



CENTRO FEDERAL DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS
DEPARTAMENTO DE GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA DE PRODUÇÃO CIVIL

MARIA FERNANDA ANDRADE EL HANNA

ANÁLISE COMPARATIVA DE MODELOS ANALÍTICOS PARA ESTIMATIVA DA
RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO EM FUNDAÇÕES POR ESTACAS DE
TORRES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO

BELO HORIZONTE

2026

**ANÁLISE COMPARATIVA DE MODELOS ANALÍTICOS PARA ESTIMATIVA DA
RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO EM FUNDAÇÕES POR ESTACAS DE
TORRES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO**

**Projeto de Pesquisa apresentado ao
Curso de Engenharia Civil do CEFET-
MG como requisito parcial para
aprovação na disciplina Trabalho de
Conclusão de Curso.**

**Orientador: Prof. Thiago Luiz Coelho
Morandini.**

BELO HORIZONTE

2026

- E37a El Hanna, Maria Fernanda Andrade
Análise comparativa de modelos analíticos para estimativa da resistência ao arrancamento em fundações por estacas de torres de linhas de transmissão / Maria Fernanda Andrade El Hanna. – 2026.
97 f. : il., gráfs., tabs.
- Trabalho de conclusão de curso apresentado no curso de graduação do Programa de Graduação em Engenharia Civil.
Orientador: Thiago Luiz Coelho Morandini.
Bibliografia: f. 92-93.
Trabalho de conclusão de curso (graduação) – Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Departamento de Engenharia Civil.
1. Fundações (Engenharia) – Teses. 2. Tensão – Concentração – Teses. 3. Interação solo-estrutura – Teses. 4. Formação do solo – Teses. 5. Engenharia geotécnica – Teses. I. Morandini, Thiago Luiz Coelho. II. Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais. Departamento de Engenharia Civil. III. Título.

CDD 624.15



FOLHA DE APROVAÇÃO DE TCC Nº 11/2026 - DEC (11.56.07)

Nº do Protocolo: 23062.034565/2026-17

Belo Horizonte-MG, 03 de julho de 2026.

MARIA FERNANDA DE ANDRADE EL HANNA

**ANÁLISE COMPARATIVA DE MODELOS ANALÍTICOS PARA ESTIMATIVA DA
RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO EM FUNDAÇÕES POR ESTACAS DE TORRES DE
TRANSMISSÃO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil do Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, do Campus Nova Gameleira, como parte do requisito para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em 18 de julho de 2026.

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Thiago Luiz Coelho Morandini - Orientador
Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais

Profa. Dra. Luciana Nunes de Magalhães
Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais

Prof. Dr. Peter Ludvig
Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais

**Belo Horizonte
2026**

(Assinado digitalmente em 05/07/2026 13:53)

LUCIANA NUNES DE MAGALHAES

PROF ENS BAS TEC TECNOLÓGICO-SUBSTITUTO

DEC (11.56.07)

Matrícula: ###902#2

(Assinado digitalmente em 03/07/2026 19:15)

PETER LUDVIG

PROFESSOR ENS BASICO TECN TECNOLÓGICO

DEC (11.56.07)

Matrícula: ###848#9

(Assinado digitalmente em 06/07/2026 08:42)

THIAGO LUIZ COELHO MORANDINI

PROFESSOR ENS BASICO TECN TECNOLÓGICO

DEC (11.56.07)

Matrícula: ###172#6

(Assinado digitalmente em 06/07/2026 08:17)

MARIA FERNANDA ANDRADE EL HANNA

DISCENTE

Matrícula: 2021#####1

Visualize o documento original em <https://sig.cefetmg.br/public/documentos/index.jsp> informando seu número: **11**, ano: **2026**, tipo: **FOLHA DE APROVAÇÃO DE TCC**, data de emissão: **03/07/2026** e o código de verificação: **dac10ab975**



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
CENTRO FEDERAL DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS
Av. Amazonas, 7675 – Bairro Nova Gameleira – Belo Horizonte - MG
Departamento de Engenharia Civil - Prédio 12 - Telefone: (31) 3319-6810 – secretaria@civil.cefetmg.br

TERMO DE ACEITE FINAL - ORIENTADOR

Titulo do TCC:	
ANÁLISE COMPARATIVA DE MODELOS ANALÍTICOS PARA ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO EM FUNDAÇÕES POR ESTACAS DE TORRES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO	
Data defesa:	18/06/2026
Discente:	Maria Fernanda Andrade El Hanna
Orientador:	Thiago Luiz Coelho Morandini

Eu, Maria Fernanda Andrade El Hanna declaro que todas as sugestões de correção e melhoria indicadas pela banca de avaliação de meu Trabalho de Conclusão de Curso e acordadas com meu Prof. Orientador foram implementadas no texto e entregues ao mesmo, Prof(a).Thiago Luiz Coelho Morandini para validação final.

Documento assinado digitalmente
gov.br MARIA FERNANDA ANDRADE EL HANNA
Data: 22/06/2026 19:41:48-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

De acordo: Belo Horizonte, 22 de junho de 2026 ,

Assinatura do Discente

Declaro ter recebido e conferido a versão final do texto e que as sugestões de correção e melhorias indicadas pela banca e acatadas por mim foram implementadas.

Documento assinado digitalmente
gov.br THIAGO LUIZ COELHO MORANDINI
Data: 23/06/2026 08:34:39-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

De acordo: Belo Horizonte, 23 de junho de 2026 ,

Assinatura do Orientador

DEDICATÓRIA

Este trabalho é dedicado à minha família e amigos

AGRADECIMENTOS

Expresso minha mais profunda gratidão aos meus professores e mentores, cujas orientações e ensinamentos foram fundamentais para a realização deste trabalho. Sua dedicação e apoio constante foram determinantes para o meu desenvolvimento acadêmico e pessoal ao longo de minha trajetória na Engenharia Civil.

Por fim, registro meu sincero agradecimento à minha família e aos amigos, cujo suporte, carinho e motivação foram alicerces indispensáveis ao longo dessa jornada. Este trabalho é resultado do esforço conjunto e do apoio inabalável de todos vocês.

RESUMO

A segurança geotécnica de fundações submetidas a esforços de tração constitui um aspecto essencial no desempenho estrutural de torres de linhas de transmissão. Esta investigação compara modelos analíticos utilizados para estimar a resistência última ao arrancamento de estacas, considerando a influência da profundidade de embutimento, do diâmetro da fundação e das características geotécnicas do solo. O estudo aplica os métodos do Tronco de Cone direto, Tronco de Cone com limitação do raio superior, Meyerhof e Adams e Universidade de Grenoble em três perfis de sondagem distintos, com estacas cilíndricas de 0,4 m, 0,6 m e 0,8 m de diâmetro, avaliadas até 10 m de profundidade. Os cálculos foram desenvolvidos em planilhas, a partir da organização dos parâmetros geotécnicos e geométricos necessários à aplicação de cada formulação. Os resultados demonstram que os modelos apresentam comportamentos distintos conforme variam o solo, a profundidade e o diâmetro da estaca. O método do Tronco de Cone direto apresentou crescimento mais acentuado nas maiores profundidades, enquanto a limitação do raio superior reduziu essa tendência e aproximou os valores dos demais métodos em parte dos cenários analisados. Os métodos de Meyerhof e Adams e da Universidade de Grenoble mostraram maior dependência das propriedades resistentes do solo e da interação lateral entre solo e fundação. Conclui-se que a escolha do modelo analítico influencia significativamente a estimativa da resistência ao arrancamento, principalmente em fundações mais profundas, e que modelos sem controle geométrico podem conduzir a valores superiores aos obtidos por formulações que consideram mecanismos de ruptura mais restritos. O estudo contribui para a compreensão das limitações dos métodos analíticos e serve como subsídio científico para a compreensão das margens de segurança, auxiliando no aprimoramento de projetos de engenharia de transmissão de energia.

Palavras-chave: Fundações tracionadas. Capacidade de carga à tração. Interação solo-estaca. Solos estratificados. Análise paramétrica geotécnica

ABSTRACT

The geotechnical safety of foundations subjected to tensile loads is an essential aspect of the structural performance of transmission line towers. This study compares analytical models used to estimate the ultimate uplift resistance of piles, considering the influence of embedment depth, foundation diameter, and soil geotechnical properties. The direct Frustum Cone method, the Frustum Cone method with upper radius limitation, the Meyerhof and Adams method, and the University of Grenoble method were applied to three different soil investigation profiles, considering cylindrical piles with diameters of 0.4 m, 0.6 m, and 0.8 m, evaluated up to a depth of 10 m. The calculations were developed using spreadsheets, based on the organization of the geotechnical and geometric parameters required for each formulation. The results show that the models present distinct behaviors according to variations in soil type, depth, and pile diameter. The direct Frustum Cone method showed a more pronounced increase at greater depths, while the upper radius limitation reduced this tendency and brought its values closer to those obtained by the other methods in part of the analyzed scenarios. The Meyerhof and Adams and University of Grenoble methods showed greater dependence on soil strength parameters and on the lateral interaction between soil and foundation. It is concluded that the choice of the analytical model significantly influences the estimation of uplift resistance, especially in deeper foundations, and that models without geometric control may lead to higher values than those obtained from formulations that consider more restricted failure mechanisms. The study contributes to the understanding of the limitations of analytical methods and provides scientific support for evaluating safety margins, assisting in the improvement of engineering design for power transmission structures.

Keywords: Tension foundations. Tensile load capacity. Soil-pile interaction. Stratified soils. Geotechnical parametric analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Tipos mais comuns de torres: (a) torre autossustentada; (b) torre estaiada	18
Figura 2 - Componente transversal de torres em ângulo	19
Figura 3 - Distinção entre: (a) ruptura direta; (b) ruptura profunda	26
Figura 4 -Modelo típico empregado no Método Tronco de Cone	29
Figura 5 - Modelo típico empregado no Método Meyerhof e Adams	31
Figura 6 - Modelo típico empregado no Método Universidade de Grenoble	34
Figura 7 – Estaca Cilíndrica em Solo Estratificado.....	35
Figura 8 – Sondagem 1	40
Figura 9 – Sondagem 2.....	56
Figura 10 – Sondagem 3.....	58
Figura 11 – Gráfico comparativo de resistência ao arrancamento – Sondagem 1, D = 0,4 m	72
Figura 12 – Gráfico comparativo de resistência ao arrancamento – Sondagem 1, D = 0,6 m	73
Figura 13 – Gráfico comparativo de resistência ao arrancamento – Sondagem 1, D = 0,8 m	74
Figura 14 – Gráfico comparativo de resistência ao arrancamento – Sondagem 2, D = 0,4 m	75
Figura 15 – Gráfico comparativo de resistência ao arrancamento – Sondagem 2, D = 0,6 m	76
Figura 16 – Gráfico comparativo de resistência ao arrancamento – Sondagem 2, D = 0,8 m	77
Figura 17 – Gráfico comparativo de resistência ao arrancamento – Sondagem 3, D = 0,4 m	78
Figura 18 – Gráfico comparativo de resistência ao arrancamento – Sondagem 3, D = 0,6 m	79
Figura 19 – Gráfico comparativo de resistência ao arrancamento – Sondagem 3, D = 0,8 m	80

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de referência para o Método de Meyerhof e Adams	33
Tabela 2 – Correlação entre NSPT, consistência e peso específico do solo segundo Godoy (1972)	42
Tabela 3 – Parâmetros geotécnicos da Sondagem 1	43
Tabela 4 – Trecho demonstrativo dos cálculos do Método do Tronco de Cone sem restrições de borda.....	45
Tabela 5 – Trecho demonstrativo dos cálculos do Método do Tronco de Cone com restrição de raio máximo por vizinhança	46
Tabela 6 – Valores intermediários do Método de Meyerhof e Adams – Sondagem 1, D = 0,4 m.....	50
Tabela 7 – Exemplo de memória de cálculo pelo Método da Universidade de Grenoble – Sondagem 1, D = 0,4 m.....	54
Tabela 8 – Parâmetros geotécnicos da Sondagem 2.....	56
Tabela 9 – Parâmetros geotécnicos da Sondagem 3.....	58
Tabela 10 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone sem restrições – Sondagem 2, D = 0,4 m	59
Tabela 11– Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone com restrição geométrica – Sondagem 2, D = 0,4 m.....	59
Tabela 12 – Memória de cálculo do Método de Meyerhof e Adams – Sondagem 2, D = 0,4 m	60
Tabela 13 – Memória de cálculo do Método da Universidade de Grenoble – Sondagem 2, D = 0,4 m	60
Tabela 14 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone sem restrições – Sondagem 3, D = 0,4 m	60
Tabela 15 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone com restrição geométrica – Sondagem 3, D = 0,4 m.....	61
Tabela 16 – Memória de cálculo do Método de Meyerhof e Adams – Sondagem 3, D = 0,4 m	61
Tabela 17 – Memória de cálculo do Método da Universidade de Grenoble – Sondagem 3, D = 0,4 m	61
Tabela 18 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone sem restrições – Sondagem 1, D = 0,6 m	62
Tabela 19 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone com restrição geométrica – Sondagem 1, D = 0,6 m.....	62
Tabela 20 – Memória de cálculo do Método de Meyerhof e Adams – Sondagem 1, D = 0,6 m	62
Tabela 21 – Memória de cálculo do Método da Universidade de Grenoble – Sondagem 1, D = 0,6 m	63
Tabela 22 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone sem restrições – Sondagem 2, D = 0,6 m	63
Tabela 23 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone com restrição geométrica – Sondagem 2, D = 0,6 m.....	63

Tabela 24 – Memória de cálculo do Método de Meyerhof e Adams – Sondagem 2, D = 0,6 m	64
Tabela 25 – Memória de cálculo do Método da Universidade de Grenoble – Sondagem 2, D = 0,6 m	64
Tabela 26 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone sem restrições – Sondagem 3, D = 0,6 m	64
Tabela 27 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone com restrição geométrica – Sondagem 3, D = 0,6 m	64
Tabela 28 – Memória de cálculo do Método de Meyerhof e Adams – Sondagem 3, D = 0,6 m	65
Tabela 29 – Memória de cálculo do Método da Universidade de Grenoble – Sondagem 3, D = 0,6 m	65
Tabela 30 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone sem restrições – Sondagem 1, D = 0,8 m	66
Tabela 31 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone com restrição geométrica – Sondagem 1, D = 0,8 m	66
Tabela 32 – Memória de cálculo do Método de Meyerhof e Adams – Sondagem 1, D = 0,8 m	66
Tabela 33 – Memória de cálculo do Método da Universidade de Grenoble – Sondagem 1, D = 0,8 m	67
Tabela 34 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone sem restrições – Sondagem 2, D = 0,8 m	67
Tabela 35 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone com restrição geométrica – Sondagem 2, D = 0,8 m	67
Tabela 36 – Memória de cálculo do Método de Meyerhof e Adams – Sondagem 2, D = 0,8 m	67
Tabela 37 – Memória de cálculo do Método da Universidade de Grenoble – Sondagem 2, D = 0,8 m	68
Tabela 38 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone sem restrições – Sondagem 3, D = 0,8 m	68
Tabela 39 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone com restrição geométrica – Sondagem 3, D = 0,8 m	68
Tabela 40 – Memória de cálculo do Método de Meyerhof e Adams – Sondagem 3, D = 0,8 m	69
Tabela 41 – Memória de cálculo do Método da Universidade de Grenoble – Sondagem 3, D = 0,8 m	69
Tabela 42 – Valores de resistência última ao arrancamento para a Sondagem 1, D = 0,4 m	71
Tabela 43 – Valores de resistência última ao arrancamento para a Sondagem 1, D = 0,6 m	72
Tabela 44 – Valores de resistência última ao arrancamento para a Sondagem 1, D = 0,8 m	73

Tabela 45 – Valores de resistência última ao arrancamento para a Sondagem 2, D = 0,4 m	74
Tabela 46 – Valores de resistência última ao arrancamento para a Sondagem 2, D = 0,6 m	75
Tabela 47 – Valores de resistência última ao arrancamento para a Sondagem 2, D = 0,8 m	76
Tabela 48 – Valores de resistência última ao arrancamento para a Sondagem 3, D = 0,4 m	77
Tabela 49 – Valores de resistência última ao arrancamento para a Sondagem 3, D = 0,6 m	78
Tabela 50 – Valores de resistência última ao arrancamento para a Sondagem 3, D = 0,8 m	79
Tabela 51 - Coeficiente M_c para $\alpha = -\phi/8$	94
Tabela 52 - Coeficiente $(M_\phi + M_\gamma)$ para $\alpha = -\phi/8$	95
Tabela 53 - Coeficiente M_q para $\alpha = -\phi/8$	96

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

FS – Fator de Segurança

IEEE – Institute of Electrical and Electronics Engineers

LT – Linha de Transmissão

NBR – Norma Brasileira

SPT – Standard Penetration Test

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
1.1 PERGUNTA DE PESQUISA.....	14
1.2 OBJETIVOS.....	14
1.2.1 Objetivo geral.....	14
1.2.2 Objetivos específicos.....	14
1.3 JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA.....	15
1.4 RESTRIÇÕES E LIMITAÇÕES DE PESQUISA	16
2 REVISÃO TEÓRICA.....	17
2.1 LINHAS DE TRANSMISSÃO DE ENERGIA.....	17
2.2 CARREGAMENTOS.....	20
2.3 FUNDAÇÕES PARA TORRES.....	21
2.3.1 Tubulões.....	21
2.3.2 Estacas	22
2.3.3 Sapatas e blocos	24
2.4 MECANISMOS DE RUPTURA AO ARRANCAMENTO.....	26
2.4.1 Raso e profundo	26
2.4.2 Tronco de cone.....	28
2.4.3 Meyerhof e Adams.....	30
2.4.4 Método da universidade de Grenoble.....	33
2.5 VARIÁVEIS GEOTÉCNICAS	36
3 METODOLOGIA.....	39
3.1 CLASSIFICAÇÃO DA PESQUISA.....	39
3.2 MATERIAIS E EQUIPAMENTOS	39
3.3 PROCEDIMENTOS	41

3.3.1 Correlações para obtenção de parâmetros geotécnicos	41
3.3.2 Método tronco de cone	44
3.3.3 Método Meyerhof e Adams	47
3.3.4 Método universidade de Grenoble	50
3.3.5 Análise paramétrica e cenários geotécnicos	54
4 RESULTADOS	71
4.1 RESULTADOS POR SONDAGEM	71
4.2 DISCUSSÃO	80
4.2.1 Análise do comportamento na sondagem 1 – solo misto.....	80
4.2.2 Análise do comportamento na sondagem 2 – solo predominantemente coesivo	83
4.2.3 Análise do comportamento na sondagem 3 – solo puramente friccional: areia	85
4.2.4 Avaliação crítica dos modelos analíticos	87
5 CONCLUSÃO.....	89
5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	91
REFERÊNCIAS	92
ANEXO A – Coeficientes do método da universidade de grenoble	94

1 INTRODUÇÃO

A energia elétrica é um recurso indispensável para a vida moderna, e as linhas de transmissão (LTs) constituem uma infraestrutura vital para transportar essa energia dos centros geradores aos consumidores em longas distâncias (Priya et al., 2013). Para garantir a estabilidade e funcionalidade adequadas dessas LTs, suas fundações desempenham um papel crítico.

O projeto de fundações de torres de transmissão é um desafio complexo, dada a variedade de tipos de solos encontrados e as diversas forças às quais as fundações são submetidas. Segundo Kyung; Lee, (2015), as torres de treliça, amplamente utilizadas, devem resistir a cargas de elevação (arrancamento), compressivas e laterais, com a direção da carga sendo um fator importante, pois as torres geralmente não são axissimétricas e as cargas de vento podem variar. Em especial, as cargas de tração (arrancamento) são frequentes, elevadas e são um fator determinante no dimensionamento, decorrendo de fatores como o vento nos cabos e na própria torre, ou falhas mecânicas repentinas dos condutores.

Embora existam diferentes tipos de fundações para torres de transmissão, como as sapatas, tubulões, estacas (como as helicoidais) e tirantes, o comportamento geotécnico dessas fundações sob cargas de arrancamento é de fundamental importância. Azevedo (2011) destaca que métodos como o do Tronco de Cone Invertido são comumente utilizados para avaliar a resistência ao arrancamento, mas a aplicação de conceitos de confiabilidade e a validação por meio de ensaios em protótipos têm se mostrado cruciais para otimizar os projetos e reduzir custos sem comprometer a segurança.

Apesar da extensa experiência mundial, o Brasil ainda carece de estudos nacionais aprofundados e de uma adaptação de normas técnicas baseadas em confiabilidade para o projeto de fundações de LTs, especialmente as sujeitas a esforços de arrancamento. Há uma quantidade considerável de incertezas envolvidas no projeto e execução dessas fundações, que vão desde a variabilidade dos parâmetros geotécnicos até as simplificações nos modelos de cálculo e a influência de fatores humanos. A busca por uma compreensão mais profunda dessas incertezas e a avaliação do desempenho real das fundações são imperativas para o desenvolvimento de soluções mais eficientes (Azevedo, 2011).

Diante do exposto, o presente trabalho de conclusão de curso propõe uma análise técnica comparativa de modelos analíticos para a estimativa da resistência ao arrancamento em fundações por estacas de torres de linhas de transmissão. Este estudo visa aprofundar o conhecimento sobre as metodologias de Meyerhof & Adams, Tronco de Cone e da Universidade de Grenoble, comparando-as por meio de uma análise paramétrica. O objetivo é identificar a aplicabilidade e as limitações de cada método em diferentes cenários geotécnicos, contribuindo para a fundamentação técnica e a otimização dos critérios de projeto de fundações profundas submetidas a esforços de tração.

1.1 PERGUNTA DE PESQUISA

Como os modelos analíticos de Meyerhof e Adams, Tronco de Cone e Universidade de Grenoble se comportam na estimativa da resistência ao arrancamento de estacas, considerando a variação das propriedades geotécnicas do solo e das dimensões da fundação?

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Realizar uma análise técnica comparativa entre os modelos analíticos de Meyerhof & Adams, Tronco de Cone e Universidade de Grenoble na estimativa da resistência ao arrancamento de estacas, utilizando estudos paramétricos e representações gráficas para avaliar o desempenho dos métodos frente à estratificação do perfil geotécnico e às variações geométricas da fundação.

1.2.2 Objetivos específicos

- Sistematizar as premissas teóricas e formulações matemáticas dos métodos de Meyerhof & Adams, Tronco de Cone e Universidade de Grenoble voltados para o esforço de tração em estacas;
- Desenvolver um modelo computacional em planilha que permita o cálculo comparativo da resistência ao arrancamento em perfis de solo estratificados, em função da variação do comprimento, diâmetro e parâmetros geotécnicos.

- Avaliar o comportamento dos métodos frente à variabilidade das propriedades do solo, identificando padrões de conservadorismo ou superestimativa em cenários de solos granulares e coesivos.
- Analisar a influência da geometria da estaca na resposta dos modelos, comparando graficamente como o aumento do comprimento e do diâmetro impacta a resistência última calculada por cada autor.
- Sintetizar as discrepâncias observadas entre os modelos.

1.3 JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA

As linhas de transmissão de energia elétrica constituem infraestruturas estratégicas para o desenvolvimento socioeconômico de um país, pois possibilitam o transporte de grandes volumes de energia entre os centros de geração e os centros de consumo. No Brasil, devido à distribuição territorial desigual das fontes geradoras — muitas vezes localizadas em regiões distantes dos grandes centros urbanos —, torna-se imprescindível o uso de longas extensões de linhas de transmissão, atravessando variados tipos de solos e condições topográficas.

Nesse cenário, a fundação das torres de transmissão assume papel fundamental na estabilidade e segurança do sistema, especialmente quando submetida a solicitações atípicas, como os esforços de arrancamento. Esse tipo de solicitação, gerado principalmente pela ação do vento e pela tração dos cabos condutores, exige que as fundações apresentem desempenho satisfatório tanto do ponto de vista estrutural quanto geotécnico.

Apesar da importância do tema, observa-se que as formulações analíticas para estimativa da resistência ao arrancamento em estacas apresentam discrepâncias significativas entre si, especialmente quando aplicadas a perfis de solos estratificados, que representam a realidade geológica da maioria dos traçados de linhas de transmissão. A carência de estudos que compare os métodos clássicos, como o de Meyerhof & Adams, e abordagens experimentais, como a da Universidade de Grenoble, em cenários heterogêneos, justifica a necessidade deste aprofundamento técnico.

Dessa forma, este trabalho fundamenta-se na avaliação da sensibilidade desses modelos frente à variabilidade das propriedades do solo e das dimensões da fundação, visando identificar seus limites de aplicabilidade.

A relevância do estudo evidencia-se pela possibilidade de contribuir com uma análise crítica sobre a confiabilidade dos modelos de cálculo vigentes, fornecendo subsídios técnicos que auxiliem na compreensão dos desvios e margens de segurança no dimensionamento de estacas à tração. Em um setor que demanda alta performance e durabilidade, compreender como as variáveis geotécnicas e geométricas influenciam o comportamento e a discrepância entre os resultados representa não apenas economia de recursos, mas também um passo crucial para a otimização da confiabilidade estrutural e a prevenção de falhas catastróficas com impacto direto na continuidade do fornecimento de energia elétrica.

1.4 RESTRIÇÕES E LIMITAÇÕES DE PESQUISA

A principal limitação geotécnica desta pesquisa reside na obtenção dos parâmetros de resistência e peso específico por meio de correlações empíricas baseadas exclusivamente em ensaios SPT, sem validação laboratorial direta. Ademais, a análise multicenário restringiu-se a perfis de solo totalmente seco, inviabilizando a simulação dos efeitos da submersão do maciço, do colapso estrutural ou do atrito lateral negativo.

Por se tratar de uma análise teórica e computacional, realizada por meio de planilhas de cálculo, não foram executadas provas de carga, ensaios de arrancamento em campo ou modelagens físicas. Assim, os valores encontrados representam estimativas analíticas, dependentes das hipóteses e simplificações próprias de cada método.

Além disso, foram analisadas apenas estacas isoladas, cilíndricas e submetidas a carregamento axial de tração. Não foram avaliados efeitos de grupo, carregamentos horizontais, momentos fletores, ações cíclicas, excentricidades, variações do nível d'água ou interferências decorrentes do processo executivo.

Dessa forma, os resultados não devem ser generalizados para todas as situações de projeto de fundações de torres de linhas de transmissão. Sua aplicação prática deve ser acompanhada de investigação geotécnica complementar, critérios normativos de segurança e validação por dados de campo sempre que possível.

2 REVISÃO TEÓRICA

2.1 LINHAS DE TRANSMISSÃO DE ENERGIA

As Linhas de Transmissão de energia elétrica (LTs) são um componente fundamental para a vida moderna e o avanço econômico de um país, sendo responsáveis pelo transporte de energia ou sinais a longas distâncias, entre a fonte geradora e o consumidor (Neves; Reis, 2017). A construção de uma extensa rede de transmissão de energia é essencial para suprir as necessidades de desenvolvimento urbano e industrial. (Marinho et al., 2020).

Essas estruturas complexas são formadas por diversos componentes interdependentes. Em sua essência, as LTs consistem em cabos aéreos, que conduzem a corrente elétrica, e torres de suporte, geralmente treliçadas e fabricadas em aço, que sustentam esses cabos a uma distância segura do solo (Neves; Reis, 2017). Complementarmente, incluem isoladores, que garantem o isolamento elétrico e a fixação dos cabos às torres, e para-raios, destinados à proteção contra descargas atmosféricas. As fundações representam outro elemento crucial, sendo responsáveis por transferir as cargas das torres para o terreno de forma segura e eficiente (Labegalini et al., 1992).

A importância das linhas de transmissão no contexto do setor elétrico brasileiro e mundial é inquestionável. De acordo com Azevedo (2011), elas são vitais para assegurar o suprimento de energia a custos competitivos, impulsionando o crescimento econômico e atendendo à crescente demanda energética. Isso é particularmente relevante em um país como o Brasil, que possui um alto potencial hidráulico, mas onde as fontes de geração muitas vezes estão localizadas distantes dos grandes centros consumidores.

Nesse contexto, o projeto das fundações de linhas de transmissão apresenta particularidades significativas, exigindo atenção especial dos engenheiros. Entre os principais desafios, destacam-se a necessidade de lidar com a grande variação de tipos de solo ao longo de extensos percursos e a incidência de cargas complexas, incluindo elevadas forças de tração (arrancamento), compressão e esforços horizontais (Hachich et al., 1998).

Dessa forma, um projeto bem elaborado de toda a estrutura da linha, desde suas fundações até os elementos que compõem as torres, é primordial para garantir que o

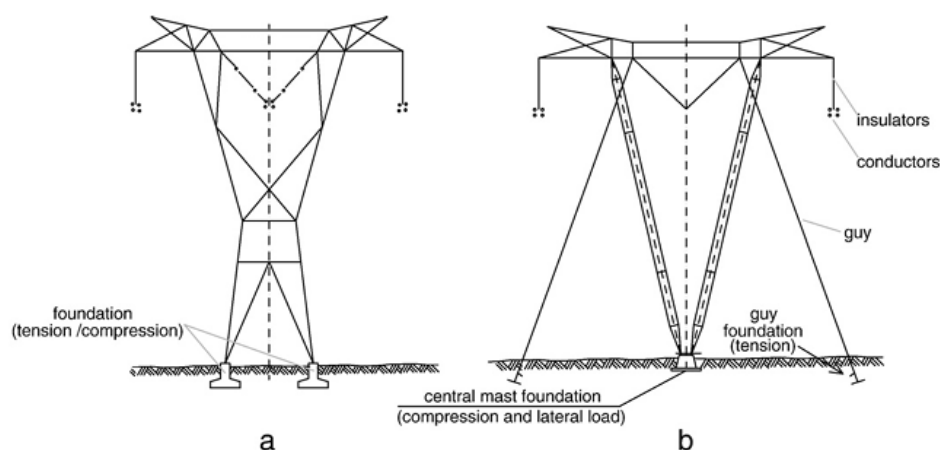
sistema resista aos diversos esforços a que é submetido e cumpra seu papel de forma segura e confiável (Marinho et al., 2020). A falha em qualquer um de seus componentes principais, como as fundações, pode resultar na interrupção da transmissão de energia, uma vez que a linha é considerada um sistema em série (Azevedo, 2011).

No que diz respeito à sua estrutura, as torres são subdivididas em dois tipos principais: torres estaiadas e torres autoportantes, conforme Figura 1 (Neves; Reis, 2017). Ambas suportam cabos aéreos que transportam energia elétrica de alta potência.

No entanto, as torres estaiadas utilizam tirantes ou estais para absorver as componentes horizontais, transversais e longitudinais. São tipicamente constituídas por suportes engastados ou pórticos articulados. O emprego desses elementos de suporte secundários pode levar a uma redução no custo total da estrutura da torre. Devido à sua natureza de projeto, que frequentemente envolve um grande número de estruturas similares dispostas ao longo de extensões consideráveis, elas são implantadas sobre uma vasta gama de perfis geológico-geotécnico (Labegolini et al., 1992).

Já as torres autoportantes, ao contrário das estaiadas, são dimensionadas para transmitir todas as suas ações ao solo por meio de suas próprias fundações. Elas podem ser rígidas, o que significa que não apresentam deformações elásticas perceptíveis em qualquer direção e são caracterizadas por sua robustez e volume. Alternativamente, podem ser flexíveis, exibindo deformações sensíveis que, por serem elásticas, desaparecem ao cessar a solicitação. (Labegolini et al., 1992).

Figura 1 – Tipos mais comuns de torres: (a) torre autossustentada; (b) torre estaiada



Fonte: Pacheco et al. (2008).

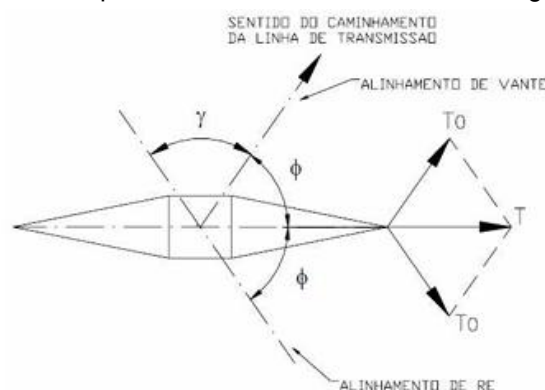
Além da classificação estrutural, as torres autoportantes também podem ser categorizadas de maneira funcional, que considera o papel específico que cada torre desempenha ao longo da linha de transmissão, sendo elas torres de ancoragem, de suspensão e em ângulo.

Pacheco; Danziger; Pinto, (2008) explicam que as torres de ancoragem são elementos cruciais nas linhas de transmissão, frequentemente empregadas nos segmentos de início e fim. Elas são projetadas para suportar cargas desequilibradas que surgem das diferentes tensões nos cabos e das cargas de construção. As forças que essas torres transmitem às fundações incluem componentes verticais de compressão e tração, além de cargas horizontais mutuamente perpendiculares, com a carga resultante alinhada aproximadamente com a inclinação da perna da torre.

Já as torres de suspensão têm a finalidade de suportar carregamentos verticais e horizontais permanentes, além das cargas devidas à ação do vento nos sentidos longitudinal e transversal das linhas de transmissão. Esforços horizontais no sentido transversal também podem ser previstos quando estruturas adjacentes provocam uma pequena mudança angular na torre, resultante das componentes de tração dos cabos. Geralmente, essas torres são utilizadas em condições de solo favoráveis e quando as cargas de projeto são relativamente pequenas (Alecrim et al., 2023).

Por fim, Alecrim et al., (2023) explicam que as torres em ângulo são estrategicamente localizadas nos pontos onde há uma mudança no trajeto da linha de transmissão. Essas estruturas devem ser dimensionadas especificamente para lidar com as solicitações horizontais transversais à linha, que surgem devido à formação do ângulo, conforme Figura 2.

Figura 2 - Componente transversal de torres em ângulo



Fonte: Chave (2004, p. 28).

2.2 CARREGAMENTOS

As cargas que atuam nas torres de LTs são de natureza complexa e são fundamentais para o dimensionamento tanto das torres quanto de suas fundações. De acordo com Neves e Reis (2017), a correta avaliação do desempenho das fundações de LTs depende de um entendimento claro da origem e natureza das cargas aplicadas nas torres.

Na perspectiva de Kyung e Lee (2015), as principais cargas consideradas no projeto das fundações de torres treliçadas são de elevação, compressão e laterais. O vento é frequentemente a carga de projeto dominante. Ele atua tanto nos cabos condutores de energia elétrica e cabos para-raios quanto na própria torre. A velocidade e a direção do vento são fatores críticos, e o projeto deve considerar ventos atuando de 0° a 360°, variando em diferentes velocidades para identificar a condição crítica de projeto (Neves; Reis, 2017).

Para assegurar a integridade estrutural, a NBR 5422(ABNT, 2024) estipula a verificação do sistema sob rigorosas hipóteses de carregamento, exigindo a análise sob a condição de vento máximo (que dita as solicitações extremas para a estrutura), sob condições de vento nulo atreladas a sobrecargas verticais ou desbalanceamentos de montagem e manutenção, além de prever a condição crítica de vento associado ao acúmulo de gelo sobre os cabos, uma exigência de projeto para linhas submetidas a climas de invernos rigorosos.

Além do vento, as torres estão sujeitas a cargas de tração e compressão. As cargas de tração podem ser permanentes ou transitórias. As cargas permanentes são causadas pelo ângulo na linha de transmissão e pelas cargas de ancoragem nas torres. As cargas transitórias ocorrem devido ao vento e a falhas mecânicas repentinas dos condutores (Pacheco; Danziger; Pinto, 2008).

Para torres treliçadas, as cargas de compressão e elevação (tração) são transferidas para as fundações individuais em cada canto da torre, enquanto as cargas laterais atuam no topo. As torres autoportantes podem aplicar cargas alternadas de compressão/tração quase concêntricas ou cargas excêntricas à fundação, enquanto as torres estaiadas transmitem cargas de tração através dos estais (Kyung; Lee, 2015).

O peso próprio da estrutura da torre também é um componente de carga importante, pois ele aumenta as cargas de compressão e diminui as cargas de

elevação nas fundações. No entanto, Filho; Carvalho, (2010) afirmam que para construções caracterizadas por baixo peso próprio, como galpões metálicos, torres de transmissão e silos verticais, os esforços de vento podem induzir momentos significativos ao bloco de fundação, resultando em solicitações de tração entre o solo e a fundação.

A natureza e a magnitude dessas cargas determinam a seleção do tipo de fundação mais adequada, levando em conta as condições do maciço de solo, a logística de implantação e o relevo do terreno. As fundações devem ser dimensionadas para garantir a estabilidade da torre e da linha de transmissão sob essas cargas, especialmente os esforços de arrancamento (Neves; Reis, 2017)

2.3 FUNDAÇÕES PARA TORRES

2.3.1 Tubulões

As fundações profundas do tipo tubulão, caracterizam-se como poços cilíndricos escavados no terreno e preenchidos com concreto. Na maioria das aplicações de alta solicitação, esses elementos são dotados de um alargamento em sua extremidade inferior (Velloso; Lopes, 2012). O comportamento mecânico destas fundações, quando submetidas a esforços axiais de tração (arrancamento), difere substancialmente da resposta sob compressão.

Sob cargas de elevação, a estabilidade do elemento estrutural deixa de depender da capacidade de suporte de ponta e passa a ser regida pela mobilização das resistências acima da cota de apoio (Azevedo, 2011). Em tubulões de fuste reto, a resistência ao arrancamento é governada pelo peso próprio do elemento somado ao atrito lateral ou adesão na interface vertical entre fuste e solo (IEEE, 2001). No entanto, para maximizar a eficiência frente aos momentos de tombamento, o projeto frequentemente recorre a bases alargadas (IEEE, 2001).

Geometricamente, o alargamento da base do tubulão assume a projeção de um círculo ou de uma falsa elipse. Suas paredes são executadas tipicamente com uma inclinação de sessenta graus em relação à horizontal para garantir a estabilidade da escavação e dispensar a necessidade de armadura estrutural (Velloso; Lopes, 2012). Geomecanicamente, a introdução desse alargamento altera o mecanismo de transferência de carga e a conformação da superfície de ruptura no maciço (Azevedo, 2011).

Enquanto no fuste reto a falha tende a se restringir à interface cilíndrica vertical, no tubulão com base alargada a superfície de ruptura é mecanicamente forçada a iniciar-se a partir das extremidades externas e inferiores dessa base expandida (IEEE, 2001). Consequentemente, a área da superfície limitante de falha propaga-se pelo terreno assumindo um formato de maior amplitude. Este comportamento pode ser modelado como um tronco de cone invertido ou como superfícies cilíndricas verticalizadas (Azevedo, 2011; IEEE, 2001).

Essa modificação geométrica justifica o incremento expressivo na resistência final ao arrancamento. Ao expandir o diâmetro na cota de assentamento, a fundação engasta-se no maciço e mobiliza um volume de solo substancialmente maior, posicionado verticalmente acima da base (Azevedo, 2011; IEEE, 2001). A capacidade de carga à tração passa a ser composta não apenas pelo peso da estrutura, mas pela massa de solo integrante do prisma mobilizado aliada à resistência ao cisalhamento (Azevedo, 2011).

A eficácia técnica desta solução é comprovada por provas de carga em escala real, as quais atestam que o alargamento contribui de maneira formidável para o combate à tração (Hachich et al., 1998; Velloso; Lopes, 2012). Tais estudos demonstram que esta técnica é capaz de praticamente dobrar a capacidade de carga global do tubulão quando comparado a um elemento de fuste reto assentado na mesma profundidade.

2.3.2 Estacas

As estacas consistem em elementos estruturais de fundação profunda utilizados para transpor camadas de solos superficiais de baixa competência. O objetivo primordial é transmitir as elevadas solicitações das estruturas de transmissão para estratos subjacentes mais resistentes. Sob esforços de arrancamento, o comportamento das estacas convencionais é regido quase exclusivamente pela resistência ao cisalhamento na interface entre o solo e o fuste, denominada atrito lateral ou "da pele" (IEEE, 2001).

Diferentemente da capacidade de suporte à compressão, na elevação de estacas simples a resistência de ponta é negligenciada. Assim, o combate às forças ascendentes resulta do componente de atrito somado ao peso próprio do elemento

estrutural. Testes de campo indicam que essa resistência costuma ser plenamente mobilizada com movimentos verticais ascendentes pequenos, tipicamente na faixa de alguns milímetros (IEEE, 2001).

No setor elétrico, destacam-se as Estacas Helicoidais, estruturas metálicas compostas por um eixo central de aço e placas de rolamento em formato de hélices circulares (MITSCH; CLEMENCE, 1985). Essas estacas são instaladas via torque de rotação, o que minimiza a perturbação no solo circundante (Neves; Reis, 2017). Em linhas de transmissão, sua aplicação foca na ancoragem de torres estaiadas, que exigem estabilidade absoluta perante ventos severos (Neves; Reis, 2017).

A avaliação do mecanismo de ruptura dessas estacas depende da profundidade de instalação das placas. Esse comportamento é balizado pela relação geométrica H_1/D_1 , onde H_1 é a profundidade da hélice superior e D_1 o seu diâmetro. A fronteira entre os modos raso e profundo é definida pela razão crítica $(H_1/D_1)_{cr}$, que depende do ângulo de atrito ou da coesão do solo (Neves; Reis, 2017).

Para relações H_1/D_1 inferiores à razão crítica, a fundação opera em modo raso. Nesse cenário, a superfície de ruptura estende-se ininterruptamente até a superfície do terreno. Por outro lado, quando a relação excede a razão crítica — variando entre três e oito — o mecanismo passa a atuar como fundação profunda (Neves; Reis, 2017). Nesses casos, a falha manifesta-se por cisalhamento local, permanecendo confinada na massa de terra.

Em estacas com múltiplas hélices profundas, assume-se que o solo entre as hélices atua como um tampão cilíndrico coeso, falhando solidariamente (IEEE, 2001). Na prática, a previsão da capacidade à tração baseia-se em correlações empíricas que associam o torque de instalação à capacidade final da âncora (IEEE, 2001). O método mais difundido estabelece que a capacidade tracionada (Q_u) é o produto do torque (T) por um fator empírico (K_t), conforme a equação 1.

$$Q_u = K_t \cdot T \quad (1)$$

O fator K_t varia inversamente ao diâmetro do fuste da estaca (Neves; Reis, 2017). Análises de confiabilidade atestam que o acompanhamento do torque em campo é primordial para a segurança das estruturas. A probabilidade de ruína torna-se mínima

quando se utiliza o torque como critério de parada, superando a eficácia de estipular apenas a profundidade mínima (Neves; Reis, 2017).

Finalmente, a execução de provas de carga *in situ* é indispensável para aferir e calibrar o coeficiente real K_t . Tal procedimento mitiga as incertezas do maciço e assegura que as ancoragens operem dentro dos estritos coeficientes de segurança exigidos para a estabilidade do sistema de transmissão (Neves; Reis, 2017).

2.3.3 Sapatas e blocos

As sapatas e os blocos de fundação representam tipologias clássicas de fundações diretas ou rasas, constituídas por elementos de concreto armado ou simples. Essas estruturas são amplamente aplicadas como suporte para torres de transmissão (Pacheco; Danziger; Pinto, 2008). Construtivamente, tais fundações são compostas por uma base alargada associada a um pedestal central, cuja orientação geométrica pode ser projetada de forma estritamente vertical ou inclinada (IEEE, 2001).

A adoção de pedestais inclinados visa alinhar o eixo do elemento à inclinação natural da perna da torre autoportante. Esse ajuste permite que a resultante das altas cargas axiais de tração atue de forma predominantemente concêntrica na placa de base (Pacheco; Danziger; Pinto, 2008). Por outro lado, o uso de pedestais verticais, embora simplifique a escavação, introduz excentricidades no sistema de transferência de cargas. Nesse cenário, o elemento de concreto deve resistir a momentos de tombamento secundários e a elevados esforços de cisalhamento horizontal no topo do pedestal.

O dimensionamento de fundações rasas para torres de transmissão requer considerações especiais devido à natureza destas obras, que se destacam por serem estruturas de baixo peso próprio (carga vertical relativamente pequena), mas que estão continuamente sujeitas a esforços laterais dinâmicos e extremos, predominantemente causados por ventos (Priya et al., 2013).

Essa intensa desproporção entre as cargas axiais gravitacionais e as forças horizontais produz altos momentos de tombamento na base, fazendo com que a força resultante atue com uma excentricidade muito elevada. Quando essa excentricidade ultrapassa o limite do núcleo central de inércia da base (excentricidade e), a região

tracionada perde o apoio, pois a interface solo-estrutura não é capaz de resistir a forças de tração, originando assim a condição de contato parcial da sapata ou radier (Priya et al., 2013).

Sob este cenário de carregamento extremo, o eixo neutro da fundação se desloca em direção à zona mais solicitada, o que concentra as reações de apoio em uma área reduzida (Priya et al., 2013). Devido a essa redução na área de contato efetiva, há um incremento vertiginoso nos picos de compressão periféricos, tornando-se imprescindível e obrigatório no projeto, conforme NBR 6122 (ABNT, 2022) comprovar que a tensão máxima de compressão atuante na borda da fundação não exceda a tensão admissível do solo (ou tensão de suporte permitida), garantindo dessa forma a segurança geotécnica e estrutural mesmo em regime de área comprimida reduzida (Priya et al., 2013).

O mecanismo fundamental de resistência perante solicitações de arrancamento baseia-se no equilíbrio de forças gravíticas e na mobilização das tensões do terreno. Diferentemente da compressão, a capacidade à tração é governada pela dinâmica da região acima da cota de assentamento (Pacheco; Danziger; Pinto, 2008).

Analiticamente, a resistência última ao arrancamento dessas fundações é concebida como o somatório do peso próprio da estrutura com o peso da massa de solo de reaterro sobreposto à base. Adicionalmente, computa-se a resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo das superfícies de ruptura que se propagam pelo maciço (IEEE, 2001; Pacheco; Danziger; Pinto, 2008). Durante a elevação, a placa de base atua como uma âncora rígida que obriga a movimentação conjunta do volume de solo (IEEE, 2001).

As superfícies de ruptura progridem do perímetro da base em direção ao nível do terreno, delimitando um prisma que pode assumir conformações cilíndricas, retangulares ou tronco-cônicas (IEEE, 2001; Pacheco; Danziger; Pinto, 2008). Para evitar a falha, as fronteiras dessa massa em levantamento devem desenvolver resistência ao cisalhamento, atuando como uma âncora friccional (IEEE, 2001). Essa resistência é quantificada pela coesão e pelo atrito interno gerado pela pressão de terra (Pacheco; Danziger; Pinto, 2008).

Consequentemente, o sucesso do combate à tração depende profundamente da qualidade do reaterro compactado posicionado sobre a base. Sob essa ótica, o material de reaterro ditará tanto o peso do prisma retido quanto a capacidade de

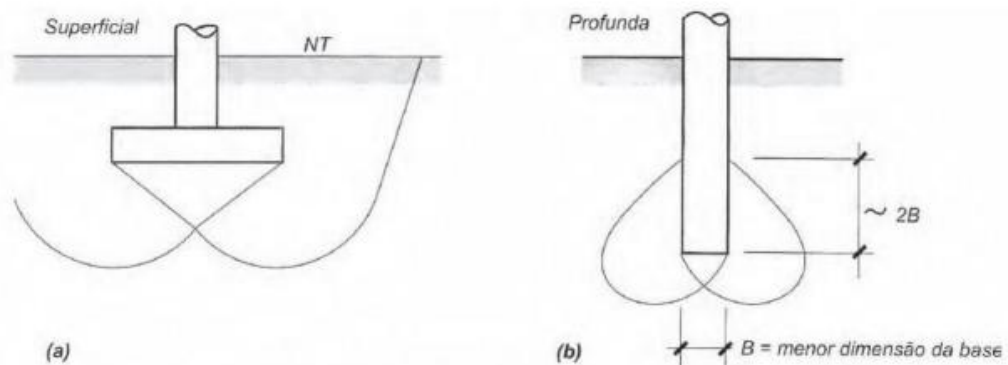
fornecer atrito e adesão adequados ao longo da superfície global de falha (IEEE, 2001; Pacheco; Danziger; Pinto, 2008). Assim, a correta execução do aterro torna-se tão vital para a estabilidade quanto o dimensionamento estrutural do elemento de concreto.

2.4 MECANISMOS DE RUPTURA AO ARRANCAMENTO

2.4.1 Raso e profundo

A análise teórica da capacidade de carga à tração de fundações baseia-se primordialmente na definição da geometria da zona de ruptura no maciço de solo. Neste contexto, as placas e bases tracionadas são classicamente divididas nos modos de ruptura raso e profundo, conforme Figura 3 (Pacheco; Danziger; Pinto, 2008).

Figura 3 - Distinção entre: (a) ruptura direta; (b) ruptura profunda



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Diferentemente da capacidade de carga à compressão, cujas tensões se desenvolvem em um meio contínuo abaixo da base, na capacidade de carga última à tração as tensões são distribuídas acima da placa, de modo que a configuração dessa distribuição é ditada e influenciada pela proximidade da superfície do terreno (Azevedo, 2011).

O limite mecânico que delimita a transição exata entre o modo de ruptura raso e o modo de ruptura profundo é definido pelo conceito de Profundidade Crítica, que estabelece a cota na qual a curva de capacidade de elevação de um modo cruza com a do outro (Pacheco; Danziger; Pinto, 2008). A Profundidade Crítica atua como uma fronteira geomecânica a partir da qual a compressibilidade e as deformações da

massa de solo sobrejacente à fundação passam a evitar que a linha de ruptura alcance livremente a superfície do terreno (AZEVEDO, 2011).

De acordo com Neves e Reis (2017), a determinação do valor desse parâmetro depende intrinsecamente das características do tipo de solo e de seus parâmetros de resistência ao cisalhamento, como a coesão e o ângulo de atrito interno.

Ensaio de carga em escala real demonstram que, para solos rígidos, a profundidade crítica não é inferior a duas ou três vezes o diâmetro de uma placa circular ou a largura de uma placa quadrada (Pacheco; Danziger; Pinto, 2008). Em contrapartida, em solos argilosos fracos ou saturados, a profundidade crítica pode ser fixada em até cinco vezes o raio da fundação, enquanto em estacas e ancoragens helicoidais instaladas em areias, observações experimentais definem uma razão crítica de profundidade sobre diâmetro que varia tipicamente entre três e oito (Filho; De Carvalho, 2010).

Quando a fundação é instalada a uma profundidade inferior à Profundidade Crítica, o maciço opera no modo de ruptura raso, frequentemente denominado nos modelos acadêmicos como ruptura generalizada (Pacheco; Danziger; Pinto, 2008).

Sob esta condição de equilíbrio limite, a superfície de falha desenvolve-se plenamente ao longo da massa de solo e estende-se de maneira ininterrupta até atingir o nível do terreno (Azevedo, 2011; Pacheco; Danziger; Pinto, 2008).

Mecanicamente, admite-se que a placa de fundo levanta uma massa global de solo que assume a forma aproximada de um tronco de cone invertido, cujas geratrizes partem das bordas da fundação e se propagam para fora ou para dentro, dependendo da categoria do terreno (Azevedo, 2011).

No que tange à distribuição de esforços neste regime, toda a carga de tração aplicada à estrutura é resistida exclusivamente pela placa, que mobiliza o próprio peso da fundação somado ao peso do solo contido na cunha de ruptura, juntamente com a tensão de cisalhamento ao longo de toda essa superfície que aflora na superfície (Azevedo, 2011; Pacheco; Danziger; Pinto, 2008).

Por outro lado, quando a cota de assentamento da fundação ultrapassa a Profundidade Crítica, o sistema passa a operar no modo de ruptura profundo, ou ruptura localizada. Neste cenário, o padrão de cisalhamento não atinge a superfície do solo, limitando-se a uma distância confinada imediatamente acima da placa

estrutural, formando uma zona plastificada local no interior da massa terrosa (Pacheco; Danziger; Pinto, 2008).

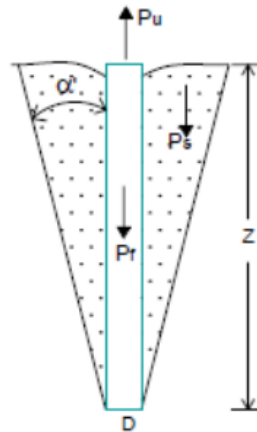
O modelo conceitual para esta fase considera a formação de uma superfície tronco-cônica truncada, a qual é interrompida no maciço, fazendo com que a camada de solo não rompida sobrejacente atue como uma pesada sobrecarga confinante sobre a zona de falha (Azevedo, 2011).

Devido a este alto confinamento e à limitação da cunha de arrastamento, a dinâmica de transferência de tensão é severamente alterada, de modo que a carga de tração deixa de ser suportada apenas pela base e passa a ser ativamente compartilhada pela placa e pelo fuste da fundação (Pacheco; Danziger; Pinto, 2008). Nesse contexto profundo, o fuste do elemento atua de maneira autônoma como uma estaca isolada na porção de solo localizada acima da zona plastificada inferior, mobilizando intenso atrito lateral para auxiliar a base no combate ao esforço de arrancamento (Pacheco; Danziger; Pinto, 2008).

2.4.2 Tronco de cone

O Método do Tronco de Cone, frequentemente denominado Método do Cone de Terra, consolida-se na literatura geotécnica como uma das abordagens empíricas mais antigas e difundidas para a avaliação da capacidade de carga ao arrancamento de fundações (Azevedo, 2011; IEEE, 2001). A hipótese fundamental deste modelo geométrico assume que a superfície de ruptura no maciço desenvolve-se assumindo a forma idealizada de uma pirâmide truncada ou de um cone invertido, conforme Figura 4 (IEEE, 2001).

Figura 4 - Modelo típico empregado no Método Tronco de Cone



Fonte: Carvalho (1991).

Segundo essa premissa, a base estrutural tracionada levanta e mobiliza uma massa global de solo cujas geratrizes propagam-se para cima, partindo das bordas inferiores da fundação e abrindo-se de forma retilínea em direção à superfície do terreno (Azevedo, 2011; IEEE, 2001). Sob o ponto de vista da composição da resistência, o método postula que a capacidade última de elevação deriva puramente do equilíbrio de forças estáticas e gravitacionais.

Dessa forma, a resistência total ao arrancamento neste modelo empírico (Q_u) é calculada basicamente pela soma do peso próprio (W_f) ou efetivo do elemento de fundação com o peso da massa de solo (W_s) contida nos limites desse volume tronco-cônico ou piramidal mobilizado, conforme equação 2.

$$Q_u = W_f + W_s \quad (2)$$

A magnitude do ângulo de inclinação (α) das faces desse cone de ruptura em relação à vertical constitui a principal variável geométrica do método, sendo diretamente dependente do tipo de material e do estado de compactidade ou consistência do solo (Azevedo, 2011; IEEE, 2001).

Para (Azevedo, 2011) para fins de aplicação prática, a literatura técnica recomenda a adoção de aberturas menores, variando de 10 a 15 graus, quando a fundação encontra-se assentada em estratos fofos ou de baixa consistência. Em contrapartida, essa inclinação das faces deve ser elevada para a faixa de 20 a 25 graus no caso de maciços caracterizados como compactos ou consistentes.

Adicionalmente, outras diretrizes clássicas de projeto estabelecem ângulos de ruptura com a vertical na ordem de 20 graus para solos granulares não coesivos, característicos do comportamento das areias, e de 30 graus para solos finos e puramente coesivos (Subramanian; Vasanthi, 1990). A determinação criteriosa deste parâmetro angular é uma etapa extremamente delicada da análise, pois avaliações retroativas em provas de carga demonstram que adoções inadequadas do ângulo podem induzir a erros superiores a 178% contra a segurança estrutural da obra (Velloso; Lopes, 2012)

Apesar de sua simplicidade operacional e de sua histórica utilização no dimensionamento de torres de transmissão, o Método do Tronco de Cone é alvo de severas críticas e apresenta limitações teóricas substanciais quando confrontado com estruturas analíticas mais modernas (IEEE, 2001). A principal falha conceitual deste modelo empírico reside no fato de negligenciar integralmente qualquer contribuição da resistência ao cisalhamento, ignorando tanto as parcelas de atrito interno quanto as de adesão que são mobilizadas pelo maciço ao longo da superfície de ruptura (IEEE, 2001; Subramanian; Vasanthi, 1990).

Em consequência desta forte simplificação focada apenas nas massas gravíticas, o método tende a ser excessivamente conservador e subestima de maneira notória a real capacidade de suporte em fundações instaladas a profundidades muito rasas. Por outro lado, o modelo torna-se perigosamente impreciso e falho em grandes profundidades de embutimento, uma vez que o volume teórico de terra levantado cresce de forma geométrica e desproporcional com o aprofundamento da placa (IEEE, 2001).

Nesse cenário, o prolongamento das geratrizes acaba superestimando drasticamente a resistência de elevação, especialmente onde testes de campo atestam que o aumento real da capacidade de carga corresponde a apenas uma fração, entre um quarto e um sétimo, do valor irrealista previsto pelo modelo (IEEE, 2001).

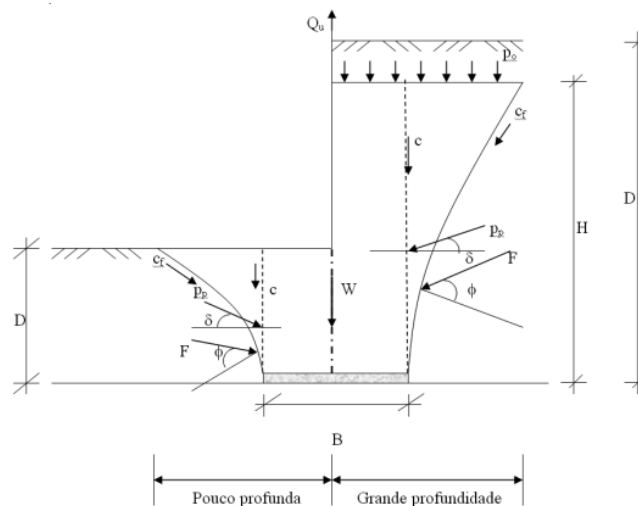
2.4.3 Meyerhof e Adams

O método proposto por Meyerhof e Adams (1968) destaca-se na literatura geotécnica como uma abordagem semiempírica geral e racional para a estimativa da capacidade de elevação de fundações tracionadas. A formulação reconhece que as

superfícies reais de ruptura no maciço são complexas e curvilíneas, variando de acordo com a profundidade relativa da fundação e a compacidade do material (Azevedo, 2011).

Em fundações rasas, a superfície de falha progride até atingir o nível do terreno; contudo, em fundações profundas, a compressibilidade e as deformações da massa de solo sobrejacente evitam que a linha de ruptura alcance livremente a superfície, conforme Figura 5 (Azevedo, 2011). Devido à inerente complexidade geométrica dessas superfícies, o método introduz hipóteses simplificadoras fundamentais para viabilizar o modelo analítico.

Figura 5 - Modelo típico empregado no Método Meyerhof e Adams



Fonte: Azevedo (2011).

Nesse sentido, assume-se que o cisalhamento ocorre ao longo de um plano essencialmente vertical que parte das bordas da placa de fundação. Para a determinação precisa das forças resistentes, a teoria postula que o solo adjacente a esse plano vertical de cisalhamento, contido dentro da zona de falha, atinge um pleno estado de equilíbrio plástico (Azevedo, 2011).

Sob a premissa do equilíbrio plástico, a resistência de atrito mobilizada na superfície de falha deixa de ser tratada de forma elementar e passa a ser calculada como uma função direta do empuxo de terra passivo. A capacidade máxima de arrancamento torna-se a somatória do peso próprio da fundação, do peso do prisma de solo e das forças de coesão e atrito passivo (Azevedo, 2011).

Para adequar essa idealização bidimensional à tridimensionalidade das obras reais, o método concebe a aplicação de fatores de forma (s_f) e de um coeficiente nominal de empuxo de terra à tração designado por K_u (Azevedo, 2011; IEEE, 2001). O fator de forma ajusta a magnitude do empuxo passivo na lateral do cilindro de ruptura, permitindo a adaptação a fundações circulares e retangulares (IEEE, 2001).

Em suma, o método estabelece para fundações rasas ($D < H$) a equação 3;

$$Q_u = W_f + W_s + \pi B c D + s_f \left(\frac{\pi}{2} \right) B \gamma D^2 K_u \tan \phi \quad (3)$$

E para fundações profundas ($D \geq H$) a equação 4;

$$Q_u = W_f + W_s + \pi c B H + s_f \left(\frac{\pi}{2} \right) \gamma B (2D - H) H K_u \tan \phi \quad (4)$$

Onde:

- Q_u : Capacidade máxima de elevação ou arrancamento [kN]
- W_f : Peso físico próprio da fundação [kN]
- W_s : Peso efetivo do cilindro de solo contido verticalmente acima da base [kN]
- B : Diâmetro da estaca ou base [m]
- c : Coesão do maciço de solo [kPa ou kN/m²]
- D : Profundidade geométrica de embutimento da fundação [m]
- H : Profundidade limite ou crítica de propagação vertical da superfície de ruptura [m]
- s_f : Fator de forma adimensional que rege o empuxo de terra passivo na superfície cilíndrica [adimensional]

$$s_f = 1 + m \cdot \frac{H}{D} \quad (5)$$

- γ : Peso unitário efetivo do solo [kN/m³]
- K_u : Coeficiente de elevação nominal do empuxo de terra na superfície de ruptura [adimensional]

$$K_u = 0,496 \cdot \phi^{0,18} \quad (6)$$

- ϕ : Ângulo de atrito interno do maciço de solo [graus ou radianos]

A Tabela 1 fornece valores limitantes da relação H/B para vários ângulos de atrito interno ϕ , em que B é o diâmetro da fundação. (IEEE, 2001).

Tabela 1 – Valores de referência para o Método de Meyerhof e Adams

ϕ (Graus)	Coefficiente m	Limite H/B	Valor Máx. sf	Ku Típico
20	0,05	2,5	1,12	0,85
25	0,1	3	1,3	0,89
30	0,15	4	1,6	0,91
35	0,25	5	2,25	0,94
40	0,35	7	3,45	0,96
45	0,5	9	5,5	0,98
48	0,6	11	7,6	1

Fonte: IEEE, (2001)

Finalmente, este método captura com maior fidelidade a interação mecânica real entre o solo e as geometrias variadas das bases de transmissão. Dessa forma, a metodologia consolida-se como uma ferramenta racional e adaptável a uma ampla gama de condições estratigráficas, conforme ratificado pelas normas vigentes do setor (IEEE, 2001).

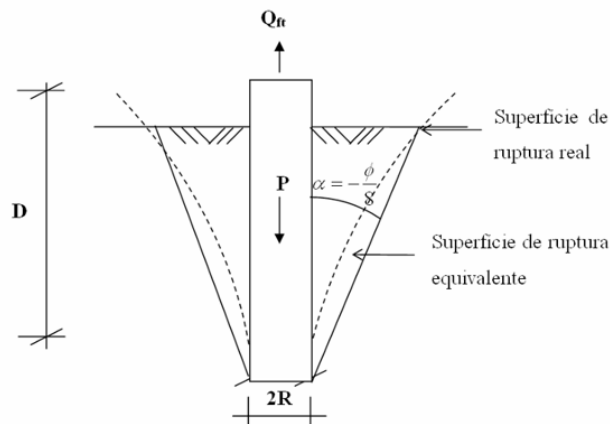
2.4.4 Método da universidade de Grenoble

O método desenvolvido na Universidade de Grenoble, amplamente divulgado por pesquisadores como Biarez e Barraud (1968) e Martin (1966, 1973), consolida-se na literatura geotécnica como o arcabouço teórico mais aprimorado e racional para a previsão da capacidade de carga à tração de fundações (Hachich et al., 1998).

Diferentemente de abordagens puramente empíricas, este modelo estabelece formulações analíticas rigorosas para a avaliação do arrancamento. Para tanto, distingue qualitativamente o processo de falha com base na interação entre o elemento estrutural e as propriedades geomecânicas do maciço (Azevedo, 2011).

A teoria pressupõe a formação de uma superfície de ruptura curvilínea que, para fins de modelagem matemática, é idealizada como uma superfície tronco-cônica, conforme Figura 6. Sua geometria e propagação dependem intrinsecamente do tipo de solo e de sua respectiva resistência ao cisalhamento (Pacheco; Danziger; Pinto, 2008).

Figura 6 - Modelo típico empregado no Método Universidade de Grenoble



Fonte: Azevedo (2011).

Para definir os mecanismos de ruptura, o método categoriza os solos em dois grupos mecânicos distintos (Azevedo, 2011). A primeira categoria engloba os solos fracos, caracterizados tipicamente como argilosos, com elevado grau de saturação e ângulo de atrito interno inferior a quinze graus ($\phi < 15^\circ$) (Azevedo, 2011).

Nestes materiais coesivos, observa-se que a superfície de ruptura se propaga para dentro da escavação, assumindo um ângulo positivo em relação à vertical, definido como $\alpha = \tan^{-1}(0,2)$ (Azevedo, 2011; Pacheco; Danziger; Pinto, 2008). A segunda categoria, por sua vez, abrange os solos resistentes.

Esta categoria inclui materiais granulares e solos argilosos rijos com ângulo de atrito interno superior a quinze graus ($\phi > 15^\circ$) (Azevedo, 2011). Nesses casos, a massa de solo mobilizada expande-se para fora dos limites da fundação, resultando em um ângulo de ruptura negativo em relação ao eixo vertical (Azevedo, 2011; Pacheco; Danziger; Pinto, 2008).

A determinação desse ângulo negativo (α) constitui um dos pilares de precisão do método, variando conforme a tipologia da fundação (Hachich et al., 1998; Pacheco; Danziger; Pinto, 2008). Em elementos profundos e esbeltos, como estacas cilíndricas, define-se que a superfície progride com um ângulo α , conforme equação 7 (Azevedo, 2011; Hachich et al., 1998).

$$\alpha = -\phi/8 \quad (7)$$

Ademais, o modelo respeita o limite da profundidade crítica (D_c). Se a fundação for instalada além dessa fronteira, a superfície de falha é truncada, configurando uma ruptura localizada onde a camada intacta atua unicamente como sobrecarga

confinante (Azevedo, 2011). Para o cálculo da capacidade última, o método utiliza coeficientes adimensionais (M_c , M_ϕ , M_γ e M_q).

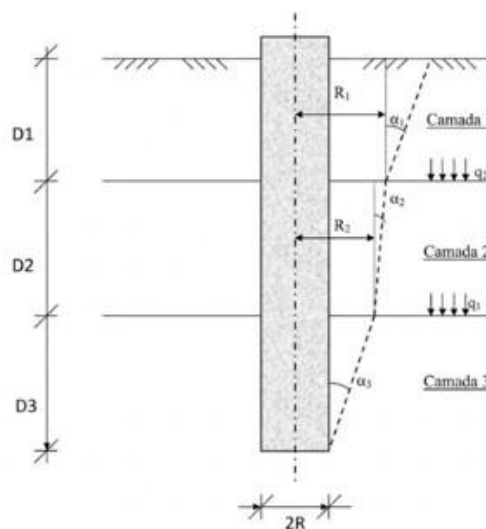
O coeficiente M_c representa a resistência fornecida pela coesão, enquanto M_ϕ e M_γ quantificam o atrito interno e o termo gravitacional (Azevedo, 2011). O coeficiente M_q , por sua vez, reflete o termo de sobrecarga e pressões externas (Azevedo, 2011). Tais fatores são funções do ângulo de atrito (ϕ), do ângulo de ruptura (α) e da profundidade relativa (Pacheco; Danziger; Pinto, 2008).

A recomendação unânime para o uso da estrutura teórica de Grenoble fundamenta-se em sua abrangência sistêmica. Ao contrário de modelos precedentes, a teoria de Biarez e Barraud (1968) acomoda diferentes tipologias de fundações, naturezas de solo e faixas de embutimento (Azevedo, 2011; Pacheco; Danziger; Pinto, 2008).

Ensaio atestam que as previsões analíticas desta metodologia apresentam excelente concordância com o comportamento real de fundações tracionadas. Assim, constitui-se uma ferramenta de dimensionamento seguro, econômico e responsivo à estratigrafia do terreno (Hachich et al., 1998; Pacheco; Danziger; Pinto, 2008).

Para a definição da capacidade de carga à tração de uma estaca cilíndrica executada em solo estratificado deverá ser levada em conta neste caso a resistência de cada camada isoladamente, sob efeito da sobrecarga das camadas subjacentes (aplicação do coeficiente M_q), exemplificado na Figura 7. (Azevedo, 2011)

Figura 7 – Estaca Cilíndrica em Solo Estratificado



Fonte: Azevedo (2011).

Assim, considerando as três parcelas sugeridas e o efeito de sobrecarga das camadas sobrejacentes é gerada a seguinte expressão:

$$Q_{ult} = p_b D [c M_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_o M_q] + \gamma S_b D + W \cos \alpha \quad (8)$$

- Q_{ult} : Capacidade de elevação final [kN]
- p_b : Perímetro da estaca ou da placa na seção transversal [m]
- D : Profundidade da placa ou embutimento da estaca [m]
- c : Intercepto de coesão do solo [kPa ou kN/m²]
- $M_c, (M_\phi + M_\gamma), M_q$: Fatores de capacidade de tração adimensionais
- γ : Peso unitário (específico) do solo [kN/m³]
- q_o : Sobrecarga vertical externa atuando no nível do solo [kPa ou kN/m²]
- S_b : Área da seção transversal da estaca ou placa base [m²]
- W : Peso próprio da estrutura da fundação [kN]
- α : Ângulo de inclinação geométrica da carga e/ou fundação em relação à vertical [graus ou radianos]

2.5 VARIÁVEIS GEOTÉCNICAS

A capacidade de suporte à tração de fundações é um fenômeno geomecânico complexo que depende da interação entre o elemento estrutural e as propriedades do maciço. Dentre os parâmetros primários que governam o dimensionamento ao arrancamento, a resistência ao cisalhamento do solo exerce papel primordial. Esta é convencionalmente expressa pela equação de Mohr-Coulomb, sendo definida em função do intercepto de coesão (c) e do ângulo de atrito interno (ϕ) (IEEE, 2001).

O ângulo de atrito interno (ϕ) reflete a angularidade e o grau de intertravamento das partículas granulares. Tal parâmetro dita diretamente a amplitude e a inclinação das superfícies de ruptura que se propagam pelo maciço. Por ser o fator governante nas tensões ao longo do plano de falha, o ângulo de atrito estabelece a magnitude dos fatores adimensionais de capacidade de carga, como os de sobrecarga e empuxo passivo (IEEE, 2001; Pacheco; Danziger; Pinto, 2008).

A parcela de coesão (c), por sua vez, oferece resistência de adesão ou cimentação mecânica independente do nível de tensões confinantes. Contudo, na prática, a verdadeira coesão em solos naturais é frequentemente negligenciada,

sendo considerada restrita a materiais cimentados ou argilas superadensadas (IEEE, 2001). Em situações de carregamento não drenado de curto prazo, o termo de coesão é substituído pela resistência ao cisalhamento não drenada (s_u ou c_u) (IEEE, 2001).

Além dos parâmetros de resistência, o peso específico do solo (γ) constitui variável fundamental na estabilidade contra ações de arrancamento. A resistência teórica fundamenta-se no somatório do peso da estrutura e da massa de solo mobilizada. Nesse contexto, o empuxo resistente cresce linearmente conforme o aumento do peso unitário do estrato (IEEE, 2001; Pacheco; Danziger; Pinto, 2008). Todavia, a contribuição desse peso está vinculada à presença do lençol freático.

Quando o nível da água subterrânea se situa acima da base, o solo e o elemento de fundação passam a atuar sob a condição do peso unitário efetivo ou submerso (IEEE, 2001; Pacheco; Danziger; Pinto, 2008). Essa submersão reduz drasticamente o peso do cone de estabilização e diminui a tensão vertical efetiva. Por conseguinte, há uma afetação severa na geração de atrito ou adesão nas faces laterais do plano de ruptura, exigindo cálculos corretivos rigorosos no projeto (IEEE, 2001).

Ademais, processos de inundação podem gerar saturação em solos porosos, deflagrando o colapso estrutural do material geológico (Hachich et al., 1998). Este mecanismo acarreta perda na resistência ao arrancamento e pode desencadear o fenômeno do atrito lateral negativo. Tal processo sobrecarrega a fundação por meio do arrastamento descendente originado pelo adensamento da camada instável inundada (Hachich et al., 1998; IEEE, 2001).

Para fundações instaladas via escavação prévia, como sapatas e grelhas, a qualidade do reaterro compactado altera visceralmente a configuração das cunhas de arrancamento. A inclusão de um aterro gera um arranjo não homogêneo, limitando a capacidade de carga às propriedades do componente mais fraco da interface. Se o solo de reaterro for mal compactado, a superfície de falha tende a permanecer vertical ao longo da parede da escavação (IEEE, 2001; Pacheco; Danziger; Pinto, 2008).

Inversamente, o emprego de um preenchimento bem compactado dota o reaterro de rigidez e resistência superiores às do meio natural original. Esse procedimento conduz o plano limitante para o interior do solo lateral adjacente, o que mobiliza maiores pressões resistivas e expande o ângulo de ruptura (Pacheco; Danziger; Pinto, 2008). Finalmente, a magnitude da resistência por cisalhamento é dependente do coeficiente de empuxo lateral da terra (K).

A instalação de elementos que requerem remoção de terra, como tubulões, promove descompressão radial da parede de solo. Isso força o coeficiente de empuxo a operar próximo ao valor de repouso ou a decair devido às perturbações executivas (Velloso; Lopes, 2012). Em contrapartida, estacas pré-moldadas cravadas por percussão densificam as areias laterais, elevando o coeficiente K a valores superiores à unidade e propiciando alto ganho de resistência (Velloso; Lopes, 2012).

Em sapatas e grelhas diretas, o processo de compactação vigorosa eleva o confinamento na matriz do aterro. Essa ação aumenta o estado de tensão horizontal para patamares muito acima da condição relaxada de assentamento em repouso. Como resultado, maximiza-se o limite último da resistência lateral da fundação à tração de arrancamento, garantindo a estabilidade necessária para suportar as solicitações das linhas de transmissão (IEEE, 2001)

3 METODOLOGIA

3.1 CLASSIFICAÇÃO DA PESQUISA

A presente pesquisa classifica-se quanto à sua natureza como aplicada. Tal classificação justifica-se pelo fato de o estudo buscar a geração de conhecimentos voltados à resolução de problemas específicos e à aplicação direta no aprimoramento de projetos de fundações para torres de linhas de transmissão (LTs).

No que se refere à natureza do objeto (objetivo), o trabalho assume um caráter descritivo e explicativo. A dimensão descritiva manifesta-se na sistematização detalhada das premissas teóricas e formulações matemáticas dos modelos analíticos de Meyerhof & Adams, Tronco de Cone e Universidade de Grenoble. Simultaneamente, a pesquisa é explicativa ao buscar identificar e analisar as causas das divergências de resultados entre esses modelos por meio de uma análise paramétrica e comparativa.

Quanto à lógica da pesquisa, adota-se o método dedutivo. Este processo parte de leis e teorias gerais estabelecidas na literatura geotécnica para prever e explicar o comportamento da resistência última ao arrancamento em cenários específicos de solo estratificado e variações geométricas. A abordagem do problema é essencialmente quantitativa, priorizando o emprego de cálculos numéricos, planilhas computacionais e representações gráficas para avaliar o desempenho e a convergência dos modelos estudados.

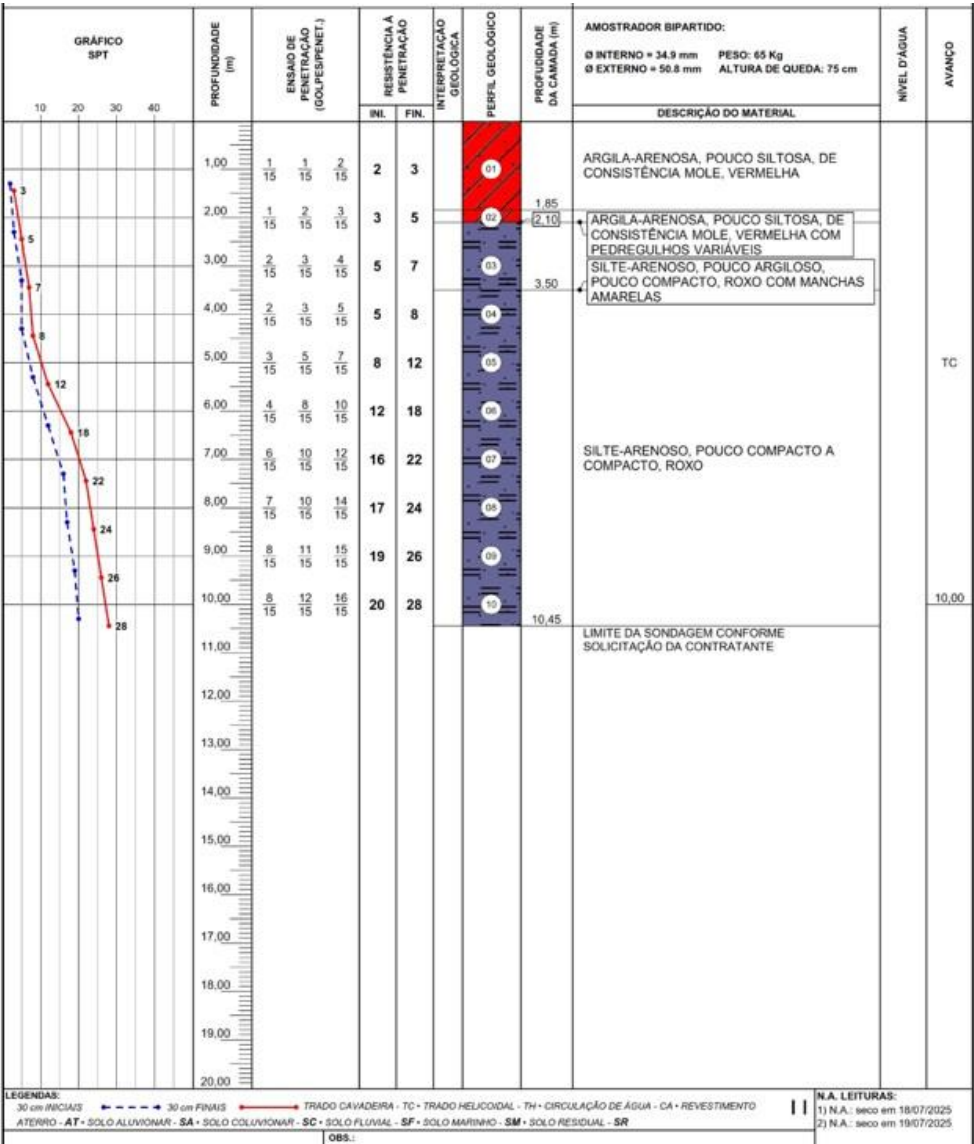
Em relação aos procedimentos técnicos, o estudo ampara-se na pesquisa bibliográfica para a fundamentação teórica e na realização de um estudo de caso de natureza experimental-informacional. Para a coleta de dados primários, utilizou-se um perfil real de sondagem à percussão (SPT). A partir desse perfil, foram extraídos os parâmetros geotécnicos necessários, como o índice de resistência à penetração e a caracterização das camadas, que serviram como base para a alimentação do modelo computacional e a simulação da resistência ao arrancamento.

3.2 MATERIAIS E EQUIPAMENTOS

Para a condução deste estudo e a garantia de sua viabilidade técnica, foram utilizados materiais de natureza informacional, normatização técnica internacional e ferramentas de processamento computacional.

Os dados primários que compõem a base da análise paramétrica consistem em laudos reais de sondagem à percussão (SPT — Standard Penetration Test), obtidos a partir de projetos de engenharia de uma concessionária do setor elétrico brasileiro. O perfil geotécnico selecionado (Figura 8) caracteriza-se por uma estratificação composta por camadas superficiais de solo argiloso, seguidas por estratos arenosos em condição seca, permitindo a extração dos índices N_{SPT} e da classificação tátil-visual necessários para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e peso específico.

Figura 8 – Sondagem 1



Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Também foi realizada uma avaliação multicenário, por meio da replicação do procedimento de cálculo em mais 2 (dois) perfis distintos de sondagem à percussão (SPT), que são apresentados na seção 3.3.5 deste trabalho.

O arcabouço teórico-normativo utilizado para o estabelecimento dos critérios de projeto e definições das premissas de cálculo baseia-se nas recomendações técnicas do Institute of Electrical and Electronics Engineers (IEEE), especificamente no guia voltado para o dimensionamento de fundações de estruturas de linhas de transmissão. Tais diretrizes fundamentaram a implementação das formulações matemáticas dos modelos analíticos de Meyerhof & Adams, do Método do Tronco de Cone e do modelo da Universidade de Grenoble, todos devidamente adaptados para a geometria de estacas cilíndricas.

Como ferramenta de processamento de dados e automação dos cálculos, utilizou-se o software Microsoft Excel. A plataforma foi estruturada para operar como um modelo computacional capaz de realizar a integração das tensões ao longo do fuste da fundação, processando a resistência última camada por camada. O ambiente computacional permitiu a execução de interpolações lineares para o ajuste de fatores de capacidade de carga e a realização da análise paramétrica, que consistiu na variação sistemática de comprimentos e diâmetros das estacas.

Por fim, o processamento das informações resultou na geração de gráficos de linha, que correlacionam a resistência última ao arrancamento (Q_u) com a profundidade de embutimento da estaca, servindo como material base para a síntese das discrepâncias e convergências entre as metodologias analisadas.

3.3 PROCEDIMENTOS

3.3.1 Correlações para obtenção de parâmetros geotécnicos

Para os cálculos realizados, foram adotados um critério de transição baseado na descrição tátil-visual do laudo de sondagem para discriminar o comportamento mecânico do solo em duas categorias principais: solos coesivos (argilosos) e solos granulares (arenosos ou siltosos).

- Solos Coesivos: Quando a descrição litológica identifica uma matriz predominantemente fina (como a camada de "Argila-Arenosa" presente nas profundidades iniciais), o algoritmo da planilha direciona as células para o bloco de equações de solos argilosos. Nesse regime, a resistência ao

cisalhamento é governada tanto pelo atrito quanto por uma parcela ativa de coesão, e a estimativa do peso específico segue faixas de consistência específicas para argilas.

- Solos Granulares: Caso a descrição aponte uma matriz predominantemente grossa ou de comportamento não coesivo (como o estrato de "Silte-Arenoso" observado a partir de 3 metros de profundidade), a planilha altera a lógica de transição para o regime granular. Consequentemente, o intercepto de coesão é anulado automaticamente ($c = 0$), a capacidade de carga passa a depender estritamente da resistência friccional, e a definição do peso específico é conduzida pelas tabelas de compactidade para areias.

Para o cálculo do ângulo de atrito interno (ϕ), aplicou-se de forma contínua a correlação empírica proposta por Teixeira (1996). A equação 9 é independente do tipo de solo e converte diretamente o índice de penetração em magnitude angular (graus):

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{SPT}} + 15^\circ \quad (9)$$

No que tange ao intercepto de coesão (c), o processamento é condicionado de forma estrita pela lógica de transição litológica descrita anteriormente:

Para as camadas classificadas como argilosas, adota-se a correlação prática usual (Equação 10) do meio técnico brasileiro para a estimativa da coesão ou resistência não drenada:

$$c = 10 \cdot N_{SPT} \text{ (in kPa)} \quad (10)$$

Para as camadas classificadas como granulares ou siltes-arenosos, assume-se a premissa de comportamento puramente friccional, resultando na Equação 11.

$$c = 0 \text{ (in kPa)} \quad (11)$$

Já o peso específico do solo (γ) é determinado na planilha a partir da tabela de correlação desenvolvida por Godoy (1972) (Tabela 2). O modelo computacional cruza o valor do N_{SPT} e a natureza do solo para extrair o peso unitário correspondente, conforme sistematizado a seguir:

Tabela 2 – Correlação entre NSPT, consistência e peso específico do solo segundo Godoy (1972)

Solos Argilosos			
Nspt (intervalo)		Consistência	Y(kN/m3)
0	2	Muito mole	13

3	5	Mole	15
6	10	Média	17
11	19	Rija	19
20	>	Dura	21
Solos Arenosos (areia seca)			
	Nspt (intervalo)	Consistência	Y(kN/m ³)
0	5	Fofa	16
5	8	Pouco Compacta	16
9	18	Medianamente Compacta	17
19	40	Compacta	18
41	>	Muito Compacta	18

Fonte: Godoy (1972).

No primeiro perfil de sondagem analisado, ver Tabela 3, as duas primeiras camadas (argilas com N_{SPT} igual a 3 e 5) receberam o valor de $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ pelo critério de consistência mole de Godoy. A partir da terceira camada (regime granular de silte-arenoso), os pesos específicos variaram entre 16 kN/m^3 (para os índices N_{SPT} de 7 e 8) e 18 kN/m^3 (para os índices finais estabilizados acima de 20), refletindo o acréscimo de compacidade do material com a profundidade.

Tabela 3 – Parâmetros geotécnicos da Sondagem 1

Profundidad e	Nspt	Solo	Consistência	y (Kn/m ³)	ϕ°	c
1	3	Argila - Arenosa	Mole	15	22,74597	30
2	5	Argila - Arenosa	Mole	15	25	50
3	7	Silte-Arenoso	Pouco Compacta	16	26,83216	0
4	8	Silte-Arenoso	Pouco Compacta	16	27,64911	0
5	12	Silte-Arenoso	Medianamente compacta	17	30,49193	0
6	18	Silte-Arenoso	Medianamente compacta	17	33,97367	0
7	22	Silte-Arenoso	Medianamente compacta	18	35,97618	0
8	24	Silte-Arenoso	Medianamente compacta	18	36,9089	0
9	26	Silte-Arenoso	Medianamente compacta	18	37,80351	0
10	28	Silte-Arenoso	Medianamente compacta	18	38,66432	0

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

3.3.2 Método tronco de cone

Sob o ponto de vista do equilíbrio estático, o método postula que a resistência última ao arrancamento (Q_u) decorre puramente de forças gravíticas. Desse modo, o modelo implementado na planilha calcula a capacidade última a partir do somatório entre o peso próprio da estaca de concreto (W_c) e o peso total da massa de solo contida nos limites do volume tronco-cônico mobilizado (W_s), conforme Equação 2.

O peso próprio do elemento estrutural de fundação (W_c) é obtido diretamente pelo produto do volume do fuste da estaca (V_f) pelo peso específico do concreto armado (γ_c), fixado nos parâmetros do projeto em 25 kN/m³:

$$W_c = V_f \cdot \gamma_c \quad (12)$$

Sendo a estaca dotada de seção transversal cilíndrica uniforme, o volume do fuste (V_f) para cada metro de embutimento (h) é quantificado por:

$$V_f = \pi \cdot r^2 \cdot h \quad (13)$$

Em que r representa o raio da base da estaca, definido inicialmente como 0,2 m (diâmetro de 0,4 m).

A parcela de estabilização gravítica do solo (W_s) é calculada em função do peso específico de cada estrato geológico (γ_s) interceptado pelo plano de ruptura:

$$W_s = V_s \cdot \gamma_s \quad (14)$$

O volume líquido de solo mobilizado (V_s) baseia-se na subtração do volume ocupado pelo fuste da estaca do volume total do cone de terra (V_{cone}):

$$V_s = V_{\text{cone}} - V_f \quad (15)$$

Matematicamente, o volume total do tronco de cone invertido (V_{cone}) é determinado pela equação geométrica clássica (Equação 16) de pirâmides truncadas circulares:

$$V_{\text{cone}} = \frac{\pi \cdot h}{3} \cdot (R^2 + R \cdot r + r^2) \quad (16)$$

Onde R corresponde ao raio superior da base do cone na superfície do terreno, definido em função da progressão linear da geratriz:

$$R = r + h \cdot \tan(\alpha) \quad (17)$$

Sendo α o ângulo de espraçamento ou inclinação das faces da superfície de ruptura em relação ao eixo vertical da fundação.

A definição da magnitude do ângulo de abertura (α) é um dos temas mais controversos na literatura geomecânica, dada a alta dose de empirismo e

arbitrariedade associada à sua escolha. Recomendações clássicas de projeto prescrevem a adoção de ângulos fixos reduzidos, variando entre 10° e 15° para solos de baixa consistência ou fofos, e patamares de 20° a 25° para materiais compactos e consistentes. Outras diretrizes estipulam valores fechados de 20° para solos puramente granulares e 30° para formações finas e coesivas.

Para mitigar o empirismo e conferir fundamentação mecânica ao modelo, implementou-se na modelagem da planilha uma abordagem física que vincula o ângulo de espraçamento (α) diretamente à envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb, conforme Equação 18. Desse modo, o ângulo de abertura foi associado à inclinação teórica das cunhas de solo sob estados de empuxo ou cisalhamento, sendo calculado a partir do ângulo de atrito interno do solo (ϕ), sendo o FS adotado igual a 2.

$$\alpha = \frac{45^\circ + \phi/2}{FS} \quad (18)$$

Como o parâmetro ϕ é variável ao longo do perfil estratificado (calculado de forma contínua em função do índice N_{SPT} de campo), a equação confere dinamismo ao modelo. A geometria do cone passa a se ajustar à capacidade de resistência mecânica real de cada camada de solo adjacente, aproximando a modelagem gravítica do comportamento real do maciço sob tração.

A Tabela 4 apresenta um trecho demonstrativo do processamento dos dados metro a metro. Nesta primeira fase, a expansão geométrica da cunha de arrancamento é calculada de maneira livre e irrestrita, ignorando potenciais interferências espaciais ou estruturais circundantes.

Tabela 4 – Trecho demonstrativo dos cálculos do Método do Tronco de Cone sem restrições de borda

h	α	r	R	Vcone	Vf	Vs	Ws	Wc
1	28,1865	0,2	0,7359	0,76311	0,1257	0,6374	9,5617	3,1416
2	28,75	0,2	1,2972	4,15166	0,2513	3,9003	58,505	6,2832
3	29,208	0,2	1,8772	12,3757	0,377	11,999	191,98	9,4248
4	29,4123	0,2	2,455	27,4705	0,5027	26,968	431,49	12,566
5	30,123	0,2	3,1011	53,8098	0,6283	53,181	904,08	15,708
6	30,9934	0,2	3,8042	95,9629	0,754	95,209	1618,6	18,85
7	31,494	0,2	4,4886	154,563	0,8796	153,68	2766,3	21,991
8	31,7272	0,2	5,1462	230,82	1,0053	229,81	4136,7	25,133
9	31,9509	0,2	5,8131	329,818	1,131	328,69	5916,4	28,274
10	32,1661	0,2	6,4891	454,964	1,2566	453,71	8166,7	31,416

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

3.3.2.1 Limitação geométrica por interferência de vizinhança

O método analítico clássico assume que a linha de ruptura se estende livremente até a superfície, implicando que o cone de solo cresce de forma indefinida e geométrica com o aumento da profundidade (h). Esse pressuposto acarreta uma superestimativa perigosa e irrealista da capacidade de carga em embutimentos profundos, gerando volumes teóricos que não encontram respaldo físico nos testes de campo. No projeto de torres de linhas de transmissão, esse cenário torna-se ainda mais crítico devido ao arranjo estrutural das torres treliçadas autoportantes, cujas fundações (pés da torre) encontram-se dispostas a distâncias relativamente curtas.

Considerando um espaçamento típico e usual de 8 m entre os eixos das fundações dos pés de uma torre de transmissão, incorporou-se uma restrição na segunda etapa de cálculo da planilha. Delimitou-se rigorosamente que o raio superior do tronco de cone (R) não pode expandir-se além da metade da distância de separação entre as estacas vizinhas, impondo o seguinte limite físico:

$$R \leq 4 \text{ m} \quad (19)$$

Essa restrição geométrica impede a sobreposição teórica das massas de solo mobilizadas por fundações adjacentes. Sem essa verificação, o modelo computacional contabilizaria o mesmo volume de terra em duplicidade para dois blocos distintos, mascarando o comportamento real e gerando um cenário fictício e perigoso de ganho de resistência.

A fim de evidenciar o impacto imediato dessa restrição e expor o comportamento do algoritmo de decisão estruturado no ambiente do Microsoft Excel, a Tabela 5 apresenta os dados metro a metro.

Tabela 5 – Trecho demonstrativo dos cálculos do Método do Tronco de Cone com restrição de raio máximo por vizinhança

h	α	R	r	Vcone	Vf	Vs	Ws	Wc
1	28,1865	0,7359	0,2	0,76311	0,1257	0,6374	9,5617	3,1416
2	28,75	1,2972	0,2	4,15166	0,2513	3,9003	58,505	6,2832
3	29,208	1,8772	0,2	12,3757	0,377	11,999	191,98	9,4248
4	29,4123	2,455	0,2	27,4705	0,5027	26,968	431,49	12,566
5	30,123	3,1011	0,2	53,8098	0,6283	53,181	904,08	15,708
6	30,9934	3,8042	0,2	95,9629	0,754	95,209	1618,6	18,85
7	31,494	4	0,2	123,444	0,8796	122,56	2206,2	21,991

8	31,7272	4	0,2	141,078	1,0053	140,07	2521,3	25,133
9	31,9509	4	0,2	158,713	1,131	157,58	2836,5	28,274
10	32,1661	4	0,2	176,348	1,2566	175,09	3151,6	31,416

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

3.3.3 Método Meyerhof e Adams

O método de Meyerhof e Adams (1968) é empregado na estimativa da capacidade última à tração de estacas submetidas ao arrancamento, considerando a contribuição conjunta do peso próprio da fundação, da resistência por atrito/cisalhamento mobilizada ao longo do fuste e do empuxo passivo desenvolvido pelo solo adjacente. Na implementação realizada na planilha, o procedimento é executado de forma sequencial e estratificada, de modo que as propriedades geotécnicas são lidas camada a camada e acumuladas até a profundidade de interesse.

Inicialmente, são definidos os parâmetros geométricos da estaca, em especial o diâmetro (D) e a profundidade considerada (h) (ou comprimento analisado), a partir dos quais se obtém a razão de embutimento, conforme Equação 20.

$$\frac{H}{D} = \frac{h}{D} \quad (20)$$

Em seguida, a planilha consulta a tabela de referência (Tabela 1) associada ao ângulo de atrito interno (ϕ), da qual são extraídos, por interpolação linear quando necessário, os valores do coeficiente (m), do limite crítico de profundidade $((H/D)_{cr})$, do coeficiente nominal de empuxo de terra à tração (K_u) e do valor máximo de (s_f).

Para valores de (ϕ) não coincidentes com os pontos tabulados, adota-se a interpolação linear entre os dois valores adjacentes, conforme a Equação 21.

$$X(\phi) = X_j + \frac{\phi - \phi_j}{\phi_{j+1} - \phi_j} (X_{j+1} - X_j) \quad (21)$$

Na qual (X) representa qualquer grandeza tabelada dependente de (ϕ), como (m), $((H/D)_{cr})$ ou (K_u).

No que se refere ao coeficiente nominal de elevação do empuxo de terra, a planilha adota a relação empírica proposta por Meyerhof e Adams (Equação 6), com (ϕ) expresso em graus. O fator de forma para a estaca cilíndrica é então calculado pela equação 22.

$$s_f = 1 + m \cdot \min\left(\frac{H}{D}, \left(\frac{H}{D}\right)_{cr}\right) \quad (22)$$

O que significa que, para razões de embutimento inferiores ao limite crítico, a fundação é tratada como rasa; para valores superiores, o comportamento é classificado como profundo, sendo a profundidade mobilizada limitada ao valor crítico correspondente ao solo analisado. Assim, define-se também a profundidade crítica equivalente.

Na implementação adotada, a resistência lateral mobilizada ao longo do fuste foi tratada a partir da pressão lateral efetiva do solo. Considerando uma profundidade genérica z , a pressão passiva associada ao empuxo de terra foi expressa por:

$$p = K\gamma z \tan(\phi) \quad (23)$$

em que γ é o peso específico do solo, atribuído a cada camada. A planilha converte essa distribuição em resistência lateral ao longo do fuste por integração na superfície cilíndrica da estaca, resultando na parcela (Q_{si}). Para a condição em que a profundidade mobilizada ainda não ultrapassa o limite crítico, tem-se:

$$Q_{si} = s_f \cdot \frac{\pi}{2} \cdot \gamma \cdot D \cdot h^2 \cdot K_u \cdot \tan(\phi) \quad \text{para} \quad \frac{h}{D} \leq \left(\frac{H}{D}\right)_{cr} \quad (24)$$

Quando a profundidade excede o limite crítico, a própria planilha limita a parcela ativa a (H_{cr}), adotando:

$$Q_{si} = s_f \cdot \frac{\pi}{2} \cdot \gamma \cdot D \cdot (2h - H_{cr}) \cdot H_{cr} \cdot m \cdot \tan(\phi) \quad \text{para} \quad \frac{h}{D} > \left(\frac{H}{D}\right)_{cr} \quad (25)$$

Paralelamente, a contribuição da coesão é calculada para cada camada interceptada pela estaca por meio da expressão:

$$\Delta Q_{c,i} = \pi D c_i \Delta h_i \quad (26)$$

em que:

- c_i = coesão da camada i ;
- Δh_i = espessura da camada considerada.

Na planilha, essa parcela é acumulada progressivamente ao longo da profundidade. Assim, a resistência coesiva total mobilizada em uma determinada cota corresponde ao somatório das contribuições de todas as camadas superiores já atravessadas pela estaca:

$$Q_{c,acum} = \sum_{i=1}^n \Delta Q_{c,i} \quad (27)$$

Esse procedimento reproduz o comportamento físico do sistema, uma vez que a superfície de contato solo–estaca aumenta com a profundidade e, conseqüentemente,

novas parcelas resistentes são incorporadas às já mobilizadas nos estratos superiores.

A planilha também reserva campos para o peso próprio da estaca (W_f), de modo que as parcelas gravitacionais possam ser registradas e incorporadas conforme a configuração adotada no cálculo. Para a estaca de concreto, o volume do fuste é determinado por:

$$V_f = \frac{\pi D^2 h}{4} \quad (28)$$

e seu peso próprio é obtido por:

$$W_f = \gamma_c V_f \quad (29)$$

Sendo (γ_c) o peso específico do concreto.

Embora o método de Meyerhof e Adams permita a consideração do peso do prisma de solo mobilizado durante o arrancamento, essa parcela não foi incluída nos cálculos da presente pesquisa. Tal simplificação decorre do fato de que o elemento analisado é uma estaca profunda, para a qual a "massa de solo" é considerada como uma força de resistência ao cisalhamento que depende do peso específico (γ). Dessa forma, a contribuição gravitacional considerada restringe-se ao peso próprio do elemento estrutural.

A capacidade última à tração é, portanto, obtida pela soma das parcelas resistentes e gravitacionais. Na forma geral adotada na planilha, para cada estrato atravessado, a resistência total é acumulada de modo incremental, com atualização camada a camada. Assim, para o primeiro intervalo, a expressão pode ser escrita como:

$$Q_{u,1} = W_{f,1} + Q_{c,1} + Q_{si,1} \quad (30)$$

e, para os intervalos subsequentes, a resistência total acumulada é atualizada por:

$$Q_{u,i} = Q_{u,i-1} + \Delta W_{f,i} + \Delta W_{s,i} + \Delta Q_{c,i} + \Delta Q_{si,i} \quad (31)$$

na qual ($\Delta W_{f,i}$), ($\Delta W_{s,i}$), ($\Delta Q_{c,i}$) e ($\Delta Q_{si,i}$) representam as contribuições incrementais do (i)-ésimo estrato. Quando o prisma de solo não é considerado, o termo ($\Delta W_{s,i}$) é simplesmente omitido. Dessa forma, a capacidade última final corresponde ao somatório das parcelas mobilizadas em todos os estratos interceptados pela estaca:

$$Q_u = \sum_{i=1}^n (\Delta W_{f,i} + \Delta W_{s,i} + \Delta Q_{c,i} + \Delta Q_{si,i}) \quad (32)$$

Em solos estratificados, esse procedimento é essencial, pois (γ) , (ϕ) , (c) , (K_u) , (m) e $((H/D)_{cr})$ são avaliados discretamente em cada metro ou em cada camada da sondagem. Assim, a resistência total do fuste não é estimada por uma única propriedade média, mas pela soma das respostas parciais de cada estrato atravessado, preservando a variabilidade geotécnica do perfil e reproduzindo a lógica implementada na planilha.

A Tabela 6 apresenta os valores intermediários obtidos em cada etapa do processamento da planilha, incluindo o volume da estaca, peso próprio acumulado, coeficiente de empuxo à tração, parâmetro m , razão crítica de profundidade, fator de forma, resistência coesiva acumulada, resistência lateral mobilizada e capacidade última à tração calculada para cada incremento de profundidade.

Tabela 6 – Valores intermediários do Método de Meyerhof e Adams – Sondagem 1, D = 0,4 m

h	Vf	W	Wfinal	Ku	m	H/D limite	h/D	H	sf	Qc	Qsi
1	0,1257	3,1416	3,141593	0,870411	0,07746	2,774597	2,5	1	1,19365	37,6991	4,1053
2	0,1257	3,1416	6,283185	0,885342	0,1	3	5	1,2	1,3	62,8319	16,996
3	0,1257	3,1416	9,424778	0,896685	0,118322	3,366432	7,5	1,346573	1,39832	0	39,954
4	0,1257	3,1416	12,56637	0,901539	0,126491	3,529822	10	1,411929	1,44649	0	63,885
5	0,1257	3,1416	15,70796	0,917561	0,159839	4,098387	12,5	1,639355	1,65508	0	130,92
6	0,1257	3,1416	18,84956	0,935594	0,229473	4,794733	15	1,917893	2,10026	0	273,48
7	0,1257	3,1416	21,99115	0,945289	0,269524	5,390471	17,5	2,156188	2,45286	0	486,13
8	0,1257	3,1416	25,13274	0,949654	0,288178	5,763561	20	2,305424	2,66093	0	677,69
9	0,1257	3,1416	28,27433	0,953756	0,30607	6,121403	22,5	2,448561	2,87358	0	915,65
10	0,1257	3,1416	31,41593	0,95763	0,323286	6,465728	25	2,586291	3,09028	0	1206,1

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

3.3.4 Método universidade de Grenoble

Para esse método, a planilha de cálculo foi estruturada metro a metro, permitindo que cada camada atravessada pela estaca contribuísse individualmente para a composição da resistência total. Dessa forma, o procedimento adotado considera a estratigrafia do terreno, os parâmetros obtidos a partir da sondagem e os coeficientes adimensionais do método, extraídos das tabelas teóricas correspondentes.

O processamento computacional foi estruturado de forma sequencial. Inicialmente, estabeleceu-se a profundidade de embutimento (h) para cada incremento discreto da estaca. Como o modelo analítico foi discretizado, cada iteração matemática corresponde à análise de uma profundidade específica, permitindo a

avaliação sucessiva das camadas de solo até a profundidade final de projeto. Para cada trecho, considerou-se a variação de profundidade (Δh_i), dada por:

$$\Delta h_i = h_i - h_{i-1} \quad (33)$$

em que (h_i) corresponde à profundidade da camada analisada e (h_{i-1}) à profundidade imediatamente anterior. No primeiro intervalo, adotou-se ($h_0 = 0$).

Em seguida, calculou-se o volume do fuste da estaca no trecho considerado, indicado na planilha por (V_f). Para uma estaca cilíndrica de diâmetro (d), esse volume foi obtido por:

$$V_{f,i} = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \Delta h_i \quad (34)$$

Após a determinação do volume, foi calculado o peso próprio do trecho da estaca, representado por (W), a partir do peso específico do concreto (γ_c):

$$W_i = V_{f,i} \cdot \gamma_c \quad (35)$$

Na sequência, a coluna (W_{final}) acumulou o peso próprio da estaca ao longo da profundidade, resultando no somatório progressivo dos pesos dos trechos já considerados:

$$W_{final,i} = \sum_{j=1}^i W_j \quad (36)$$

Posteriormente, determinou-se o ângulo de ruptura ou ângulo de espraçamento (α), associado à geometria do mecanismo de arrancamento. Para estacas cilíndricas profundas, Meyerhof e Adams admite a relação da Equação 7, em que (ϕ_i) representa o ângulo de atrito interno da camada de solo analisada. O sinal negativo indica a inclinação do plano de ruptura em relação à vertical, conforme a formulação adotada no método.

Com o ângulo (α) definido, calculou-se o raio (R) do cone de ruptura mobilizado no solo. A planilha considera a propagação geométrica do cone de ruptura a partir da base da estaca, cujo raio inicial é igual ao raio da própria estaca. Assim, tem-se:

$$r = \frac{d}{2} \quad (37)$$

e, para a atualização do raio ao longo das camadas, utilizou-se a seguinte relação:

$$R_i = R_{i+1} + \Delta h_{i+1} \cdot |\tan(\alpha_{i+1})| \quad (38)$$

na qual (R_i) representa o raio do mecanismo de ruptura no nível analisado. Na última profundidade, correspondente à base da estaca, adotou-se:

$$R_n = r \quad (39)$$

A coluna seguinte da planilha corresponde à variável (P), utilizada como parcela intermediária associada ao mecanismo geométrico de ruptura e ao peso mobilizado no trecho. Conforme a rotina programada, essa parcela foi calculada através da equação 40.

$$P_i = \gamma_i \cdot \pi \cdot (R_i^2 - r^2) \cdot \Delta h_i + W_i \cdot \Delta h_i \quad (40)$$

Na sequência, determinou-se a relação adimensional (D/R), empregada para a leitura dos coeficientes do Método da Universidade de Grenoble nas tabelas de referência. Essa relação foi calculada pela Equação 41.

$$\frac{D}{R} = \frac{h_i}{R_i} \quad (41)$$

ou, nos trechos intermediários, pela razão entre o incremento de profundidade considerado e o raio correspondente ao mecanismo de ruptura.

A coluna (q) representa a sobrecarga vertical acumulada no nível analisado. Na planilha, essa variável foi atualizada de forma discreta a partir do peso específico do solo de cada camada, representado por (γ_i), conforme a rotina de acumulação adotada:

$$q_i = q_{i-1} + \gamma_i \cdot h_i - h_{i-1} \quad (42)$$

sendo ($q_1 = 0$) para o primeiro trecho analisado.

Após a definição das grandezas geométricas e geotécnicas, foram determinados os coeficientes adimensionais do método: (M_c), ($M_\phi + M_\gamma$) e (M_q). Esses coeficientes foram obtidos a partir das tabelas teóricas do Método da Universidade de Grenoble, em função da relação (D/R) e do ângulo de atrito interno (ϕ). Na planilha, a obtenção desses valores foi realizada por interpolação entre os valores tabulados, considerando os limites inferior e superior de (D/R) e de (ϕ).

De forma geral, para um coeficiente adimensional qualquer (M), a interpolação bilinear pode ser representada pela Equação 43.

$$M(x, y) = \frac{M_{11}(x_2 - x)(y_2 - y) + M_{21}(x - x_1)(y_2 - y) + M_{12}(x_2 - x)(y - y_1) + M_{22}(x - x_1)(y - y_1)}{(x_2 - x_1)(y_2 - y_1)} \quad (43)$$

em que:

$$\left[x = \frac{D}{R} \right] [y = \phi]$$

sendo (x_1) e (x_2) os valores tabulados imediatamente inferior e superior de (D/R), e (y_1) e (y_2) os valores tabulados imediatamente inferior e superior do ângulo de atrito

interno. Os termos (M_{11}) , (M_{21}) , (M_{12}) e (M_{22}) correspondem aos coeficientes disponíveis nas tabelas do método para as combinações desses limites.

Cabe destacar que, por limitações de leitura das tabelas originais do método e também como critério de conservadorismo geotécnico, para as camadas que apresentaram ângulo de atrito interno superior a 35° , adotou-se o valor limite.

Para a extração dos coeficientes adimensionais (M_c) , (M_ϕ) , (M_γ) e (M_q) . Assim, ainda que a sondagem tenha indicado valores superiores a (35°) , a planilha considerou o limite fixo de (35°) para consulta e interpolação dos coeficientes, evitando extrapolações fora do intervalo disponível nas tabelas de referência.

Na planilha, o termo $(M_\phi + M_\gamma)$ foi empregado de forma agrupada, conforme apresentado nas tabelas do método. Assim, a contribuição associada aos efeitos do atrito interno e do peso específico do solo foi incorporada por meio de um único coeficiente combinado, mantendo a compatibilidade com a forma tabulada utilizada no procedimento de cálculo.

Com todos os parâmetros definidos, calculou-se a capacidade de carga última ao arrancamento em cada trecho da estaca. A resistência última parcial de cada camada foi obtida pela soma da parcela intermediária (P) com a contribuição dos coeficientes adimensionais, conforme a Equação 44.

$$Q_{u,i} = P_i + 2\pi R_i \Delta h_i [c_i M_{c,i} + \Delta h_i \gamma_i (M_{\phi,i} + M_{\gamma,i}) + q_i M_{q,i}] \quad (44)$$

em que $(Q_{u,i})$ representa a resistência última parcial mobilizada no trecho (i), (c_i) é a coesão da camada, (γ_i) é o peso específico do solo, (q_i) é a sobrecarga vertical acumulada e (M_c) , $(M_\phi + M_\gamma)$ e (M_q) são os coeficientes adimensionais obtidos por interpolação nas tabelas do método.

Por fim, a coluna $(Q_{u,final})$ apresenta o somatório acumulado das resistências parciais calculadas em cada camada, resultando na resistência total última ao arrancamento da estaca:

$$Q_{u,final} = \sum_{i=1}^n Q_{u,i} \quad (45)$$

Dessa forma, o método foi implementado na planilha de maneira analítico-experimental, combinando a discretização do perfil geotécnico, a geometria do mecanismo de ruptura, os parâmetros de resistência do solo e os coeficientes adimensionais extraídos das tabelas do Método da Universidade de Grenoble.

As tabelas de referência teórica utilizadas para a obtenção dos coeficientes adimensionais (M_c), ($M_\phi + M_\gamma$) e (M_q) foram catalogadas e disponibilizadas no Anexo A.

Como forma de exemplificar a aplicação do procedimento descrito, apresenta-se a seguir uma tabela (Tabela 7) parcial da planilha de cálculo, estruturada como exemplo de memória de cálculo para a estaca com diâmetro de (0,40,m) e profundidade final de (10,00,m). A tabela evidencia os principais valores intermediários calculados em cada camada, incluindo o ângulo de ruptura (α), os coeficientes adimensionais adotados, as parcelas de resistência última de cada trecho e o somatório acumulado em kN.

Tabela 7 – Exemplo de memória de cálculo pelo Método da Universidade de Grenoble – Sondagem 1, D = 0,4 m

h	Vf	W	Wfinal	α	R	P	D/R	q	Mc	M ϕ +M γ	Mq	Qu
1	0,1257	3,1416	3,141593	-2,84325	0,841034	50,82859	1,19	0	0,773633	0,18855	0,272	188,42
2	0,1257	3,1416	6,283185	-3,125	0,786438	48,57569	1,27	29	0,745431	0,20543	0,29	289,53
3	0,1257	3,1416	9,424778	-3,35402	0,727832	44,42458	1,37	75	0,718164	0,2194	0,3001	163,4
4	0,1257	3,1416	12,56637	-3,45614	0,667438	38,36195	1,50	136	0,70758	0,22588	0,3059	227,97
5	0,1257	3,1416	15,70796	-3,81149	0,600817	33,88938	1,66	217	0,666401	0,24295	0,322	313,23
6	0,1257	3,1416	18,84956	-4,24671	0,526562	28,46546	1,90	314	0,622351	0,26384	0,3359	392,25
7	0,1257	3,1416	21,99115	-4,49702	0,447912	21,29588	2,23	434	0,61	0,27	0,34	450,25
8	0,1257	3,1416	25,13274	-4,61361	0,367215	14,13935	2,72	571	0,62	0,28	0,35	486,88
9	0,1257	3,1416	28,27433	-4,72544	0,284553	8,007377	3,51	725	0,64	0,28	0,36	483,66
10	0,1257	3,1416	31,41593	-4,83304	0,2	3,141593	5,00	896	0,67	0,29	0,38	437,56

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

3.3.5 Análise paramétrica e cenários geotécnicos

Após a consolidação das rotinas de cálculo aplicadas à estaca inicialmente adotada, com diâmetro $D = 0,4$ m, o modelo desenvolvido na planilha foi expandido parametricamente com o objetivo de avaliar a influência da variação geométrica da fundação na estimativa da resistência ao arrancamento.

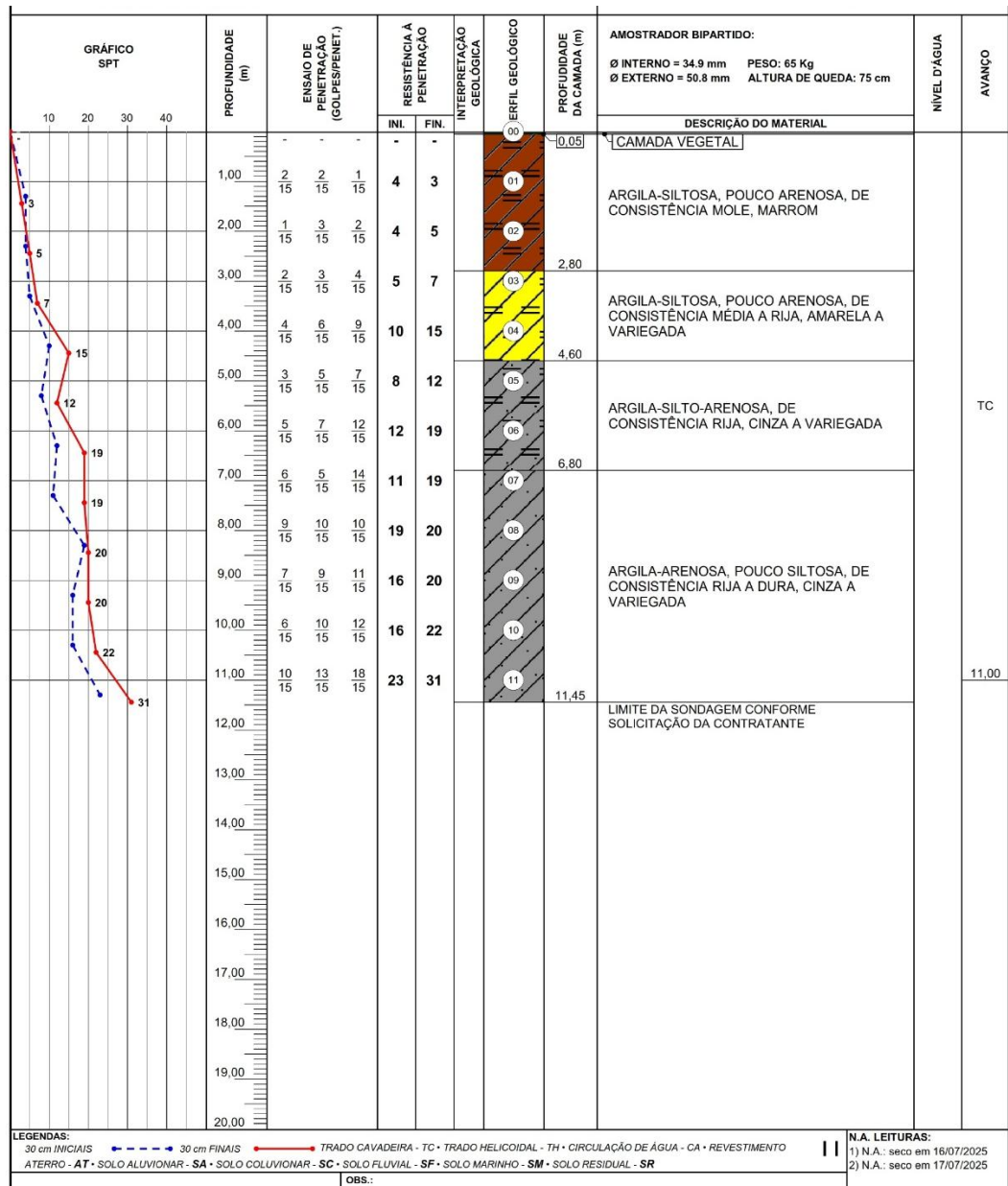
Para tanto, foram simulados, além do diâmetro inicial, os diâmetros sequenciais de $D = 0,6$ m e $D = 0,8$ m, mantendo-se constantes os mesmos critérios metodológicos empregados nas etapas anteriores de cálculo. Assim, preservaram-se as correlações adotadas para obtenção dos parâmetros geotécnicos, os critérios de classificação dos solos, as formulações analíticas dos métodos estudados e a forma de processamento da resistência última ao longo da profundidade.

Além da variação dos diâmetros, realizou-se uma avaliação multicenário, por meio da replicação do procedimento de cálculo em mais 2 (dois) perfis distintos de

sondagem à percussão (SPT). Essa ampliação da base de análise teve como finalidade conferir maior robustez à comparação entre os modelos e verificar o impacto de diferentes estratificações geológicas no comportamento das estimativas de resistência ao arrancamento. Desse modo, a análise deixou de se restringir a um único perfil geotécnico e passou a contemplar cenários com predominância de materiais coesivos, granulares e mistos, permitindo uma leitura mais ampla da aplicabilidade dos métodos em condições reais de campo.

A segunda sondagem (Figura 9) utilizada na pesquisa indica uma camada vegetal superficial, seguida por camadas predominantemente argilosas, com presença de argila-siltosa pouco arenosa de consistência mole até aproximadamente 2,80 m, argila-siltosa de consistência média a rija até cerca de 4,60 m, argila-silto-arenosa rija até aproximadamente 6,80 m e, posteriormente, argila-arenosa pouco siltosa de consistência rija a dura até o limite investigado. O nível d'água não foi identificado durante as leituras registradas no boletim, caracterizando condição seca no período de execução da sondagem. Esse perfil foi selecionado por representar um cenário com predominância coesiva e aumento progressivo de resistência com a profundidade.

Figura 9 – Sondagem 2



Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Os parâmetros do solo obtidos a partir dessa sondagem são apresentados na Tabela 8 abaixo:

Tabela 8 – Parâmetros geotécnicos da Sondagem 2

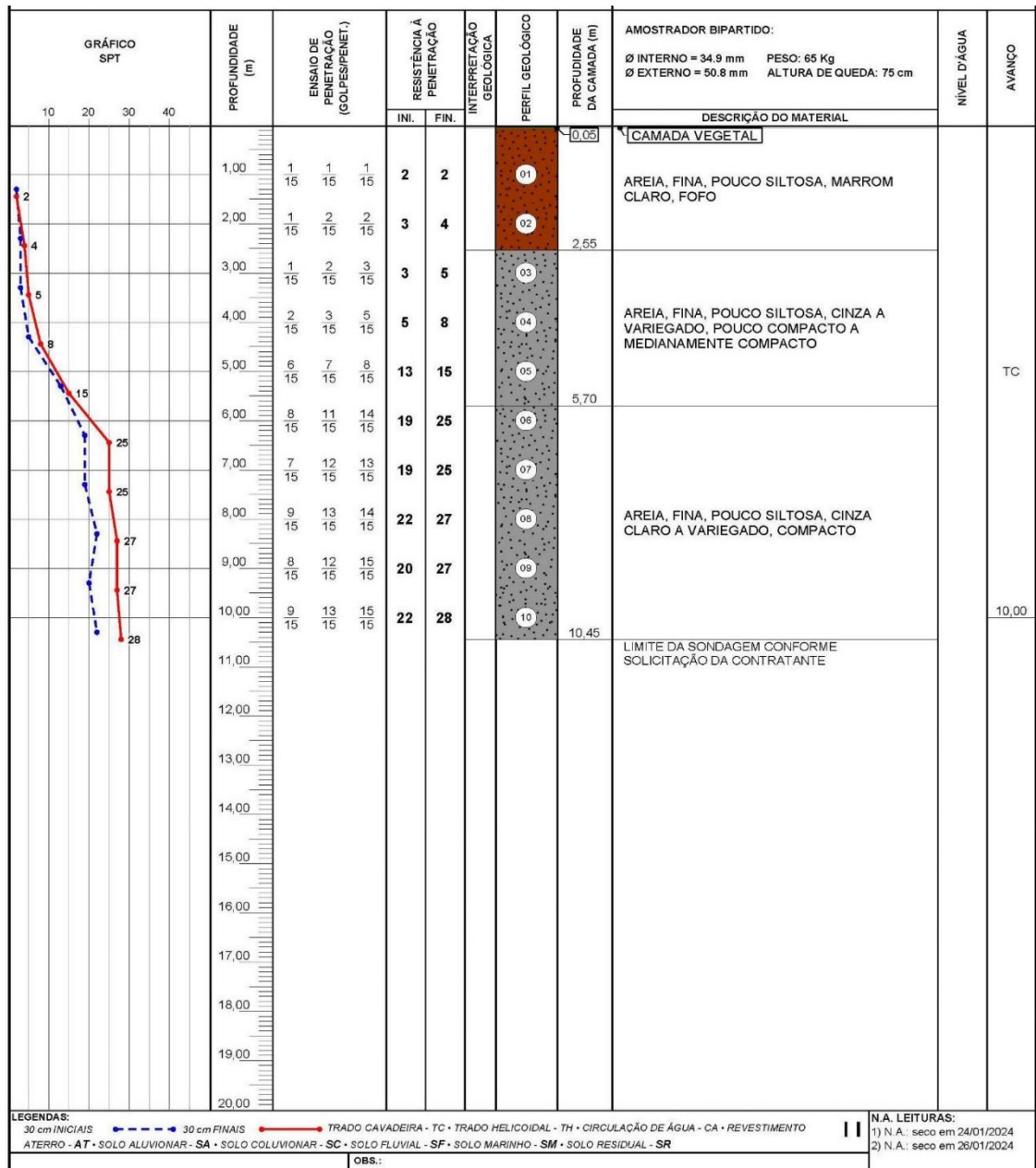
Profundidade e	Nspt	Solo	Consistênci a	y (Kn/m³)	φ°	c
1	3	Argila - Siltosa	Mole	15	22,74597	30
2	5	Argila - Siltosa	Mole	15	25	50
3	7	Argila Silto-Arenoso	Média	17	26,83216	70

4	15	Argila Silto-Arenoso	Média	19	32,32051	150
5	12	Argila Silto-Arenoso	Rija	19	30,49193	120
6	19	Argila Silto-Arenoso	Rija	19	34,49359	190
7	19	Argila Arenosa	Dura	19	34,49359	190
8	20	Argila Arenosa	Dura	21	35	200
9	20	Argila Arenosa	Dura	21	35	200
10	22	Argila Arenosa	Dura	21	35,97618	220

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Já na terceira sondagem (Figura 10), o perfil apresenta camada vegetal superficial, seguida por areia fina pouco siltosa, inicialmente marrom-clara e fofa até aproximadamente 2,55 m. Na sequência, observa-se areia fina pouco siltosa, cinza a variegada, com compactidade variando de pouco compacta a medianamente compacta até cerca de 5,70 m. A partir dessa profundidade, o material passa a ser descrito como areia fina pouco siltosa, cinza-clara a variegada, compacta, até o limite da sondagem. Assim como no perfil anterior, o nível d'água não foi identificado nas leituras registradas, caracterizando condição seca. Esse cenário foi incorporado à pesquisa por representar um perfil predominantemente granular, permitindo contrastar seus resultados com os perfis coesivos e mistos.

Figura 10 – Sondagem 3



Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Os parâmetros do solo obtidos a partir dessa sondagem são apresentados na Tabela 9 abaixo:

Tabela 9 – Parâmetros geotécnicos da Sondagem 3

Profundidade	Nspt	Solo	Consistência	y (Kn/m³)	φ°	c
1	2	Areia	Fina	16	21,32456	0
2	4	Areia	Fina	16	23,94427	0
3	5	Areia	Fina	16	25	0
4	8	Areia	Fina	16	27,64911	0
5	15	Areia	Fina	17	32,32051	0
6	25	Areia	Fina	18	37,36068	0

7	25	Areia	Fina	18	37,36068	0
8	27	Areia	Fina	18	38	0
9	27	Areia	Fina	18	38,2379	0
10	28	Areia	Fina	18	38,66432	0

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Para sistematizar os resultados obtidos na análise paramétrica, foram retiradas da planilha tabelas individuais de memória de cálculo para cada cenário analisado, considerando a combinação entre o perfil de sondagem, o diâmetro da estaca e o método analítico empregado.

As Tabelas 10 a 17 apresentam a memória de cálculo referente às Sondagens 2 e 3, considerando a estaca com diâmetro de ($D = 0,4$ m), contemplando os valores obtidos para os métodos de Tronco de Cone, Meyerhof & Adams e Universidade de Grenoble ao longo das profundidades analisadas.

Tabela 10 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone sem restrições – Sondagem 2, $D = 0,4$ m

h	α	R	r	Vcone	Vf	Vs	Ws	Wc
1	28,1865	0,7359	0,2	0,76311	0,1257	0,6374	9,5617	3,1416
2	28,75	1,2972	0,2	4,15166	0,2513	3,9003	58,505	6,2832
3	29,208	1,8772	0,2	12,3757	0,377	11,999	203,98	9,4248
4	30,5801	2,5637	0,2	29,8468	0,5027	29,344	557,54	12,566
5	30,123	3,1011	0,2	53,8098	0,6283	53,181	1010,4	15,708
6	31,1234	3,8228	0,2	96,8751	0,754	96,121	1826,3	18,85
7	31,1234	4,4266	0,2	150,418	0,8796	149,54	2841,2	21,991
8	31,25	5,0545	0,2	222,836	1,0053	221,83	4658,4	25,133
9	31,25	5,6613	0,2	313,119	1,131	311,99	6551,8	28,274
10	31,494	6,3266	0,2	432,816	1,2566	431,56	9062,8	31,416

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 11– Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone com restrição geométrica – Sondagem 2, $D = 0,4$ m

h	α	R	r	Vcone	Vf	Vs	Ws	Wc
1	28,186492	0,735892	0,2	0,76311	0,1257	0,6374	9,5617	3,1416
2	28,75	1,297238	0,2	4,15166	0,2513	3,9003	58,505	6,2832
3	29,20804	1,877196	0,2	12,3757	0,377	11,999	203,98	9,4248
4	30,580127	2,563721	0,2	29,8468	0,5027	29,344	557,54	12,566
5	30,122983	3,101079	0,2	53,8098	0,6283	53,181	1010,4	15,708
6	31,123397	3,822774	0,2	96,8751	0,754	96,121	1826,3	18,85
7	31,123397	4	0,2	123,444	0,8796	122,56	2328,7	21,991
8	31,25	4	0,2	141,078	1,0053	140,07	2941,5	25,133
9	31,25	4	0,2	158,713	1,131	157,58	3309,2	28,274
10	31,494044	4	0,2	176,348	1,2566	175,09	3676,9	31,416

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 12 – Memória de cálculo do Método de Meyerhof e Adams – Sondagem 2, D = 0,4 m

h	Vf	W	Wfinal	Ku	m	H/B limite	D/B	H	sf	Qc	Qsi
1	0,1257	3,1416	3,141593	0,870411	0,07746	2,774597	2,5	1	1,19365	37,6991	4,1053
2	0,1257	3,1416	6,283185	0,885342	0,1	3	5	1,2	1,3	62,8319	16,996
3	0,1257	3,1416	9,424778	0,896685	0,118322	3,366432	7,5	1,346573	1,39832	87,9646	42,451
4	0,1257	3,1416	12,56637	0,927231	0,19641	4,464102	10	1,785641	1,87679	188,496	145,85
5	0,1257	3,1416	15,70796	0,917561	0,159839	4,098387	12,5	1,639355	1,65508	150,796	146,32
6	0,1257	3,1416	18,84956	0,938155	0,239872	4,898718	15	1,959487	2,17506	238,761	329,31
7	0,1257	3,1416	21,99115	0,938155	0,239872	4,898718	17,5	1,959487	2,17506	238,761	394,91
8	0,1257	3,1416	25,13274	0,940619	0,25	5	20	2	2,25	251,327	547,5
9	0,1257	3,1416	28,27433	0,940619	0,25	5	22,5	2	2,25	251,327	625,71
10	0,1257	3,1416	31,41593	0,945289	0,269524	5,390471	25	2,156188	2,45286	276,46	854,46

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 13 – Memória de cálculo do Método da Universidade de Grenoble – Sondagem 2, D = 0,4 m

h	Vf	W	Wfinal	α	R	P	D/R	q	Mc	M ϕ +M γ	Mq	Qu
1	0,1257	3,1416	3,141593	-2,84325	0,832907	49,856 47	1,20	0	0,77376	0,18868	0,272	186,15
2	0,1257	3,1416	6,283185	-3,125	0,778311	47,576 93	1,28	29	0,745697	0,2057	0,29	286,13
3	0,1257	3,1416	9,424778	-3,35402	0,719706	43,432 93	1,39	78	0,718475	0,21959	0,3002	393,62
4	0,1257	3,1416	12,56637	-4,04006	0,649076	41,857 95	1,54	151	0,638326	0,25392	0,3293	654,8
5	0,1257	3,1416	15,70796	-3,81149	0,582455	31,808 05	1,72	242	0,66745	0,24295	0,322	626,97
6	0,1257	3,1416	18,84956	-4,3117	0,507059	26,668 54	1,97	351	0,616533	0,26696	0,338	793,98
7	0,1257	3,1416	21,99115	-4,3117	0,431663	18,998 95	2,32	478	0,623422	0,27265	0,3443	800,69
8	0,1257	3,1416	25,13274	-4,375	0,355156	12,612 74	2,82	639	0,62	0,28	0,35	801,52
9	0,1257	3,1416	28,27433	-4,375	0,278649	7,2809 31	3,59	820	0,64	0,28	0,36	758,52
10	0,1257	3,1416	31,41593	-4,49702	0,2	3,1415 93	5,00	1021	0,67	0,29	0,38	683,57

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 14 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone sem restrições – Sondagem 3, D = 0,4 m

h	α	R	r	Vcone	Vf	Vs	Wsi	Wci
1	27,8311	0,7279	0,2	0,74924	0,1257	0,6236	9,9773	3,1416
2	28,4861	1,2853	0,2	4,08199	0,2513	3,8307	61,291	6,2832
3	28,75	1,8459	0,2	11,9894	0,377	11,612	185,8	9,4248
4	29,4123	2,455	0,2	27,4705	0,5027	26,968	431,49	12,566
5	30,5801	3,1547	0,2	55,6206	0,6283	54,992	934,87	15,708
6	31,8402	3,926	0,2	102,03	0,754	101,28	1823	18,85
7	31,8402	4,547	0,2	158,515	0,8796	157,64	2837,4	21,991
8	32,0595	5,2105	0,2	236,512	1,0053	235,51	4239,1	25,133
9	32,0595	5,8368	0,2	332,467	1,131	331,34	5964,1	28,274

10	32,1661	6,4891	0,2	454,964	1,2566	453,71	8166,7	31,416
----	---------	--------	-----	---------	--------	--------	--------	--------

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 15 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone com restrição geométrica – Sondagem 3, D = 0,4 m

h	α	R	r	Vcone	Vf	Vs	Ws	Wc
1	27,831139	0,727935	0,2	0,74924	0,1257	0,6236	9,9773	3,1416
2	28,486068	1,285282	0,2	4,08199	0,2513	3,8307	61,291	6,2832
3	28,75	1,845856	0,2	11,9894	0,377	11,612	185,8	9,4248
4	29,412278	2,455014	0,2	27,4705	0,5027	26,968	431,49	12,566
5	30,580127	3,154651	0,2	55,6206	0,6283	54,992	934,87	15,708
6	31,84017	3,925984	0,2	102,03	0,754	101,28	1823	18,85
7	31,84017	4	0,2	123,444	0,8796	122,56	2206,2	21,991
8	32,059475	4	0,2	141,078	1,0053	140,07	2521,3	25,133
9	32,059475	4	0,2	158,713	1,131	157,58	2836,5	28,274
10	32,16608	4	0,2	176,348	1,2566	175,09	3151,6	31,416

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 16 – Memória de cálculo do Método de Meyerhof e Adams – Sondagem 3, D = 0,4 m

h	Vf	W	Wfinal	Ku	m	H/B limite	D/B	H	sf	Qc	Qsi
1	0,1257	3,1416	3,141593	0,86036	0,063246	2,632456	2,5	1	1,15811	0	3,9104
2	0,1257	3,1416	6,283185	0,878492	0,089443	2,894427	5	1,157771	1,25889	0	16,246
3	0,1257	3,1416	9,424778	0,885342	0,1	3	7,5	1,2	1,3	0	31,078
4	0,1257	3,1416	12,56637	0,901539	0,126491	3,529822	10	1,411929	1,44649	0	63,885
5	0,1257	3,1416	15,70796	0,927231	0,19641	4,464102	12,5	1,785641	1,87679	0	172,5
6	0,1257	3,1416	18,84956	0,951736	0,297214	5,944272	15	2,377709	2,76672	0	520,19
7	0,1257	3,1416	21,99115	0,951736	0,297214	5,944272	17,5	2,377709	2,76672	0	628,31
8	0,1257	3,1416	25,13274	0,95572	0,314758	6,29516	20	2,518064	2,98145	0	862,09
9	0,1257	3,1416	28,27433	0,95572	0,314758	6,29516	22,5	2,518064	2,98145	0	989,98
10	0,1257	3,1416	31,41593	0,95763	0,323286	6,465728	25	2,586291	3,09028	0	1206,1

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 17 – Memória de cálculo do Método da Universidade de Grenoble – Sondagem 3, D = 0,4 m

h	Vf	W	Wfinal	α	R	P	D/R	q	Mc	M ϕ +M γ	Mq	Qu
1	0,1257	3,1416	3,141593	-2,66557	0,85307	49,21458	1,17	0	0,792369	0,17886	0,2606	64,554
2	0,1257	3,1416	6,283185	-2,99303	0,800784	48,36985	1,25	31	0,758705	0,19759	0,2816	108,19
3	0,1257	3,1416	9,424778	-3,125	0,746188	43,7307	1,34	77	0,746803	0,2068	0,29	163,94
4	0,1257	3,1416	12,56637	-3,45614	0,685794	40,51955	1,46	138	0,706778	0,2255	0,3055	237,7
5	0,1257	3,1416	15,70796	-4,04006	0,615164	37,50475	1,63	219	0,640025	0,25392	0,3293	332,92
6	0,1257	3,1416	18,84956	-4,67008	0,533475	31,85026	1,87	322	0,6	0,27	0,34	415,11
7	0,1257	3,1416	21,99115	-4,67008	0,451786	22,40354	2,21	442	0,61	0,27	0,34	462,79
8	0,1257	3,1416	25,13274	-4,77974	0,368169	14,61965	2,72	579	0,62	0,28	0,35	495,06
9	0,1257	3,1416	28,27433	-4,77974	0,284553	8,063289	3,51	733	0,64	0,28	0,36	488,87
10	0,1257	3,1416	31,41593	-4,83304	0,2	3,141593	5,00	904	0,67	0,29	0,38	441,38

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

As Tabelas 18 a 29 apresentam a memória de cálculo referente à Sondagem 1, 2 e 3, considerando a estaca com diâmetro de ($D = 0,6$ m), contemplando os valores obtidos para os métodos de Tronco de Cone, Meyerhof & Adams e Universidade de Grenoble ao longo das profundidades analisadas.

Tabela 18 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone sem restrições – Sondagem 1, $D = 0,6$ m

h	α	R	r	Vcone	Vf	Vs	Ws	Wc
1	28,1865	0,8359	0,3	1,08854	0,2827	0,8058	12,087	7,0686
2	28,75	1,3972	0,3	5,15524	0,5655	4,5897	68,846	14,137
3	29,208	1,9772	0,3	14,4276	0,8482	13,579	217,27	21,206
4	29,4123	2,555	0,3	30,9325	1,131	29,802	476,82	28,274
5	30,123	3,2011	0,3	59,1522	1,4137	57,738	981,55	35,343
6	30,9934	3,9042	0,3	103,699	1,6965	102	1734	42,412
7	31,494	4,5886	0,3	165,094	1,9792	163,11	2936,1	49,48
8	31,7272	5,2462	0,3	244,508	2,2619	242,25	4360,4	56,549
9	31,9509	5,9131	0,3	347,102	2,5447	344,56	6202	63,617
10	32,1661	6,5891	0,3	476,292	2,8274	473,47	8522,4	70,686

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 19 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone com restrição geométrica – Sondagem 1, $D = 0,6$ m

h	α	R	r	Vcone	Vf	Vs	Ws	Wc
1	28,186492	0,835892	0,3	1,08854	0,2827	0,8058	12,087	7,0686
2	28,75	1,397238	0,3	5,15524	0,5655	4,5897	68,846	14,137
3	29,20804	1,977196	0,3	14,4276	0,8482	13,579	217,27	21,206
4	29,412278	2,555014	0,3	30,9325	1,131	29,802	476,82	28,274
5	30,122983	3,201079	0,3	59,1522	1,4137	57,738	981,55	35,343
6	30,993416	3,904225	0,3	103,699	1,6965	102	1734	42,412
7	31,494044	4	0,3	126,742	1,9792	124,76	2245,7	49,48
8	31,727226	4	0,3	144,848	2,2619	142,59	2566,6	56,549
9	31,950877	4	0,3	162,954	2,5447	160,41	2887,4	63,617
10	32,16608	4	0,3	181,06	2,8274	178,23	3208,2	70,686

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 20 – Memória de cálculo do Método de Meyerhof e Adams – Sondagem 1, $D = 0,6$ m

h	Vf	W	Wfinal	Ku	m	H/B limite	D/B	H	sf	Qc	Qsi
1	0,2827	7,0686	7,068583	0,870411	0,07746	2,774597	1,666667	1	1,1291	56,5487	5,825
2	0,2827	7,0686	14,13717	0,885342	0,1	3	3,333333	1,8	1,3	94,2478	30,046
3	0,2827	7,0686	21,20575	0,896685	0,118322	3,366432	5	2,019859	1,39832	0	76,89
4	0,2827	7,0686	28,27433	0,901539	0,126491	3,529822	6,666667	2,117893	1,44649	0	128,34
5	0,2827	7,0686	35,34292	0,917561	0,159839	4,098387	8,333333	2,459032	1,65508	0	265,69
6	0,2827	7,0686	42,4115	0,935594	0,229473	4,794733	10	2,87684	2,10026	0	556,8
7	0,2827	7,0686	49,48008	0,945289	0,269524	5,390471	11,66667	3,234282	2,45286	0	994,22
8	0,2827	7,0686	56,54867	0,949654	0,288178	5,763561	13,33333	3,458137	2,66093	0	1396,4
9	0,2827	7,0686	63,61725	0,953756	0,30607	6,121403	15	3,672842	2,87358	0	1898

10	0,2827	7,0686	70,68583	0,95763	0,323286	6,465728	16,66667	3,879437	3,09028	0	2512,2
----	--------	--------	----------	---------	----------	----------	----------	----------	---------	---	--------

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 21 – Memória de cálculo do Método da Universidade de Grenoble – Sondagem 1, D = 0,6 m

h	Vf	W	Wfinal	α	R	P	D/R	q	Mc	M ϕ +M γ	Mq	Qu
1	0,2827	7,0686	7,068583	-2,84325	0,941034	63,91705	1,06	0	0,772245	0,18716	0,272	217,5
2	0,2827	7,0686	14,13717	-3,125	0,886438	61,71442	1,13	29	0,742562	0,20256	0,29	332,27
3	0,2827	7,0686	21,20575	-3,35402	0,827832	57,25037	1,21	75	0,714845	0,21729	0,2989	191,92
4	0,2827	7,0686	28,27433	-3,45614	0,767438	50,40948	1,30	136	0,703675	0,22404	0,3038	266,93
5	0,2827	7,0686	35,34292	-3,81149	0,700817	45,49548	1,43	217	0,661507	0,24295	0,3205	369,93
6	0,2827	7,0686	42,4115	-4,24671	0,626562	39,36333	1,60	314	0,616289	0,26384	0,3359	472,24
7	0,2827	7,0686	49,48008	-4,49702	0,547912	30,8268	1,83	434	0,6	0,27	0,34	555,55
8	0,2827	7,0686	56,54867	-4,61361	0,467215	21,94415	2,14	571	0,61	0,27	0,34	606,13
9	0,2827	7,0686	63,61725	-4,72544	0,384553	13,94273	2,60	725	0,62	0,28	0,35	639,24
10	0,2827	7,0686	70,68583	-4,83304	0,3	7,068583	3,33	896	0,63	0,28	0,35	607,69

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 22 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone sem restrições – Sondagem 2, D = 0,6 m

h	α	R	r	Vcone	Vf	Vs	Ws	Wc
1	28,1865	0,8359	0,3	1,08854	0,2827	0,8058	12,087	7,0686
2	28,75	1,3972	0,3	5,15524	0,5655	4,5897	68,846	14,137
3	29,208	1,9772	0,3	14,4276	0,8482	13,579	230,85	21,206
4	30,5801	2,6637	0,3	33,4455	1,131	32,315	613,98	28,274
5	30,123	3,2011	0,3	59,1522	1,4137	57,738	1097	35,343
6	31,1234	3,9228	0,3	104,646	1,6965	102,95	1956	42,412
7	31,1234	4,5266	0,3	160,812	1,9792	158,83	3017,8	49,48
8	31,25	5,1545	0,3	236,293	2,2619	234,03	4914,7	56,549
9	31,25	5,7613	0,3	329,974	2,5447	327,43	6876	63,617
10	31,494	6,4266	0,3	453,634	2,8274	450,81	9466,9	70,686

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 23 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone com restrição geométrica – Sondagem 2, D = 0,6 m

h	α	R	r	Vcone	Vf	Vs	Ws	Wc
1	28,186492	0,835892	0,3	1,08854	0,2827	0,8058	12,087	7,0686
2	28,75	1,397238	0,3	5,15524	0,5655	4,5897	68,846	14,137
3	29,20804	1,977196	0,3	14,4276	0,8482	13,579	230,85	21,206
4	30,580127	2,663721	0,3	33,4455	1,131	32,315	613,98	28,274
5	30,122983	3,201079	0,3	59,1522	1,4137	57,738	1097	35,343
6	31,123397	3,922774	0,3	104,646	1,6965	102,95	1956	42,412
7	31,123397	4	0,3	126,742	1,9792	124,76	2370,5	49,48
8	31,25	4	0,3	144,848	2,2619	142,59	2994,3	56,549
9	31,25	4	0,3	162,954	2,5447	160,41	3368,6	63,617
10	31,494044	4	0,3	181,06	2,8274	178,23	3742,9	70,686

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 24 – Memória de cálculo do Método de Meyerhof e Adams – Sondagem 2, D = 0,6 m

h	Vf	W	Wfinal	Ku	m	H/B limite	D/B	H	sf	Qc	Qsi
1	0,2827	7,0686	7,068583	0,870411	0,07746	2,774597	1,666667	1	1,1291	56,5487	5,825
2	0,2827	7,0686	14,13717	0,885342	0,1	3	3,333333	1,8	1,3	94,2478	30,046
3	0,2827	7,0686	21,20575	0,896685	0,118322	3,366432	5	2,019859	1,39832	131,947	81,696
4	0,2827	7,0686	28,27433	0,927231	0,19641	4,464102	6,666667	2,678461	1,87679	282,743	281,02
5	0,2827	7,0686	35,34292	0,917561	0,159839	4,098387	8,333333	2,459032	1,65508	226,195	296,95
6	0,2827	7,0686	42,4115	0,938155	0,239872	4,898718	10	2,939231	2,17506	358,142	668,65
7	0,2827	7,0686	49,48008	0,938155	0,239872	4,898718	11,66667	2,939231	2,17506	358,142	816,25
8	0,2827	7,0686	56,54867	0,940619	0,25	5	13,33333	3	2,25	376,991	1143,9
9	0,2827	7,0686	63,61725	0,940619	0,25	5	15	3	2,25	376,991	1319,9
10	0,2827	7,0686	70,68583	0,945289	0,269524	5,390471	16,66667	3,234282	2,45286	414,69	1806,4

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 25 – Memória de cálculo do Método da Universidade de Grenoble – Sondagem 2, D = 0,6 m

h	Vf	W	Wfinal	α	R	P	D/R	q	Mc	M ϕ +M γ	Mq	Qu
1	0,2827	7,0686	7,068583	-2,84325	0,932907	62,82879	1,07	0	0,772346	0,18727	0,272	215,11
2	0,2827	7,0686	14,13717	-3,125	0,878311	60,58801	1,14	29	0,742771	0,20277	0,29	328,74
3	0,2827	7,0686	21,20575	-3,35402	0,819706	56,12171	1,22	78	0,715084	0,21744	0,2989	453,06
4	0,2827	7,0686	28,27433	-4,04006	0,749076	54,90459	1,33	151	0,632681	0,25392	0,326	755,95
5	0,2827	7,0686	35,34292	-3,81149	0,682455	43,06235	1,47	242	0,662351	0,24295	0,3213	737,06
6	0,2827	7,0686	42,4115	-4,3117	0,607059	37,25041	1,65	351	0,610035	0,26696	0,338	951,18
7	0,2827	7,0686	49,48008	-4,3117	0,531663	27,94677	1,88	478	0,614708	0,26696	0,338	974,72
8	0,2827	7,0686	56,54867	-4,375	0,455156	19,9518	2,20	639	0,61	0,27	0,34	1006,4
9	0,2827	7,0686	63,61725	-4,375	0,378649	12,93751	2,64	820	0,62	0,28	0,35	1004,7
10	0,2827	7,0686	70,68583	-4,49702	0,3	7,068583	3,33	1021	0,63	0,28	0,35	953

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 26 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone sem restrições – Sondagem 3, D = 0,6 m

h	α	R	r	Vcone	Vf	Vs	Wsi	Wci
1	27,8311	0,8279	0,3	1,07218	0,2827	0,7894	12,631	7,0686
2	28,4861	1,3853	0,3	5,07805	0,5655	4,5126	72,201	14,137
3	28,75	1,9459	0,3	14,0119	0,8482	13,164	210,62	21,206
4	29,4123	2,555	0,3	30,9325	1,131	29,802	476,82	28,274
5	30,5801	3,2547	0,3	61,0472	1,4137	59,633	1013,8	35,343
6	31,8402	4,026	0,3	109,996	1,6965	108,3	1949,4	42,412
7	31,8402	4,647	0,3	169,174	1,9792	167,2	3009,5	49,48
8	32,0595	5,3105	0,3	250,361	2,2619	248,1	4465,8	56,549
9	32,0595	5,9368	0,3	349,819	2,5447	347,27	6250,9	63,617
10	32,1661	6,5891	0,3	476,292	2,8274	473,47	8522,4	70,686

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 27 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone com restrição geométrica – Sondagem 3, D = 0,6 m

h	α	R	r	Vcone	Vf	Vs	Ws	Wc
1	27,831139	0,827935	0,3	1,07218	0,2827	0,7894	12,631	7,0686

2	28,486068	1,385282	0,3	5,07805	0,5655	4,5126	72,201	14,137
3	28,75	1,945856	0,3	14,0119	0,8482	13,164	210,62	21,206
4	29,412278	2,555014	0,3	30,9325	1,131	29,802	476,82	28,274
5	30,580127	3,254651	0,3	61,0472	1,4137	59,633	1013,8	35,343
6	31,84017	4	0,3	108,636	1,6965	106,94	1924,9	42,412
7	31,84017	4	0,3	126,742	1,9792	124,76	2245,7	49,48
8	32,059475	4	0,3	144,848	2,2619	142,59	2566,6	56,549
9	32,059475	4	0,3	162,954	2,5447	160,41	2887,4	63,617
10	32,16608	4	0,3	181,06	2,8274	178,23	3208,2	70,686

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 28 – Memória de cálculo do Método de Meyerhof e Adams – Sondagem 3, D = 0,6 m

h	Vf	W	Wfinal	Ku	m	H/B limite	D/B	H	sf	Qc	Qsi
1	0,2827	7,0686	7,068583	0,86036	0,063246	2,632456	1,666667	1	1,10541	0	5,5986
2	0,2827	7,0686	14,13717	0,878492	0,089443	2,894427	3,333333	1,736656	1,25889	0	29,109
3	0,2827	7,0686	21,20575	0,885342	0,1	3	5	1,8	1,3	0	61,184
4	0,2827	7,0686	28,27433	0,901539	0,126491	3,529822	6,666667	2,117893	1,44649	0	128,34
5	0,2827	7,0686	35,34292	0,927231	0,19641	4,464102	8,333333	2,678461	1,87679	0	345,93
6	0,2827	7,0686	42,4115	0,951736	0,297214	5,944272	10	3,566563	2,76672	0	1025,8
7	0,2827	7,0686	49,48008	0,951736	0,297214	5,944272	11,66667	3,566563	2,76672	0	1269,1
8	0,2827	7,0686	56,54867	0,95572	0,314758	6,29516	13,33333	3,777096	2,98145	0	1758,6
9	0,2827	7,0686	63,61725	0,95572	0,314758	6,29516	15	3,777096	2,98145	0	2046,3
10	0,2827	7,0686	70,68583	0,95763	0,323286	6,465728	16,66667	3,879437	3,09028	0	2512,2

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 29 – Memória de cálculo do Método da Universidade de Grenoble – Sondagem 3, D = 0,6 m

h	Vf	W	Wfinal	α	R	P	D/R	q	Mc	M ϕ +M γ	Mq	Qu
1	0,2827	7,0686	7,068583	-2,66557	0,95307	61,89179	1,05	0	0,791717	0,17821	0,2606	78,966
2	0,2827	7,0686	14,13717	-2,99303	0,900784	61,33541	1,11	31	0,756518	0,1954	0,2816	128,43
3	0,2827	7,0686	21,20575	-3,125	0,846188	56,23719	1,18	77	0,743635	0,20364	0,29	192,28
4	0,2827	7,0686	28,27433	-3,45614	0,785794	52,88596	1,27	138	0,703066	0,22376	0,3035	277,34
5	0,2827	7,0686	35,34292	-4,04006	0,715164	49,86272	1,40	219	0,634534	0,25392	0,3272	391,3
6	0,2827	7,0686	42,4115	-4,67008	0,633475	43,60537	1,58	322	0,6	0,27	0,34	498,71
7	0,2827	7,0686	49,48008	-4,67008	0,551786	32,24104	1,81	442	0,6	0,27	0,34	570,11
8	0,2827	7,0686	56,54867	-4,77974	0,468169	22,58701	2,14	579	0,61	0,27	0,34	615,97
9	0,2827	7,0686	63,61725	-4,77974	0,384553	14,02172	2,60	733	0,62	0,28	0,35	646,08
10	0,2827	7,0686	70,68583	-4,83304	0,3	7,068583	3,33	904	0,63	0,28	0,35	612,97

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

As Tabelas 30 a 41 apresentam a memória de cálculo referente à Sondagem 1, 2 e 3, considerando a estaca com diâmetro de ($D = 0,8$ m), contemplando os valores obtidos para os métodos de Tronco de Cone, Meyerhof & Adams e Universidade de Grenoble ao longo das profundidades analisadas.

Tabela 30 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone sem restrições – Sondagem 1, D = 0,8 m

h	α	R	r	Vcone	Vf	Vs	Ws	Wc
1	28,1865	0,9359	0,4	1,47681	0,5027	0,9742	14,612	12,566
2	28,75	1,4972	0,4	6,28447	1,0053	5,2792	79,187	25,133
3	29,208	2,0772	0,4	16,6681	1,508	15,16	242,56	37,699
4	29,4123	2,655	0,4	34,6459	2,0106	32,635	522,16	50,265
5	30,123	3,3011	0,4	64,8087	2,5133	62,295	1059	62,832
6	30,9934	4,0042	0,4	111,812	3,0159	108,8	1849,5	75,398
7	31,494	4,6886	0,4	176,064	3,5186	172,55	3105,8	87,965
8	31,7272	5,3462	0,4	258,698	4,0212	254,68	4584,2	100,53
9	31,9509	6,0131	0,4	364,952	4,5239	360,43	6487,7	113,1
10	32,1661	6,6891	0,4	498,249	5,0265	493,22	8878	125,66

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 31 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone com restrição geométrica – Sondagem 1, D = 0,8 m

h	α	R	r	Vcone	Vf	Vs	Ws	Wc
1	28,186492	0,935892	0,4	1,47681	0,5027	0,9742	14,612	12,566
2	28,75	1,497238	0,4	6,28447	1,0053	5,2792	79,187	25,133
3	29,20804	2,077196	0,4	16,6681	1,508	15,16	242,56	37,699
4	29,412278	2,655014	0,4	34,6459	2,0106	32,635	522,16	50,265
5	30,122983	3,301079	0,4	64,8087	2,5133	62,295	1059	62,832
6	30,993416	4	0,4	111,589	3,0159	108,57	1845,7	75,398
7	31,494044	4	0,4	130,188	3,5186	126,67	2280	87,965
8	31,727226	4	0,4	148,786	4,0212	144,76	2605,8	100,53
9	31,950877	4	0,4	167,384	4,5239	162,86	2931,5	113,1
10	32,16608	4	0,4	185,982	5,0265	180,96	3257,2	125,66

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 32 – Memória de cálculo do Método de Meyerhof e Adams – Sondagem 1, D = 0,8 m

h	Vf	W	Wfinal	Ku	m	H/B limite	D/B	H	sf	Qc	Qsi
1	0,5027	12,566	12,56637	0,870411	0,07746	2,774597	1,25	1	1,09682	75,3982	7,5446
2	0,5027	12,566	25,13274	0,885342	0,1	3	2,5	2	1,25	125,664	38,909
3	0,5027	12,566	37,69911	0,896685	0,118322	3,366432	3,75	2,693146	1,39832	0	113,57
4	0,5027	12,566	50,26548	0,901539	0,126491	3,529822	5	2,823858	1,44649	0	200,78
5	0,5027	12,566	62,83185	0,917561	0,159839	4,098387	6,25	3,278709	1,65508	0	421
6	0,5027	12,566	75,39822	0,935594	0,229473	4,794733	7,5	3,835787	2,10026	0	885,82
7	0,5027	12,566	87,96459	0,945289	0,269524	5,390471	8,75	4,312377	2,45286	0	1590,5
8	0,5027	12,566	100,531	0,949654	0,288178	5,763561	10	4,610849	2,66093	0	2254,4
9	0,5027	12,566	113,0973	0,953756	0,30607	6,121403	11,25	4,897123	2,87358	0	3085,9
10	0,5027	12,566	125,6637	0,95763	0,323286	6,465728	12,5	5,172582	3,09028	0	4107,8

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 33 – Memória de cálculo do Método da Universidade de Grenoble – Sondagem 1, D = 0,8 m

h	Vf	W	Wfinal	α	R	P	D/R	q	Mc	M ϕ +M γ	Mq	Qu
1	0,5027	12,566	12,56637	-2,84325	1,041034	78,57631	0,96	0	0,770768	0,18648	0,2715	248,12
2	0,5027	12,566	25,13274	-3,125	0,986438	76,42396	1,01	29	0,740275	0,20027	0,29	376,58
3	0,5027	12,566	37,69911	-3,35402	0,927832	71,64696	1,08	75	0,712241	0,21564	0,2979	222,01
4	0,5027	12,566	50,26548	-3,45614	0,867438	64,02781	1,15	136	0,700671	0,22263	0,3022	307,46
5	0,5027	12,566	62,83185	-3,81149	0,800817	58,67237	1,25	217	0,657593	0,24295	0,3169	425,52
6	0,5027	12,566	75,39822	-4,24671	0,726562	51,832	1,38	314	0,60993	0,26384	0,3334	550,25
7	0,5027	12,566	87,96459	-4,49702	0,647912	41,92852	1,54	434	0,6	0,27	0,34	662,42
8	0,5027	12,566	100,531	-4,61361	0,567215	31,31975	1,76	571	0,6	0,27	0,34	740,54
9	0,5027	12,566	113,0973	-4,72544	0,484553	21,44887	2,06	725	0,61	0,27	0,34	786,72
10	0,5027	12,566	125,6637	-4,83304	0,4	12,56637	2,50	896	0,62	0,28	0,35	813,4

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 34 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone sem restrições – Sondagem 2, D = 0,8 m

h	α	R	r	Vcone	Vf	Vs	Ws	Wc
1	28,1865	0,9359	0,4	1,47681	0,5027	0,9742	14,612	12,566
2	28,75	1,4972	0,4	6,28447	1,0053	5,2792	79,187	25,133
3	29,208	2,0772	0,4	16,6681	1,508	15,16	257,72	37,699
4	30,5801	2,7637	0,4	37,2955	2,0106	35,285	670,41	50,265
5	30,123	3,3011	0,4	64,8087	2,5133	62,295	1183,6	62,832
6	31,1234	4,0228	0,4	112,795	3,0159	109,78	2085,8	75,398
7	31,1234	4,6266	0,4	171,647	3,5186	168,13	3194,4	87,965
8	31,25	5,2545	0,4	250,253	4,0212	246,23	5170,9	100,53
9	31,25	5,8613	0,4	347,395	4,5239	342,87	7200,3	113,1
10	31,494	6,5266	0,4	475,081	5,0265	470,05	9871,1	125,66

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 35 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone com restrição geométrica – Sondagem 2, D = 0,8 m

h	α	R	r	Vcone	Vf	Vs	Ws	Wc
1	28,186492	0,935892	0,4	1,47681	0,5027	0,9742	14,612	12,566
2	28,75	1,497238	0,4	6,28447	1,0053	5,2792	79,187	25,133
3	29,20804	2,077196	0,4	16,6681	1,508	15,16	257,72	37,699
4	30,580127	2,763721	0,4	37,2955	2,0106	35,285	670,41	50,265
5	30,122983	3,301079	0,4	64,8087	2,5133	62,295	1183,6	62,832
6	31,123397	4	0,4	111,589	3,0159	108,57	2062,9	75,398
7	31,123397	4	0,4	130,188	3,5186	126,67	2406,7	87,965
8	31,25	4	0,4	148,786	4,0212	144,76	3040,1	100,53
9	31,25	4	0,4	167,384	4,5239	162,86	3420,1	113,1
10	31,494044	4	0,4	185,982	5,0265	180,96	3800,1	125,66

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 36 – Memória de cálculo do Método de Meyerhof e Adams – Sondagem 2, D = 0,8 m

h	Vf	W	Wfinal	Ku	m	H/B limite	D/B	H	sf	Qc	Qsi
---	----	---	--------	----	---	---------------	-----	---	----	----	-----

1	0,5027	12,566	12,56637	0,870411	0,07746	2,774597	1,25	1	1,09682	75,3982	7,5446
2	0,5027	12,566	25,13274	0,885342	0,1	3	2,5	2	1,25	125,664	38,909
3	0,5027	12,566	37,69911	0,896685	0,118322	3,366432	3,75	2,693146	1,39832	175,929	120,67
4	0,5027	12,566	50,26548	0,927231	0,19641	4,464102	5	3,571281	1,87679	376,991	415,77
5	0,5027	12,566	62,83185	0,917561	0,159839	4,098387	6,25	3,278709	1,65508	301,593	470,52
6	0,5027	12,566	75,39822	0,938155	0,239872	4,898718	7,5	3,918974	2,17506	477,522	1060,2
7	0,5027	12,566	87,96459	0,938155	0,239872	4,898718	8,75	3,918974	2,17506	477,522	1322,6
8	0,5027	12,566	100,531	0,940619	0,25	5	10	4	2,25	502,655	1877,1
9	0,5027	12,566	113,0973	0,940619	0,25	5	11,25	4	2,25	502,655	2190
10	0,5027	12,566	125,6637	0,945289	0,269524	5,390471	12,5	4,312377	2,45286	552,92	3004,8

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 37 – Memória de cálculo do Método da Universidade de Grenoble – Sondagem 2, D = 0,8 m

h	Vf	W	Wfinal	α	R	P	D/R	q	Mc	M ϕ +M γ	Mq	Qu
1	0,5027	12,566	12,56637	-2,84325	1,032907	77,3719	0,97	0	0,770919	0,18648	0,2716	245,62
2	0,5027	12,566	25,13274	-3,125	0,978311	75,16989	1,02	29	0,740443	0,20044	0,29	372,92
3	0,5027	12,566	37,69911	-3,35402	0,919706	70,38128	1,09	78	0,712432	0,21576	0,298	514,07
4	0,5027	12,566	50,26548	-4,04006	0,849076	69,52202	1,18	151	0,628077	0,25392	0,3228	857,94
5	0,5027	12,566	62,83185	-3,81149	0,782455	55,88745	1,28	242	0,658237	0,24295	0,3175	844,69
6	0,5027	12,566	75,39822	-4,3117	0,707059	49,40307	1,41	351	0,603836	0,26696	0,3363	1106
7	0,5027	12,566	87,96459	-4,3117	0,631663	38,46539	1,58	478	0,608752	0,26696	0,338	1158,8
8	0,5027	12,566	100,531	-4,375	0,555156	28,86165	1,80	639	0,6	0,27	0,34	1225,1
9	0,5027	12,566	113,0973	-4,375	0,478649	20,16489	2,09	820	0,61	0,27	0,34	1242,6
10	0,5027	12,566	125,6637	-4,49702	0,4	12,56637	2,50	1021	0,62	0,28	0,35	1268,3

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 38 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone sem restrições – Sondagem 3, D = 0,8 m

h	α	R	r	Vcone	Vf	Vs	Wsi	Wci
1	27,8311	0,9279	0,4	1,45795	0,5027	0,9553	15,285	12,566
2	28,4861	1,4853	0,4	6,19978	1,0053	5,1945	83,111	25,133
3	28,75	2,0459	0,4	16,2228	1,508	14,715	235,44	37,699
4	29,4123	2,655	0,4	34,6459	2,0106	32,635	522,16	50,265
5	30,5801	3,3547	0,4	66,7879	2,5133	64,275	1092,7	62,832
6	31,8402	4,126	0,4	118,338	3,0159	115,32	2075,8	75,398
7	31,8402	4,747	0,4	180,273	3,5186	176,75	3181,6	87,965
8	32,0595	5,4105	0,4	264,713	4,0212	260,69	4692,5	100,53
9	32,0595	6,0368	0,4	367,736	4,5239	363,21	6537,8	113,1
10	32,1661	6,6891	0,4	498,249	5,0265	493,22	8878	125,66

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 39 – Memória de cálculo do Método do Tronco de Cone com restrição geométrica – Sondagem 3, D = 0,8 m

h	α	R	r	Vcone	Vf	Vs	Ws	Wc
1	27,831139	0,927935	0,4	1,45795	0,5027	0,9553	15,285	12,566
2	28,486068	1,485282	0,4	6,19978	1,0053	5,1945	83,111	25,133
3	28,75	2,045856	0,4	16,2228	1,508	14,715	235,44	37,699

4	29,412278	2,655014	0,4	34,6459	2,0106	32,635	522,16	50,265
5	30,580127	3,354651	0,4	66,7879	2,5133	64,275	1092,7	62,832
6	31,84017	4	0,4	111,589	3,0159	108,57	1954,3	75,398
7	31,84017	4	0,4	130,188	3,5186	126,67	2280	87,965
8	32,059475	4	0,4	148,786	4,0212	144,76	2605,8	100,53
9	32,059475	4	0,4	167,384	4,5239	162,86	2931,5	113,1
10	32,16608	4	0,4	185,982	5,0265	180,96	3257,2	125,66

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 40 – Memória de cálculo do Método de Meyerhof e Adams – Sondagem 3, D = 0,8 m

h	Vf	W	Wfinal	Ku	m	H/B limite	D/B	H	sf	Qc	Qsi
1	0,5027	12,566	12,56637	0,86036	0,063246	2,632456	1,25	1	1,07906	0	7,2868
2	0,5027	12,566	25,13274	0,878492	0,089443	2,894427	2,5	2	1,22361	0	38,39
3	0,5027	12,566	37,69911	0,885342	0,1	3	3,75	2,4	1,3	0	93,233
4	0,5027	12,566	50,26548	0,901539	0,126491	3,529822	5	2,823858	1,44649	0	200,78
5	0,5027	12,566	62,83185	0,927231	0,19641	4,464102	6,25	3,571281	1,87679	0	540
6	0,5027	12,566	75,39822	0,951736	0,297214	5,944272	7,5	4,755418	2,76672	0	1566,6
7	0,5027	12,566	87,96459	0,951736	0,297214	5,944272	8,75	4,755418	2,76672	0	1999,1
8	0,5027	12,566	100,531	0,95572	0,314758	6,29516	10	5,036128	2,98145	0	2804,3
9	0,5027	12,566	113,0973	0,95572	0,314758	6,29516	11,25	5,036128	2,98145	0	3315,9
10	0,5027	12,566	125,6637	0,95763	0,323286	6,465728	12,5	5,172582	3,09028	0	4107,8

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Tabela 41 – Memória de cálculo do Método da Universidade de Grenoble – Sondagem 3, D = 0,8 m

h	Vf	W	Wfinal	α	R	P	D/R	q	Mc	M ϕ +M γ	Mq	Qu
1	0,5027	12,566	12,56637	-2,66557	1,05307	76,13981	0,95	0	0,790448	0,17795	0,2603	94,978
2	0,5027	12,566	25,13274	-2,99303	1,000784	75,87176	1,00	31	0,754765	0,19367	0,2815	150,24
3	0,5027	12,566	37,69911	-3,125	0,946188	70,31448	1,06	77	0,741137	0,20114	0,29	222,2
4	0,5027	12,566	50,26548	-3,45614	0,885794	66,82318	1,13	138	0,700193	0,22241	0,302	318,55
5	0,5027	12,566	62,83185	-4,04006	0,815164	63,79148	1,23	219	0,629511	0,25392	0,3238	449,12
6	0,5027	12,566	75,39822	-4,67008	0,733475	56,93129	1,36	322	0,58	0,27	0,33	569,03
7	0,5027	12,566	87,96459	-4,67008	0,651786	43,64935	1,53	442	0,6	0,27	0,34	678,99
8	0,5027	12,566	100,531	-4,77974	0,568169	32,12516	1,76	579	0,6	0,27	0,34	752,25
9	0,5027	12,566	113,0973	-4,77974	0,484553	21,55094	2,06	733	0,61	0,27	0,34	795,11
10	0,5027	12,566	125,6637	-4,83304	0,4	12,56637	2,50	904	0,62	0,28	0,35	820,43

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Para cada combinação entre perfil de sondagem, diâmetro da estaca e método analítico, foram gerados gráficos de linhas comparativos. Nesses gráficos, a Resistência ao Arrancamento (kN) foi representada no eixo das ordenadas, enquanto a Profundidade/Metro do Solo (m) foi representada no eixo das abscissas. Essa estrutura gráfica permitiu visualizar, de forma direta, a evolução da resistência última calculada ao longo da profundidade e identificar os pontos de divergência ou

convergência entre os métodos de Tronco de Cone, Meyerhof & Adams e Universidade de Grenoble.

Nos gráficos comparativos, também foram inseridos os resultados obtidos pelo Método do Tronco de Cone com limitação do raio superior. Dessa forma, tornou-se possível comparar o comportamento do Tronco de Cone em sua formulação direta com uma condição limitada, favorecendo a interpretação crítica de eventuais superestimativas decorrentes da expansão indefinida da superfície de ruptura.

4 RESULTADOS

Nesta seção são apresentados os resultados numéricos obtidos para a resistência última ao arrancamento (Q_u) das estacas analisadas. Os valores são organizados em função da profundidade de embutimento (h), do perfil de sondagem considerado e do diâmetro da estaca, sendo avaliados os diâmetros de 0,4 m, 0,6 m e 0,8 m. Para cada cenário, são comparados os resultados calculados pelos métodos do Tronco de Cone, Tronco de Cone Limitado, Meyerhof e Adams e Universidade de Grenoble, ao longo de 10 m de profundidade.

4.1 RESULTADOS POR SONDAGEM

Para a Sondagem 1, os resultados foram organizados de acordo com o diâmetro da estaca, iniciando-se pela estaca de 0,4 m, seguida pelas estacas de 0,6 m e 0,8 m. Na profundidade final de 10 m, o Método do Tronco de Cone apresentou os maiores valores de resistência última ao arrancamento nos três diâmetros analisados. Para $D = 0,4\text{m}$, o valor final foi de 8.198,15 kN; para $D = 0,6\text{m}$, foi de 8.593,06 kN; e para $D = 0,8\text{m}$, foi de 9.003,67 kN. O Método do Tronco de Cone Limitado apresentou valores finais de 3.183,06 kN, 3.278,88 kN e 3.382,87 kN, respectivamente.

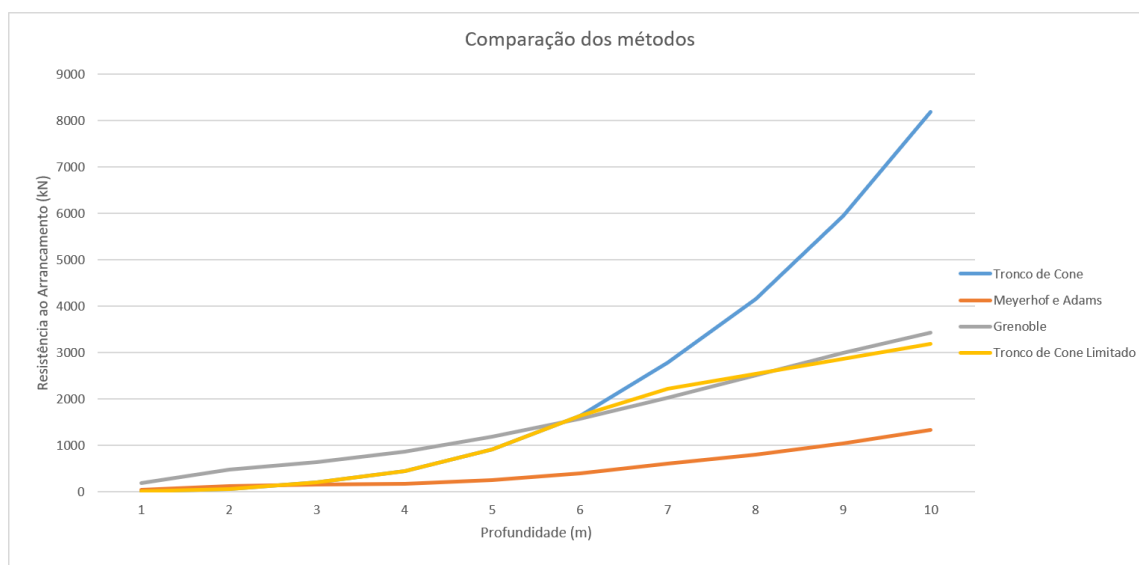
Na Tabela 42 são apresentados os valores de resistência última ao arrancamento obtidos para a Sondagem 1 com estaca de diâmetro de 0,4 m. Observa-se que, na profundidade final de 10 m, o Método do Tronco de Cone apresentou o maior valor de Q_u , enquanto o Método de Meyerhof e Adams apresentou o menor valor entre os métodos comparados.

Tabela 42 – Valores de resistência última ao arrancamento para a Sondagem 1, $D = 0,4\text{ m}$

Profundidade h (m)	Q_u Tronco de Cone (kN)	Q_u Tronco de Cone Limitado (kN)	Q_u Meyerhof e Adams (kN)	Q_u Universidade de Grenoble (kN)
1	12,70	12,70	44,95	188,42
2	64,79	64,79	123,81	477,95
3	201,40	201,40	149,91	641,35
4	444,05	444,05	176,98	869,32
5	919,79	919,79	247,16	1.182,55
6	1.637,40	1.637,40	392,86	1.574,80
7	2.788,30	2.228,14	608,65	2.025,06
8	4.161,80	2.546,45	803,35	2.511,93
9	5.944,64	2.864,76	1.044,46	2.995,59
10	8.198,15	3.183,06	1.338,03	3.433,15

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Figura 11 – Gráfico comparativo de resistência ao arrancamento – Sondagem 1, D = 0,4 m



Fonte: Autor (2026).

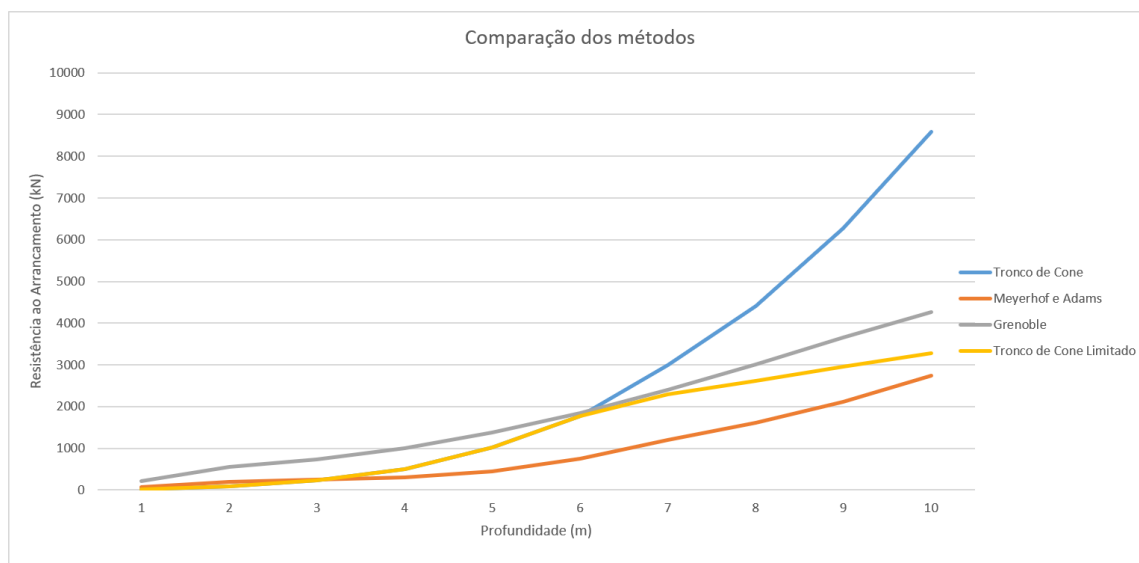
Na Tabela 43 são apresentados os valores referentes à estaca de diâmetro de 0,6 m. Na profundidade de 10 m, o maior valor de Q_u foi obtido pelo Método do Tronco de Cone, seguido pelo Método da Universidade de Grenoble. O menor valor final foi obtido pelo Método de Meyerhof e Adams.

Tabela 43 – Valores de resistência última ao arrancamento para a Sondagem 1, D = 0,6 m

Profundidade h (m)	Qu Tronco de Cone (kN)	Qu Tronco de Cone Limitado (kN)	Qu Meyerhof e Adams (kN)	Qu Universidade de Grenoble (kN)
1	19,16	19,16	69,44	217,50
2	82,98	82,98	194,98	549,77
3	238,48	238,48	248,89	741,69
4	505,10	505,10	307,41	1.008,61
5	1.016,90	1.016,90	451,83	1.378,55
6	1.776,46	1.776,46	750,01	1.850,79
7	2.985,55	2.295,22	1.194,50	2.406,34
8	4.416,97	2.623,10	1.603,79	3.012,47
9	6.265,65	2.950,99	2.112,45	3.651,70
10	8.593,06	3.278,88	2.733,65	4.259,40

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Figura 12 – Gráfico comparativo de resistência ao arrancamento – Sondagem 1, D = 0,6 m



Fonte: Autor (2026).

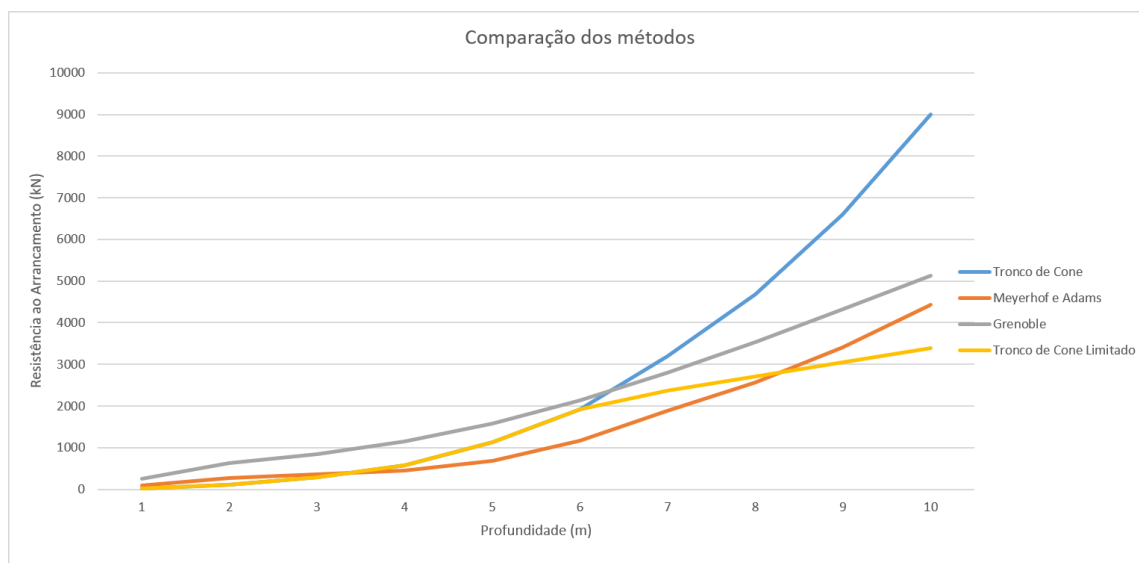
Na Tabela 44 são apresentados os resultados para a estaca de diâmetro de 0,8 m. Na profundidade final de 10 m, o Método do Tronco de Cone apresentou o maior valor de Q_u , enquanto o Método do Tronco de Cone Limitado apresentou o menor valor final entre os quatro métodos.

Tabela 44 – Valores de resistência última ao arrancamento para a Sondagem 1, D = 0,8 m

Profundidade h (m)	Q_u Tronco de Cone (kN)	Q_u Tronco de Cone Limitado (kN)	Q_u Meyerhof e Adams (kN)	Q_u Universidade de Grenoble (kN)
1	27,18	27,18	95,51	248,12
2	104,32	104,32	265,10	624,70
3	280,26	280,26	352,33	846,71
4	572,43	572,43	452,10	1.154,17
5	1.121,85	1.121,85	684,89	1.579,68
6	1.924,94	1.921,15	1.162,28	2.129,93
7	3.193,79	2.368,01	1.879,53	2.792,36
8	4.684,72	2.706,29	2.555,99	3.532,89
9	6.600,81	3.044,58	3.400,10	4.319,62
10	9.003,67	3.382,87	4.434,54	5.133,01

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Figura 13 – Gráfico comparativo de resistência ao arrancamento – Sondagem 1, D = 0,8 m



Fonte: Autor (2026).

Na Sondagem 2, os resultados também foram apresentados separadamente para cada diâmetro de estaca. Na profundidade final de 10 m, o Método do Tronco de Cone apresentou os maiores valores de Q_u nos três diâmetros analisados, atingindo 9.094,17 kN para $D = 0,4m$, 9.537,63 kN para $D = 0,6m$ e 9.996,80 kN para $D = 0,8m$. Para o Método do Tronco de Cone Limitado, os valores finais foram de 3.708,34 kN, 3.813,58 kN e 3.925,73 kN, respectivamente.

Na Tabela 45 são apresentados os valores de resistência última ao arrancamento para a estaca de diâmetro de 0,4 m. Na profundidade de 10 m, o maior valor foi obtido pelo Método do Tronco de Cone, enquanto o menor valor foi obtido pelo Método de Meyerhof e Adams.

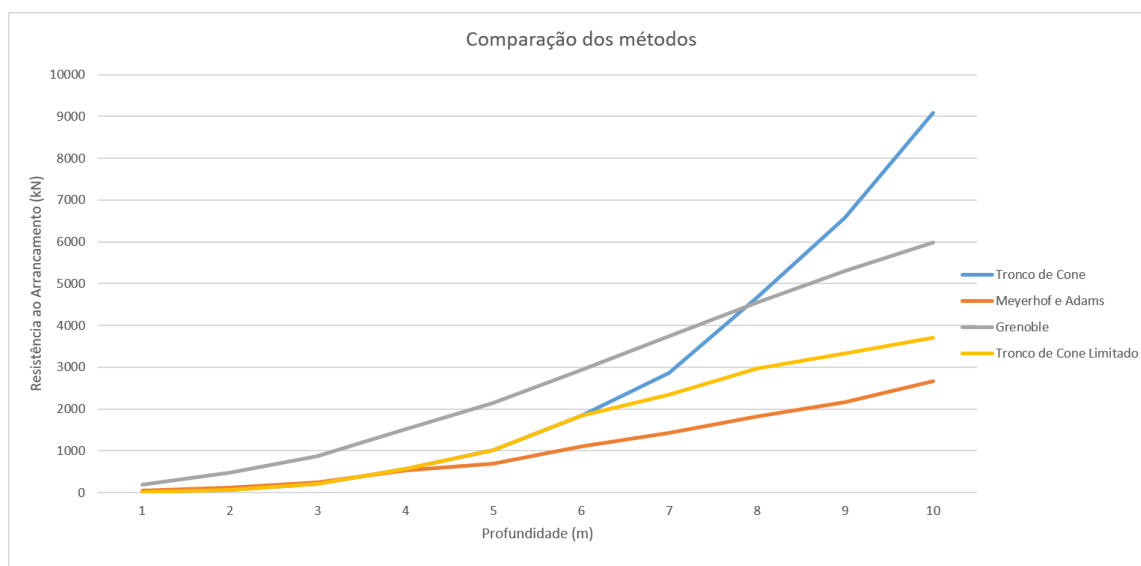
Tabela 45 – Valores de resistência última ao arrancamento para a Sondagem 2, D = 0,4 m

Profundidade h (m)	Qu Tronco de Cone (kN)	Qu Tronco de Cone Limitado (kN)	Qu Meyerhof e Adams (kN)	Qu Universidade de Grenoble (kN)
1	12,70	12,70	44,95	186,15
2	64,79	64,79	123,81	472,27
3	213,40	213,40	240,37	865,90
4	570,11	570,11	535,41	1.520,70
5	1.026,16	1.026,16	689,82	2.147,66
6	1.845,15	1.845,15	1.114,71	2.941,64
7	2.863,22	2.350,71	1.422,21	3.742,33
8	4.683,57	2.966,67	1.829,27	4.543,85
9	6.580,03	3.337,50	2.161,95	5.302,37

Profundidade h (m)	Qu Tronco de Cone (kN)	Qu Tronco de Cone Limitado (kN)	Qu Meyerhof e Adams (kN)	Qu Universidade de Grenoble (kN)
10	9.094,17	3.708,34	2.670,30	5.985,94

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Figura 14 – Gráfico comparativo de resistência ao arrancamento – Sondagem 2, D = 0,4 m



Fonte: Autor (2026).

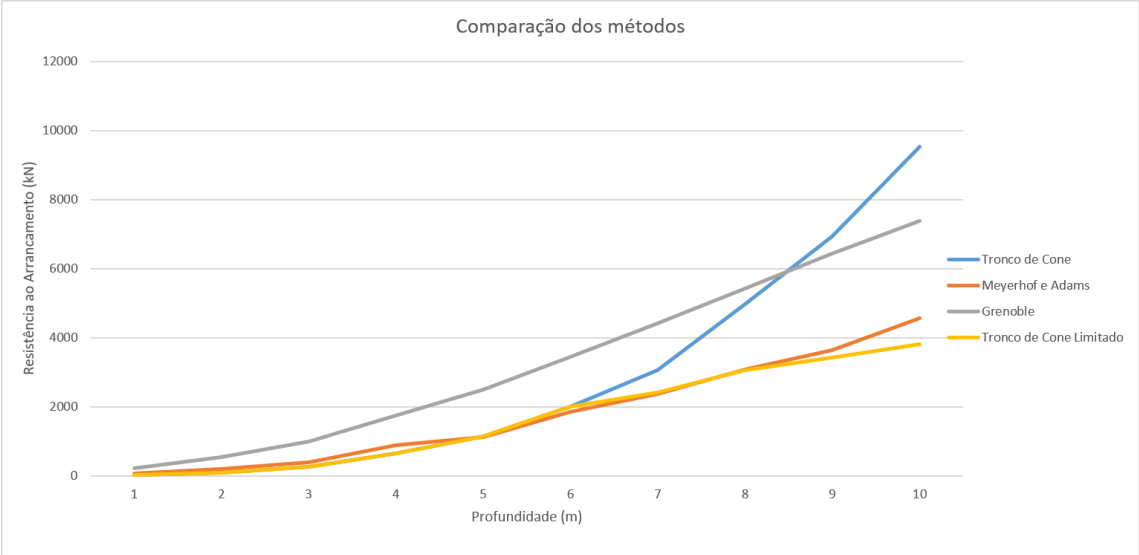
Na Tabela 46 são apresentados os resultados para a estaca de diâmetro de 0,6 m. Na profundidade final de 10 m, o Método do Tronco de Cone apresentou o maior valor de Qu, enquanto o Método do Tronco de Cone Limitado apresentou o menor valor final entre os métodos comparados.

Tabela 46 – Valores de resistência última ao arrancamento para a Sondagem 2, D = 0,6 m

Profundidade h (m)	Qu Tronco de Cone (kN)	Qu Tronco de Cone Limitado (kN)	Qu Meyerhof e Adams (kN)	Qu Universidade de Grenoble (kN)
1	19,16	19,16	69,44	215,11
2	82,98	82,98	194,98	543,85
3	252,06	252,06	385,65	996,91
4	642,25	642,25	874,78	1.752,86
5	1.132,37	1.132,37	1.123,97	2.489,91
6	1.998,46	1.998,46	1.860,89	3.441,09
7	3.067,31	2.419,98	2.373,69	4.415,81
8	4.971,21	3.050,86	3.085,38	5.422,20
9	6.939,64	3.432,22	3.645,42	6.426,95
10	9.537,63	3.813,58	4.553,70	7.379,95

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Figura 15 – Gráfico comparativo de resistência ao arrancamento – Sondagem 2, D = 0,6 m



Fonte: Autor (2026).

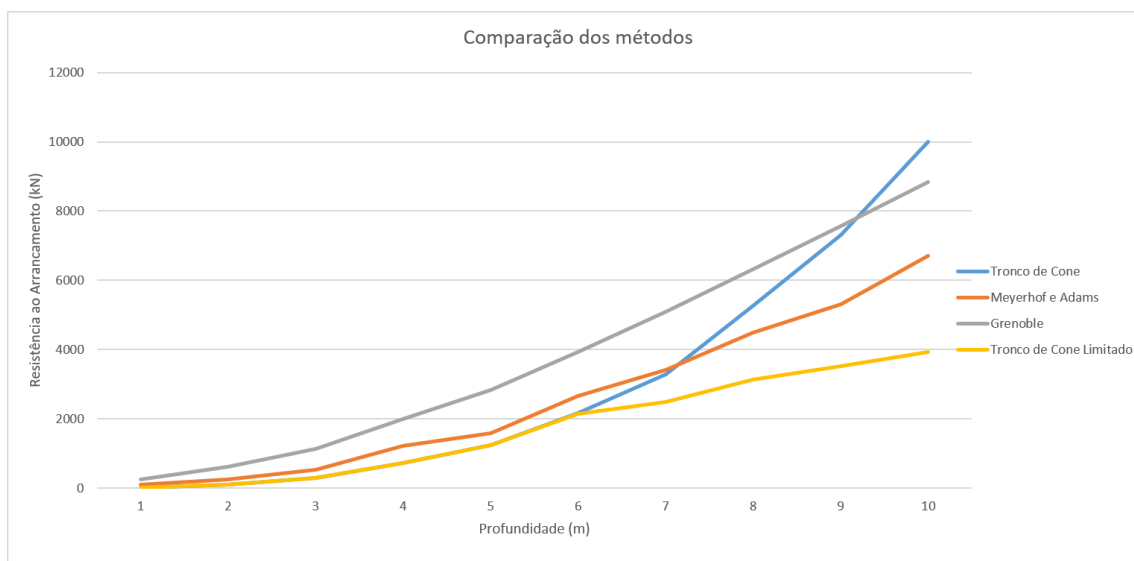
Na Tabela 47 são apresentados os valores para a estaca de diâmetro de 0,8 m. Na profundidade final de 10 m, o Método do Tronco de Cone apresentou o maior valor de Q_u , enquanto o Método do Tronco de Cone Limitado apresentou o menor valor final.

Tabela 47 – Valores de resistência última ao arrancamento para a Sondagem 2, D = 0,8 m

Profundidade h (m)	Qu Tronco de Cone (kN)	Qu Tronco de Cone Limitado (kN)	Qu Meyerhof e Adams (kN)	Qu Universidade de Grenoble (kN)
1	27,18	27,18	95,51	245,62
2	104,32	104,32	265,10	618,54
3	295,42	295,42	535,36	1.132,61
4	720,68	720,68	1.220,02	1.990,55
5	1.246,45	1.246,45	1.588,93	2.835,24
6	2.161,19	2.138,29	2.668,67	3.941,21
7	3.282,40	2.494,68	3.421,15	5.100,03
8	5.271,40	3.140,59	4.490,93	6.325,09
9	7.313,39	3.533,16	5.319,01	7.567,69
10	9.996,80	3.925,73	6.699,35	8.835,96

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Figura 16 – Gráfico comparativo de resistência ao arrancamento – Sondagem 2, D = 0,8 m



Fonte: Autor (2026).

Para a Sondagem 3, os valores de Q_u foram organizados seguindo a mesma sequência de apresentação adotada nas sondagens anteriores. Na profundidade final de 10 m, o Método do Tronco de Cone apresentou os maiores valores nos três diâmetros: 8.198,15 kN para $D = 0,4m$, 8.593,06 kN para $D = 0,6m$ e 9.003,67 kN para $D = 0,8m$. O Método do Tronco de Cone Limitado apresentou valores finais de 3.183,06 kN, 3.278,88 kN e 3.382,87 kN, respectivamente.

Na Tabela 48 são apresentados os resultados para a estaca de diâmetro de 0,4 m. Na profundidade final de 10 m, o Método do Tronco de Cone apresentou o maior valor de resistência última ao arrancamento, enquanto o Método de Meyerhof e Adams apresentou o menor valor.

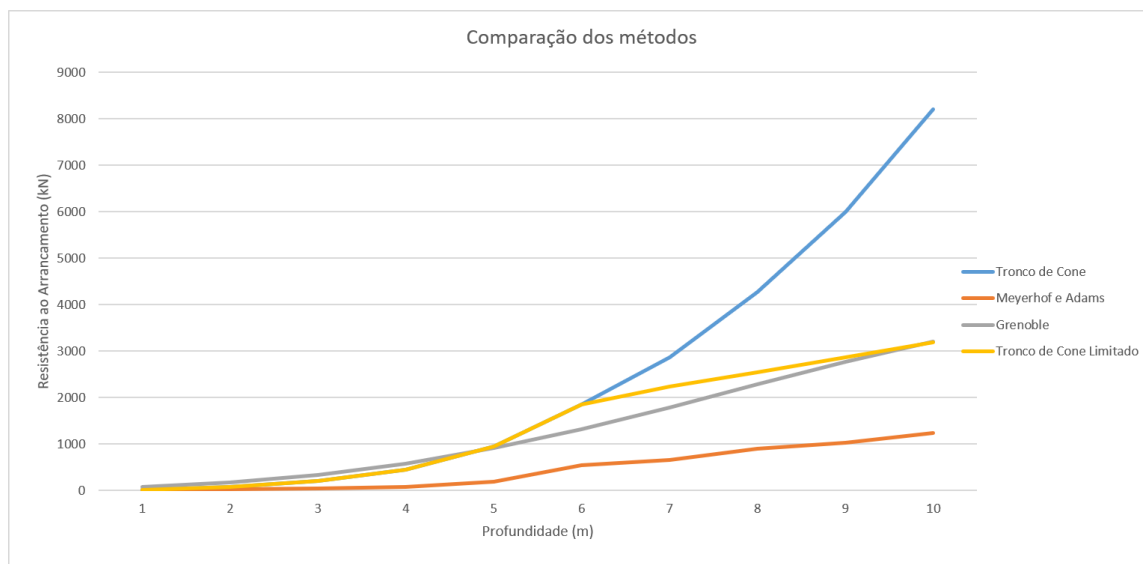
Tabela 48 – Valores de resistência última ao arrancamento para a Sondagem 3, D = 0,4 m

Profundidade h (m)	Qu Tronco de Cone (kN)	Qu Tronco de Cone Limitado (kN)	Qu Meyerhof e Adams (kN)	Qu Universidade de Grenoble (kN)
1	13,12	13,12	7,05	64,55
2	67,57	67,57	22,53	172,75
3	195,22	195,22	40,50	336,68
4	444,05	444,05	76,45	574,38
5	950,58	950,58	188,21	907,30
6	1.841,81	1.841,81	539,04	1.322,41
7	2.859,43	2.228,14	650,30	1.785,20
8	4.264,25	2.546,45	887,22	2.280,27
9	5.992,33	2.864,76	1.018,25	2.769,13

Profundidade h (m)	Qu Tronco de Cone (kN)	Qu Tronco de Cone Limitado (kN)	Qu Meyerhof e Adams (kN)	Qu Universidade de Grenoble (kN)
10	8.198,15	3.183,06	1.237,50	3.210,51

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Figura 17 – Gráfico comparativo de resistência ao arrancamento – Sondagem 3, D = 0,4 m



Fonte: Autor (2026).

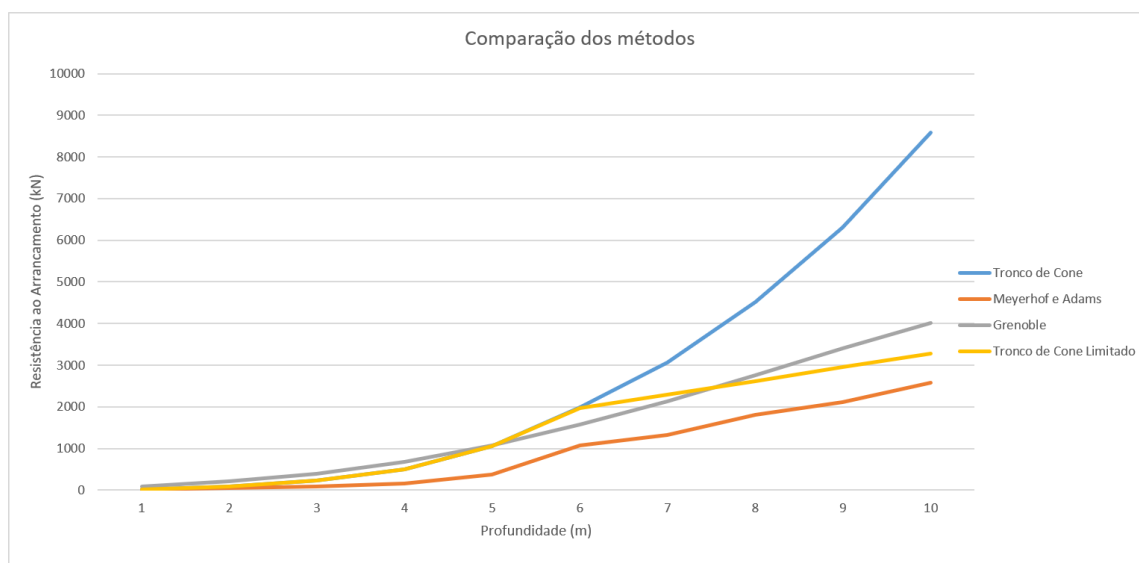
Na Tabela 49 são apresentados os valores referentes à estaca de diâmetro de 0,6 m. Na profundidade final de 10 m, o Método do Tronco de Cone apresentou o maior valor de Q_u , enquanto o Método de Meyerhof e Adams apresentou o menor valor final.

Tabela 49 – Valores de resistência última ao arrancamento para a Sondagem 3, D = 0,6 m

Profundidade h (m)	Qu Tronco de Cone (kN)	Qu Tronco de Cone Limitado (kN)	Qu Meyerhof e Adams (kN)	Qu Universidade de Grenoble (kN)
1	19,70	19,70	12,67	78,97
2	86,34	86,34	43,25	207,40
3	231,82	231,82	82,39	399,68
4	505,10	505,10	156,61	677,02
5	1.049,11	1.049,11	381,28	1.068,32
6	1.991,80	1.967,33	1.068,23	1.567,02
7	3.058,99	2.295,22	1.318,58	2.137,13
8	4.522,33	2.623,10	1.815,11	2.753,10
9	6.314,55	2.950,99	2.109,93	3.399,18
10	8.593,06	3.278,88	2.582,85	4.012,14

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Figura 18 – Gráfico comparativo de resistência ao arrancamento – Sondagem 3, D = 0,6 m



Fonte: Autor (2026).

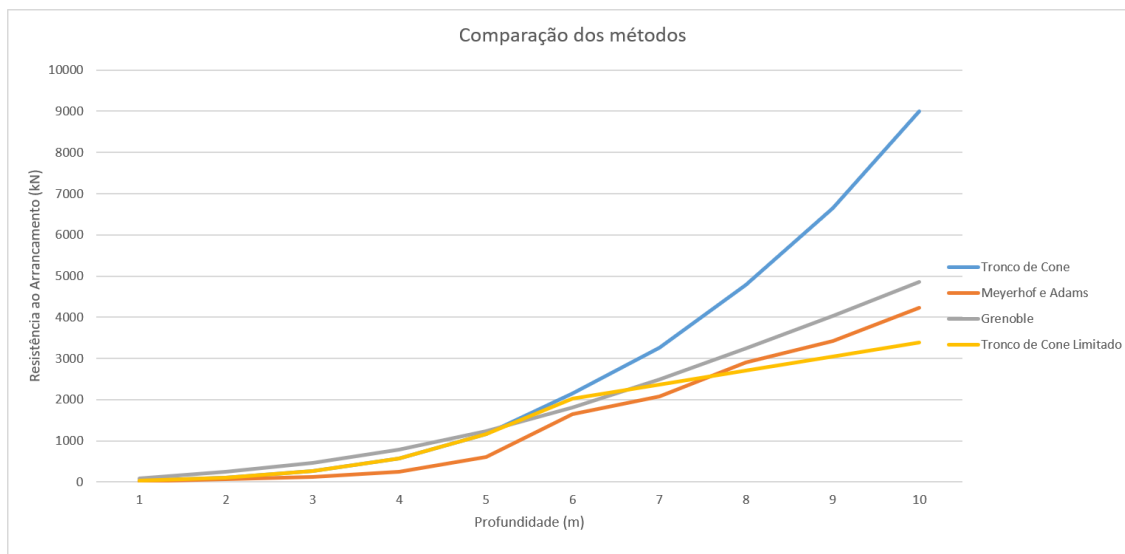
Na Tabela 50 são apresentados os resultados para a estaca de diâmetro de 0,8 m. Na profundidade final de 10 m, o Método do Tronco de Cone apresentou o maior valor de Q_u , enquanto o Método do Tronco de Cone Limitado apresentou o menor valor final entre os métodos comparados.

Tabela 50 – Valores de resistência última ao arrancamento para a Sondagem 3, D = 0,8 m

Profundidade h (m)	Qu Tronco de Cone (kN)	Qu Tronco de Cone Limitado (kN)	Qu Meyerhof e Adams (kN)	Qu Universidade de Grenoble (kN)
1	27,85	27,85	19,85	94,98
2	108,24	108,24	63,52	245,22
3	273,14	273,14	130,93	467,42
4	572,43	572,43	251,04	785,97
5	1.155,50	1.155,50	602,83	1.235,09
6	2.151,20	2.029,72	1.642,00	1.804,12
7	3.269,55	2.368,01	2.087,05	2.483,12
8	4.792,99	2.706,29	2.904,83	3.235,36
9	6.650,91	3.044,58	3.428,95	4.030,47
10	9.003,67	3.382,87	4.233,48	4.850,90

Fonte: Dados da pesquisa (2026).

Figura 19 – Gráfico comparativo de resistência ao arrancamento – Sondagem 3, D = 0,8 m



Fonte: Autor (2026).

4.2 DISCUSSÃO

De modo geral, observa-se que as diferenças entre os métodos se tornam mais expressivas com o aumento da profundidade. Esse comportamento está diretamente associado à forma como cada modelo idealiza a superfície de ruptura e considera, ou não, a transição entre mecanismos rasos e profundos. Enquanto o Método do Tronco de Cone direto assume uma expansão contínua da massa mobilizada até a superfície do terreno, os demais modelos incorporam, de diferentes formas, limitações geométricas, efeitos de confinamento, atrito lateral, coesão e parâmetros de resistência do solo.

“As placas tensionadas verticais ou quase verticais são divididas em modos de ruptura rasos e profundos. No modo raso, a superfície de falha atinge o nível do solo e toda a carga de tração aplicada é resistida pela placa. No modo profundo, a carga de tração é compartilhada pela placa e pelo eixo, onde a superfície de falha (ou zona plastificada) ao redor da placa não atinge o nível do solo. As duas curvas se cruzam na profundidade crítica (D_c), onde o modo de falha muda de raso para profundo ou vice-versa.” (Pacheco; Danziger; Pinto, 2008)

4.2.1 Análise do comportamento na sondagem 1 – solo misto

A Sondagem 1 representa uma condição de solo misto, com presença de argila arenosa e silte, o que indica participação simultânea da coesão e do ângulo de atrito interno na resistência ao arrancamento. Nesse tipo de perfil, a resposta dos métodos

tende a ser intermediária, pois a resistência não depende exclusivamente da coesão, como em solos predominantemente argilosos, nem apenas do atrito e do confinamento, como em solos arenosos.

Nos três diâmetros avaliados, o Método do Tronco de Cone direto apresentou crescimento acentuado com o aumento da profundidade. Esse comportamento decorre da própria formulação geométrica do método, que admite que a superfície de ruptura se propaga continuamente até a superfície, formando um volume de solo mobilizado cada vez maior. Assim, quanto maior a profundidade de embutimento, maior o raio superior do cone e, conseqüentemente, maior o volume de solo considerado resistente. Esse crescimento geométrico faz com que o método passe a se afastar progressivamente dos demais, principalmente nas maiores profundidades.

Como advertência a esse crescimento irreal, o Guia (IEEE, 2001) destaca a falha do modelo geométrico em prever o comportamento real do maciço: 'No entanto, para uma cravação mais profunda, a resistência à elevação calculada aumenta rapidamente com a profundidade, enquanto os resultados do modelo e dos testes de campo mostram apenas 1/4 a 1/7 do aumento esperado dos valores calculados. Essa diferença entre os valores observados e calculados sugere que o método não modela com precisão a influência da profundidade do embutimento na capacidade de elevação'.

A diferença entre o Tronco de Cone direto e o Tronco de Cone Limitado torna-se evidente a partir das profundidades intermediárias. Inicialmente, os dois métodos apresentam comportamento semelhante, pois o raio superior calculado ainda se encontra dentro do limite adotado. No entanto, quando esse limite é atingido, o método limitado passa a restringir a expansão da superfície de ruptura, reduzindo a taxa de crescimento da resistência. Essa limitação representa uma tentativa de aproximar o modelo de um comportamento fisicamente mais compatível com fundações profundas, nas quais a ruptura não necessariamente alcança a superfície do terreno.

No diâmetro de 0,4 m, a diferença entre os métodos fica mais evidente porque a relação profundidade/diâmetro aumenta rapidamente. Assim, a estaca passa a se comportar, em termos geométricos, como um elemento mais esbelto, fazendo com que a hipótese de ruptura global até a superfície se torne menos representativa. Nesse caso, o Método de Meyerhof e Adams apresenta valores mais baixos ao longo de boa

parte da profundidade, pois considera uma mobilização mais controlada da resistência, associada ao atrito lateral, ao empuxo passivo e aos fatores de forma.

Como justificativa teórica para essa mobilização controlada, a formulação de Meyerhof e Adams introduz parâmetros adimensionais que corrigem a tensão no plano de cisalhamento vertical. De acordo com o Guia (IEEE, 2001), o modelo restringe o empuxo adotando o parâmetro S_f , que 'é um fator de forma que rege o empuxo de terra passivo na lateral de um cilindro', associado ao parâmetro K_u , que 'é o coeficiente de elevação nominal do empuxo de terra na superfície de ruptura vertical'. A utilização desse fator de forma ajusta a pressão de terra assumida ao longo do perímetro da fundação de modo a representar a realidade tridimensional do cilindro mobilizado. Além disso, para garantir a segurança em configurações mais esbeltas e profundas, o modelo estipula que as equações de S_f e K_u não cresçam indefinidamente, sendo seus limites máximos rigorosamente tabelados e dependentes apenas do ângulo de atrito interno (ϕ) do maciço.

Para o diâmetro de 0,6 m, observa-se maior aproximação entre os métodos nas profundidades iniciais e intermediárias. Isso ocorre porque o aumento do diâmetro amplia a área lateral e a superfície de interação solo-estaca, elevando a contribuição dos métodos que consideram atrito, coesão e empuxo. Ainda assim, nas maiores profundidades, o Tronco de Cone direto volta a se destacar por efeito do crescimento geométrico do volume de solo mobilizado. O Método da Universidade de Grenoble mantém comportamento intermediário a elevado, pois incorpora os parâmetros resistentes do solo e considera uma superfície de ruptura mais compatível com o comportamento geotécnico do maciço.

No diâmetro de 0,8 m, os métodos que dependem da interação lateral e dos parâmetros de resistência do solo apresentam aumento mais expressivo. O Método de Meyerhof e Adams, por exemplo, passa a se aproximar mais dos demais nas maiores profundidades, pois o aumento do diâmetro amplia a influência da resistência lateral mobilizada. Entretanto, o Tronco de Cone direto continua apresentando crescimento mais acentuado, demonstrando que, nesse modelo, a profundidade exerce influência predominante sobre a resistência calculada.

Dessa forma, na Sondagem 1, os resultados indicam que o comportamento misto do solo gera uma resposta intermediária entre solos coesivos e friccionais. A coesão contribui para a resistência nos métodos que a consideram, enquanto o atrito interno

e o peso específico influenciam a evolução da resistência com a profundidade. A divergência entre os métodos, principalmente nas maiores profundidades, está relacionada menos aos valores numéricos em si e mais às hipóteses de ruptura adotadas por cada modelo.

4.2.2 Análise do comportamento na sondagem 2 – solo predominantemente coesivo

A Sondagem 2 apresenta comportamento associado a um solo predominantemente coesivo, com presença de argila siltosa e arenosa e valores elevados de coesão nas camadas mais profundas. Essa condição influencia diretamente os métodos que incorporam a parcela coesiva na formulação da resistência ao arrancamento, especialmente os modelos de Meyerhof e Adams e da Universidade de Grenoble.

Nos gráficos da Sondagem 2, observa-se que o Método da Universidade de Grenoble apresenta valores elevados desde as profundidades intermediárias. Esse comportamento está relacionado à forma como o método considera os coeficientes associados à coesão, ao atrito, ao peso específico e à sobrecarga. Em solos com maior coesão, a resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da superfície de ruptura é mais expressiva, o que favorece modelos que incluem explicitamente essa contribuição.

Para fundamentar essa influência, a literatura técnica que descreve a formulação do Método de Grenoble esclarece que a componente da equação atrelada à coesão do solo e aos fatores de atrito 'é responsável pela tensão de cisalhamento média que atua na superfície de ruptura', constatando-se que 'a integração das tensões de cisalhamento fornece, em geral, o termo dominante na capacidade de tração da fundação'(Pacheco; Danziger; Pinto, 2008).

O Método de Meyerhof e Adams também é sensível à coesão, porém sua resposta é mais controlada pela consideração do mecanismo de ruptura, dos fatores de forma e da distinção entre comportamento raso e profundo. Por esse motivo, mesmo em um perfil com elevada resistência coesiva, o método não apresenta crescimento tão acentuado quanto o Tronco de Cone direto. A formulação tende a limitar a mobilização da resistência à geometria da fundação e ao mecanismo de cisalhamento lateral, evitando que todo o maciço acima da estaca seja automaticamente considerado como uma massa resistente única.

No caso do Método do Tronco de Cone direto, a influência da coesão do solo não é representada de maneira mecânica tão refinada quanto nos demais métodos. A resistência é governada principalmente pela geometria do volume de solo mobilizado. Por isso, nas profundidades maiores, o método passa a apresentar crescimento muito acentuado, superando os demais modelos. Esse comportamento não ocorre necessariamente porque o solo coesivo teria, fisicamente, uma resistência ilimitada ao arrancamento, mas porque o modelo geométrico considera uma massa de solo progressivamente maior à medida que a profundidade aumenta.

A introdução da limitação do raio superior no Método do Tronco de Cone reduz esse efeito. Ao impedir que a superfície de ruptura se expanda indefinidamente, o modelo limitado passa a apresentar uma curva com crescimento menos abrupto. Esse comportamento é mais coerente com a ideia de que, em fundações profundas, a ruptura tende a ser localizada ou parcialmente confinada, e não necessariamente se desenvolve até a superfície do terreno.

No diâmetro de 0,4 m, os métodos apresentam maior afastamento a partir das profundidades intermediárias. A estaca de menor diâmetro possui menor superfície lateral disponível para mobilização de resistência, o que limita a contribuição dos métodos baseados em atrito lateral e coesão distribuída ao longo do fuste. Por outro lado, o Tronco de Cone direto continua sendo fortemente influenciado pela profundidade, o que explica o aumento progressivo da diferença entre esse método e os demais.

Para o diâmetro de 0,6 m, a contribuição da coesão e da superfície lateral se torna mais expressiva. O Método de Meyerhof e Adams apresenta crescimento mais significativo em relação ao diâmetro menor, pois o aumento da área lateral favorece a mobilização da resistência ao cisalhamento. O Método da Universidade de Grenoble também acompanha esse aumento, mantendo valores elevados devido à combinação entre coesão e profundidade.

No diâmetro de 0,8 m, o efeito do aumento da geometria da estaca é ainda mais evidente. A maior dimensão transversal amplia a superfície potencial de interação com o solo e aumenta a influência das parcelas laterais e dos coeficientes associados à resistência do maciço. Mesmo assim, o Tronco de Cone direto permanece como o método de maior crescimento nas profundidades finais, evidenciando novamente que sua formulação é dominada pela expansão geométrica do cone de ruptura.

Assim, na Sondagem 2, o solo predominantemente coesivo favorece os métodos que consideram explicitamente a coesão na resistência ao cisalhamento. No entanto, a maior divergência nas profundidades finais continua associada à hipótese geométrica do Tronco de Cone direto, que mobiliza um volume crescente de solo sem impor restrição física ao desenvolvimento da superfície de ruptura.

4.2.3 Análise do comportamento na sondagem 3 – solo puramente friccional: areia

A Sondagem 3 representa um perfil de solo arenoso, com coesão nula. Nesse caso, a resistência ao arrancamento depende essencialmente do atrito interno, do peso específico do solo, do nível de confinamento e do aumento da tensão efetiva vertical com a profundidade. Diferentemente dos solos coesivos, não há parcela resistente independente da tensão normal; portanto, a resistência cresce à medida que o solo passa a estar mais confinado.

Como fundamentação a esse comportamento, as diretrizes de projeto e a literatura geotécnica confirmam que, em solos sem coesão ($c = 0$), a resistência ao cisalhamento depende exclusivamente da tensão normal e do ângulo de atrito interno (relacionado à gradação, forma do grão e densidade relativa), conforme preconiza a equação de Mohr-Coulomb. Trata-se de um princípio geomecânico consolidado o fato de que 'a resistência das areias é proporcional à tensão efetiva'.

Nos três diâmetros analisados, as curvas apresentam comportamento mais fortemente associado ao acréscimo de confinamento com a profundidade. Em solos arenosos, a resistência por atrito depende da tensão normal atuante na superfície de ruptura. Como essa tensão aumenta com a profundidade, os métodos que consideram atrito, empuxo ou termos relacionados ao peso específico tendem a apresentar crescimento progressivo, com formato graficamente convexo.

O Método do Tronco de Cone direto novamente apresenta crescimento acentuado nas maiores profundidades. Entretanto, no caso da areia, esse crescimento não decorre da coesão, mas da combinação entre peso do solo mobilizado e expansão geométrica do cone. O método considera que uma massa cada vez maior de areia participa da resistência ao arrancamento, o que conduz a valores elevados quando a profundidade aumenta. Essa hipótese se torna especialmente crítica para estacas profundas, pois a ruptura real em solos granulares tende a ser influenciada pelo

confinamento e pela localização da zona de cisalhamento, e não necessariamente pela mobilização integral de um cone até a superfície.

O Método do Tronco de Cone Limitado apresenta comportamento mais moderado, justamente por restringir o crescimento da superfície de ruptura. Em solos arenosos, essa limitação é relevante porque o aumento da profundidade tende a elevar o confinamento, dificultando a propagação livre da ruptura até a superfície.

No diâmetro de 0,4 m, o Método de Meyerhof e Adams apresenta valores mais baixos em comparação aos demais métodos, especialmente nas profundidades iniciais e intermediárias. Isso ocorre porque, com coesão nula, a resistência depende basicamente do atrito mobilizado e do empuxo passivo, que são diretamente influenciados pela tensão vertical efetiva e pela geometria da estaca. Como o diâmetro é reduzido, a superfície lateral disponível também é menor, limitando a contribuição resistente.

No diâmetro de 0,6 m, o aumento da superfície lateral intensifica a mobilização do atrito e torna mais evidente o crescimento dos métodos que dependem da interação solo-estaca. A Universidade de Grenoble apresenta comportamento intermediário a elevado, pois sua formulação considera coeficientes associados ao atrito interno, ao peso específico e à profundidade relativa. A ausência de coesão faz com que a evolução da resistência dependa mais diretamente do aumento da tensão efetiva com a profundidade.

No diâmetro de 0,8 m, a influência geométrica da estaca se torna mais significativa. O Método de Meyerhof e Adams apresenta crescimento mais acentuado em relação aos diâmetros menores, aproximando-se dos métodos baseados em parâmetros de resistência do solo. Esse comportamento pode ser explicado pelo aumento do perímetro e da área de interação lateral, que favorecem a mobilização de resistência por atrito. Ainda assim, o Tronco de Cone direto permanece com crescimento superior nas maiores profundidades, em função da sua hipótese de mobilização de um volume de solo continuamente crescente.

Portanto, na Sondagem 3, a ausência de coesão altera o comportamento geral das curvas. A resistência passa a depender quase exclusivamente do atrito e do confinamento, tornando a profundidade um fator essencial. Os resultados demonstram que os métodos baseados em parâmetros de resistência do solo respondem ao

aumento da tensão efetiva, enquanto o Tronco de Cone direto continua sendo governado principalmente por sua geometria de ruptura.

4.2.4 Avaliação crítica dos modelos analíticos

A hipótese central deste trabalho considera que métodos tradicionais sem limitação geométrica, como o Método do Tronco de Cone direto, podem superestimar a resistência ao arrancamento em estacas profundas. Com base nos resultados obtidos, essa hipótese é sustentada de forma consistente, especialmente nas profundidades finais e nas situações em que a relação profundidade/diâmetro se torna mais elevada.

O principal motivo dessa superestimativa está na hipótese de que a superfície de ruptura se propaga indefinidamente até a superfície do terreno. Essa consideração pode ser razoável em fundações rasas, nas quais a massa de solo mobilizada possui extensão compatível com o mecanismo de ruptura global. Contudo, em fundações profundas, a tensão confinante aumenta, a deformabilidade do maciço passa a influenciar o mecanismo de falha e a ruptura tende a se tornar mais localizada. Assim, a ideia de que todo o solo contido em um cone amplo será mobilizado simultaneamente torna-se cada vez menos representativa.

A comparação entre o Tronco de Cone direto e o Tronco de Cone Limitado evidencia a importância da limitação geométrica: ela atua como uma correção geométrica que impede a mobilização irreal de volumes excessivos de solo. Essa diferença mostra que a formulação tradicional, quando aplicada sem restrições, pode conduzir a estimativas incompatíveis com o comportamento esperado para estacas profundas.

O Método de Meyerhof e Adams apresenta comportamento mais controlado, pois sua formulação considera a influência da profundidade relativa, dos fatores de forma, do atrito lateral e das condições de empuxo. Essa abordagem permite diferenciar, de maneira mais adequada, os mecanismos de fundações rasas e profundas. Por esse motivo, o método tende a apresentar resultados menos sensíveis ao crescimento geométrico puro e mais dependentes da interação entre solo e fundação.

O Método da Universidade de Grenoble, por sua vez, demonstrou elevada sensibilidade ao tipo de solo. Nos perfis com maior contribuição coesiva, apresentou valores mais expressivos devido à incorporação dos parâmetros de resistência ao

cisalhamento. Já no solo arenoso, sua resposta passou a depender principalmente do atrito interno, do peso específico e do confinamento. Essa característica indica que o método possui maior capacidade de refletir a variação geotécnica entre os perfis de sondagem, pois não se limita apenas à geometria do volume de solo mobilizado.

A influência do diâmetro também confirma que os métodos não respondem da mesma forma à variação geométrica da estaca. Nos métodos baseados em interação lateral, como Meyerhof e Adams e Grenoble, o aumento do diâmetro amplia a área de contato com o solo e favorece a mobilização de resistência por atrito, coesão ou empuxo. Já no Tronco de Cone direto, embora o diâmetro também influencie o volume mobilizado, a profundidade exerce papel predominante, pois controla a expansão da superfície de ruptura até o nível do terreno.

Com isso, os resultados indicam que a escolha do modelo analítico pode alterar significativamente a estimativa da resistência ao arrancamento, principalmente em maiores profundidades. A adoção do Método do Tronco de Cone direto, sem limitação do raio superior, tende a fornecer valores elevados e progressivamente afastados dos demais métodos. Essa característica reforça a necessidade de cautela em sua aplicação no dimensionamento de fundações profundas de torres de linhas de transmissão.

Por fim, a comparação entre os quatro modelos confirma que a interpretação da resistência ao arrancamento deve considerar simultaneamente a geometria da fundação, a profundidade de embutimento e o tipo de solo. Em solos mistos, há contribuição combinada da coesão e do atrito; em solos predominantemente coesivos, a parcela de coesão passa a exercer maior influência; e, em solos arenosos, a resistência depende essencialmente do confinamento e do atrito interno. Dessa forma, os resultados obtidos reforçam que modelos com controle geométrico e consideração explícita dos parâmetros geotécnicos tendem a representar de forma mais coerente o comportamento físico-mecânico das estacas submetidas ao arrancamento.

5 CONCLUSÃO

Este trabalho teve como tema a análise comparativa de modelos analíticos para estimativa da resistência última ao arrancamento em fundações por estacas de torres de linhas de transmissão. A pesquisa foi desenvolvida a partir da comparação entre os métodos do Tronco de Cone direto, Tronco de Cone com limitação do raio superior, Meyerhof e Adams e Universidade de Grenoble, aplicados a três perfis de sondagem, três diâmetros de estaca e profundidades de até 10 metros.

O objetivo geral e as metas específicas desta pesquisa foram integralmente cumpridos. A estruturação do modelo computacional metro a metro permitiu ir além de uma comparação teórica abstrata, mapeando o comportamento real dos métodos em perfis geológicos complexos. Os testes paramétricos responderam diretamente aos objetivos traçados ao comprovar, de forma quantitativa, a perda de validade física e a consequente superestimativa do Método do Tronco de Cone clássico em embutimentos profundos. Da mesma forma, as simulações validaram a sensibilidade do Método da Universidade de Grenoble frente à variação litológica, destacando sua forte resposta mecânica em camadas de solo com predominância coesiva. Assim, a sistematização das equações e a análise dos diâmetros e profundidades conectaram, de forma direta, as premissas teóricas aos limites práticos de aplicabilidade de cada metodologia estudada.

O método de procedimento foi seguido conforme proposto, com a aplicação dos modelos analíticos aos três perfis de sondagem selecionados. Para cada sondagem, foram avaliadas estacas com diâmetros de 0,4 m, 0,6 m e 0,8 m, considerando a variação da profundidade até 10 m. A organização dos resultados permitiu a comparação direta entre os métodos em cada cenário analisado.

A pergunta de pesquisa foi respondida, uma vez que os resultados permitiram avaliar como os modelos analíticos de Meyerhof e Adams, Tronco de Cone e Universidade de Grenoble se comportam na estimativa da resistência ao arrancamento de estacas, considerando a variação das propriedades geotécnicas do solo e das dimensões da fundação. Verificou-se que os modelos apresentam respostas distintas em função da profundidade, do diâmetro da estaca e das características resistentes de cada perfil geotécnico analisado. Em profundidades menores, os resultados tenderam a apresentar maior proximidade em alguns cenários. Entretanto, com o aumento da profundidade, as diferenças entre os métodos

se tornaram mais expressivas, principalmente em relação ao Método do Tronco de Cone direto.

A hipótese de pesquisa foi confirmada no âmbito das condições analisadas. Os resultados indicaram que o Método do Tronco de Cone direto tende a apresentar valores progressivamente mais elevados em maiores profundidades, em razão da expansão geométrica da superfície de ruptura considerada pelo método. A introdução da limitação do raio superior reduziu esse crescimento, aproximando o comportamento do método limitado aos demais modelos em diversos trechos analisados. Dessa forma, verificou-se que a ausência de limitação geométrica pode conduzir a estimativas superiores de resistência ao arrancamento em estacas mais profundas.

Também foi possível concluir que o tipo de solo influenciou diretamente a resposta dos métodos. Nos perfis com participação de coesão, os modelos que consideram essa parcela resistente apresentaram comportamento mais sensível às propriedades geotécnicas adotadas. Já no perfil arenoso, a resistência mostrou-se mais dependente do atrito interno, do confinamento e do aumento da tensão efetiva com a profundidade. O aumento do diâmetro da estaca também influenciou os resultados, principalmente nos métodos que consideram a interação lateral entre solo e fundação.

A principal contribuição científica da pesquisa está na sistematização comparativa dos modelos analíticos aplicados a diferentes condições de solo e geometria de estacas. O trabalho evidencia que a escolha do método de cálculo pode alterar significativamente a estimativa da resistência ao arrancamento, reforçando a necessidade de cautela na aplicação de modelos simplificados em fundações profundas. Para a comunidade acadêmica e para a prática da Engenharia Civil, os resultados contribuem para a compreensão das limitações dos métodos analíticos e para o aprimoramento da avaliação geotécnica de fundações submetidas a esforços de tração em torres de linhas de transmissão.

Portanto, conclui-se que os modelos analisados apresentam comportamentos distintos e que sua aplicabilidade depende das hipóteses adotadas, das propriedades do solo e da geometria da fundação. Assim, a estimativa da resistência ao arrancamento deve considerar não apenas o valor numérico obtido, mas também o mecanismo de ruptura assumido por cada método e sua compatibilidade com as condições geotécnicas do projeto.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestão para trabalhos futuros, recomenda-se a comparação dos resultados analíticos com provas de carga ou ensaios de arrancamento em campo, permitindo avaliar a proximidade entre os valores calculados e o comportamento real das fundações.

Além disso, novos estudos podem incluir a análise de outros tipos de fundações utilizadas em torres de linhas de transmissão, como tubulões, sapatas, blocos e estacas helicoidais, bem como considerar efeitos de grupo, carregamentos inclinados, esforços horizontais, momentos fletores e variações do nível d'água.

REFERÊNCIAS

ABNT. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. *In*: Rio de Janeiro: 2022.

ABNT. **NBR 5422: Projeto de linhas aéreas de transmissão de energia elétrica.** , 2024.

ALECRIM, Bruno *et al.* DESCARGAS ATMOSFÉRICAS EM LINHAS RURAIS DE TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA E SEUS EFEITOS. **Engenharia Elétrica - Revista FT**, v. 27, 2023.

AZEVEDO, Crysthian Purcino Bernardes. **Fundações para Linhas de Transmissão-Dimensionamento e Execução.** Belo Horizonte: Fundarc BH, 2011.

CARVALHO, D. **Análise de cargas últimas à tração em estacas escavadas instrumentadas em Campo Experimental de São Carlos.** 1991. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil.

CHAVES, R. A. **Fundações de Torre de Linhas de Transmissão e de Telecomunicação.** 2004. 214 p. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2004.

FILHO, João A. Paschoalin; DE CARVALHO, David. FUNDAÇÕES DE CONSTRUÇÕES SUBMETIDAS A ESFORÇOS DE TRAÇÃO EM SOLO DE ALTA POROSIDADE DA REGIÃO DE CAMPINAS-SP. **Engenharia Agrícola**, v. 30, n. 2, p. 205–211, 2010.

HACHICH, Waldemar *et al.* **Fundações: teoria e prática.** 2. ed. [S.l.]: Pini, 1998.

IEEE. **IEEE Std 691-2001: Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing.** New York, 26 dez. 2001.

KYUNG, Doohyun; LEE, Junhwan. Load-carrying behavior of transmission-tower connected foundations subjected to different load directions. **Soils and Foundations**, v. 55, n. 3, p. 575–587, 1 jun. 2015.

LABEGALINI, Paulo Roberto *et al.* **PROJETOS MECÂNICOS DAS LINHAS AÉREAS DE TRANSMISSÃO.** 2. ed. [S.l.: S.n.].

MARINHO, Renata de Oliveira *et al.* Desenvolvimento de um software para dimensionamento de fundações do tipo tubulão para torres de linhas de transmissão. **The Journal of Engineering and Exact Sciences**, v. 6, n. 5, p. 0732–0739, 12 dez. 2020.

NEVES, Alessandro Marques das; REIS, Jeselay. Probabilidade de ruína de estacas helicoidais nas fundações de torres de linhas de transmissão. **Geotecnia**, n. 139, p. 05–27, 21 out. 2017.

PACHECO, M. P.; DANZIGER, F. A. B.; PINTO, C. Pereira. Design of shallow foundations under tensile loading for transmission line towers: An overview. **Engineering Geology**, v. 101, n. 3–4, p. 226–235, 17 out. 2008.

PRIYA, Bharathi *et al.* Design methodologies of wind-sensitive tower foundations under conditions of partial contact. *In*: India: Publicado por Research Publishing, 10 dez. 2013.

SUBRAMANIAN, N.; VASANTHI, V. Design of tower foundations. **The Indian Concrete Journal**, v. 64, p. 135–141, 1990.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. [S.l.]: Oficina de Textos, 2012.

ANEXO A – COEFICIENTES DO MÉTODO DA UNIVERSIDADE DE GRENOBLE

Tabela 51 - Coeficiente M_c para $\alpha = -\varphi/8$

D/R	0,00	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	35,00
0,0	1,00	0,96	0,91	0,85	0,79	0,72	0,64	0,56
0,5	1,00	0,96	0,92	0,86	0,80	0,73	0,65	0,57
1,0	1,00	0,97	0,92	0,87	0,81	0,74	0,66	0,58
1,5	1,00	0,97	0,93	0,88	0,81	0,75	0,67	0,60
2,0	1,00	0,97	0,93	0,88	0,82	0,75	0,68	0,61
2,5	1,00	0,98	0,94	0,89	0,83	0,76	0,69	0,62
3,0	1,00	0,98	0,94	0,90	0,84	0,77	0,70	0,63
3,5	1,00	0,98	0,95	0,90	0,85	0,78	0,71	0,64
4,0	1,00	0,98	0,95	0,91	0,86	0,79	0,72	0,65
4,5	1,00	0,99	0,96	0,92	0,87	0,80	0,73	0,66
5,0	1,00	0,99	0,96	0,92	0,87	0,81	0,74	0,67
5,5	1,00	0,99	0,97	0,93	0,88	0,82	0,76	0,68
6,0	1,00	0,99	0,97	0,94	0,89	0,83	0,77	0,69
6,5	1,00	1,00	0,98	0,94	0,90	0,84	0,78	0,70
7,0	1,00	1,00	0,98	0,95	0,91	0,85	0,79	0,71
7,5	1,00	1,00	0,99	0,96	0,92	0,86	0,80	0,72
8,0	1,00	1,00	0,99	0,97	0,93	0,87	0,81	0,74
8,5	1,00	1,01	1,00	0,97	0,93	0,88	0,82	0,75
9,0	1,00	1,01	1,00	0,98	0,94	0,89	0,83	0,76
9,5	1,00	1,01	1,01	0,99	0,95	0,90	0,84	0,77
10,0	1,00	1,01	1,01	0,99	0,96	0,91	0,85	0,78
10,5	1,00	1,02	1,02	1,00	0,97	0,92	0,86	0,79
11,0	1,00	1,02	1,02	1,01	0,98	0,93	0,87	0,80
11,5	1,00	1,02	1,03	1,02	0,99	0,94	0,88	0,81
12,0	1,00	1,03	1,03	1,02	0,99	0,95	0,89	0,82
12,5	1,00	1,03	1,04	1,03	1,00	0,96	0,90	0,83
13,0	1,00	1,03	1,04	1,04	1,01	0,97	0,91	0,84
13,5	1,00	1,03	1,05	1,04	1,02	0,98	0,92	0,85
14,0	1,00	1,04	1,05	1,05	1,03	0,99	0,93	0,86
14,5	1,00	1,04	1,06	1,06	1,04	1,00	0,94	0,87
15,0	1,00	1,04	1,06	1,06	1,05	1,01	0,95	0,89
15,5	1,00	1,04	1,07	1,07	1,05	1,02	0,97	0,90
16,0	1,00	1,05	1,07	1,08	1,06	1,03	0,98	0,91
16,5	1,00	1,05	1,08	1,09	1,07	1,04	0,99	0,92
17,0	1,00	1,05	1,08	1,09	1,08	1,05	1,00	0,93
17,5	1,00	1,05	1,09	1,10	1,09	1,06	1,01	0,94
18,0	1,00	1,06	1,09	1,11	1,10	1,07	1,02	0,95
18,5	1,00	1,06	1,10	1,11	1,11	1,08	1,03	0,96
19,0	1,00	1,06	1,10	1,12	1,11	1,09	1,04	0,97
19,5	1,00	1,06	1,11	1,13	1,12	1,10	1,05	0,98
20,0	1,00	1,07	1,11	1,13	1,13	1,11	1,06	0,99
20,5	1,00	1,07	1,12	1,14	1,14	1,12	1,07	1,00
21,0	1,00	1,07	1,12	1,15	1,15	1,13	1,08	1,01
21,5	1,00	1,08	1,13	1,16	1,16	1,14	1,09	1,03
22,0	1,00	1,08	1,13	1,16	1,17	1,15	1,10	1,04
22,5	1,00	1,08	1,14	1,17	1,18	1,16	1,11	1,05
23,0	1,00	1,08	1,14	1,18	1,18	1,16	1,12	1,06
23,5	1,00	1,09	1,15	1,18	1,19	1,17	1,13	1,07
24,0	1,00	1,09	1,15	1,19	1,20	1,18	1,14	1,08
24,5	1,00	1,09	1,16	1,20	1,21	1,19	1,15	1,09
25,0	1,00	1,09	1,16	1,20	1,22	1,20	1,16	1,10
25,5	1,00	1,10	1,17	1,21	1,23	1,21	1,17	1,11
26,0	1,00	1,10	1,17	1,22	1,24	1,22	1,19	1,12
26,5	1,00	1,10	1,18	1,23	1,24	1,23	1,20	1,13

27,0	1,00	1,10	1,18	1,23	1,25	1,24	1,21	1,14
27,5	1,00	1,11	1,19	1,24	1,26	1,25	1,22	1,15
28,0	1,00	1,11	1,19	1,25	1,27	1,26	1,23	1,17
28,5	1,00	1,11	1,20	1,25	1,28	1,27	1,24	1,18
29,0	1,00	1,11	1,20	1,26	1,29	1,28	1,25	1,19
29,5	1,00	1,12	1,21	1,27	1,30	1,29	1,26	1,20
30,0	1,00	1,12	1,21	1,27	1,30	1,30	1,27	1,21

Fonte: Azevedo (2011)

Tabela 52 - Coeficiente ($M\phi + M\gamma$) para $\alpha = -\phi/8$

D/R	0,00	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	35,00
0,0	0,00	0,04	0,09	0,13	0,17	0,20	0,23	0,26
0,5	0,00	0,04	0,09	0,13	0,17	0,20	0,23	0,26
1,0	0,00	0,04	0,09	0,13	0,17	0,20	0,24	0,27
1,5	0,00	0,04	0,09	0,13	0,17	0,21	0,24	0,27
2,0	0,00	0,04	0,09	0,13	0,17	0,21	0,24	0,27
2,5	0,00	0,04	0,09	0,13	0,17	0,21	0,24	0,28
3,0	0,00	0,04	0,09	0,13	0,17	0,21	0,25	0,28
3,5	0,00	0,04	0,09	0,13	0,17	0,21	0,25	0,28
4,0	0,00	0,04	0,09	0,13	0,18	0,22	0,25	0,29
4,5	0,00	0,04	0,09	0,13	0,18	0,22	0,25	0,29
5,0	0,00	0,04	0,09	0,13	0,18	0,22	0,26	0,29
5,5	0,00	0,04	0,09	0,13	0,18	0,22	0,26	0,30
6,0	0,00	0,04	0,09	0,14	0,18	0,22	0,26	0,30
6,5	0,00	0,04	0,09	0,14	0,18	0,22	0,26	0,30
7,0	0,00	0,04	0,09	0,14	0,18	0,23	0,27	0,30
7,5	0,00	0,04	0,09	0,14	0,18	0,23	0,27	0,31
8,0	0,00	0,04	0,09	0,14	0,18	0,23	0,27	0,31
8,5	0,00	0,04	0,09	0,14	0,19	0,23	0,28	0,31
9,0	0,00	0,04	0,09	0,14	0,19	0,23	0,28	0,32
9,5	0,00	0,05	0,09	0,14	0,19	0,24	0,28	0,32
10,0	0,00	0,05	0,09	0,14	0,19	0,24	0,28	0,32
10,5	0,00	0,05	0,09	0,14	0,19	0,24	0,29	0,33
11,0	0,00	0,05	0,09	0,14	0,19	0,24	0,29	0,33
11,5	0,00	0,05	0,09	0,14	0,19	0,24	0,29	0,33
12,0	0,00	0,05	0,09	0,14	0,19	0,24	0,29	0,34
12,5	0,00	0,05	0,09	0,14	0,20	0,25	0,30	0,34
13,0	0,00	0,05	0,09	0,15	0,20	0,25	0,30	0,34
13,5	0,00	0,05	0,09	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35
14,0	0,00	0,05	0,09	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35
14,5	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,31	0,35
15,0	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,26	0,31	0,36
15,5	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,26	0,31	0,36
16,0	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,26	0,31	0,36
16,5	0,00	0,05	0,10	0,15	0,21	0,26	0,32	0,37
17,0	0,00	0,05	0,10	0,15	0,21	0,26	0,32	0,37
17,5	0,00	0,05	0,10	0,15	0,21	0,26	0,32	0,37
18,0	0,00	0,05	0,10	0,15	0,21	0,27	0,32	0,38
18,5	0,00	0,05	0,10	0,15	0,21	0,27	0,33	0,38
19,0	0,00	0,05	0,10	0,15	0,21	0,27	0,33	0,38
19,5	0,00	0,05	0,10	0,15	0,21	0,27	0,33	0,39
20,0	0,00	0,05	0,10	0,15	0,21	0,27	0,33	0,39
20,5	0,00	0,05	0,10	0,16	0,21	0,28	0,34	0,39
21,0	0,00	0,05	0,10	0,16	0,22	0,28	0,34	0,40
21,5	0,00	0,05	0,10	0,16	0,22	0,28	0,34	0,40
22,0	0,00	0,05	0,10	0,16	0,22	0,28	0,34	0,40
22,5	0,00	0,05	0,10	0,16	0,22	0,28	0,35	0,41

23,0	0,00	0,05	0,10	0,16	0,22	0,28	0,35	0,41
23,5	0,00	0,05	0,10	0,16	0,22	0,29	0,35	0,41
24,0	0,00	0,05	0,10	0,16	0,22	0,29	0,35	0,42
24,5	0,00	0,05	0,10	0,16	0,22	0,29	0,36	0,42
25,0	0,00	0,05	0,10	0,16	0,23	0,29	0,36	0,42
25,5	0,00	0,05	0,10	0,16	0,23	0,29	0,36	0,43
26,0	0,00	0,05	0,10	0,16	0,23	0,30	0,36	0,43
26,5	0,00	0,05	0,10	0,16	0,23	0,30	0,37	0,43
27,0	0,00	0,05	0,10	0,16	0,23	0,30	0,37	0,44
27,5	0,00	0,05	0,10	0,17	0,23	0,30	0,37	0,44
28,0	0,00	0,05	0,10	0,17	0,23	0,30	0,37	0,44
28,5	0,00	0,05	0,10	0,17	0,23	0,30	0,38	0,45
29,0	0,00	0,05	0,10	0,17	0,24	0,31	0,38	0,45
29,5	0,00	0,05	0,10	0,17	0,24	0,31	0,38	0,45
30,0	0,00	0,05	0,10	0,17	0,24	0,31	0,38	0,46

Fonte: Azevedo (2011)

Tabela 53 - Coeficiente M_q para $\alpha = -\varphi/8$

D/R	0,00	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00	35,00
0,0	0,00	0,07	0,14	0,20	0,24	0,28	0,30	0,32
0,5	0,00	0,07	0,14	0,20	0,25	0,28	0,31	0,32
1,0	0,00	0,07	0,14	0,20	0,25	0,29	0,31	0,33
1,5	0,00	0,07	0,14	0,20	0,25	0,29	0,32	0,34
2,0	0,00	0,07	0,14	0,20	0,25	0,29	0,32	0,34
2,5	0,00	0,07	0,14	0,20	0,26	0,30	0,33	0,35
3,0	0,00	0,07	0,14	0,21	0,26	0,30	0,33	0,35
3,5	0,00	0,07	0,14	0,21	0,26	0,31	0,34	0,36
4,0	0,00	0,07	0,15	0,21	0,26	0,31	0,34	0,37
4,5	0,00	0,08	0,15	0,21	0,27	0,31	0,35	0,37
5,0	0,00	0,08	0,15	0,21	0,27	0,32	0,35	0,38
5,5	0,00	0,08	0,15	0,21	0,27	0,32	0,36	0,38
6,0	0,00	0,08	0,15	0,22	0,28	0,32	0,36	0,39
6,5	0,00	0,08	0,15	0,22	0,28	0,33	0,37	0,40
7,0	0,00	0,08	0,15	0,22	0,28	0,33	0,37	0,40
7,5	0,00	0,08	0,15	0,22	0,28	0,34	0,38	0,41
8,0	0,00	0,08	0,15	0,22	0,29	0,34	0,38	0,41
8,5	0,00	0,08	0,15	0,22	0,29	0,34	0,39	0,42
9,0	0,00	0,08	0,15	0,23	0,29	0,35	0,39	0,43
9,5	0,00	0,08	0,15	0,23	0,29	0,35	0,40	0,43
10,0	0,00	0,08	0,15	0,23	0,30	0,36	0,40	0,44
10,5	0,00	0,08	0,16	0,23	0,30	0,36	0,41	0,44
11,0	0,00	0,08	0,16	0,23	0,30	0,36	0,41	0,45
11,5	0,00	0,08	0,16	0,23	0,30	0,37	0,42	0,46
12,0	0,00	0,08	0,16	0,23	0,31	0,37	0,42	0,46
12,5	0,00	0,08	0,16	0,24	0,31	0,37	0,43	0,47
13,0	0,00	0,08	0,16	0,24	0,31	0,38	0,43	0,48
13,5	0,00	0,08	0,16	0,24	0,31	0,38	0,44	0,48
14,0	0,00	0,08	0,16	0,24	0,32	0,39	0,44	0,49
14,5	0,00	0,08	0,16	0,24	0,32	0,39	0,45	0,49
15,0	0,00	0,08	0,16	0,24	0,32	0,39	0,45	0,50
15,5	0,00	0,08	0,16	0,25	0,33	0,40	0,46	0,51
16,0	0,00	0,08	0,16	0,25	0,33	0,40	0,46	0,51
16,5	0,00	0,08	0,16	0,25	0,33	0,40	0,47	0,52
17,0	0,00	0,08	0,17	0,25	0,33	0,41	0,47	0,52
17,5	0,00	0,08	0,17	0,25	0,34	0,41	0,48	0,53
18,0	0,00	0,08	0,17	0,25	0,34	0,42	0,48	0,54
18,5	0,00	0,08	0,17	0,26	0,34	0,42	0,49	0,54

19,0	0,00	0,08	0,17	0,26	0,34	0,42	0,49	0,55
19,5	0,00	0,08	0,17	0,26	0,35	0,43	0,50	0,55
20,0	0,00	0,08	0,17	0,26	0,35	0,43	0,50	0,56
20,5	0,00	0,08	0,17	0,26	0,35	0,44	0,51	0,57
21,0	0,00	0,08	0,17	0,26	0,35	0,44	0,51	0,57
21,5	0,00	0,08	0,17	0,27	0,36	0,44	0,52	0,58
22,0	0,00	0,08	0,17	0,27	0,36	0,45	0,52	0,58
22,5	0,00	0,08	0,17	0,27	0,36	0,45	0,53	0,59
23,0	0,00	0,08	0,17	0,27	0,37	0,45	0,53	0,60
23,5	0,00	0,08	0,17	0,27	0,37	0,46	0,54	0,60
24,0	0,00	0,08	0,18	0,27	0,37	0,46	0,54	0,61
24,5	0,00	0,08	0,18	0,27	0,37	0,47	0,55	0,62
25,0	0,00	0,08	0,18	0,28	0,38	0,47	0,55	0,62
25,5	0,00	0,08	0,18	0,28	0,38	0,47	0,56	0,63
26,0	0,00	0,08	0,18	0,28	0,38	0,48	0,56	0,63
26,5	0,00	0,08	0,18	0,28	0,38	0,48	0,57	0,64
27,0	0,00	0,08	0,18	0,28	0,39	0,48	0,57	0,65
27,5	0,00	0,08	0,18	0,28	0,39	0,49	0,58	0,65
28,0	0,00	0,08	0,18	0,29	0,39	0,49	0,58	0,66
28,5	0,00	0,08	0,18	0,29	0,39	0,50	0,59	0,66
29,0	0,00	0,08	0,18	0,29	0,40	0,50	0,59	0,67
29,5	0,00	0,09	0,18	0,29	0,40	0,51	0,60	0,68
30,0	0,00	0,09	0,18	0,29	0,40	0,51	0,60	0,68

Fonte: Azevedo (2011)