Tubular**. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE V. São Paulo. 2004

KORECK, H.W. Small diameter bored injection piles. **Ground Engineering**, 11(4): 14-20, 1978.

KULHAWY, F. H. Evaluation of Static soil properties. **ASCE Special Geotechnical Publication**. N. 31, pp. 95–115, 1992.

LILLIEFORS, H. W. On the Kolmogorov-Smirnov test for normality with mean and variance unknown. **Journal of the American Statistical Association**, vol. 62, N. 318, June, pp. 399-402, 1967.

LITTLEJOHN, G. H. Soil Anchors. **ECE Conference on Ground Engineering**, p. 89-94, 1970.

LOPES, M. M.; BRANCO, V. T. F. C.; SOARES, J. B. Utilização dos testes estatísticos de Kolmogorov-Smirnov e Shapiro-Wilk para verificação da normalidade para materiais de pavimentação. **Transportes**, V. 21, N. 1, pp. 59–66, 2013.

MAGALHÃES, P. H. L. **Avaliação dos Métodos de Capacidade de Carga e Recalque de Estacas Hélice Contínua via Provas de Carga**. Dissertação (Mestrado - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil), Universidade de Brasília, Brasília. 2005.

MENDES, M.; PALA, A. Type I Error Rate and Power of Three Normality Tests. **Pakistan Journal of Information and Technology**, N. 2, February, 2003, pp. 135-139.

MESCI, J. **The Load Bearing Capacity and the Load-elongation Diagram of Soil Anchors**. International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE), 1997.

MESSETTI, A. V. L.; QUEIROZ, S. C. Método de Monte Carlo. Técnica de redução da variância. **Ciências Exatas Tecnológicas**, Londrina, v. 1, n. 1, pp. 39-44, novembro, 2002

MEYERHOF, G. G. Compaction of sands and bearing capacity of piles. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers**, vol. 85, n. SM6, p. 2292-1, 1959.

MEYERHOF, G. G. Development of Geotechnical Limit State Design. **Canada Geotech. J.** 32: p. 128-136, 1995.

MEYERHOF, G. G. **Development of geotechnical limit state design**. Proceedings of the international symposium on limit state design in geotechnical engineering, Copenhagen, vol. 1, p. 1-12, 1993.

MEYERHOF, G. G. Limit States Design in Geotechnical Engineering. **Structural Safety, Elsevier Scientific Publishing Company**, Amsterdam. p. 67-71, 1982.

MIOT, H. A. Avaliação da normalidade dos dados em estudos clínicos e experimentais. **J Vasc Bras.** Apr.-Jun.; 16(2), p. 88-91, 2017.

MUKAKA, M. M. Statistics Corner: A guide to appropriate use of Correlation coefficient in medical research. **Malawi Medical Journal**, 24 (3), pp. 69-71, September, 2012.

OLSON, A.; SANDBERG, G.; DAHLBLOM, O. On Latin hypercube sampling for structural reliability analysis. **Structural Safety**, 25, pp. 47-68, 2003.

ORTIGÃO, A. Ensaio de Arrancamento em Obras de Solo Grampeado. **Solos e Rochas**, São Paulo, 20, (1): 39-43, Abr., 1997.

OSTERMAYER, H. Construction, carrying behaviour and creep characteristics of ground anchors. Proceedings of the Conference on Diaphragm Walls and Anchorages. **Institution of Civil Engineers of London**, p. 141-151, London. 1975.

OSTERMAYER, H.; SCHEELE, F. Research on Ground Anchors in Non-Cohesive Soils. **Revue Française Géotechnique**, nº 3, pp. 92-97, 1978.

OSTERMAYER, H.; WERNER, H. U. Neue Erkenntnisse und Entwicklungstendenzen in der Verankerungstechnik. Essen, **Deutsche Gessellschaft fur Erd-und Grundbau**, pp. 335-362, 1972.

PELOGGIA, A. U. G. Parâmetros geomecânicos de solos saprolíticos do Município de São Paulo (SP). **Solos e Rochas**, 20, (3), Dezember, 1997, pp. 209-213.

PÉREZ MORE, J.Z. **Análise Numérica do Comportamento de Cortinas Atirantadas em Solos**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-RJ). Rio de Janeiro: 2003.

PINTO, V.; BOCANEGRA, S; ALBUQUERQUE, J. Uma proposta de modelagem para o cálculo de reservas de contingência e gerencial em projetos de software usando programação linear inteira estocástica. **Abakós**, Belo Horizonte, v. 1, n. 1, pp. 50-74, novembro, 2012.

PITTA, C. A.; SOUZA, G.J.T. de; ZIRLIS, A.C. Alguns Detalhes da Prática de Execução do Solo Grampeado. **Revista Fundações & Obras Geotécnicas**. Ano 4, n. 39, São Paulo: 2013.

PORTO, T.B. **Ancoragens em Solos** – Comportamento Geotécnico e Metodologia via Web para Previsão e Controle. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Minas, Núcleo de Geotecnia (NUGEO), Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2015.

QASIM, S.; HARAHAHAP, I. Geotechnical Uncertainties and Reliability Theory Applications. **International Journal of Engineering Research & Technology (IJERT)**, V. 1, Issue 6, August, 2012.

ROCSCIENCE. Probabilistic Analysis Overview. Disponível em: <  
<https://www.rocscience.com/help/slide2/documentation/slide-model/probabilistic-analysis/probabilistic-analysis-overview>>. Acesso em: maio de 2022.

RUDLOFF INDUSTRIAL Ltda. **Perdas da força de protensão**. 2. ed. São Paulo: RUDLOFF, 1998.

SHAPIRO, S. S.; WILK, M. B. An analysis of variance test for normality (complete samples). **Biometrika**, V.52, p. 591-611, 1965.

SILVA, F. C. **Análise de segurança e confiabilidade de fundações profundas em estacas**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2003.

SILVA, K. F. **Análise do comportamento tensão –deformação de cortinas atirantadas**. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Geotécnica, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2016.

SMET, J.; HUYBRECHTS, N.; LYSEBETTEN, G. V.; VERSTRAELEN, J.; FRANÇOIS, S. Optical fiber strain measurements and numerical Modeling of load tests on grouted anchors. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 145:12, 2019.

SOLOTRAT ENGENHARIA GEOTÉCNICA LTDA. **Manual de Serviços Geotécnicos Solotrat**. 6. ed. São Paulo: SOLOTRAT, 2018.

SOUZA, R. N. **Ancoragens Reinjetáveis e Protendidas em Solo**: Previsão do comportamento e controle de execução. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo (USP). São Paulo, 2001.

STARTZMAN, R.A.; WATTENBARGER, R.A. **An improved computation procedure for risk analysis problems with unusual probability functions**. Hydrocarbon economics and evaluation symposium, Texas, March, 1985.

TORMAN V. B. L; COSTER, R; RIBOLDI, J. Normalidade de variáveis: métodos de verificação e comparação de alguns testes não-paramétricos por simulação. **Revista HCPA**, 32, pp. 227-34, 2012.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Engineering and design introduction to probability and reliability methods for use in geotechnical engineering**. Department of the Army, Washington, D. C. Tech. Letter, N. 1110-2-547, September, 19957.

UZIELLI, M.; LACASSE, S.; NADIM, F.; PHOON, K. Soil Variability analysis for geotechnical practice. **2nd International Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils**, 2006.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. *In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Proceedings [...]* vol. 2, p. 84-90, Zurich, 1953.

WHITE, F. M. **Fluid mechanics**, 7° Ed, New York: Mcgraw-Hill, 2011.

WHITMAN, R. V. Evaluating calculated risk in geotechnical engineering. **Journal of Geotechnical Engineering**, vol. 110, N. 2, p. 145-188, 1984.

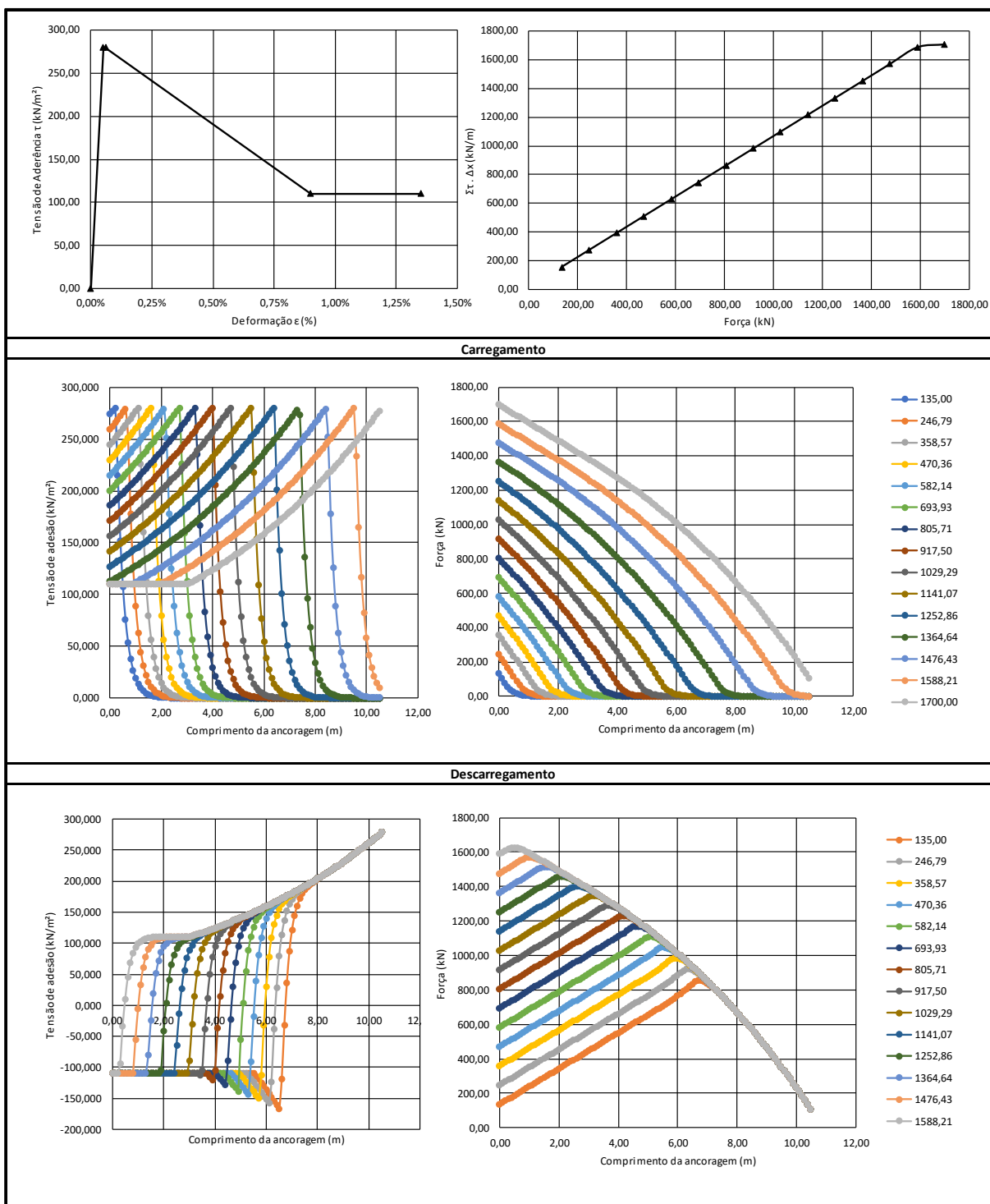
WOODS, R. I.; BARKHORDARI, K. **The Influence of Bond Stress Distribution on Ground Anchor Design**. Proc. of Int. Conf. Ground Anchorages and Anchorages Structures. London, p. 55-64. 1997.

YASSUDA, C. T.; DIAS, P. H. V. Tirantes. *In: HACHICH, et al. Fundações: Teoria e Prática*. 2. ed. Cap. 17. São Paulo: PINI, 1998.



Figura 91 - Planilha utilizada na interpretação dos ensaios de recebimento e qualificação

(Conclusão)



Fonte: Autoria própria.

## APÊNDICE B - Planilha utilizada no cálculo da capacidade de carga

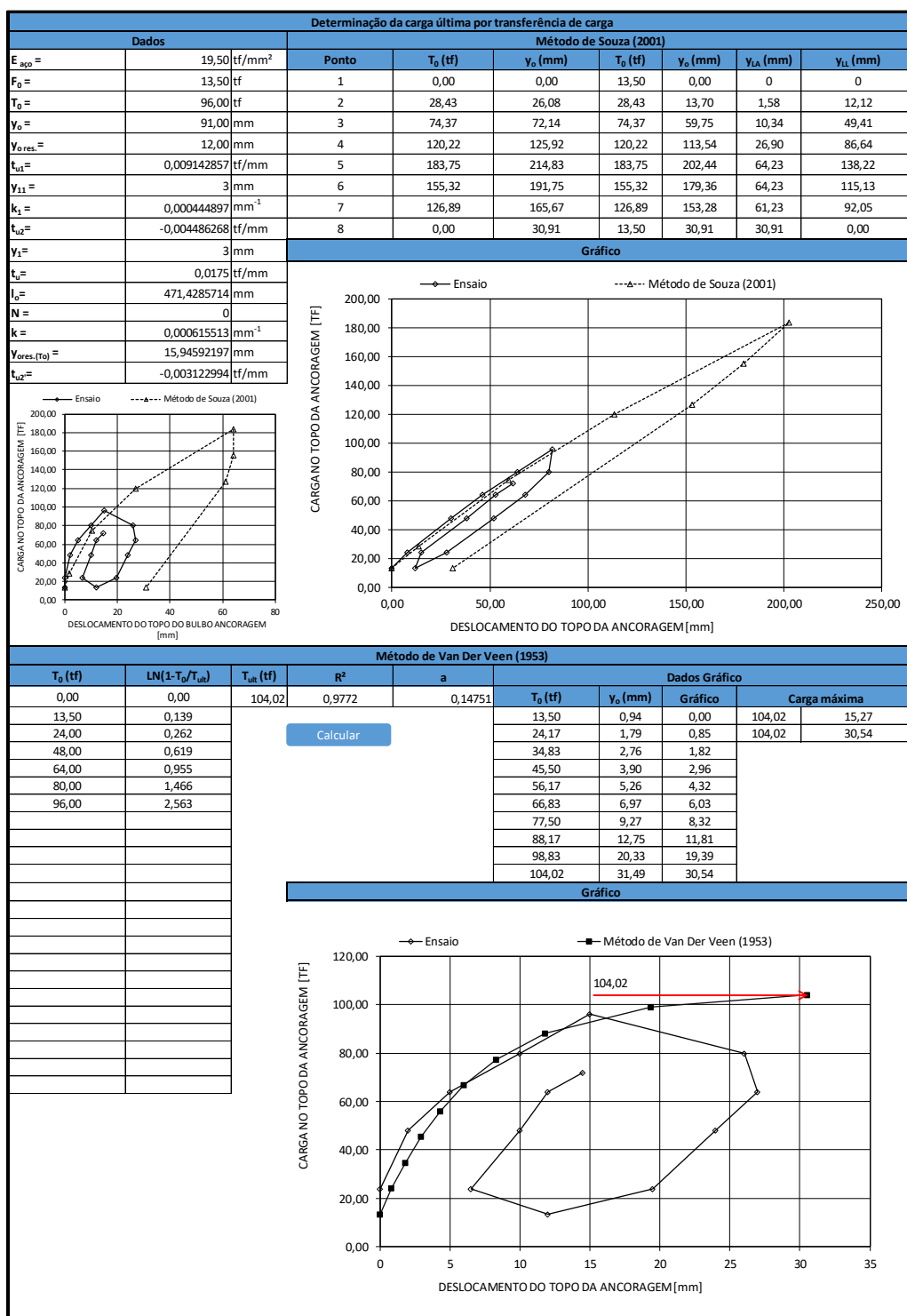
Figura 92 - Planilha utilizada no cálculo da capacidade de carga pelo método de Souza (2001) e Van der Veen (1953)

(Continua)

RELATÓRIO DE PERFURAÇÃO, INJEÇÃO E PROTENSÃO										
OBRA: Caso 1		TIPO DE TIRANTE								
LOCAL: Avenida Francisco Morato, 4000, Vila Sônia - São Paulo		<input checked="" type="radio"/> Provisório								
CLIENTE:		<input type="radio"/> Permanente								
ID	CARACTERÍSTICAS DO TIRANTE					CARACTERÍSTICAS DO SOLO				
	Carga de Trabalho $F_t$ (tf)	Carga incorporada da $F_{inc}$ (tf)	Comprimento LL (m)	Comprimento LA (m)	Diâmetro do furo (cm)	Indinação (°)	Solo	$N_{spt}$	Coesão (kPa)	
	Seção Total (mm <sup>2</sup> )	$E_{sp}$ (tf/mm <sup>2</sup> )	Comprimento LL Efetivo (m)	Comprimento LA Efetivo (m)	Diâmetro do Bulbo (cm)		$\phi$ (°)	$\gamma$ (kPa)		
TR-A-50	80,00	72,00	15,00	8,00	12,70	20,00	Argiloso	11,00		
	789,60	19,50	12,50	10,50	30,03					
Cimento injetado na Bainha (kg):		400,00 <th colspan="7">INJEÇÃO</th>	INJEÇÃO							
1ª Fase de injeção			2ª Fase de injeção			3ª Fase de injeção			Fator A/C	
Cimento injetado (kg)	Pressão de abertura (kg/cm <sup>2</sup> )	Pressão de injeção (kg/cm <sup>2</sup> )	Cimento injetado (kg)	Pressão de abertura (kg/cm <sup>2</sup> )	Pressão de injeção (kg/cm <sup>2</sup> )	Cimento injetado (kg)	Pressão de abertura (kg/cm <sup>2</sup> )	Pressão de injeção (kg/cm <sup>2</sup> )		
640,00	42,63	35,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50	
PROTENSÃO										
Carga		Descarga		Incorporação		Curva medida no ensaio				
Carga (tf)	Deformação (mm)	Carga (tf)	Deformação (mm)	Carga (tf)	Deformação (mm)	$T_0$ (tf)	$y_0$ (mm)	$y_{LA}$ (mm)	$y_{LL}$ (mm)	
13,50	9,00	80,00	89,00	24,00	24,00	13,50	0,00	0	0	
24,00	17,00	64,00	77,00	48,00	47,00	24,00	8,00	0,00	8,52	
48,00	39,00	48,00	61,00	64,00	62,00	48,00	30,00	1,99	28,01	
64,00	55,00	24,00	37,00	72,00	71,00	64,00	46,00	5,00	41,00	
80,00	73,00	13,50	21,00			80,00	64,00	10,01	53,99	
96,00	91,00					96,00	82,00	15,02	66,98	
						80,00	80,00	26,01	53,99	
						64,00	68,00	27,00	41,00	
						48,00	52,00	23,99	28,01	
						24,00	28,00	19,48	8,52	
						13,50	12,00	12,00	0,00	
						24,00	15,00	6,48	8,52	
						48,00	38,00	9,99	28,01	
						64,00	53,00	12,00	41,00	
						72,00	62,00	14,51	47,49	
GRÁFICOS										

Figura 92 - Planilha utilizada no cálculo da capacidade de carga pelo método de Souza (2001) e Van der Veen (1953)

(Conclusão)



Fonte: Autoria própria.

## APÊNDICE C - Script utilizado na avaliação de incerteza

Quadro 1 - Script utilizado na análise de incerteza

(Continua)

```

1.> ##### ANÁLISE DE MONTE-CARLO #####
2.>
3.> ##### Solo Arenoso #####
4.>
5.> ## 1 VARIÁVEIS ALEATÓRIAS ##
6.> n<-100000 # número de simulações
7.> LA<-runif(n = n,max = 12,min = 5)
8.> DS<-runif(n = n,max = 0.36,min = 0.15)
9.> PI<-runif(n = n,max = 2900,min = 1000)
10.> NSPT<-runif(n = n,max = 60,min = 5)
11.> NINJ<-sample(c(1,2,3),n,replace = TRUE, prob = c(0.33,0.33,0.33))
12.> SIGV<-runif(n = n,max = 299.44,min = 36)
13.>
14.> ## 2 VARIÁVEIS FIXAS ##
15.> C<-0.042
16.> alfa<-(-0.564)
17.> beta<-0.337
18.> gama<-0.102
19.> mi<-0.144
20.>
21.> ## 3 VOLORES DE TENSÃO DE ADESÃO ##
22.> TAU<-C*((DS/LA) ^ alfa)*((PI/SIGV) ^ beta)*(NSPT ^ gama)*(exp(NINJ*mi))*SIGV
23.> TAU<-na.omit(TAU)
24.>
25.> Q0<-min (TAU)
26.> Q1<-quantile(TAU,probs = 0.1)
27.> Q2<-quantile(TAU,probs = 0.2)
28.> Q3<-quantile(TAU,probs = 0.3)
29.> Q4<-quantile(TAU,probs = 0.4)
30.> Q5<-quantile(TAU,probs = 0.5)
31.> Q6<-quantile(TAU,probs = 0.6)
32.> Q7<-quantile(TAU,probs = 0.7)
33.> Q8<-quantile(TAU,probs = 0.8)
34.> Q9<-quantile(TAU,probs = 0.9)
35.> Q10<-max(TAU)

```

Quadro 1 - Script utilizado na análise de incerteza

(Conclusão)

```
36.> print(c(Q0,Q1,Q2,Q3,Q4,Q5,Q6,Q7,Q8,Q9,Q10))
37.>
38.> # Exportar dados para o excel
39.>
40.> install.packages("clipr")
41.> library(clipr)
42.> write.csv2(TAU,"Solo Arenoso")
43.> getwd()
44.>
45.> # GRÁFICO
46.> hist(x = TAU,col = "blue",breaks = 40, main=NULL, xlab="VALORES DE TAU (kN)",
47.> ylab="Frequência", xlim=c(0,700),ylim=c(0,10000))
48.>
49.> ## 4 Análise de sensibilidade ##
50.>
51.> x<-data.frame(LA,DS,PI,NSPT,NINJ,SIGV,TAU)
52.> cor(x = x,method = "spearman")
```

Fonte: Autoria própria.

## APÊNDICE D - Script utilizado no teste de normalidade

Quadro 2 - Script utilizado no teste de normalidade

```

1. > ##### TESTES DE NORMALIDADE #####
2. >
3. > DadosPT<-read.csv("R e S das Paredes.csv", sep = ";", dec = ",")
4. > Dados<-read.csv("R e S das Paredes_S-outlayer.csv", sep = ";", dec = ",")
5. > View(DadosPT)
6. > View(Dados)
7. > install.packages("nortest")
8. > library(nortest)
9. > library(fBasics)
10. >
11. > ##### Avaliação Outlayer #####
12. > #Solicitações
13. > boxplot(DadosPT$P2.S, DadosPT$P11.S, DadosPT$P12.S, DadosPT$P15.S, DadosPT$P16.
14. > S) #Teste PT
15. > boxplot(Dados$P2.S, Dados$P11.S, Dados$P12.S, Dados$P15.S, Dados$P16.S) #Teste
16. > sem outlayer
17. >
18. > #Resistências
19. > boxplot(DadosPT$P2.R, DadosPT$P11.R, DadosPT$P12.R, DadosPT$P15.R, DadosPT$P16.
20. > R) #Teste PT
21. > boxplot(Dados$P2.R, Dados$P11.R, Dados$P12.R, Dados$P15.R, Dados$P16.R) #Teste
22. > sem outlayer
23. >
24. > ##### Testes de Normalidade #####
25. > x1<-Dados$P16.R[!is.na(Dados$P16.R)]
26. > boxplot(x1) #Teste de outlayer
27. > shapiro.test(x1) #teste de normalidade Shapiro-Wilk
28. > dagoTest(x1) #teste de normalidade D'Agostino-Pearson
29. > lillie.test(x1) #teste de normalidade Lilliefors (Kolmogorov-Smirnov)

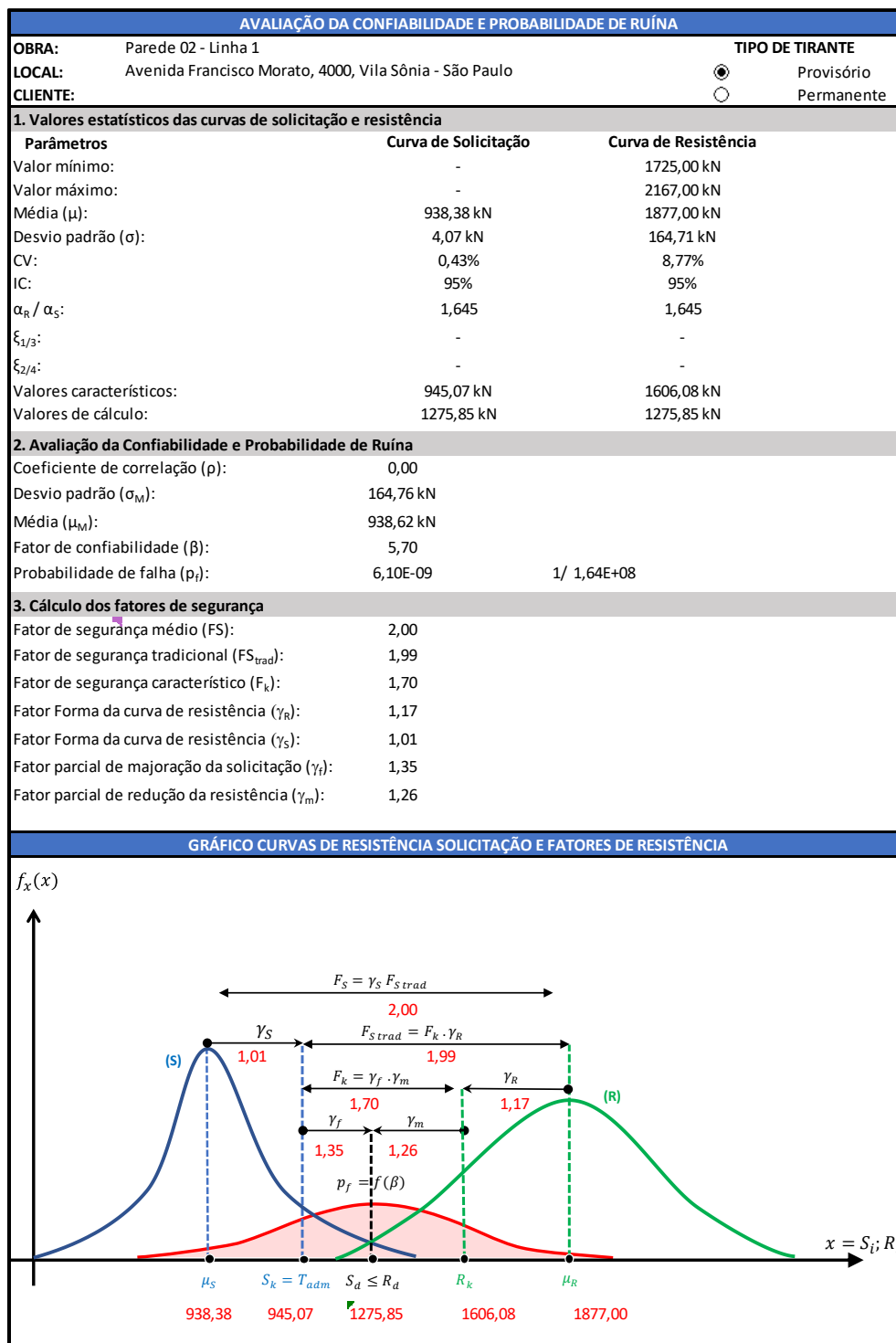
```

Fonte: Autoria própria.

## APÊNDICE E - Planilha de avaliação da confiabilidade (FOSM)

Figura 93 - Planilha utilizada na avaliação confiabilidade pelo método FOSM

(Continua)





## APÊNDICE F - Script utilizado na avaliação de confiabilidade pelo método de Monte-Carlo

Quadro 3 - Script utilizado na análise de confiabilidade pelo método de Monte-Carlo

(Continua)

```

1.> ##### Avaliação de confiabilidade das Paredes #####
2.>
3.> ##### Parede 02 #####
4.> ## Análise Monte Carlo ##
5.> ### Linha 1 ###
6.> n<-100000# Número de simulações
7.> S<-rnorm(n = n,mean = 938.38,sd = 4.07)
8.> ##### Falha por falta de adesão bulbo-solo #####
9.> R1<-c()
10.> i=1
11.> for (cont in 1:n) {
12.>   repeat{
13.>     x1=rnorm(cont, mean = 1877.00, sd = 164.71)
14.>     if((x1>=1200) && (x1<=2371.13)) break()
15.>   }
16.>   R1[i]<- x1
17.>   i=i+1
18.> }
19.> FS1<-R1/S
20.> B11<-(mean(FS1)-1)/sd(FS1)#Distribuição Normal
21.> B21<-
22.> log(mean(FS1)/(1+(sd(FS1)/mean(FS1))^2)^(1/2))/(log(1+(sd(FS1)/mean(FS1))^2)
23.> )^(1/2)#Distribuição Lognormal
24.> pf1<-length(FS1[FS1<1])/length(FS1[FS1>=1])
25.>
26.> ##### Falha por tensionamento do aço #####
27.> R2<-1521.00# capacidade de carga do aço
28.> FS2<-R2/S
29.> B12<-(mean(FS2)-1)/sd(FS2)#Distribuição Normal
30.> B22<-
31.> log(mean(FS2)/(1+(sd(FS2)/mean(FS2))^2)^(1/2))/(log(1+(sd(FS2)/mean(FS2))^2)
32.> )^(1/2)#Distribuição Lognormal
33.> pf2<-length(FS2[FS2<1])/length(FS2[FS2>=1])
34.>
35.> ##### Histograma (FS1) #####
36.> par(mfrow=c(1,1))

```

Quadro 3 - Script utilizado na análise de confiabilidade pelo método de Monte-Carlo

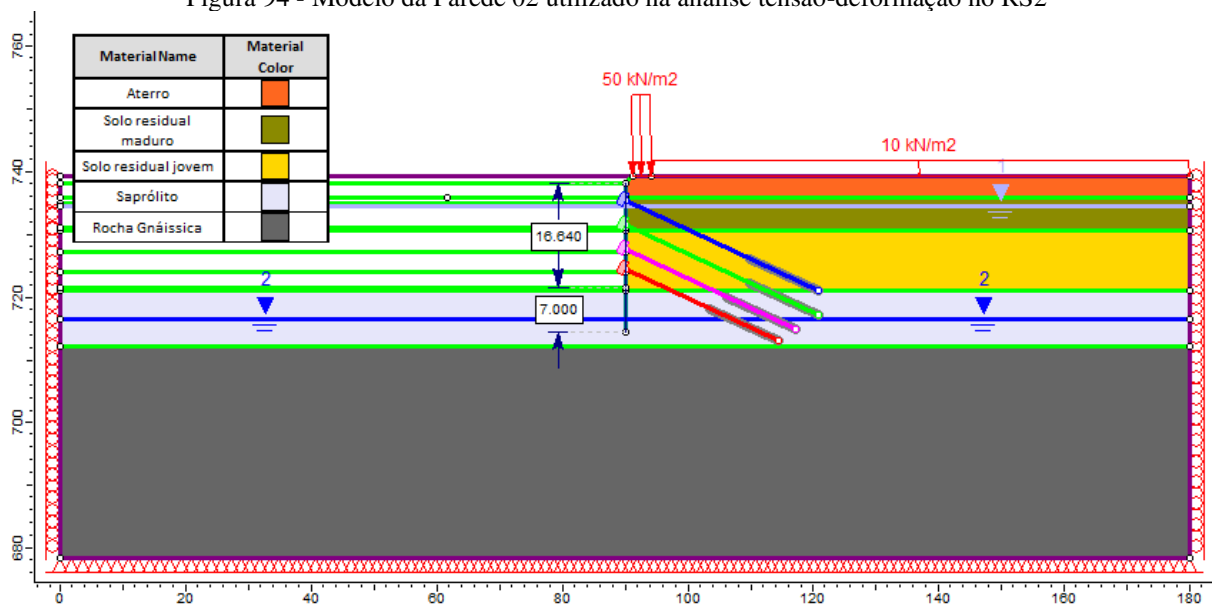
(Conclusão)

```
37.> hist(x = FS1,col = "blue",breaks = 40, main=NULL, xlab="Fator de Segurança",
38.> ylab="Frequência", xlim=c(min(FS1),max(FS1)),ylim=c(0,10000))
39.> abline(v=c(mean(FS1),1),col=c("green","red"),lwd=c(4,4))
40.> legend(x="topright",c("Média","Limite"),col=c("green","red"),lwd=c(4,4))
41.>
42.> ##### Histograma (FS2) #####
43.> par(mfrow=c(1,1))
44.> hist(x = FS2,col = "blue",breaks = 40, main=NULL, xlab="Fator de Segurança",
45.> ylab="Frequência", xlim=c(min(FS2),max(FS2)),ylim=c(0,10000))
46.> abline(v=c(mean(FS2),1),col=c("green","red"),lwd=c(4,4))
47.> legend(x="topright",c("Média","Limite"),col=c("green","red"),lwd=c(4,4))
48.>
49.> ##### Exportar dados #####
50.> install.packages("clipr")
51.> library(clipr)
52.> write.csv2(FS1,"Linha 1 02_FS1.csv")
53.> getwd()
54.> write.csv2(FS2,"Linha 1 02_FS2.csv")
55.> getwd()
```

Fonte: Autoria própria.

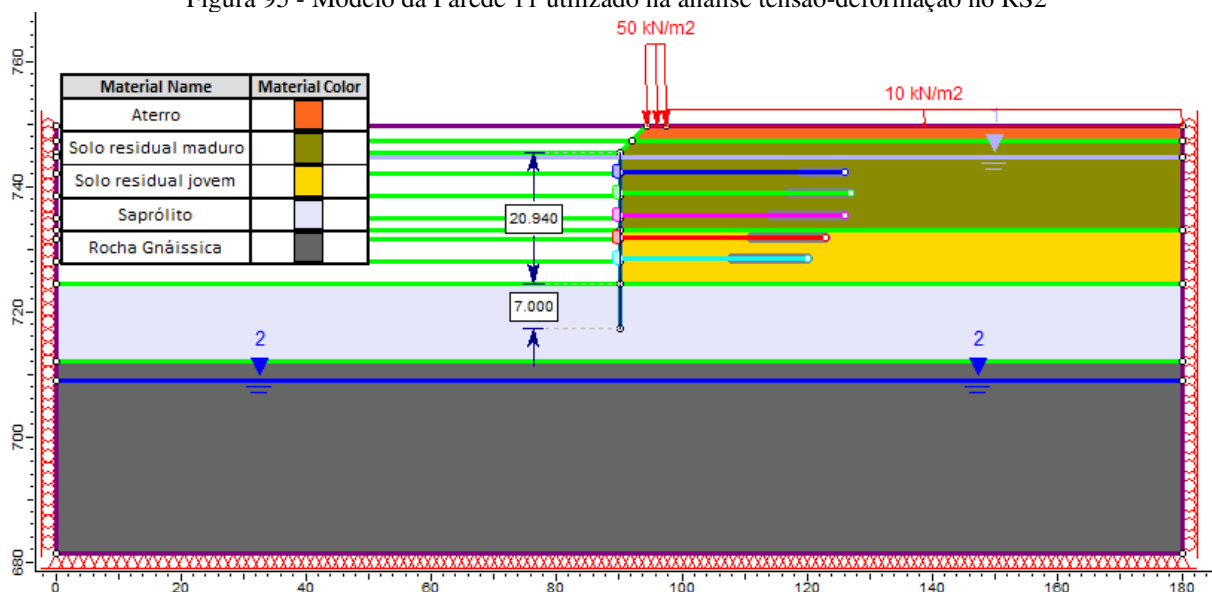
## APÊNDICE G - Modelos utilizados nas análises tensão-deformação

Figura 94 - Modelo da Parede 02 utilizado na análise tensão-deformação no RS2



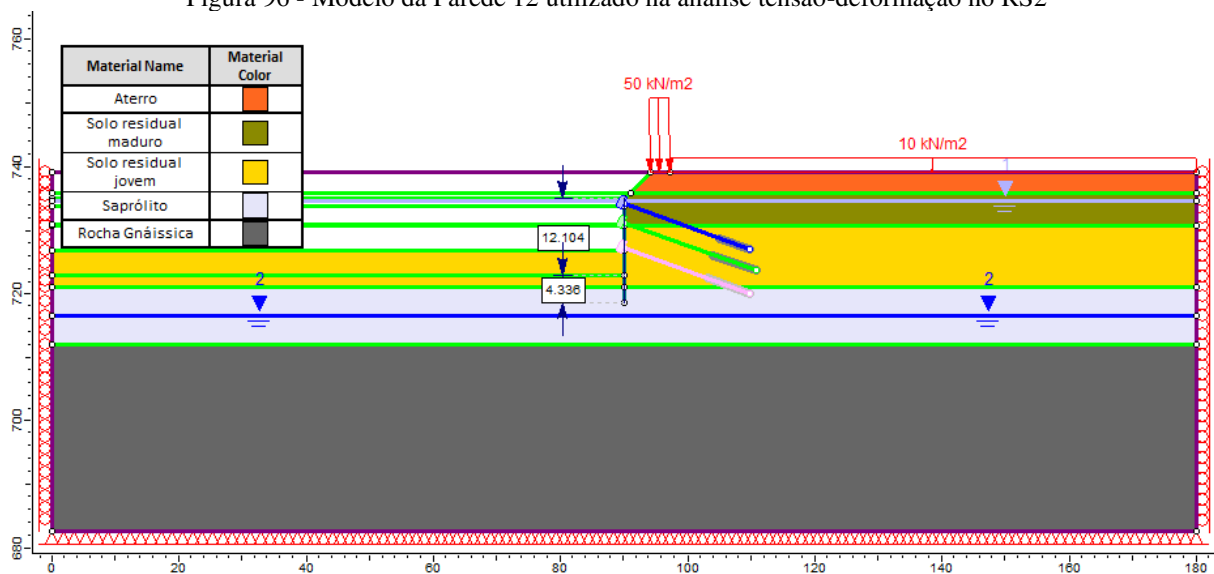
Fonte: Autoria própria.

Figura 95 - Modelo da Parede 11 utilizado na análise tensão-deformação no RS2



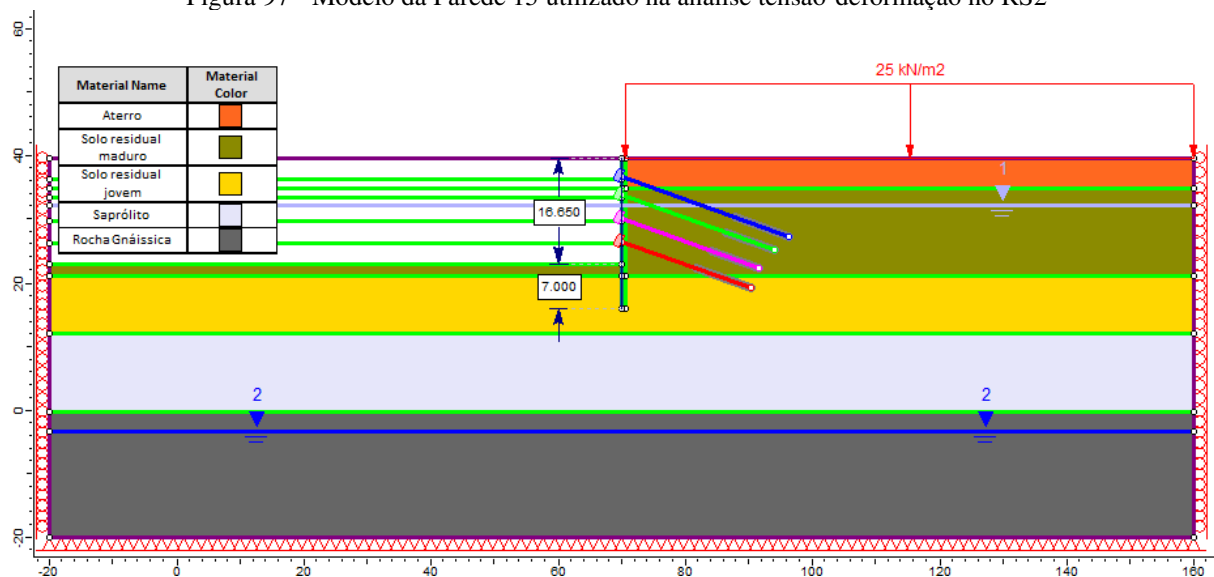
Fonte: Autoria própria.

Figura 96 - Modelo da Parede 12 utilizado na análise tensão-deformação no RS2



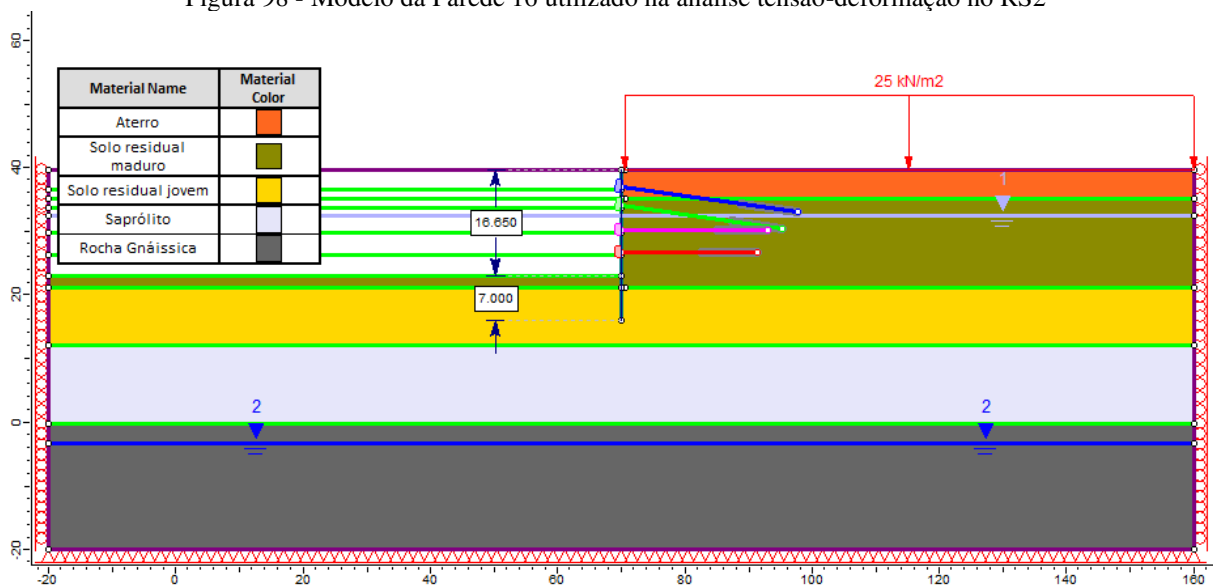
Fonte: Autoria própria.

Figura 97 - Modelo da Parede 15 utilizado na análise tensão-deformação no RS2



Fonte: Autoria própria.

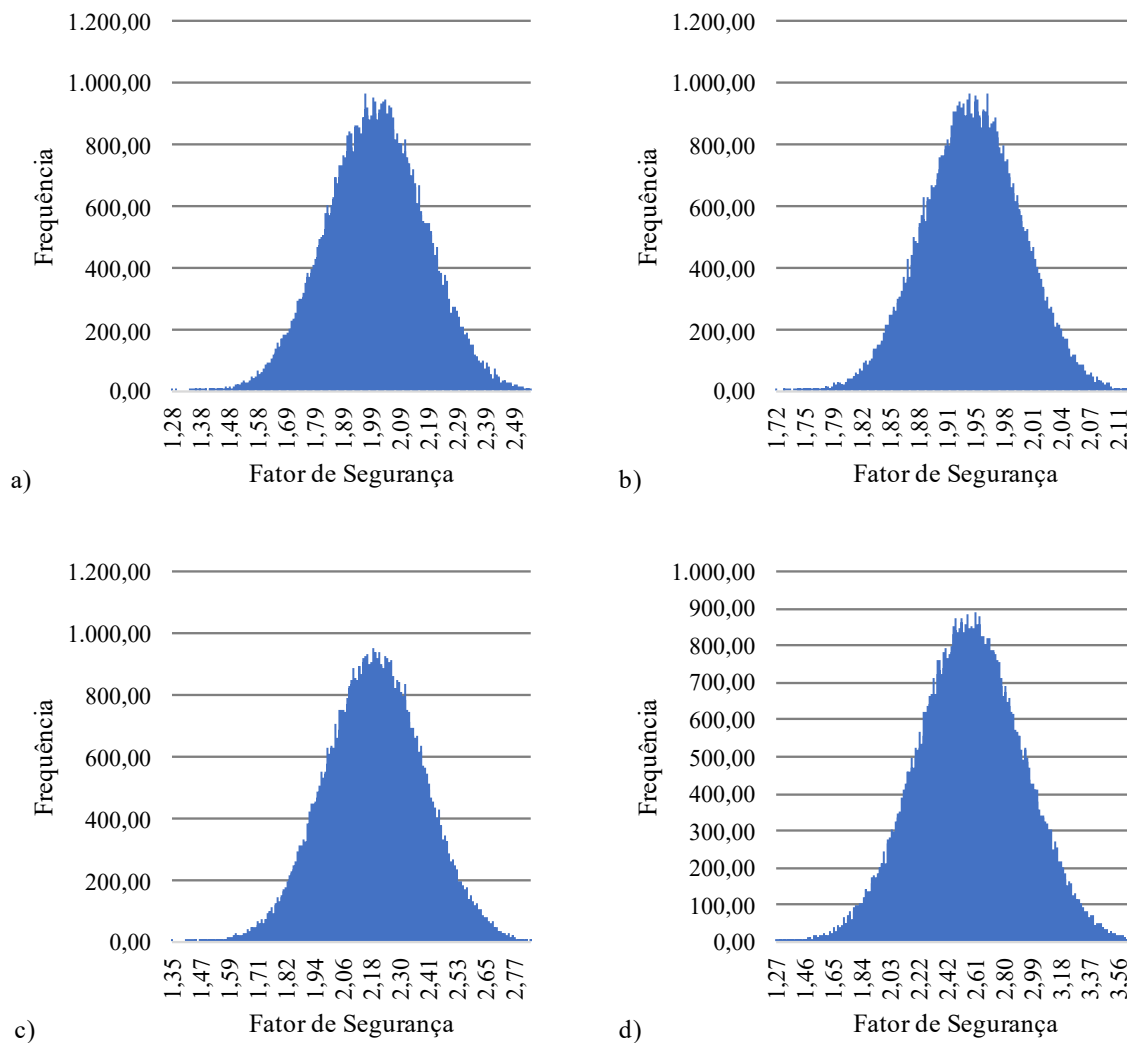
Figura 98 - Modelo da Pared 16 utilizado na análise tensão-deformação no RS2



Fonte: Autoria própria.

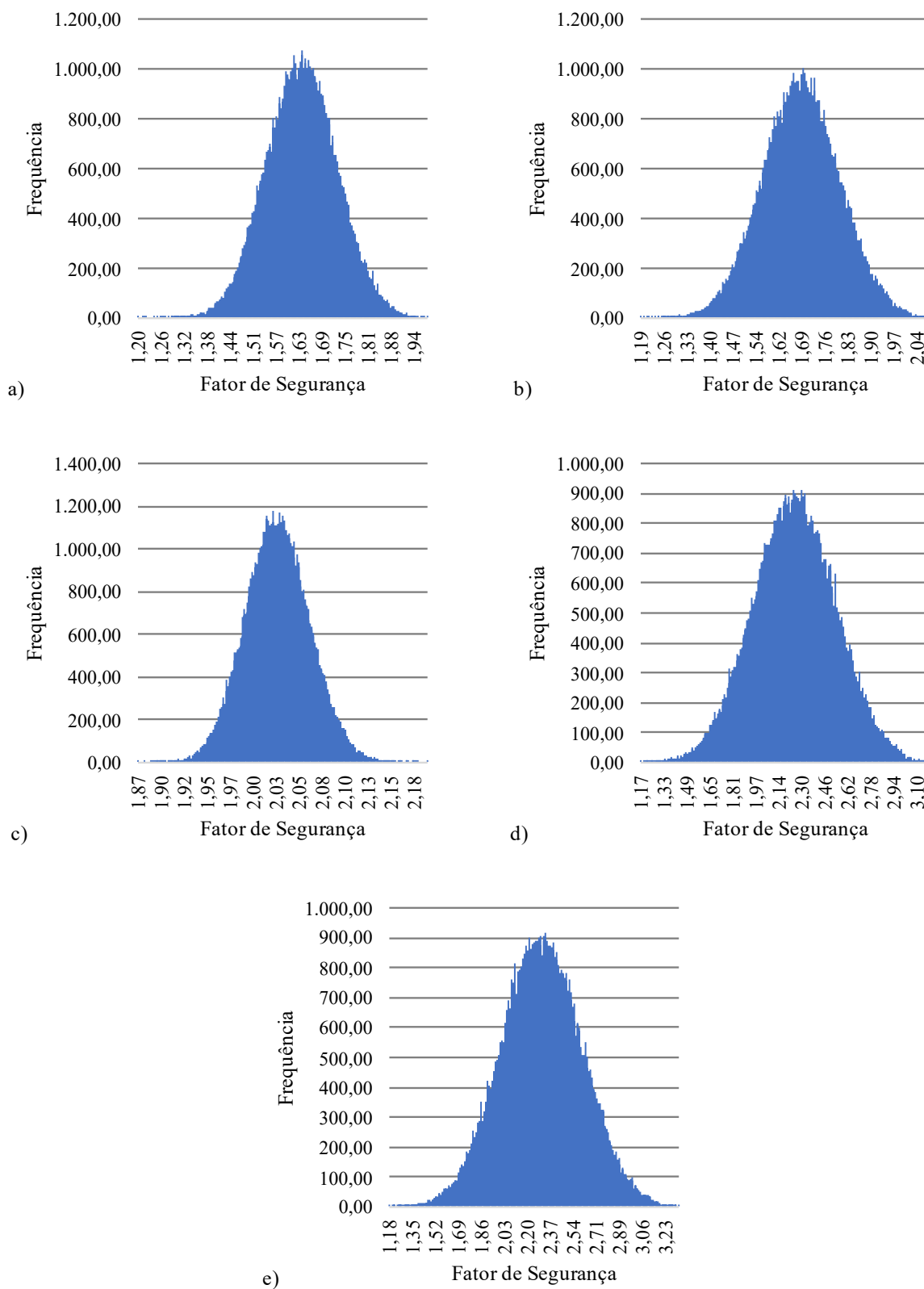
## APÊNDICE H - Resultados das simulações Monte-Carlo

Figura 99 - Resultados das simulações Monte-Carlo para probabilidade de falha por falta de adesão bulbo-solo da Parede 02: a) linha 1; b) linha 2; c) linha 3; d) linha 4



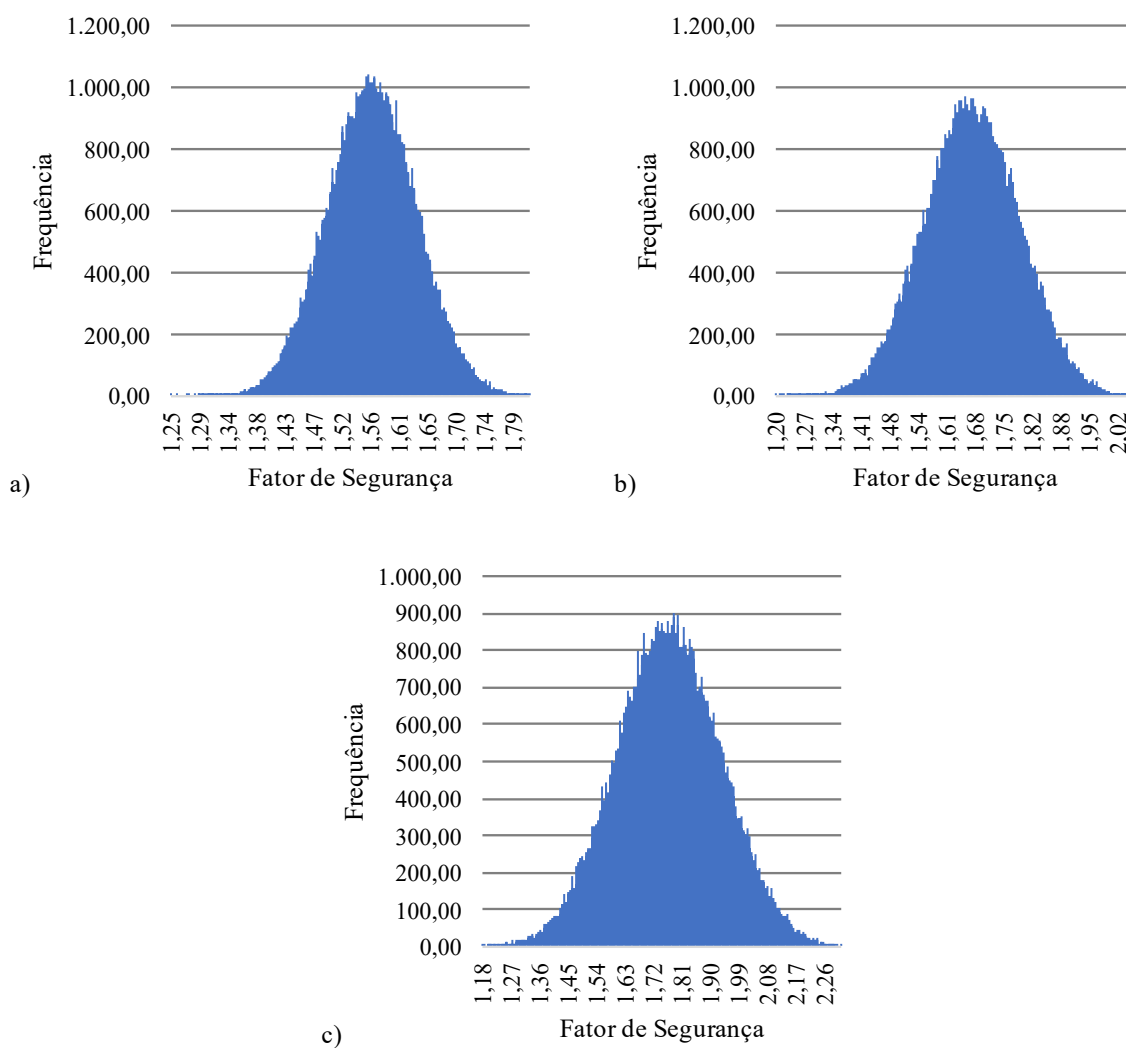
Fonte: Autoria própria.

Figura 100 - Resultados das simulações Monte-Carlo para probabilidade de falha por falta de adesão bulbo-solo da Parede 11: a) linha 1; b) linha 2; c) linha 3; d) linha 4; e) linha 5



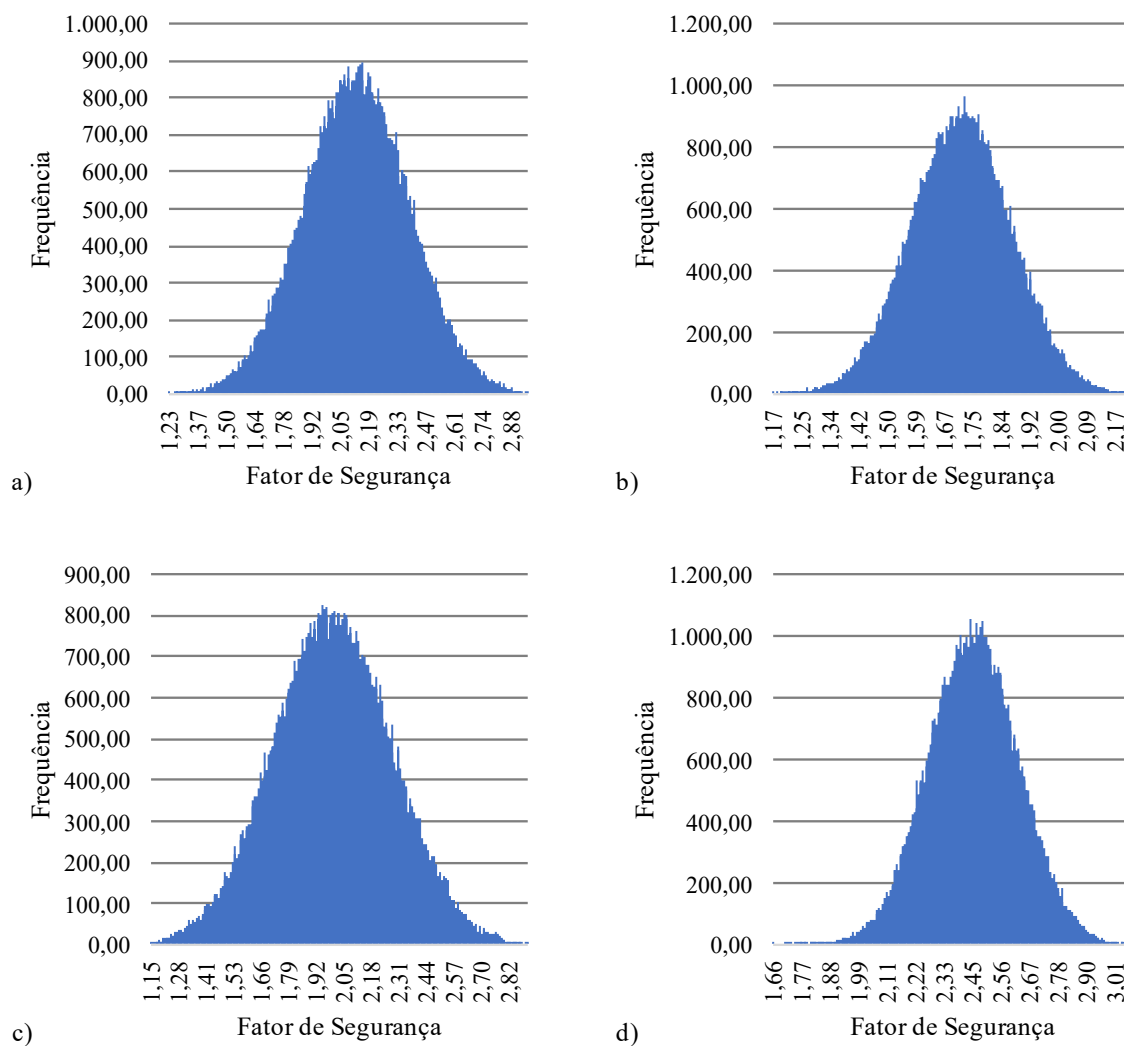
Fonte: Autoria própria.

Figura 101 - Resultados das simulações Monte-Carlo para probabilidade de falha por falta de adesão bulbo-solo da Parede 12: a) linha 1; b) linha 2; c) linha 3



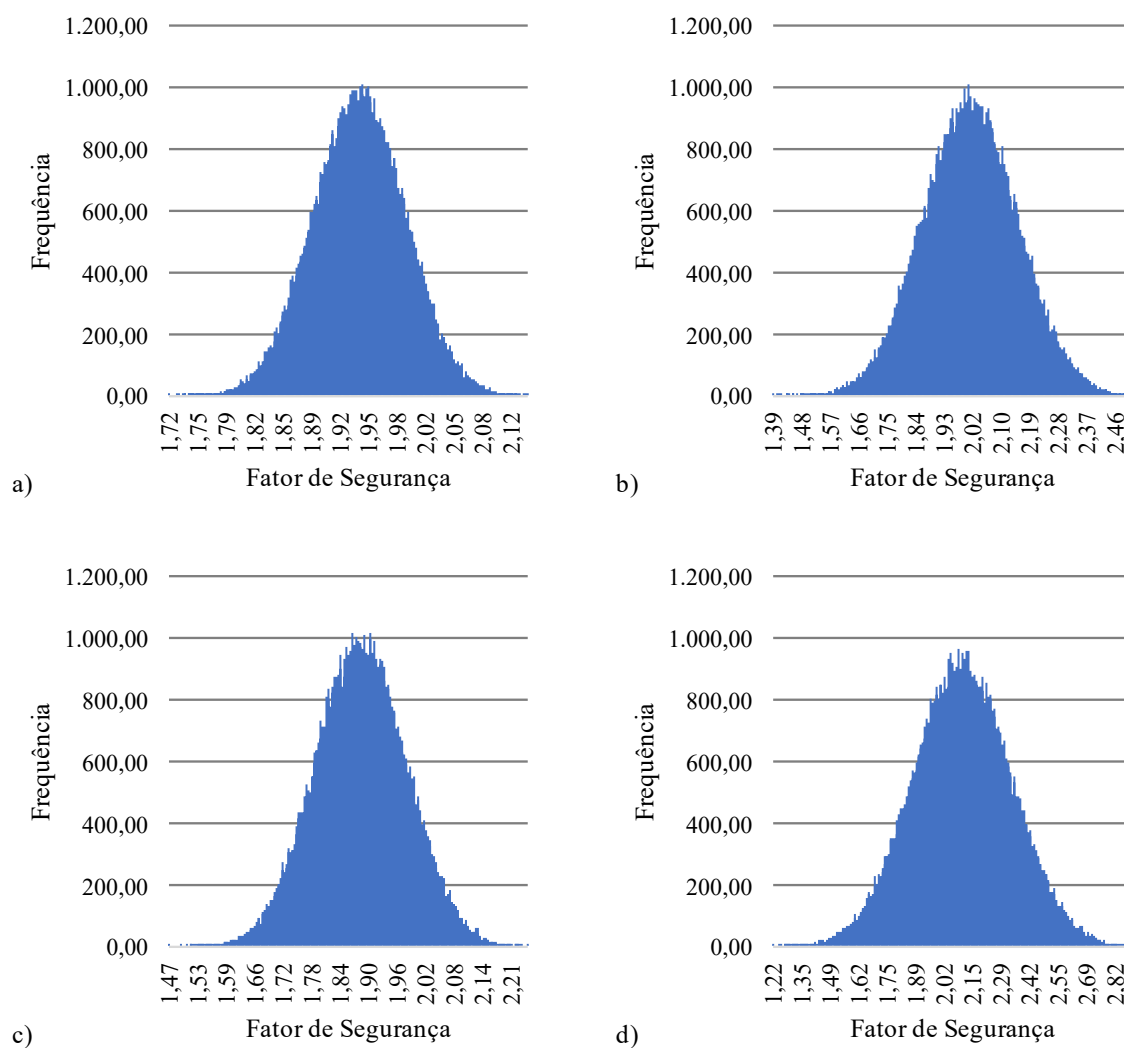
Fonte: Autoria própria.

Figura 102 - Resultados das simulações Monte-Carlo para probabilidade de falha por falta de adesão bulbo-solo da Parede 15: a) linha 1; b) linha 2; c) linha 3; d) linha 4



Fonte: Autoria própria.

Figura 103 - Resultados das simulações Monte-Carlo para probabilidade de falha por falta de adesão bulbo-solo da Parede 16: a) linha 1; b) linha 2; c) linha 3; d) linha 4



Fonte: Autoria própria.