

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Guilherme de Araújo Rochedo

**EFEITOS ADVERSOS DA IMPLANTAÇÃO DE ESTACAS DE
UMA OAE SOBRE SOLOS MOLES EM ADENSAMENTO**

Porto Alegre
Setembro de 2023

GUILHERME DE ARAÚJO ROCHEDO

**EFEITOS ADVERSOS DA IMPLANTAÇÃO DE ESTACAS DE
UMA OAE SOBRE SOLOS MOLES EM ADENSAMENTO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Comissão de
Graduação do Curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia
da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos
requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Prof. Dr. Cesar Alberto Ruver

Porto Alegre
Setembro de 2023

GUILHERME DE ARAÚJO ROCHEDO

**EFEITOS ADVERSOS DA IMPLANTAÇÃO DE ESTACAS DE
UMA OAE SOBRE SOLOS MOLES EM ADENSAMENTO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pela Banca Examinadora, pelo/a Professor/a Orientador/a e pela Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 06 de setembro de 2023

BANCA EXAMINADORA

Prof. Cesar Alberto Ruver (UFRGS)
D.Sc pelo PPGECC/UFRGS
Orientador

Eng. Marcos Strauss (SINGE)
M.Sc pelo PPGECC/UFRGS

Profa. Wai Ying Yuk Gehling (UFRGS)
Ph.D pela University of the Saskatchewan

Doutoranda Alexia Cindy Wagner (UFRGS)
M.Sc pelo PPGECC/UFRGS

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais João Adriano e Rafaela por sempre me aconselharem a seguir pelos melhores caminhos, dando todo o suporte necessário para que eu conseguisse me manter na faculdade. O incentivo de vocês a nunca desistir, e a sempre buscar novos desafios foi fundamental para que eu chegasse até aqui. Essa conquista também é de vocês!

Agradeço à Franciele, meu amor. Que eu conheci na UFRGS e que estive ao meu lado desde o início do curso, sendo minha base de apoio na faculdade, e na vida. Com certeza ao teu lado, essa jornada se tornou muito mais leve e completa. Obrigado por ser meu grupo preferido em todos os trabalhos e por ser minha companheira na vida.

Agradeço à minha família por me apoiar na escolha pelo curso, sobretudo aos meus tios Davi e Daniel e ao meu avô José (engenheiros). Sem dúvida vocês foram uma referência para mim na escolha desta profissão.

Agradeço aos professores da Universidade pela dedicação e pelo empenho, mantendo a UFRGS como uma das melhores universidades do Brasil. Em especial, agradeço ao meu orientador Cesar pela dedicação na disciplina de Fundações, que fez com que eu me interessasse ainda mais pela área da Geotecnia e pelo apoio no desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço ao Marcos e ao Gustavo da Singe pelo período de estágio e trabalho desenvolvido ao longo do curso, permitindo que eu me desenvolvesse e aprendesse ainda mais na área da Geotecnia e motivando o desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço à Arteris pela disponibilidade dos projetos do Contorno para a aplicação dos conceitos abordados neste trabalho. Entendo que a interação entre a universidade e as empresas seja fundamental para o desenvolvimento do conhecimento na engenharia.

Tudo o que um sonho precisa para ser realizado é
alguém que acredite que ele possa ser realizado.

Roberto Shinyashiki

RESUMO

A implantação de estacas sobre solos moles pode ser problemática se não forem levados em conta os fenômenos adversos causados pelo adensamento de solos altamente compressíveis. Os fenômenos do atrito negativo e do Efeito Tschebotarioff provocam solicitações adicionais nas estacas que devem ser consideradas no dimensionamento estrutural para o funcionamento seguro das fundações. Nesse contexto, foi abordado o estudo de caso de uma Obra de Arte Especial (OAE) da obra do Contorno Viário de Florianópolis/SC executada com fundações profundas sobre solos moles. No projeto original da OAE, foi definido pela projetista que as fundações poderiam ser executadas somente após a estabilização dos aterros adjacentes, de modo a minimizar os efeitos adversos causados pelo adensamento dos solos moles. No entanto, buscando a celeridade da obra, foi proposto o estudo da execução das fundações antes da estabilização dos aterros. Neste cenário, tem-se a imposição de solicitações adicionais nas estacas devido ao adensamento dos solos moles. Neste sentido, o trabalho buscou a estimativa dessas solicitações adicionais, tendo em vista a verificação estrutural e definição da viabilidade técnica da alteração na sequência executiva. Foi realizada a aplicação dos métodos para a estimativa do atrito negativo e do Efeito Tschebotarioff ao apoio crítico AP3 do estudo de caso abordado. Com relação ao atrito negativo estimou-se a carga adicional Q_n imposta às estacas através dos diferentes métodos semiempíricos abordados na revisão, onde verificou-se grande variabilidade nos resultados obtidos, tendo como método mais conservador o Método Estático com a aplicação do método semiempírico de Décourt-Quaresma. Este foi o mesmo método adotado no projeto original, de modo que o atrito negativo não se mostrou problemático com relação à execução antecipada das estacas. Já no que diz respeito ao Efeito Tschebotarioff, foram aplicados os métodos semiempíricos estudados na revisão objetivando a obtenção do momento máximo $M_{m\acute{a}x}$ imposto nas estacas e foi realizado um estudo mais completo a partir do Método dos Elementos Finitos. Quanto ao momento adicional provocado pelo Efeito Tschebotarioff, os métodos aplicados apresentaram variabilidade média entre os resultados, destacando-se o Método por Elementos Finitos, tendo em vista sua abordagem mais completa do problema. O momento adicional imposto pelo Efeito Tschebotarioff foi cerca de 23% do valor do momento de projeto da fundação, sendo relevante a verificação estrutural considerando esta solicitação para definição da viabilidade técnica da alteração na sequência construtiva da fundação projetada.

Palavras-chave: Solos moles. Fundações profundas. OAE. Atrito Negativo.

Efeito Tschebotarioff. Método dos Elementos Finitos.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Mapa das rodovias federais do Brasil.....	20
Figura 2 – Esquema do atrito entre dois corpos em um plano inclinado.....	26
Figura 3 – Transmissão de forças entre partículas de areia e de argilas.....	27
Figura 4 – Castelo de areia de pé na praia em função da coesão aparente.....	28
Figura 5 – Círculo de Mohr e envoltória de ruptura.....	29
Figura 6 – Analogia mecânica para o processo de adensamento, segundo Terzaghi.....	31
Figura 7 – Excesso de poropressão (Δu) gerado imediatamente após a aplicação da carga ($\Delta \sigma$).....	32
Figura 8 – Esquema da aplicação de drenos verticais para aceleração de recalques.....	33
Figura 9 – Estaca submetida à carga de ruptura de compressão.....	37
Figura 10 – Subdivisão genérica da estrutura de uma ponte.....	43
Figura 11 – Seção longitudinal de extremidade de ponte em balanço apoiada diretamente sobre o aterro de acesso.....	44
Figura 12 – Seção longitudinal de extremidade de ponte apoiada sobre encontro.....	44
Figura 13 – Exemplo de perfil geológico-geotécnico longitudinal elaborado a partir de investigação geotécnica.....	45
Figura 14 – Sapata rígida.....	47
Figura 15 – Sapata flexível.....	47
Figura 16 – Seção típica dos elementos do trilho.....	48
Figura 17 – Seções de trilhos associados.....	48
Figura 18 – Causas do atrito negativo.....	51
Figura 19 – Ocorrência do ponto neutro.....	53
Figura 20 – Profundidade do ponto neutro em função do atrito negativo; (a) Caso de Q_n forte; (b) Caso de Q_n fraco;.....	53
Figura 21 – Perfil de tensões reais e geostáticas, em que σ_{est} é a tensão vertical efetiva real junto da estaca e $(q_0 + \gamma z)$ é a tensão geostática;.....	54
Figura 22 – Variação da tensão vertical próximo da estaca.....	59
Figura 23 – Composição dos deslocamentos em estacas inclinadas; (a) Inclinação da estaca para o lado do aterro (situação mais desfavorável); (b) Inclinação da estaca para o lado do vazio (situação menos desfavorável);.....	61
Figura 24 – Exemplos do Efeito Tschebotarioff.....	62
Figura 25 – Proposta de Tschebotarioff.....	65
Figura 26 – Esquema de cálculo para o caso de estaca engastada no bloco.....	67

Figura 27 – Pressão horizontal p_h nas estacas no caso de sobrecarga uniforme.....	68
Figura 28 – Estacas submetidas a pressões laterais na vizinhança de um talude.....	68
Figura 29 – Método de Wenz (1963, apud VELLOSO; LOPES, 2010).....	70
Figura 30 – Modelo de cálculo de um maciço-multicamadas atravessado por um grupo de estacas.....	71
Figura 31 – Variação do momento máximo nas estacas em função da rigidez relativa.....	72
Figura 32 – Mapa do Contorno Viário de Florianópolis.....	76
Figura 33 – Implantação da OAE Relocação 3.....	77
Figura 34 – Mapa Geológico do Leste Catarinense.....	79
Figura 35 – Perfil geológico da OAE.....	80
Figura 36 – Implantação das sondagens mistas executadas para projeto da OAE 3.....	81
Figura 37 – Seção Transversal Típica da OAE 3 no meio do vão.....	85
Figura 38 – Implantação da OAE 3.....	85
Figura 39 – Implantação das estacas da OAE 3.....	89
Figura 40 - Planta baixa do bloco e estacas dos apoios AP3 e AP4.....	90
Figura 41 – Seção transversal ao eixo de projeto da OAE 3 – Bloco e estacas.....	90
Figura 42 – Seção longitudinal ao eixo de projeto da OAE 3 – Bloco e estacas.....	91
Figura 43 – Soluções construtivas para estabilidade de aterros sobre solos moles.....	95
Figura 44 – Esquema ilustrativo das etapas envolvidas na adoção da solução para aceleração de recalques.....	96
Figura 45 – Seção EST 504+00 do Tronco do Contorno de Florianópolis, transversal ao apoio AP3.....	97
Figura 46 – Perfil geológico com estacas dos apoios AP3 e AP4, baseado na SM-373...	102
Figura 47 - Modelo Ftool da estaca pelo método de Tschebotarioff.....	111
Figura 48 – Estabilidade global no período construtivo para EST 504+00.....	112
Figura 49 – Obtenção do ângulo $\alpha\tau$ – Método De Beer e Wallays.....	113
Figura 50 - Modelo Ftool da estaca pelo método de De Beer e Wallays.....	114
Figura 51 - Modelo Ftool da estaca pelo método de Wenz.....	115
Figura 52 - Modelo Ftool da estaca pelo método de Wenz, com efeito de grupo.....	116
Figura 53 – Modelo 2D em elementos finitos.....	121
Figura 54 – Diagrama de momentos ao longo do eixo da estaca – Cenário 1.....	124
Figura 55 – Gráfico de recalques ao longo do tempo ocorrido em um ponto no topo do aterro – Cenário 1.....	125
Figura 56 – Gráfico de deslocamentos horizontais ao longo do eixo da estaca – Cenário 1.....	125

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Avaliação dos métodos de previsão do atrito negativo.....	55
Quadro 2 - Parâmetros e informações geotécnicas para projetos de aterros sobre solos moles.....	83
Quadro 3 - Parâmetros geotécnicos recomendados para a argila mole nos projetos.....	84

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Limites das frações de solos pelo tamanho dos grãos.....	26
Tabela 2 – Valores típicos de coeficiente de permeabilidade de solos sedimentares.....	30
Tabela 3 – Coeficientes k e α em função do tipo de solo, segundo Aoki e Velloso, 1975.....	39
Tabela 4 – Coeficientes F_1 e F_2 em função do tipo de estaca, segundo Aoki e Velloso, 1975 e 1978.....	39
Tabela 5 – Coeficientes k e α em função do tipo de solo, segundo Laprovitera, 1988....	39
Tabela 6 - Coeficientes F_1 e F_2 em função do tipo de estaca, segundo Laprovitera, 1988 e Benegas, 1993.....	39
Tabela 7 - Coeficientes k e α em função do tipo de solo, segundo Monteiro, 1997.....	40
Tabela 8 - Coeficientes F_1 e F_2 em função do tipo de estaca, segundo Monteiro, 1997..	40
Tabela 9 – Valores de C (Método Décourt-Quaresma).....	41
Tabela 10 – Valores de C para estacas escavadas com fluido estabilizante (Método Décourt-Quaresma).....	41
Tabela 11 – Valores de β em função do tipo de estaca escavada.....	42
Tabela 12 – Valores de $\beta_k \varepsilon$ propostos por Long e Healy.....	57
Tabela 13 – Valores de $K \cdot tg \delta$ em função do tipo de estaca.....	58
Tabela 14 – Exemplo da variabilidade de resultados dos métodos de previsão do atrito negativo.....	60
Tabela 15 – Valor do atrito negativo obtido para os apoios da OAE.....	87
Tabela 16 – Resumo dos resultados obtidos para o cálculo geotécnico das fundações da OAE 3.....	88
Tabela 17 – Composição do N_k adotado pela projetista.....	91
Tabela 18 – Esforços estruturais de cálculo para o dimensionamento das estacas.....	92
Tabela 19 – Parâmetros para dimensionamento de estacas e tubulões moldados in loco.	93
Tabela 20 – Cálculo da tensão atuante ($\sigma \delta$).....	94
Tabela 21 – Peso específico de solos argilosos.....	103
Tabela 22 – Peso específico de solos arenosos.....	103
Tabela 23 – Cálculo do atrito negativo pelo Método Simples.....	104
Tabela 24 – Cálculo do atrito negativo pelo Método de Endo et. al.....	105
Tabela 25 – Cálculo do atrito negativo pelo método estático de Décourt-Quaresma.....	105
Tabela 26 – Cálculo do atrito negativo pelo método estático de Aoki-Velloso (original)	106
Tabela 27 - Cálculo do atrito negativo pelo método estático de Aoki-Velloso (Laprovitera e Benegas).....	106

Tabela 28 - Cálculo do atrito negativo pelo método estático de Aoki-Velloso (Monteiro).....	107
Tabela 29 – Valores estimados de módulo de elasticidade do concreto em função de sua resistência característica.....	107
Tabela 30 – Valores de α para determinação de E_s	108
Tabela 31 – Valores de K para determinação de E_s	108
Tabela 32 - Relações $E_s/NSPT_{,60}$ (em MPa).....	109
Tabela 33 – Cálculo da rigidez relativa das estacas.....	109
Tabela 34 – Cálculo da pressão horizontal pelo método de Tschebotarioff.....	110
Tabela 35 – Cálculo da pressão horizontal pelo método de De Beer e Wallays.....	113
Tabela 36 – Memorial de parâmetros utilizados nos materiais para análise pelo MEF....	117
Tabela 37 – Valores típicos de ângulo de atrito no estado crítico (ϕ_{cr}) e de pico (ϕ_{pi}).....	118
Tabela 38 – Valores típicos de coeficiente de Poisson drenado (ν_{dr}).....	119
Tabela 39 – Propriedades da estaca para fins de modelagem em elementos finitos.....	120
Tabela 40 – Parâmetros da geogrelha para análise em elementos finitos.....	120
Tabela 41 – Resumo das solicitações obtidas nas análises pelo MEF.....	123
Tabela 42 – Resumo dos resultados obtidos para o cálculo do atrito negativo nas estacas do AP3.....	126
Tabela 43 – Dispersão entre os resultados do atrito negativo.....	126
Tabela 44 - Resumo dos resultados obtidos para o cálculo do Efeito Tschebotarioff nas estacas do AP3.....	128
Tabela 45 – Dispersão entre os resultados do Efeito Tschebotarioff.....	128

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

APi – Apoio i da obra de arte especial

CAA – Classe de Agressividade Ambiental

CPT/CPTu – Ensaio de Penetração de Cone (*Cone Penetration Test*)

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

E1/E2 – Encontros da obra de arte especial

EST – Estaca (medição de alinhamento rodoviário)

ISF – Instrução de Serviço Ferroviário

MEF – Método dos Elementos Finitos

NBR – Norma técnica brasileira

OAE – Obra de arte especial

RQD – índice de qualidade da rocha

SC – Estado de Santa Catarina

SM – Sondagem Mista

SPT – Sondagem a Percussão (*Standard Penetration Test*)

LISTA DE SÍMBOLOS

- a – distância entre eixos das estacas (Método de Wenz) (m)
- a_d – aderência entre solo e estaca
- A_p - Área da ponta da estaca (m^2)
- a_p - dimensão do pilar na mesma direção (m)
- a_s - dimensão da sapata em uma determinada direção (m)
- B – diâmetro ou largura da estaca (m)
- C – coeficiente da resistência de ponta da estaca pelo Método Décourt-Quaresma (kN/m^2)
- c' – intercepto coesivo (kPa)
- e_h – espaçamento horizontal (propriedade da estaca no MEF) (m)
- E_c – módulo de rigidez do material da estaca (MPa)
- E_i – módulo de rigidez do solo na camada i (MPa)
- E_s – módulo de elasticidade do solo (MPa)
- f - fator de redução do método Método de De Beer e Wallays
- f_{ck} - resistência característica do concreto à compressão (MPa)
- FSg - fator de segurança global
- F1 - coeficiente do método de Aoki-Velloso em função do tipo de estaca para estimativa da capacidade de carga
- F2 - coeficiente do método de Aoki-Velloso em função do tipo de estaca para estimativa da capacidade de carga
- H – altura do talude real (Método de De Beer e Wallays) (m)
- H_f – altura de um talude fictício (Método de De Beer e Wallays) (m)
- h_s - altura da sapata (m)
- $\frac{H}{l^*}$ - rigidez relativa da estaca
- I – momento de inercia da seção da estaca (m^4)
- J – módulo de rigidez da geogrelha (MPa)
- K – coeficiente de empuxo lateral
- K_E – coeficiente para obtenção do módulo de elasticidade do solo (MPa)
- l – comprimento da estaca na camada de solo compressível (Método de Endo) (m)

l_n - profundidade do ponto neutro em relação ao topo da estaca (Método de Endo) (m)

l_i^* - comprimento elástica da estaca na camada i

$M_{m\acute{a}x}$ - momento máximo imposto às estacas em função do Efeito Tschebotarioff (kN.m)

$M_{sd,x}$ - Momento de cálculo do dimensionamento estrutural da estaca, na longitudinal (kN.m)

$M_{sd,y}$ - Momento de cálculo do dimensionamento estrutural da estaca, na transversal (kN.m)

N - média do N_{SPT} na região de interesse da estaca pelo Método de Décourt-Quaresma

N_k - Carga normal característica da estaca (kN)

N_{sd} - Carga normal de cálculo para o dimensionamento estrutural da estaca (kN)

N_{SPT} - índice de resistência à penetração do solo (ensaio SPT)

$N_{SPT,60}$ - índice de resistência à penetração do solo (ensaio SPT internacional – 60% da energia)

P_{adm} - carga admissível (kN)

ph - pressão horizontal na estaca devido ao Efeito Tschebotarioff (kN/m)

$P_{\acute{u}til}$ - carga útil admissível sobre o elemento de fundação (kN)

q - sobrecarga atuante sobre o terreno (Método de De Beer e Wallays) (kN/m)

$q'(z,r)$ - tensão vertical efetiva real, considerando as estacas (Método de Combarieu) (kPa)

$Q_{l,ult}$ - capacidade de carga do fuste (kN)

Q_n - carga característica de atrito lateral negativo (kN)

$Q_{p,ult}$ - capacidade de carga da ponta ou base (kN)

Q_{ult} - capacidade de carga (total) da estaca (ou tubulão) (kN)

r - afastamento radial da estaca (m)

R_{lp} - força resistente característica de atrito lateral positivo, na ruptura (kN)

R_p - força resistente característica de ponta, na ruptura (kN)

S_u - resistência não-drenada dos solos coesivos (kPa)

T - resistência linear da geogrelha unidirecional (kN/m)

U - perímetro da estaca (m)

W - peso próprio da estaca (ou tubulão) (kN)

z - profundidade (m)

α - coeficiente do método de Aoki-Velloso em função do tipo de solo para estimativa da capacidade de carga (%)

α_t – ângulo de um talude fictício (Método de De Beer e Wallays) (rad)

α_E – coeficiente para obtenção do módulo de elasticidade do solo

β - Coeficiente de correção em função do tipo de estaca (Método Décourt-Quaresma)

β_k – coeficiente do produto entre o empuxo lateral e o ângulo de atrito solo-estaca ($\beta_k = K \cdot tg\delta$)

β_n – profundidade relativa do ponto neutro (Método de Endo)

δ – ângulo de atrito solo-estaca

Δh_i – excesso de poropressão gerado após aplicação de carga (m)

Δl - espessura da camada de solo (m)

$\Delta\sigma$ – acréscimo de carga vertical aplicada (kPa)

$\Delta\sigma_z$ - acréscimo de tensão vertical pela ação do aterro, no centro da camada argilosa e junto à estaca (kPa)

ε – fator de redução da tensão vertical efetiva geostática

ϕ' – ângulo de atrito efetivo (°)

ϕ'_{ec} – ângulo de atrito no estado crítico (°)

ϕ'_p – ângulo de atrito de pico (°)

γ_c - coeficiente de minoração da resistência do concreto

γ_k – peso específico do material do talude real (Método de De Beer e Wallays) (kN/m³)

η – coeficiente da ponta da estaca (Método de Endo)

κ – coeficiente do método de Aoki-Velloso em função do tipo de solo para estimativa da capacidade de carga (MPa)

ν' – coeficiente de Poisson drenado dos solos

σ – tensão normal (kPa)

σ' – tensão normal efetiva (kPa)

σ_{adm} – tensão admissível (kPa)

σ_{sd} - tensão de cálculo atuante na estaca (MPa)

σ'_v – tensão vertical efetiva geostática na profundidade em estudo (kPa)

$\sigma'_{v, est}$ – tensão vertical efetiva real junto da estaca (kPa)

$\sigma'(z,r)$ – tensão vertical efetiva sem levar em conta as estacas (Método de Combarieu) (kPa)

σ_1 – tensão normal principal maior (kPa)

σ_3 – tensão normal principal menor (kPa)

τ – tensão cisalhante (kPa)

τ_f – resistência ao cisalhamento dos solos (kPa)

$\tau_{l,ult}$ – tensão devido ao atrito lateral na estaca, pelo Método Décourt-Quaresma (kN/m²)

τ_n – tensão de atrito negativo (kPa)

ψ – coeficiente para um grupo de estacas (Método de Wenz)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	20
1.1 JUSTIFICATIVA.....	21
1.2 OBJETIVOS.....	22
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	22
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	25
2.1 CONCEITOS BÁSICOS DA MECÂNICA DOS SOLOS.....	25
2.1.1 Composição dos solos.....	25
2.1.2 Resistência dos solos.....	26
2.1.2.1 Ângulo de atrito.....	26
2.1.2.2 Coesão.....	27
2.1.2.3 Critério de ruptura de Mohr-Coulomb.....	28
2.1.3 Permeabilidade dos solos.....	29
2.1.4 Adensamento dos solos.....	31
2.2 FUNDAÇÕES.....	34
2.2.1 Fundações profundas.....	35
2.2.1.1 Conceitos principais.....	35
2.2.1.2 Métodos de dimensionamento.....	36
2.2.2 Fundações de obras de arte especiais.....	42
2.2.2.1 Estrutura geral de obras de arte especiais.....	42
2.2.2.2 Definição da infraestrutura de obras de arte especiais.....	44
2.2.2.3 Principais recomendações e ressalvas.....	45
2.3 FENÔMENOS ADVERSOS DA EXECUÇÃO DE ESTACAS SOBRE SOLOS MOLES.....	50
2.3.1 Atrito negativo.....	50
2.3.1.1 Principais conceitos.....	50
2.3.1.2 Estimativa do atrito negativo.....	54
2.3.1.3 Redução do atrito negativo.....	60
2.3.2 Efeito Tschebotarioff.....	62
2.3.2.1 Conceitos principais.....	62
2.3.2.2 Estimativa do Efeito Tschebotarioff.....	64
2.3.2.3 Redução do Efeito Tschebotarioff.....	75
3 ESTUDO DE CASO.....	76
3.1 CARACTERIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO.....	76

3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA.....	78
3.2.1 Classificação geológica.....	78
3.2.2 Caracterização geotécnica.....	80
3.3 CARACTERIZAÇÃO DA OAE.....	84
3.3.1 Superestrutura da OAE.....	84
3.3.2 Mesoestrutura da OAE.....	86
3.3.3 Infraestrutura da OAE.....	86
3.3.3.1 Apoios em geral.....	86
3.3.3.2 Apoio AP3.....	89
3.4 CARACTERIZAÇÃO DO ATERRO VIÁRIO DO TRONCO.....	94
3.5 PROBLEMÁTICA.....	97
4 METODOLOGIA.....	99
4.1 PESQUISA BIBLIOGRÁFICA.....	99
4.2 COLETA DE DADOS.....	100
4.3 APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO.....	100
4.4 PRINCIPAIS DELIMITAÇÕES.....	100
5 ESTIMATIVA DAS SOLICITAÇÕES ADICIONAIS IMPOSTAS SOBRE AS ESTACAS DO APOIO AP3.....	102
5.1 ESTIMATIVA DO ATRITO NEGATIVO.....	103
5.1.1 Aplicação do Método Simple.....	103
5.1.2 Aplicação do Método de Endo et al.....	104
5.1.3 Aplicação do Método Estático.....	105
5.2 ESTIMATIVA DO EFEITO TSCHEBOTARIOFF.....	107
5.2.1 Aplicação do Método de Tschebotarioff.....	110
5.2.2 Aplicação do Método de De Beer e Wallays.....	111
5.2.3 Aplicação do método de Wenz.....	114
5.2.4 Aplicação de método em elementos finitos.....	116
5.2.4.1 Definição dos parâmetros geotécnicos e estruturais.....	116
5.2.4.2 Elaboração do modelo.....	121
5.2.4.3 Condições de contorno.....	122
5.2.4.4 Definição das análises.....	122
5.2.4.5 Resultados das análises.....	123
6 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	126
6.1 ATRITO NEGATIVO.....	126
6.2 EFEITO TSCHEBOTARIOFF.....	127

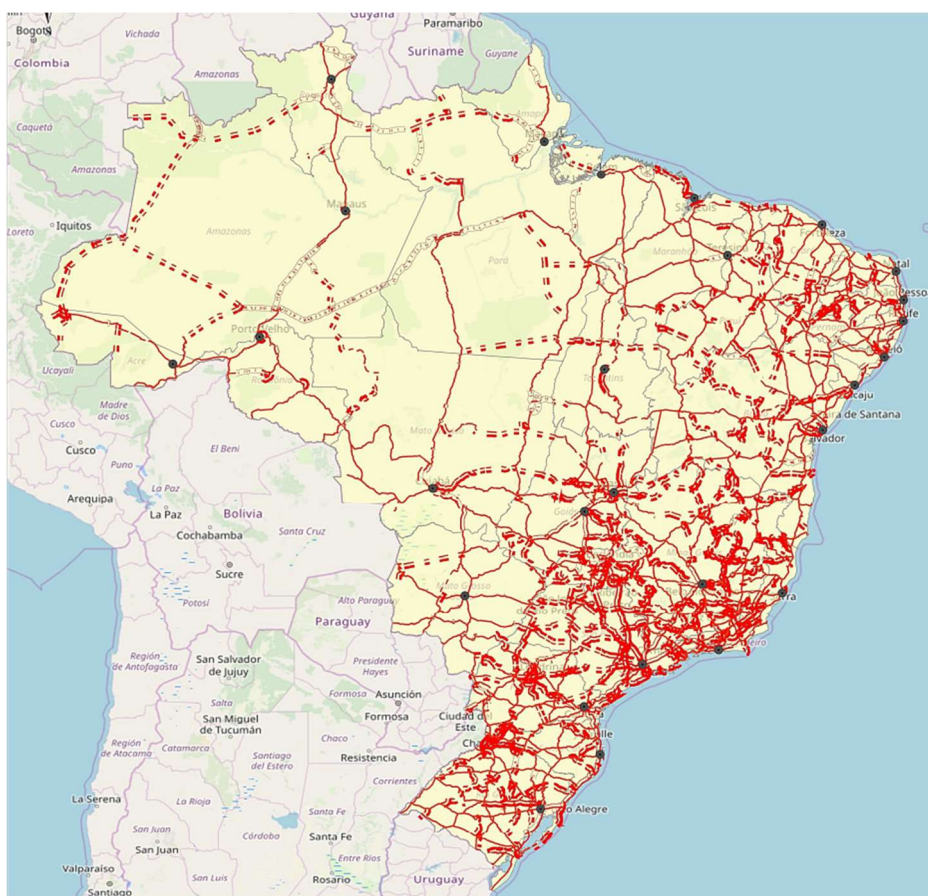
6.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	129
REFERÊNCIAS.....	132
ANEXO A – Sondagem Mista SM-373	135

1 INTRODUÇÃO

É inegável a importância do sistema de transporte para o desenvolvimento social e econômico de um país. As rodovias, ferrovias, hidrovias e o transporte aéreo possibilitam a circulação de pessoas e mercadorias pelo território nacional, levando consigo desenvolvimento social e econômico. Segundo Schmidt (2011), o desenvolvimento econômico de uma nação está diretamente vinculado ao desenvolvimento de seu sistema de transportes, de modo que este é um dos mais importantes fatores de progresso humano.

No Brasil, o principal modal de transportes utilizado é o rodoviário, sendo responsável por cerca de 96,2% da matriz de transporte de passageiros e 61,8% da matriz de transporte de cargas. A malha rodoviária é fundamental para as mais diversas atividades econômicas do país, visto que aproxima mercados e promove a integração entre as diversas regiões da nação (ROCHA, 2015). A Figura 1 evidencia a abrangência da malha rodoviária brasileira.

Figura 1 – Mapa das rodovias federais do Brasil



Fonte: Observatório Nacional de Transporte e Logística (2018)

As rodovias, geralmente com extensões quilométricas, frequentemente encontram ao longo de seu desenvolvimento uma diversidade de obstáculos naturais. Cursos de rios, regiões de vale e regiões montanhosas são alguns exemplos desses obstáculos que devem ser transpostos para a continuidade dos trechos rodoviários. Para este feito, é comum o projeto de estruturas chamadas de Obras de arte especiais (OAE). Pontes, viadutos, passarelas e túneis são exemplos bastante conhecidos dessas estruturas que são fundamentais para a infraestrutura do país.

Em se tratando de um país de extensões continentais como o Brasil, uma grande diversidade geológica pode se apresentar, com solos de diferentes tipos sendo encontrados no desenvolvimento de obras rodoviárias. Em alguns casos, são encontrados solos com baixíssima capacidade de suporte, que podem levar à ocorrência de fenômenos especiais, sobretudo em estacas.

Em estacas executadas em solos moles podem ocorrer os fenômenos de Atrito Negativo e o Efeito Tschebotarioff. Ambos devem ser considerados no projeto de fundações profundas sobre solos moles, tendo em vista que podem gerar sobrecargas na estaca, cada um à sua maneira. Nesse sentido, o trabalho propõe-se ao estudo destes fenômenos com a aplicação de um estudo de caso de uma obra rodoviária assente sobre solos moles. Localizado próximo ao município de Palhoça/SC, o trecho em questão compreende a construção de um viaduto de acesso com a utilização de estacas para as fundações.

1.1 JUSTIFICATIVA

O projeto original das fundações do viaduto de acesso indica a execução de aterros viários adjacentes, inclusa estabilização por adensamento, antes da execução das fundações do viaduto. Essa sequência construtiva busca evitar a ocorrência dos fenômenos de atrito negativo e do efeito Tschebotarioff que seriam causados pela sobrecarga imposta pelo aterro ao solo local. Entretanto, tendo em vista a celeridade da obra, cogitou-se a possibilidade de alteração na sequência construtiva das fundações do viaduto, antecipando sua execução para antes da execução dos aterros. Nesse sentido, o presente trabalho justifica-se pela necessidade de avaliação do novo cenário proposto, onde será executado o aterro no solo já com a presença das fundações da OAE. Com esse cenário, devem ser introduzidos na análise das fundações os efeitos de atrito negativo e efeito Tschebotarioff considerando as estacas projetadas anteriormente, de modo que se garanta a segurança e o bom desempenho da estrutura projetada.

Para além disso, o trabalho se justifica pela importância prática na formação do autor, tendo em vista que ele trabalha diretamente em empresa de engenharia e consultoria geotécnica, onde o estudo dos fenômenos ocasionados por fundações sobre solos moles são frequentes. Nesse contexto, a abordagem teórica e prática feita sobre os fenômenos estudados constituem parte importante na consolidação dos métodos empregados para a análise e resolução de problemas geotécnicos.

1.2 OBJETIVOS

Como objetivo principal do trabalho, tem-se a medição dos efeitos do atrito negativo e do Efeito Tschebotarioff a partir da mudança na sequência executiva inicialmente definida, com a execução das estacas da OAE previamente à execução do aterro rodoviário, verificando dessa forma se existe influência de fato nos efeitos devido à mudança na sequência executiva e buscando a definição de quais os requisitos necessários para realizar a alteração da ordem executiva com segurança.

Ao longo do trabalho, procura-se também a definição dos métodos mais consagrados e práticos para a obtenção das solicitações adicionais impostas pelos efeitos, trazendo posteriormente a aplicação desses métodos e comparação entre os resultados obtidos, buscando também validar o dimensionamento do atrito negativo realizado pela projetista das fundações.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

No capítulo 2 encontra-se a revisão bibliográfica acerca do tema, que pode ser dividida entre as seguintes categorias:

- Conceitos e propriedades básicas dos solos;
 - Aqui são abordadas algumas das principais propriedades que indicam o comportamento dos solos e os conceitos de mecânica dos solos considerados fundamentais para a compreensão dos fenômenos alvo do estudo;
- Fundações profundas;
 - Aqui abordam-se os principais elementos de fundação utilizados na engenharia, enfatizando as fundações profundas e seu dimensionamento, além de recomendações quanto a execução de fundações para Obras de arte especiais;
- Fenômenos adversos da implantação de estacas em solos moles;

- Neste tópico abordam-se os fenômenos causados pela execução de estacas sobre solos moles, com ênfase nos fenômenos Atrito Negativo e Efeito Tschebotarioff, buscando, para além da conceituação, a definição das principais metodologias de cálculo aplicadas no meio geotécnico;

No capítulo 3 é abordado o estudo de caso. Este capítulo busca a caracterização do empreendimento e divide-se entre os seguintes tópicos:

- Caracterização do empreendimento;
 - Descrição da obra e de suas principais características;
- Caracterização geológico-geotécnica;
 - Descrição das principais características geológicas e geotécnicas da região;
 - Caracterização dos solos encontrados, com a abordagem dos ensaios de campo e de laboratório realizados e com a definição das propriedades fundamentais dos solos para a aplicação das metodologias estudadas;
- Caracterização da OAE;
 - Descrição do viaduto estudado, com detalhes sobre sua geometria, projeto estrutural e de fundações, evidenciando os principais aspectos construtivos;
- Caracterização do aterro do Contorno Viário de Florianópolis;
 - Descrição das principais características do aterro do Contorno próximo à obra, evidenciando sua geometria, aspectos construtivos e métodos empregados para sua estabilização;
- Caracterização das fundações da OAE;
 - Descrição das fundações utilizadas, com abordagem ao projeto existente, evidenciando os detalhes de geometria, das cargas atuantes, dos materiais adotados e demais considerações de projeto;

No capítulo 4 encontra-se a descrição da metodologia de pesquisa empregada para o desenvolvimento do trabalho, a descrição da obtenção dos dados utilizados, bem como as delimitações adotadas ao escopo do trabalho.

No capítulo 5 pode ser encontrada a aplicação dos métodos para a definição do atrito negativo e do efeito Tschebotarioff atuante nas estacas. Abordando, os métodos de cálculo tradicionalmente empregados e as metodologias de elementos finitos recentemente empregadas em função da capacidade dos computadores.

No capítulo 6, encontram-se as conclusões do estudo realizado, com a apresentação dos resultados e as principais recomendações obtidas a partir deles. No fim do capítulo são

encontradas também algumas sugestões de estudos com base na temática abordada neste trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo encontra-se uma breve revisão dos tópicos de entendimento fundamental ao desenvolvimento do trabalho. A elaboração da revisão busca a definição dos principais conceitos, fenômenos e métodos acerca dos temas abordados, tendo como metodologia principal a busca pelos conteúdos de interesse nos mais diversos materiais bibliográficos, como livros, artigos, dissertações, teses, revistas, sites e outros meios eletrônicos.

2.1 CONCEITOS BÁSICOS DA MECÂNICA DOS SOLOS

2.1.1 Composição dos solos

O solo é um material composto basicamente por um conjunto de partículas (grãos), água e ar nos seus espaços intermediários. Seus componentes são relativamente livres para deslocar-se entre si, o que faz com que este seja um material bastante deformável. Sua deformabilidade, no entanto, dependerá da configuração dos elementos que o compõe, de modo que se um solo possuir uma maior quantidade de água e ar em sua composição tenderá a ser mais deformável (PINTO, 2006).

Nesse sentido, em seu estado natural, o solo apresenta um certo estado de tensões e ao ser carregado, com o peso de um aterro, por exemplo, terá esse estado de tensões alterado e tenderá a se deformar. Com o aumento de tensões ocasionado por um carregamento, a tendência é de que o solo se comprima, expulsando o ar/água de seu interior e reduzindo os vazios. A essa deformação na vertical denomina-se recalque e seu estudo é de suma importância para a estabilidade das construções na engenharia civil.

Uma das características mais importantes para o entendimento do comportamento dos solos é o tamanho de suas partículas. Em geral, nos solos podem ser encontradas partículas dos mais diversos tamanhos, de partículas de areia na ordem de 1 a 2mm até partículas mais finas de argila na ordem de 1×10^{-6} mm. Nesse sentido, para a classificação dos solos, utiliza-se como referência a granulometria das partículas mais presentes em sua composição, de modo que um solo com partículas mais finas é classificado como um solo argiloso ou siltoso e solos com

partículas maiores classificados como areias (PINTO, 2006). Na Tabela 1 pode-se observar a classificação dos solos de acordo com a granulometria.

Tabela 1 – Limites das frações de solos pelo tamanho dos grãos

Fração	Limites definidos pela ABNT
Matacão	de 200 mm a 1 m
Pedra de mão	de 60 mm a 200 mm
Pedregulho	de 2 mm a 60 mm
Areia grossa	de 0,60 mm a 2,0 mm
Areia média	de 0,20 mm a 0,60 mm
Areia fina	de 0,06 mm a 0,20 mm
Silte	de 0,002 mm a 0,06 mm
Argila	inferior a 0,002 mm

Fonte: elaborado pelo autor com base na NBR 6502 (ABNT, 2022a)

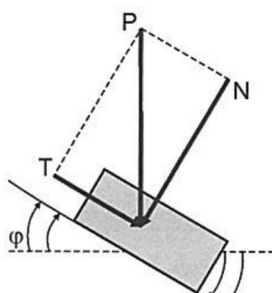
2.1.2 Resistência dos solos

A resistência dos solos pode ser entendida em termos de sua resistência ao cisalhamento, tendo em vista que na maioria dos casos as rupturas ocorrem pela atuação de tensões de cisalhamento superiores à resistência da massa de solo. Nesse sentido, dois fatores são definidos como principais indicadores da resistência ao cisalhamento dos solos: o ângulo de atrito e a coesão.

2.1.2.1 Ângulo de atrito

O ângulo de atrito pode ser entendido como o ângulo máximo que uma massa de solo pode fazer com um plano inclinado sem que ocorra o deslizamento dessa massa de solo. O ângulo de atrito representa a resistência ao deslizamento das partículas de solo entre si. A Figura 2 traz a representação do ângulo de atrito em um plano inclinado.

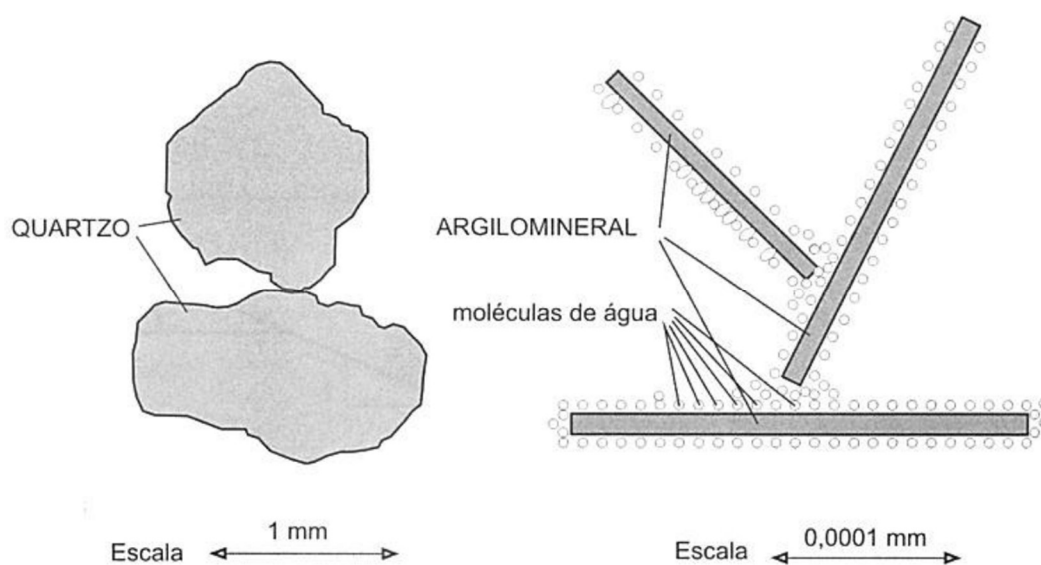
Figura 2 – Esquema do atrito entre dois corpos em um plano inclinado



Fonte: (PINTO, 2006)

Pinto (2006), evidencia a diferença do fator de atrito em areias e argilas em função do comportamento entre suas partículas. Os contatos entre grãos de areia ocorrem de forma mais direta, entre minerais, fazendo com que as forças transmitidas entre estes contatos sejam maiores e suficientemente grandes para a expulsão da água envolta entre suas partículas. Já no caso das argilas, as partículas são muito pequenas, de modo que as forças transmitidas no contato entre cada partícula sejam bastante reduzidas. Além disso, as moléculas de água adsorvidas nas partículas de argila reduzem ainda mais o contato entre os argilominerais, de modo que o atrito entre suas partículas seja ainda menor. A Figura 3 ilustra como se dá o contato entre partículas de areia e de argila.

Figura 3 – Transmissão de forças entre partículas de areia e de argilas



Fonte: (PINTO, 2006)

2.1.2.2 Coesão

A coesão diz respeito à parcela de resistência ao cisalhamento do solo correspondente à atração química entre as partículas. A coesão pode ser entendida como uma ligação entre as partículas, como se estivessem coladas entre si. Em solos parcialmente saturados, pode ocorrer a coesão conhecida como coesão aparente, tendo em vista que ela se deve ao fenômeno da capilaridade atuante nos vazios do solo e não à propriedade do material em si, a coesão aparente desaparece quando o solo é saturado ou totalmente seco (PINTO, 2006). Como exemplo, pode ser citado um castelo de areia na praia, que fica moldado em função da sucção presente em seus vazios quando está úmido, como pode ser visto na Figura 4.

Figura 4 – Castelo de areia de pé na praia em função da coesão aparente



Fonte: Site Época Negócios Online (2015)

Já a coesão real permanece atuando no solo mesmo após a saturação do material. É a coesão de maior interesse, tendo em vista que na maioria das obras geotécnicas devem ser consideradas situações em que o solo está saturado, em função de chuvas, por exemplo. Os solos podem apresentar coesão real em função da presença de minerais cimentantes, em função de forças químicas entre suas partículas, e, também, em função da herança de estruturas pedológicas em solos residuais (PINTO, 2006).

2.1.2.3 Critério de ruptura de Mohr-Coulomb

A combinação entre as teorias de Mohr (1900 apud DAS, 2019) e Coulomb (1776 apud DAS, 2019), em relação à ruptura de materiais por cisalhamento, permitiu o desenvolvimento do critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Este critério indica que a ruptura de materiais se dá em função da combinação entre as tensões de cisalhamento e tensões normais aplicadas ao material, e não das tensões máximas isoladamente.

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb define a resistência ao cisalhamento dos solos em termos dos parâmetros de ângulo de atrito e intercepto coesivo, e pode ser definido em termos da tensão efetiva dos solos, como indicado pela equação a seguir:

$$\tau_f = c' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi' \quad (1)$$

Onde c' = intercepto coesivo

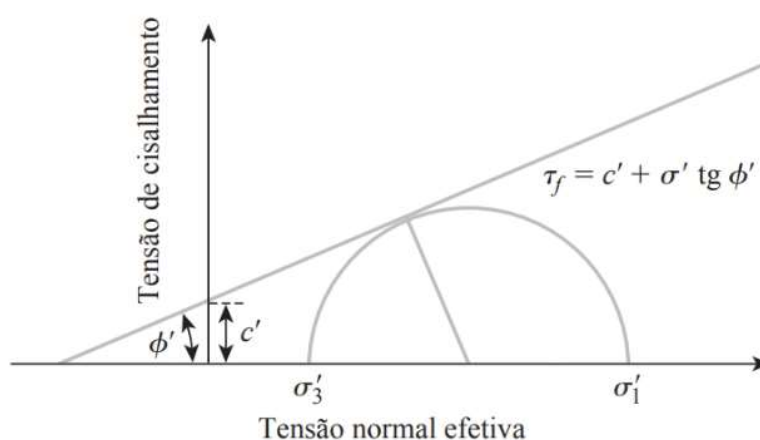
σ' = tensão efetiva

φ' = ângulo de atrito

τ_f = resistência ao cisalhamento

Graficamente, é possível representar a resistência dos solos por meio de uma envoltória de ruptura. A partir do gráfico de tensão cisalhante (τ) x tensão normal (σ), é possível obter para um dado material, as tensões normais a ele aplicadas que o levaram à ruptura. Utiliza-se as tensões principais σ_1 (maior) e σ_3 (menor) aplicadas ao material para a representação do círculo de Mohr. Os valores de σ_1 e σ_3 para construção dos gráficos (Figura 5) podem ser obtidos por meio de diversos ensaios, como de compressão triaxial, cisalhamento direto, compressão simples, entre outros.

Figura 5 – Círculo de Mohr e envoltória de ruptura



Fonte: (adaptado de DAS, 2019)

O ângulo que a envoltória de ruptura faz com o eixo normal de tensões representa o ângulo de atrito do solo (ϕ'), e a intersecção entre a envoltória de ruptura e o eixo de tensões tangenciais representa a coesão (c') (intercepto coesivo) do solo (DAS, 2019).

2.1.3 Permeabilidade dos solos

Outra característica importante para entender o comportamento dos solos é a permeabilidade. Pode-se entender a permeabilidade dos solos como a facilidade que a água tem de percolar entre seus vazios quando este é submetido a um certo gradiente hidráulico. Seu estudo é importante pois frequentemente a permeabilidade está relacionada a diversos problemas práticos de geotecnia. Seja para o cálculo de vazões, objetivando a quantidade de água que infiltrará em uma escavação ou nos estudos de estabilidade, visando a estimativa da pressão neutra em uma região em função do nível d'água, a permeabilidade desempenha papel fundamental no entendimento dos problemas de geotecnia (PINTO, 2006).

O coeficiente de permeabilidade indica a velocidade de percolação da água quando se tem gradiente hidráulico igual a um. Este coeficiente pode ser determinado através de ensaios de laboratório com permeâmetros de carga constante ou de carga variável. No entanto, na impossibilidade da execução de ensaios, valores típicos podem ser adotados como referência para os estudos geotécnicos.

É possível estabelecer uma relação entre o tamanho das partículas dos solos e o coeficiente de permeabilidade, conforme indicado por Pinto (2006, p.117): “os coeficientes de permeabilidade são tanto menores quanto menores os vazios nos solos e, conseqüentemente, quanto menores as partículas.”

Como ordem de grandeza, podem ser considerados os valores expressos na Tabela 2 para solos sedimentares.

Tabela 2 – Valores típicos de coeficiente de permeabilidade de solos sedimentares

argilas	$< 10^{-9}$ m/s
siltos	10^{-6} a 10^{-9} m/s
areias argilosas	10^{-7} m/s
areias finas	10^{-5} m/s
areias médias	10^{-4} m/s
areias grossas	10^{-3} m/s

Fonte: (PINTO, 2006)

A permeabilidade dos solos em estado natural possui algumas características importantes. De acordo com as estruturas do solo, é possível que se tenha a permeabilidade na vertical distinta da permeabilidade na horizontal. A essa distinção chama-se anisotropia e sua ocorrência depende muito da estrutura do solo, que por sua vez, é função principalmente do processo de formação do solo. Solos residuais, por exemplo, podem herdar formações estruturais da rocha-mãe como macroporos que aumentam consideravelmente sua permeabilidade. Em solos sedimentares é comum que as partículas de maior dimensão fiquem orientadas na horizontal, de modo que geralmente exista anisotropia com permeabilidade maior na horizontal do que na vertical nesses solos (PINTO, 2006).

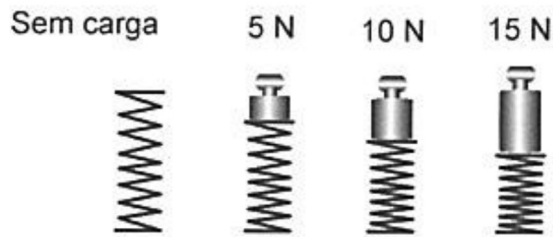
Entende-se que solos com partículas mais finas tendem a ser menos permeáveis do que solos com partículas mais grosseiras, de modo que a percolação de água por solos argilosos ocorra de maneira bastante mais lenta quando comparada à permeabilidade que ocorre em areias. Nesse sentido, ao serem submetidos a um carregamento, areias e argilas tendem a um comportamento distinto. Em solos arenosos costumam ocorrer deformações rápidas, enquanto

nos solos argilosos saturados as deformações ocorrem lentamente, tendo em vista a necessidade de expulsão da água dos vazios do solo, cuja permeabilidade tende a ser bem baixa (PINTO, 2006).

2.1.4 Adensamento dos solos

O processo de deformação lenta em argilas saturadas é denominado de adensamento e caracteriza-se justamente pela expulsão de forma lenta da água presente nos vazios deste material a partir de um carregamento. O adensamento dos solos não depende apenas da permeabilidade, mas é função também do carregamento aplicado sobre o solo. A analogia mecânica de Terzaghi compara o processo de adensamento com o que acontece em uma mola quando uma carga é aplicada sobre ela, a mola deforma de modo que a deformação sofrida é proporcional à carga sobre ela aplicada, como pode ser visto na Figura 6.

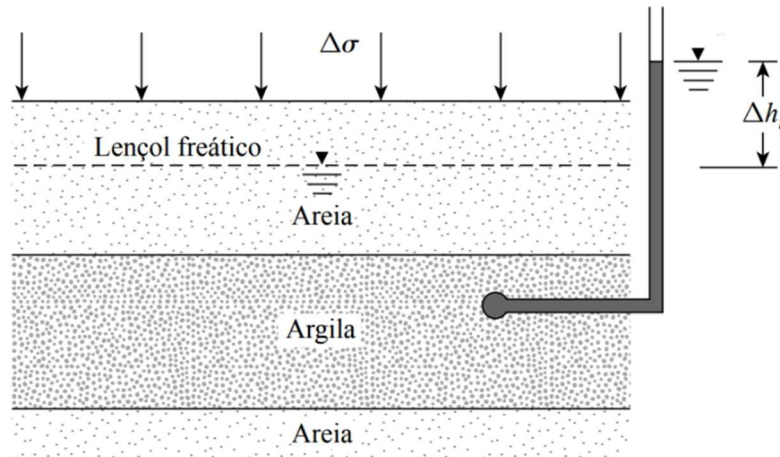
Figura 6 – Analogia mecânica para o processo de adensamento, segundo Terzaghi



Fonte: (adaptado de TAYLOR 1948, apud PINTO, 2006)

Segundo a Teoria do Adensamento de Terzaghi, no instante em que um carregamento é aplicado sobre o solo, a água presente em seus vazios suporta todo esse carregamento. Nesse instante, tem-se um acréscimo de poropressão de valor igual ao da pressão aplicada, enquanto a tensão efetiva não se altera, como pode ser visto na Figura 7. Contudo, com o aumento da poropressão, ocorre um desequilíbrio de pressões com o meio externo, de modo que passa a ocorrer a percolação desta água para regiões mais permeáveis. A expulsão de água do solo, indica a redução do índice de vazios dele e, conseqüentemente aumento na tensão efetiva. A pressão aplicada, antes suportada em totalidade pela água passa a ser suportada pelas partículas sólidas de solo. Isto ocorre até que todo o excesso de pressão neutra gerado pelo carregamento tenha sido dissipado e acrescido em tensão efetiva ao solo (PINTO, 2006).

Figura 7 – Excesso de poropressão (Δh_i) gerado imediatamente após a aplicação da carga ($\Delta\sigma$)

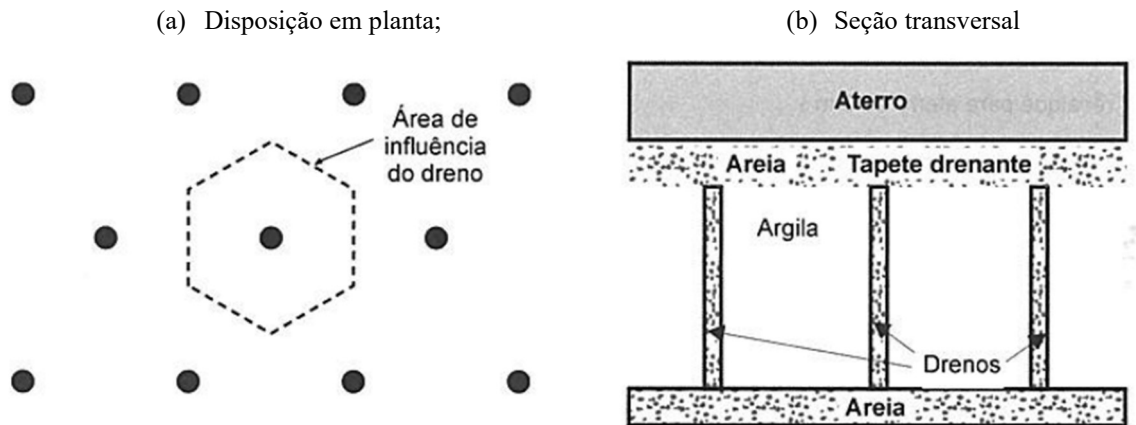


Fonte: (DAS, 2016)

Esse processo ocorre lentamente em função da baixa permeabilidade que as argilas apresentam, podendo ser responsável pelo desenvolvimento contínuo de recalques de grande magnitude ao longo de anos, o que certamente não é o desejável para o bom desempenho da maioria das estruturas dentro da engenharia civil. No entanto, o adensamento pode ser acelerado, fazendo com que os recalques ocorram em um horizonte de meses e não de anos como ocorreria naturalmente.

A partir da execução de geodrenos (filtro de areia ou de geotêxtil) no solo local é possível facilitar a permeabilidade do meio, fazendo com que os recalques provenientes de um carregamento no solo ocorram mais rapidamente. Os drenos de areia geralmente são como estacas circulares com comprimento variável, a depender de cada caso, sendo executados com espaçamento pré-definido ao longo da área de interesse. A alta permeabilidade da areia faz com que a água presente no solo mole encontre um caminho preferencial de saída mais curto de modo que ocorra a aceleração de recalques (DAS, 2019). A Figura 8 detalha a implementação dos geodrenos.

Figura 8 – Esquema da aplicação de drenos verticais para aceleração de recalques



Fonte: (PINTO, 2006)

Uma alternativa aos drenos de areia é a implantação de geodrenos (drenos de fita) no terreno, amplamente utilizados nos dias de hoje. Constituem-se de fitas fabricadas a partir de polímeros sintéticos envolvidos por um filtro geotêxtil com a função de facilitar a drenagem da água presente no solo. São cravados até a profundidade de ocorrência de solo mole e espaçados na área de interesse em malha pré-definida de acordo com o preconizado em projeto (semelhante à configuração em planta dos drenos de areia da Figura 8.a). A vantagem dos drenos de fita sobre os drenos de areia diz respeito principalmente à alta velocidade de instalação dos drenos geossintéticos, em contrapartida às dificuldades executivas que podem ser encontradas utilizando os drenos de areia (DAS, 2019).

Aliado a isso, pode-se realizar a pré-compressão do solo com uma sobrecarga, de modo que os recalques ocorram mais rapidamente. Pode ser executado um aterro de sobrecarga, por exemplo, que irá diminuir o tempo de adensamento para um mesmo valor de recalque. Como exemplo, pode-se supor a ocorrência de 50cm de recalque em função da execução de um aterro de 2m de altura, ao executar um aterro de sobrecarga de 1m, totalizando 3m de altura de aterro, a teoria indica que os 50cm de recalque irão ocorrer mais rapidamente. No entanto, se mantido o aterro de sobrecarga, o recalque total irá aumentar, além dos 50cm que recalariam apenas com 2m de aterro. Dessa forma, ao atingir os 50cm de interesse, pode-se remover a sobrecarga, de modo que todo o adensamento primário tenha ocorrido. Em alguns casos, é possível inclusive a utilização desta técnica para a execução de fundações diretas sobre o aterro, levando-se em conta que após o adensamento do solo mole, este ganha resistência (PINTO, 2006).

2.2 FUNDAÇÕES

Na engenharia civil, as cargas provenientes das construções não podem ser transmitidas ao solo de qualquer modo, visto que tamanha imprudência poderia gerar diversos problemas nas estruturas e até mesmo seu colapso. Nesse sentido, as cargas estruturais devem ser transmitidas ao solo através de elementos específicos para essa finalidade conhecidos como fundações.

As fundações funcionam como elementos de transição entre a estrutura e o solo e devem ser dimensionadas em função das características da construção e do solo sobre a qual estará assentada, de modo que a consideração correta da interação solo-estrutura trará garantia de estabilidade e segurança para o desempenho do empreendimento ao longo dos anos (MILITITSKY; SCHNAID; CONSOLI, 2015).

A escolha do tipo de fundação é feita com base nas cargas atuantes nos pilares e nas características de suporte do terreno. As cargas advindas da superestrutura serão transmitidas às camadas do subsolo por meio das fundações, de modo que o cumprimento de alguns fatores é fundamental para o correto funcionamento da fundação. Além da necessidade de suporte das cargas com segurança (estado limite último), as deformações do terreno devem ser compatíveis (estado limite de serviço) com as permitidas pelo estado de serviço da estrutura, de modo que não seja comprometida também a estabilidade de fundações e estruturas vizinhas durante o processo executivo e ao longo do empreendimento (DNER, 1996).

Aspectos construtivos também são importantes de serem considerados na escolha do tipo de fundação a utilizar. Conforme indicado pela Instrução de Serviço Ferroviário: Projeto de Obras de arte especiais (ISF-216) do DNIT (2015), é importante a verificação de aspectos como o nível d'água no local, a existência de estruturas vizinhas ou a necessidade de escavações. A depender do nível d'água local pode ser necessária a utilização de ensecadeiras ou rebaixamento do lençol freático. A existência de estruturas vizinhas pode condicionar a utilização de fundações com menor impacto no solo local durante a execução. Enquanto escavações podem incorrer na necessidade de escoramentos e verificações da estabilidade dos taludes formados por elas. Essas e outras condicionantes de ordem técnica, construtiva e econômica devem ser levadas em consideração na escolha da fundação mais adequada para a obra em questão.

A primeira etapa para a concepção de um projeto de fundações é a prospecção geotécnica. A prospecção envolve a execução de ensaios de campo e de laboratório para a

determinação dos solos ocorrentes na região de implantação das fundações. A partir da investigação dos solos deve ser possível estabelecer a estratigrafia da região, com a definição das camadas de solo que ocorrem e as principais propriedades geotécnicas destes solos. Essa é uma etapa fundamental para o projeto de fundações, tendo em vista que a causa mais recorrente de patologias nas fundações se dá pela investigação geotécnica com falhas, insuficiente ou até mesmo inexistente (MILITITSKY; SCHNAID; CONSOLI, 2015).

2.2.1 Fundações profundas

2.2.1.1 Conceitos principais

A norma brasileira de projeto e execução de fundações, a NBR 6122 (ABNT, 2022b p.5) define fundação profunda como sendo “o elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas [...]”. Nesse sentido, a norma define que fundações profundas possuem sua ponta ou base apoiada em profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta, respeitando a profundidade mínima de 3,0m.

Em comparação com as fundações superficiais, cabe destacar que as fundações profundas resistem aos esforços principalmente pelo fuste, por meio do atrito lateral com o solo, mas também possuem a resistência de ponta (ainda mais evidente para tubulões). Enquanto as fundações superficiais possuem resistência dada apenas pela base de apoio ao solo. São exemplos de fundações profundas as estacas e os tubulões. Sapatas, blocos e radiers são exemplos de fundações superficiais (ABNT, 2022b).

As estacas podem ser executadas de diferentes maneiras, podendo ser escavadas, cravadas ou injetadas. Este fator é importante na classificação das estacas, pois a forma com que uma estaca é executada influencia em seu comportamento quando carregada. O processo executivo varia de acordo com o tipo de elemento de fundação, seja este moldado *in loco* ou seja este pré-fabricado. As estacas escavadas e injetadas compreendem o grupo de estacas moldadas *in loco*, enquanto as estacas cravadas constituem as estacas pré-moldadas de concreto, estacas metálicas ou estacas de madeira (ABNT, 2022b). A seguir, tem-se os principais tipos de estacas reconhecidas pela norma brasileira NBR 6122 e classificadas pelo seu processo executivo.

- Estacas escavadas: estaca Strauss, estaca Franki, escavadas com trado mecânico (com ou sem fluido estabilizante), estacas com trado segmentado, estaca hélice (contínua, de deslocamento ou com trado segmentado);
- Estacas cravadas: pré-fabricadas de madeira, aço ou concreto (pré-moldadas), estacas mega (prensadas, cravadas à reação);
- Estacas injetadas: estaca raiz, microestacas;

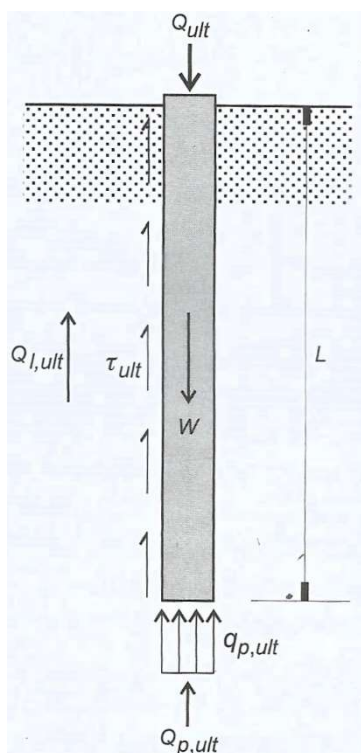
2.2.1.2 Métodos de dimensionamento

O dimensionamento geotécnico de fundações profundas busca estimar a capacidade de carga que a fundação possui quando inserida naquele meio. A interação solo-estrutura é o ponto chave na capacidade de carga das fundações, de modo que os principais fatores influentes nesse dimensionamento se referem à geometria das fundações e às propriedades do solo em que a fundação será construída.

Entre os principais métodos de estimativa da capacidade de carga de fundações profundas são citados os métodos estáticos e os métodos dinâmicos. Os métodos dinâmicos buscam estimar a capacidade de carga de estacas cravadas por meio de correlações entre a energia de cravação, a nega e o repique obtidos no processo executivo, os métodos dinâmicos não serão tratados com detalhe neste trabalho.

Nos métodos estáticos, estima-se a capacidade de carga da estaca partindo do princípio de que a estaca mobiliza toda a resistência ao cisalhamento estática do solo. Dessa forma, a interação solo-estrutura é representada pelo equilíbrio entre a carga aplicada na estaca, o peso próprio da estaca e a resistência oferecida pelo solo, como pode ser visto na Figura 9. O peso próprio da estaca é desprezado na maioria das vezes, em função de mobilizar cargas muito inferiores às demais (VELLOSO; LOPES, 2010).

Figura 9 – Estaca submetida à carga de ruptura de compressão



Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2010 p. 285)

A equação de equilíbrio é dada por:

$$Q_{ult} + W = Q_{p,ult} + Q_{l,ult} \quad (2)$$

Onde: Q_{ult} é a capacidade de carga (total) da estaca (ou tubulão);

W é o peso próprio da estaca (ou tubulão);

$Q_{p,ult}$ é a capacidade de carga da ponta ou base;

$Q_{l,ult}$ é a capacidade de carga do fuste.

Os métodos estáticos podem ser classificados de acordo com sua abordagem, entre métodos racionais/teóricos que buscam a estimativa da capacidade de carga a partir de soluções teóricas e parâmetros do solo. Ou métodos semiempíricos que estimam a capacidade das fundações com base em ensaios de campo de penetração (SPT e CPT) (VELLOSO; LOPES, 2010). Os métodos semiempíricos são muito conhecidos no meio geotécnico e em função de sua praticidade são amplamente aplicados no dimensionamento de fundações profundas. Por este motivo, no escopo deste trabalho não serão abordados em detalhes os métodos racionais ou teóricos, apenas os métodos relacionados com a metodologia semiempírica.

Devido à amplitude do ensaio SPT no Brasil, buscou-se ao longo dos anos por métodos que permitissem a estimativa da capacidade de carga de estacas por meio dos resultados do ensaio, sobretudo em função do N_{SPT} . A seguir, serão abordados dois dos principais métodos semiempíricos para a estimativa da capacidade de carga de estacas com base no ensaio SPT: o Método de Aoki-Velloso (1975, apud VELLOSO; LOPES, 2010) e o Método de Décourt-Quaresma (1982, apud VELLOSO; LOPES, 2010).

a) Método Aoki-Velloso

Este método foi desenvolvido a partir de comparações feitas entre resultados do ensaio SPT e provas de carga, característica que o identifica como um método semiempírico. O método define a capacidade de carga de estacas com base na equação 3, onde o primeiro termo se refere à capacidade de carga da ponta e o segundo termo à capacidade de carga do fuste (atrito lateral).

$$Q_{ult} = A_p \frac{\kappa \cdot N_{SPT}}{F1} + U \sum \frac{\alpha \cdot \kappa \cdot N_{SPT}}{F2} \Delta l \quad (3)$$

Onde: A_p é a área da ponta da estaca;

U é o perímetro da estaca;

Δl é a espessura da camada do solo;

N_{SPT} é o índice de resistência à penetração do ensaio SPT;

α e κ são coeficientes em função do tipo de solo, dados pela Tabela 3;

$F1$ e $F2$ são parâmetros para consideração do tipo de estaca, dados pela Tabela 4;

Tabela 3 – Coeficientes κ e α em função do tipo de solo, segundo Aoki e Velloso, 1975

TIPO DE SOLO	K(MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto-arenosa	0,33	3,0

Fonte: (SCHNAID, 2012)

Outros autores estudaram o método de Aoki-Velloso e propuseram adaptações com relação aos coeficientes empregados. Com base em provas de carga adicionais, Laprovitera (1988, apud, VELLOSO; LOPES, 2010) e Benegas (1993, apud VELLOSO; LOPES, 2010), chegaram aos valores indicados na Tabela 5 e na Tabela 6.

Tabela 5 – Coeficientes κ e α em função do tipo de solo, segundo Laprovitera, 1988

Tipo de solo	k (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	6	1,4
Areia siltosa	5,3	1,9
Areia siltoargilosa	5,3	2,4
Areia argilossiltosa	5,3	2,8
Areia argilosa	5,3	3
Silte arenoso	4,8	3
Silte arenoargiloso	3,8	3
Silte	4,8	3
Silte argiloarenoso	3,8	3
Silte argiloso	3	3,4
Argila arenosa	4,8	4
Argila arenossiltosa	3	4,5
Argila siltoarenosa	3	5
Argila siltosa	2,5	5,5
Argila	2,5	6

Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2010)

Tabela 4 – Coeficientes F1 e F2 em função do tipo de estaca, segundo Aoki e Velloso, 1975 e 1978

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto	1,75	3,5
Escavada	3,0	6,0

Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2010)

Tabela 6 - Coeficientes F1 e F2 em função do tipo de estaca, segundo Laprovitera, 1988 e Benegas, 1993

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,5	3,0
Metálica	2,4	3,4
Premoldada de concreto	2,0	3,5
Escavada	4,5	4,5

Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2010)

Monteiro, 1997 (apud VELLOSO; LOPES, 2010) chegou a valores diferentes para os coeficientes do método, introduzindo coeficientes mais específicos para alguns tipos de estacas, como pode-se observar na Tabela 7 e na Tabela 8.

Tabela 7 - Coeficientes κ e α em função do tipo de solo, segundo Monteiro, 1997

Tipo de solo	k (kgf/cm ²)	α (%)
Areia	7,3	2,1
Areia siltosa	6,8	2,3
Areia siltoargilosa	6,3	2,4
Areia argilossiltosa	5,7	2,9
Areia argilosa	5,4	2,8
Silte arenoso	5	3
Silte arenoargiloso	4,5	3,2
Silte	4,8	3,2
Silte argiloarenoso	4	3,3
Silte argiloso	3,2	3,6
Argila arenosa	4,4	3,2
Argila arenossiltosa	3	3,8
Argila siltoarenosa	3,3	4,1
Argila siltosa	2,6	4,5
Argila	2,5	5,5

Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2010)

Tabela 8 - Coeficientes F1 e F2 em função do tipo de estaca, segundo Monteiro, 1997

Tipo de estaca	F1	F2
Franki de fuste apilado	2,3	3,0
Franki de fuste vibrado	2,3	3,2
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada de concreto cravada a percussão	2,5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	1,2	2,3
Escavada com lama bentonítica	3,5	4,5
Raiz	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9
Hélice contínua	3,0	3,8

Nota: os valores indicados para estacas tipo hélice contínua requerem reserva, pois é pequeno o número de provas de carga disponível.

Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2010)

b) Método Décourt-Quaresma

Este método semiempírico se baseia nos resultados do ensaio SPT (N_{SPT}) para a estimativa da capacidade de carga da estaca, que é definida em termos de sua resistência de ponta e de sua resistência por atrito lateral. Para a resistência de ponta, calcula-se conforme a equação 4:

$$q_{p,ult} = CN \quad (4)$$

Onde: N é a média entre o N_{SPT} correspondente à ponta da estaca, o imediatamente anterior e o posterior (1m acima e 1m abaixo);

C é um valor tabelado dado pelos autores, em função do tipo de solo, como pode ser visto na Tabela 9 e na Tabela 10.

Tabela 9 – Valores de C (Método Décourt-Quaresma)

Tipo de Solo	C (kN/m ²)
Argilas	120
Siltes argilosos (alteração de rocha)	200
Siltes arenosos (alteração de rocha)	250
Areias	400

Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2010)

Posteriormente, os autores recomendaram novos valores para o cálculo da resistência de ponta das estacas escavadas com lama bentonítica, como pode ser visto na Tabela 10.

Tabela 10 – Valores de C para estacas escavadas com fluido estabilizante (Método Décourt-Quaresma)

Tipo de Solo	C (kN/m ²)
Argilas	100
Siltes argilosos (alteração de rocha)	120
Siltes arenosos (alteração de rocha)	140
Areias	200

Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2010)

O método de Décourt-Quaresma estima o atrito lateral na estaca a partir da equação 5. Este equacionamento se refere ao Método Décourt-Quaresma modificado o qual faz ponderações no cálculo do atrito lateral para estacas escavadas, tendo em vista que o método original foi desenvolvido para estacas de deslocamento (cravadas).

$$\tau_{l,ult} = 10 \cdot \left(\frac{N}{3} + 1 \right) \cdot \beta \quad (5)$$

Onde: $\tau_{l,ult}$ é o atrito lateral na estaca, em kN/m²;

N é a média dos valores de N_{SPT} ao longo do fuste (independente do tipo de solo);

β é o coeficiente de correção em função do tipo de estaca, dado pela Tabela 11;

Velloso e Lopes (2010), indicam que no cálculo de N, os valores menores que 3 devem ser considerados iguais a 3, e maiores que 50 devem ser considerados iguais a 50.

Tabela 11 – Valores de β em função do tipo de estaca escavada

Solo/Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice Continua	Raiz
Argilas	1,0	0,80	0,90	1,00	1,50
Solos Intermediários	1,0	0,65	0,75	1,00	1,50
Areias	1,0	0,50	0,60	1,00	1,50

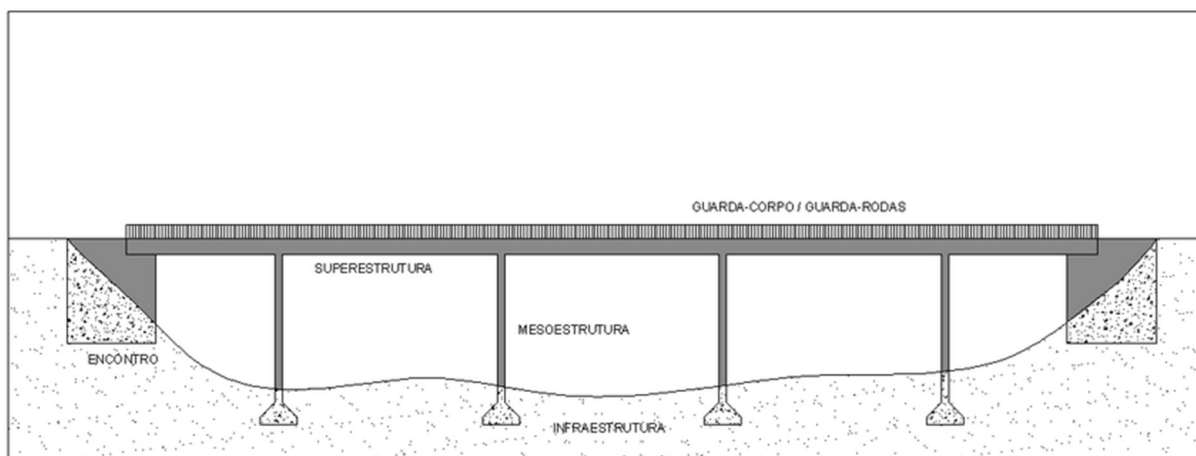
Fonte: (JOPPERT, 2007 apud PAGNUSSATTI, 2011)

2.2.2 Fundações de obras de arte especiais

2.2.2.1 Estrutura geral de obras de arte especiais

O projeto de uma obra de arte especial (OAE) usualmente divide-se entre os diferentes segmentos que compõe sua estrutura. Sendo eles, a Superestrutura, a Mesoestrutura e a Infraestrutura, como evidenciado na Figura 10. A superestrutura corresponde aos elementos estruturais localizados na porção superior da OAE, responsáveis pelo transporte horizontal das cargas e sua transmissão à mesoestrutura. Elementos como pistas de rolamento, guarda-corpos, tabuleiros, lajes de transição e vigas compõe a superestrutura. A mesoestrutura corresponde aos elementos localizados na porção intermediária da OAE e é composta por aparelhos de apoio, pilares e encontros. A infraestrutura tem a função de receber as cargas provenientes das ações verticais, horizontais longitudinais e transversais a partir da mesoestrutura e transmiti-las às camadas do subsolo com segurança e estabilidade. A infraestrutura corresponde aos elementos de fundação da OAE, podendo ser constituída por blocos, sapatas, tubulões ou estacas a depender das cargas e do tipo de solo presente no local de implantação (DNIT, 2015).

Figura 10 – Subdivisão genérica da estrutura de uma ponte



Fonte: (AMORIM, 2010)

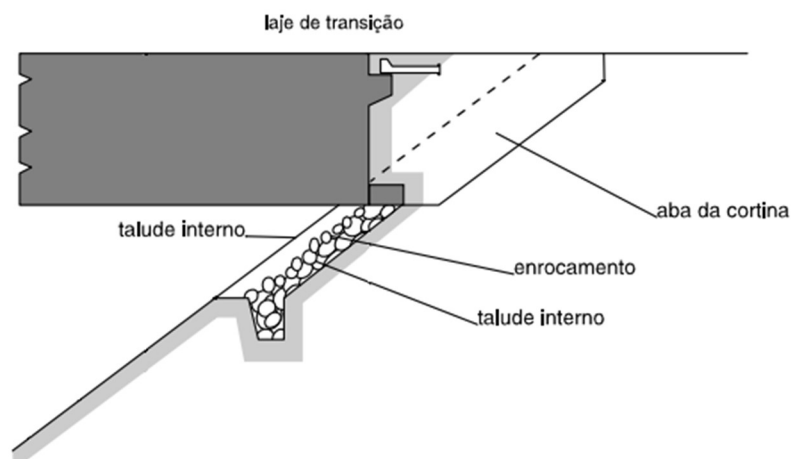
Neste trabalho, o enfoque principal é com relação ao comportamento da infraestrutura de obras de arte especiais em solos moles, por este motivo não será dada ênfase a tópicos relativos aos elementos da superestrutura e da mesoestrutura de OAE's.

As obras de arte especiais utilizam usualmente de dois modelos estruturais distintos para a transição entre OAE e rodovia. O primeiro modelo se refere às estruturas com extremos em balanço (Figura 11) e caracteriza-se pela economicidade de sua implementação, onde dispensa a utilização de encontros e traz consigo reduzido comprimento de vãos e número de apoios. Nesse modelo, a estrutura de transição da ponte fica em balanço e é apenas aproximada aos aterros de acesso, o que pode levar a uma transição pouco suave, com pequenas movimentações descendentes ou ascendentes nas extremidades dos balanços. Além disso, a transição fica diretamente suscetível ao adensamento dos aterros de acesso, que se não compactados adequadamente podem levar a recalques problemáticos. A sequência construtiva usualmente adotada para as estruturas com extremos em balanço ocorre primeiramente com a construção da obra de arte especial e posteriormente dos aterros de acesso, o que pode trazer dificuldades executivas na compactação dos aterros (DNER, 1996).

Outro modelo usualmente utilizado para a transição entre OAE e rodovia é com estruturas apoiadas em encontros (Figura 12). Segundo o DNER (1996): “encontros são elementos estruturais que possibilitam uma boa transição entre obras-de-arte especiais e rodovias;”. Esses elementos além de ter a função de apoio extremo da OAE funcionam como elementos de contenção e estabilização dos aterros de acesso. Os encontros podem ser do tipo leve ou de grande porte. Com encontros leves geralmente os aterros de acesso são executados antes da obra de arte especial. Os encontros de grande porte costumam ser utilizados em pontes

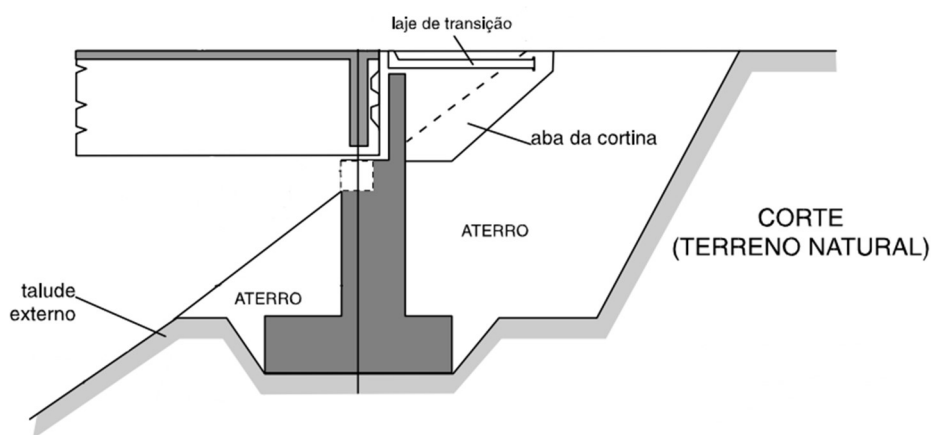
de longos vãos, onde há o acréscimo relevante de forças horizontais e geralmente com a utilização de aterros altos. Essas estruturas trazem consigo um alto custo unitário e são executadas geralmente após a construção da OAE (DNER, 1996).

Figura 11 – Seção longitudinal de extremidade de ponte em balanço apoiada diretamente sobre o aterro de acesso



Fonte: (adaptado de DNER, 1996)

Figura 12 – Seção longitudinal de extremidade de ponte apoiada sobre encontro



Fonte: (adaptado de DNER, 1996)

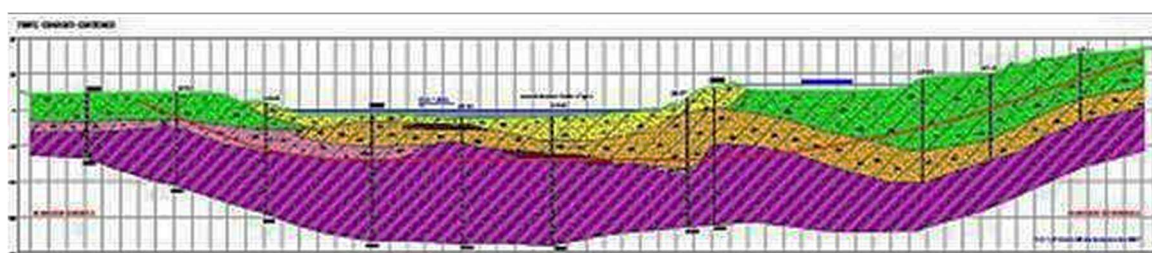
2.2.2.2 Definição da infraestrutura de obras de arte especiais

De modo geral, o procedimento adotado para a determinação das fundações de OAE's não é diferente do adotado para as fundações das demais obras de engenharia. Inicialmente, na etapa de anteprojeto, devem ser realizados estudos geológicos e geotécnicos para a caracterização do solo local. Nesse sentido, o DNER (1996) ressalta que é indispensável e obrigatório a execução de ao menos uma sondagem mista no local exato de cada fundação da

OAE. Ainda nesse contexto, o DNIT (2015) recomenda a execução de no mínimo quatro furos de sondagem mista por obra de arte especial.

Com a realização das sondagens, é possível a elaboração de perfil geológico-geotécnico estimando as camadas de solo que ocorrem ao longo do alinhamento da OAE e suas características, bem como a estimativa da provável posição do lençol freático da região. Na Figura 13, tem-se um exemplo de perfil geológico-geotécnico elaborado com base nas sondagens de campo.

Figura 13 – Exemplo de perfil geológico-geotécnico longitudinal elaborado a partir de investigação geotécnica



Fonte: (NARESI JÚNIOR, 2015)

Nesta mesma fase, estudos geotécnicos especiais podem ser necessários a depender do tipo de solo encontrado no local. Terrenos com a presença de solos moles ou outros solos problemáticos, onde tem-se a estabilidade da estrutura ameaçada, principalmente pela construção dos aterros de acesso, devem ser estudados com cuidado para que se garanta a estabilidade do conjunto solo-aterro-obra de arte (DNIT, 2015).

Com relação às diretrizes complementares do projeto geotécnico para OAE's, o DNER (1996) traz algumas recomendações pertinentes. Enfatiza-se que seja analisada a possibilidade de ocorrência de solicitações horizontais nos elementos de fundação, principalmente fundações profundas, em virtude de carregamentos não uniformes na superfície do terreno. Estes carregamentos podem se dar em função da execução de um trecho de aterro, por exemplo. O empuxo de aterro sobre solos moles pode ser determinado por diversas teorias comprovadas, em função principalmente da espessura de solo mole e das propriedades mecânicas deste solo.

2.2.2.3 Principais recomendações e ressalvas

Na literatura podem ser encontrados alguns manuais de projeto de fundações de obras de arte especiais que fazem recomendações e ressalvas quanto à utilização de certos tipos de fundações, materiais e técnicas construtivas para a infraestrutura de obras de arte especiais.

Assim como para as edificações, nas OAE's também é possível a utilização de fundações superficiais ou profundas a depender das características do subsolo, da profundidade da camada resistente e das cargas transmitidas pelos pilares. No entanto, algumas ressalvas são apontadas.

Com relação às características dos materiais utilizados na infraestrutura de obras de arte especiais, recomenda-se a utilização de concreto com $f_{ck} = 25,0$ MPa para sapatas, tubulões, blocos de coroamento de tubulões e vigas de amarração de blocos. Já para estacas, tipo raiz ou escavada, adota-se $f_{ck} = 20,0$ MPa (DNIT, 2015). Já o Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais do DNER (1996) desaconselha a utilização de estacas de madeira para fundação de OAE's ressaltando, no entanto, a utilização desse tipo de material para suporte de escoramentos e de pontes de serviço.

Com relação à utilização de sapatas para a fundação de obras de arte especiais, a ISF-216 do (DNIT, 2015) ressalta que não serão aceitas sapatas flexíveis, apenas sapatas rígidas. A NBR 6118 (ABNT, 2014 p. 189) define as sapatas flexíveis estruturalmente da seguinte forma:

[...] essas sapatas são utilizadas para fundação de cargas pequenas e solos relativamente fracos. Seu comportamento se caracteriza por:

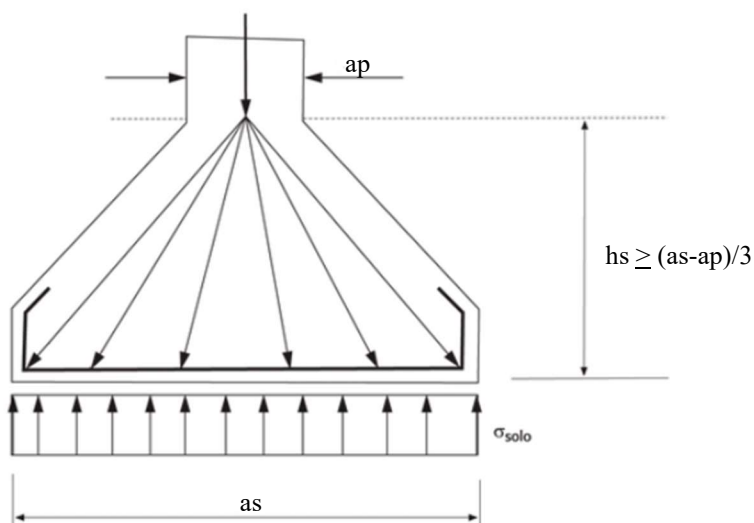
- a) trabalho à flexão nas duas direções, não sendo possível admitir tração na flexão uniformemente distribuída na largura correspondente da sapata. A concentração de flexão junto ao pilar deve ser, em princípio, avaliada;
- b) trabalho ao cisalhamento que pode ser descrito pelo fenômeno da punção.

Enquanto o comportamento estrutural das sapatas rígidas é definido da seguinte forma:

- a) trabalho à flexão nas duas direções, admitindo-se que, para cada uma delas, a tração na flexão seja uniformemente distribuída na largura correspondente da sapata. Essa hipótese não se aplica à compressão na flexão, que se concentra mais na região do pilar que se apoia na sapata e não se aplica também ao caso de sapatas muito alongadas em relação à forma do pilar;
- b) trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruptura por tração diagonal, e sim por compressão diagonal verificada conforme 19.5.3.1. Isso ocorre porque a sapata rígida fica inteiramente dentro do cone hipotético de punção, não havendo, portanto, possibilidade física de punção.

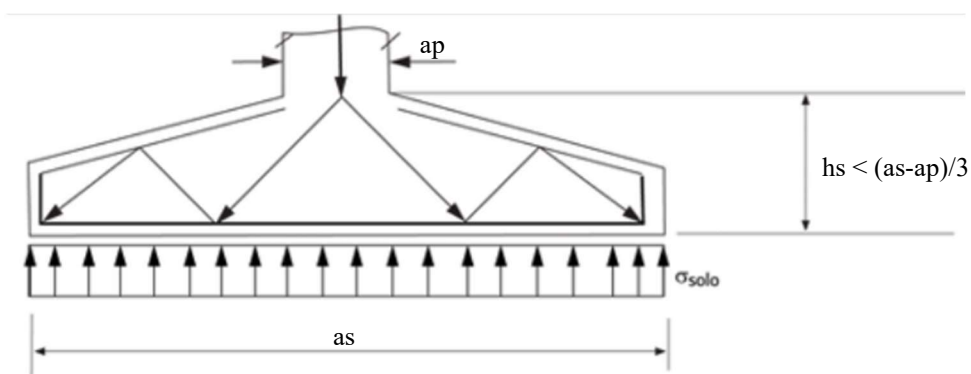
Com base no comportamento estrutural das sapatas, dimensiona-se sapatas rígidas (Figura 14) utilizando o modelo biela tirante e as sapatas flexíveis (Figura 15) podem ser dimensionadas com base no modelo de flexão (CAMPOS, 2022).

Figura 14 – Sapata rígida



Fonte: (CAMPOS, 2022)

Figura 15 – Sapata flexível



Fonte: (CAMPOS, 2022)

A distinção entre sapatas flexíveis e rígidas é definida em função da altura da sapata, de suas dimensões em planta e das dimensões do pilar vinculado (CAMPOS, 2022). A NBR 6118 (ABNT, 2014 p. 188) propõe o seguinte equacionamento para esta definição:

Quando se verifica a expressão a seguir, nas duas direções, a sapata é considerada rígida. Caso contrário, a sapata é considerada flexível:

$$hs \geq (as - ap) / 3 \quad (6)$$

Onde: hs é a altura da sapata;

as é a dimensão da sapata em uma determinada direção;

ap é a dimensão do pilar na mesma direção.

De modo simplificado, pode-se dizer que sapatas flexíveis são suficientemente mais baixas do que sapatas rígidas, de modo que o comportamento estrutural quanto às cargas de

compressão seja distinto entre elas, para uma mesma configuração de dimensões em planta da sapata e do pilar a ela vinculado.

Outra ressalva na determinação de fundações superficiais para OAE's se refere à capacidade de suporte do terreno. Recomenda-se que não sejam executadas fundações superficiais em terrenos de capacidade de suporte menores ou iguais a 150 kPa (DNIT, 2015). Para se ter uma ideia prática do que isso significa, pode-se utilizar do Método Semiempírico de Mello (1975, apud CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011) para o cálculo da tensão admissível com base no N_{SPT} do solo. Abaixo, tem-se a formulação de Mello:

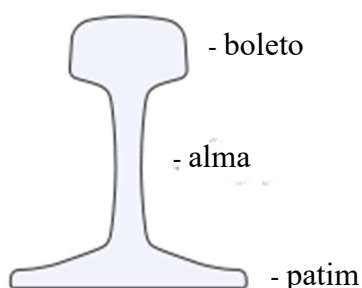
$$\sigma_{adm} = 100(\sqrt{N_{SPT}} - 1) \quad (7)$$

A equação é válida para quaisquer solos e $4 \leq N_{SPT} \leq 16$. Dessa forma, pode-se dizer que não devem ser executadas fundações superficiais em OAE's em solos com $N_{SPT} < 6$.

Com relação à utilização de estacas metálicas compostas de trilhos, ressalta-se que em função da incerteza sobre as condições dos trilhos não devem ser permitidas estacas compostas de solda de patim com boleto, trilhos individuais ou estacas compostas (duplas ou triplas) soldadas pelos patins. Os elementos dos trilhos podem ser identificados na Figura 16.

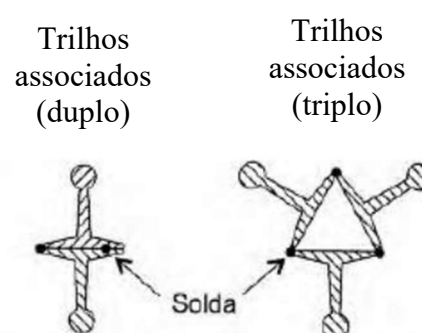
Geralmente os trilhos disponíveis são peças usadas, tendo sido desgastadas e fadigadas ao longo de sua vida útil. Dessa forma, podem apresentar diferentes graus de corrosão e nem sempre se apresentam de forma retilínea para utilização. Nesse contexto, são recomendáveis apenas os perfis compostos por três trilhos soldados pelos patins, como pode se ver na Figura 17 (DNER, 1996).

Figura 16 – Seção típica dos elementos do trilho



Fonte: (Site Brasil Ferroviário, 2023)

Figura 17 – Seções de trilhos associados



Fonte: (adaptado de VELLOSO; LOPES, 2010)

Com relação à utilização de estacas de aço, o DNER (1996) afirma ainda que essas são boas opções para fundações em terrenos com a ocorrência de solos muito adensáveis e sujeitos a ligeiras movimentações, tendo em vista que estas estacas oferecem pequenas superfícies de exposição às movimentações e possuem grande rigidez à flexão. Entretanto, deve-se atentar ao fato de que estacas metálicas são mais esbeltas do que outros tipos de estacas, e podem ser submetidas ao efeito da flambagem, principalmente quando envoltas por solos mais fluidos que não oferecem resistência por atrito lateral.

2.3 FENÔMENOS ADVERSOS DA EXECUÇÃO DE ESTACAS SOBRE SOLOS MOLES

Solos muito compressíveis merecem atenção especial quando se trata da interação solo-estrutura de fundações de obras de arte especiais. Soluções de fundação isoladamente podem parecer adequadas para a sustentação da ponte, viaduto ou passarela a que se dedicam a apoiar. No entanto, em se tratando de solos moles, não é preciso muito para que o sistema entre em colapso. Como o ocorrido na década de 1950 com a Ponte sobre o Rio Iguaçu, na Rodovia Washington Luiz. Naquele caso, a obra com fundações em tubulões estava concluída, restando apenas a colocação dos aterros de acesso. Ocorre que com a colocação dos aterros de acesso, a sobrecarga provocou a ruptura do solo e o colapso total da obra (DNER, 1996). Esse é um dos exemplos de problemas que podem ocorrer na construção de aterros sobre solos moles, cujo estudo contribui para a evolução do conhecimento técnico desenvolvido ao longo dos anos até os dias de hoje, de modo que casos parecidos sejam evitados.

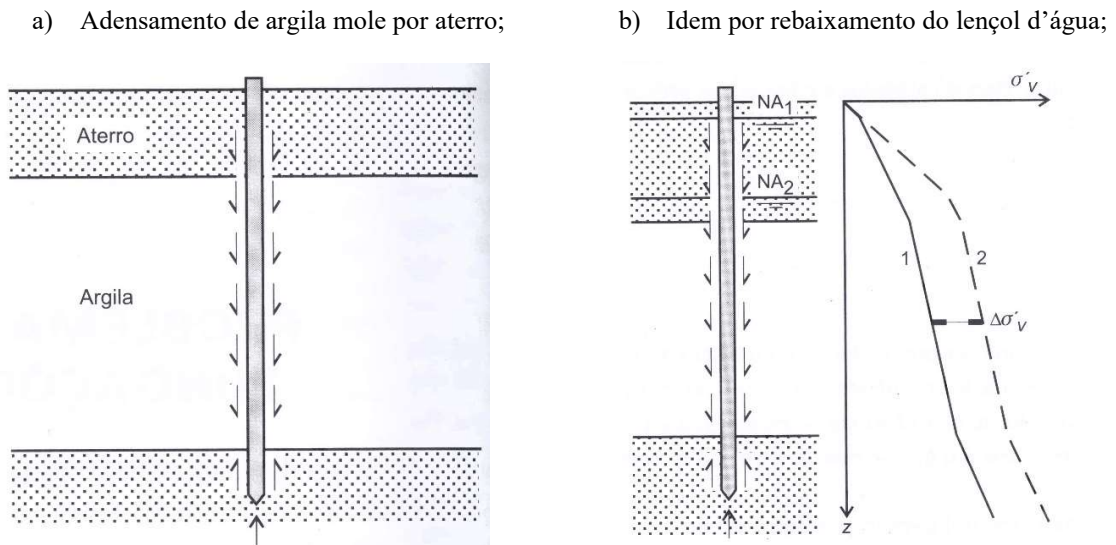
2.3.1 Atrito negativo

2.3.1.1 Principais conceitos

O atrito negativo é um fenômeno, resultante da interação entre solo e estaca, que atua como redutor da capacidade de carga de estacas instaladas em solos moles. O atrito negativo decorre do deslocamento relativo entre a estaca e o solo, de modo que quando o solo recalca mais do que a estaca ocorre este fenômeno. Analogamente, pode-se dizer que quando a estaca recalca mais do que o solo que a envolve, tem-se o atrito lateral positivo, que contribui para a capacidade de carga da estaca (VELLOSO; LOPES, 2010).

O atrito negativo ocorre quando o solo mole ao redor da estaca está em processo de adensamento. Ao adensar, o solo mole causa um empuxo lateral na estaca, “puxando” a estaca para baixo conforme recalca. A situação de maior ocorrência deste fenômeno é quando se tem a execução de aterros sobre o terreno onde estão executadas estacas. O fenômeno pode ocorrer também quando se rebaixa o lençol freático de uma camada de areia acima de uma camada de solo mole em que se tem uma estaca executada, quando isso ocorre aumenta-se a tensão efetiva da camada de areia e por consequência o peso atuante na camada de solo mole, fazendo com que o mesmo entre em processo de adensamento gerando atrito negativo na estaca (VELLOSO; LOPES, 2010). A Figura 18 ilustra o fenômeno de atrito negativo.

Figura 18 – Causas do atrito negativo



Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2010)

Além disso, ressalta-se o efeito negativo da cravação de estacas em solos moles. O amolgamento do solo causado pela cravação da estaca pode causar atrito negativo (GUSMÃO FILHO, 2003). Isso é visível principalmente em argilas sensíveis, cuja resistência cai drasticamente ao ser amolgada. Segundo Pinto (2006), a sensibilidade das argilas se dá em função do arranjo estrutural de suas partículas, estabelecido durante o processo de sedimentação. Ao se desfazer esse arranjo, em função da cravação de uma estaca no solo, por exemplo, parte da resistência da argila é perdida. Em argilas ultra-sensíveis, a resistência pode cair a mais de 1/8 da resistência que se tinha inicialmente.

De maneira simplificada, o atrito negativo ocasionado pelo amolgamento do solo pode ser estimado com base no diâmetro da estaca, conforme definição feita por Zeevaert (1983 apud VELLOSO; LOPES, 2010). O atrito negativo decorrente deste amolgamento será no máximo igual ao peso do solo mole amolgado, e o volume do solo amolgado pode ser admitido como igual ao volume da estaca.

O efeito do atrito negativo sobre as estacas pode ser considerado como uma carga adicional. A NBR 6122: Projeto e execução de fundações (ABNT, 2022b) indica o equacionamento para determinação da capacidade de carga de fundações profundas em função da resistência de ponta, do atrito lateral (positivo) e do atrito negativo, junto da aplicação de um fator de segurança. A norma define:

$$P_{adm} = (R_p + R_{lp})/FS_g \quad (8)$$

Onde P_{adm} é a carga admissível;

R_p é a parcela de força resistente característica de ponta, na ruptura;

R_{lp} é a parcela de força resistente característica de atrito lateral positivo, na ruptura;

FS_g é o fator de segurança global.

$$P_{\acute{u}til} \leq (P_{adm} - Q_n) \quad (9)$$

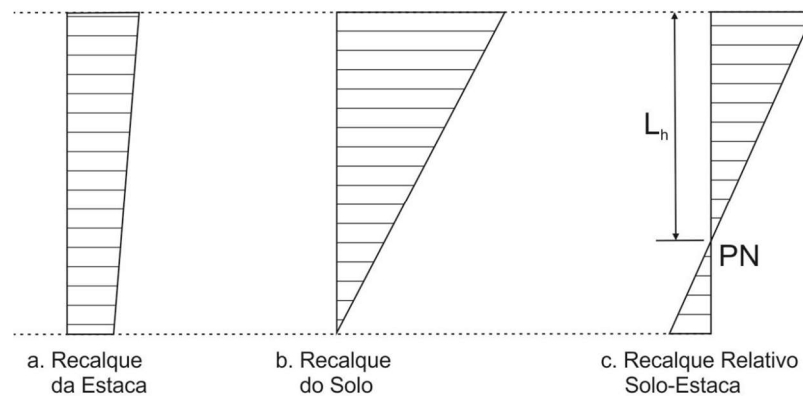
Onde $P_{\acute{u}til}$ é a carga útil admissível sobre o elemento de fundação, excluídas, para esta verificação, as cargas efêmeras (e a carga proveniente do atrito negativo);

Q_n é a carga característica de atrito lateral negativo, na ruptura;

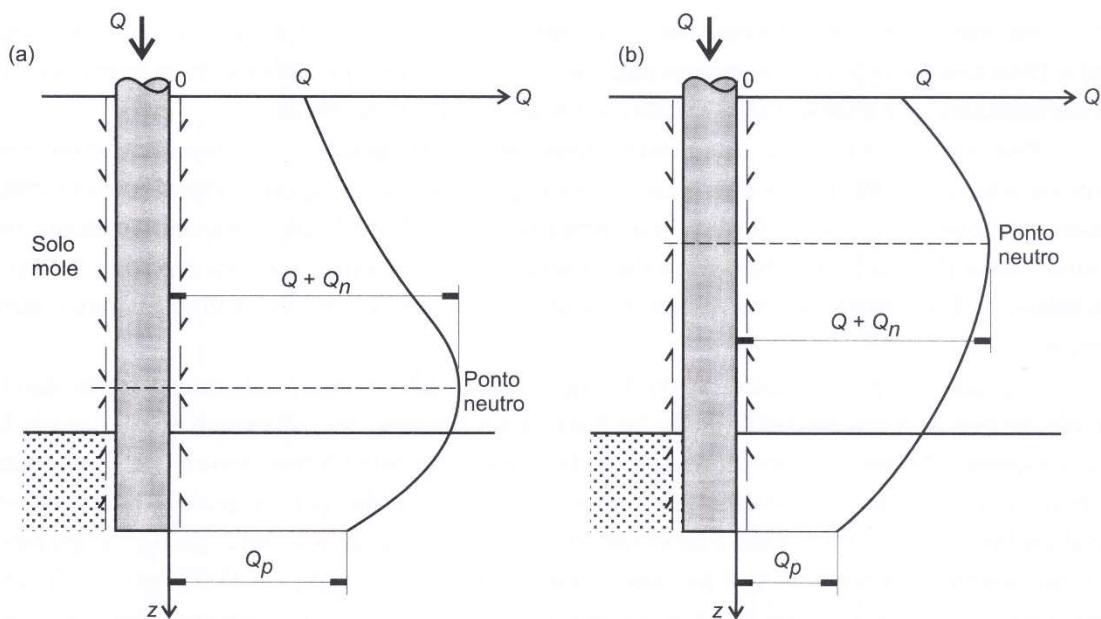
No entanto, embora o atrito negativo gere uma sobrecarga adicional na estaca, ele por si só não tem capacidade de ocasionar a ruptura por perda de capacidade do solo, visto que essa ruptura precederia um recalque da estaca em relação ao solo que inverteria o sinal do atrito. Vale ressaltar, porém, que ao menos teoricamente seria possível a ruptura da estaca por compressão ou por flambagem (COMBARIEU, 1985 apud VELLOSO; LOPES, 2010). Dessa forma, pode-se entender o atrito negativo como um problema de recalque da fundação.

No estudo do atrito negativo atuante em uma estaca é importante a definição do ponto neutro. Ilustrado na Figura 19 e na Figura 20, o ponto neutro se refere à profundidade em que o recalque do solo se iguala com o recalque da estaca, de modo que acima do ponto neutro tem-se atrito negativo e abaixo do ponto neutro tem-se o atrito positivo. O ponto neutro indica a profundidade de atuação do atrito negativo e sua definição se dá a partir da elaboração de um perfil da estimativa de recalques do terreno e da estaca, em função dos carregamentos aplicados e das características do solo (VELLOSO; LOPES, 2010).

Figura 19 – Ocorrência do ponto neutro



Fonte: (AZEVEDO, 2017)

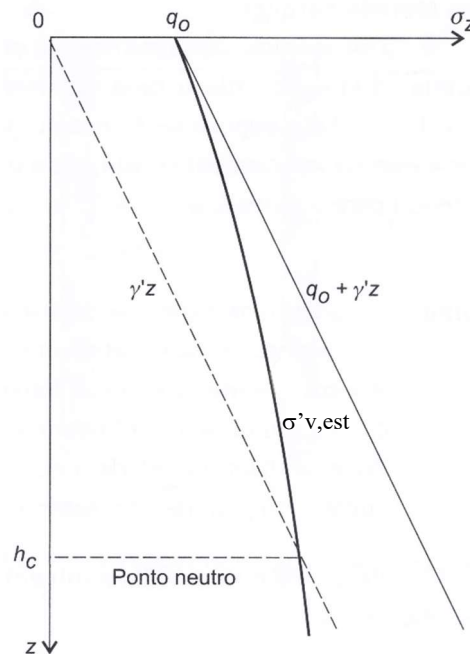
Figura 20 – Profundidade do ponto neutro em função do atrito negativo;
(a) Caso de Q_n forte; (b) Caso de Q_n fraco;

Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2010)

Acima do ponto neutro, a influência do atrito negativo se expande também às camadas de solos mais competentes. Em um perfil de solo com uma camada superior de areia e abaixo uma camada de solo mole em adensamento, por exemplo. Estando implantada a estaca em meio a essas condições, não será possível considerar no cálculo da capacidade de carga da estaca a resistência por atrito lateral na camada de areia, pelo contrário, tendo em vista que ela estará sujeita ao recalque promovido pela camada de solo mole inferior, a camada também promoverá atrito negativo na estaca.

A influência do atrito negativo nos solos não se limita apenas ao trecho acima do ponto neutro. O solo ao redor da estaca, em toda sua profundidade, tem sua tensão efetiva reduzida em comparação ao solo local sob a influência apenas do aterro. A tensão geostática no solo sem influência da estaca, nas mesmas condições de carregamento tende a ser maior. Durante o adensamento do solo, este "se pendura" na estaca reduzindo sua tensão efetiva. Nesse sentido, as tensões efetivas abaixo do ponto neutro no local de execução da estaca não podem ser consideradas iguais às geostáticas, como mostrado na Figura 21. Esta definição é importante, pois a capacidade de carga da estaca depende das tensões efetivas atuantes não só ao longo do fuste como também no nível da ponta da estaca (VELLOSO; LOPES, 2010).

Figura 21 – Perfil de tensões reais e geostáticas, em que $\sigma'_{v,est}$ é a tensão vertical efetiva real junto da estaca e $(q_0 + \gamma'z)$ é a tensão geostática;



Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2010)

2.3.1.2 Estimativa do atrito negativo

Para a estimativa do atrito negativo, seria necessário o cálculo dos recalques do solo ao longo da profundidade no local de implantação da estaca e os recalques da estaca, haja visto que o atrito negativo depende da diferença entre esses deslocamentos. Porém, esses valores não podem ser calculados de forma independente, tendo em vista que o solo em processo de adensamento "se pendura" na estaca, e a estaca é "puxada" pelo solo. Dessa forma, o atrito negativo deve ser calculado considerando o sistema solo-estaca como um todo, não podendo se

utilizar de equacionamentos que consideram esses fatores individualmente (VELLOSO; LOPES, 2010).

A quantificação do atrito negativo pode não ser tão simples quanto o entendimento teórico sobre o fenômeno. Diversos autores buscaram, com base em diferentes metodologias, a estimativa do atrito negativo.

Em seu trabalho, Oliveira (2000) faz uma revisão dos métodos de previsão para o atrito negativo e os aplica em um caso bem documentado. Com isso, o autor verificou a grande variabilidade entre os resultados, com indicações de métodos conservativos, razoáveis e contra a segurança, como pode ser visto no Quadro 1.

Quadro 1 - Avaliação dos métodos de previsão do atrito negativo

Classificação dos Métodos	Métodos
Consevativos	TERZAGHI e PECK (1948) MORETTO e BOLOGNESI (1959) ELMASRY (1963) JOHANNESSEN e BJERRUM (1965) BOWLES (1968) POULOS E MATTES (1969) ZEEVAERT (1972) POULOS E DAVIS (1975) ALONSO, JOSA E LEDESMA (1984) PROGRAMA CRISP
Razoáveis	ZEEVAERT (1959) DE BEER e WALLAYS (1968) ENDO e outros (1969) MÉTODO DA NORMA DINAMARQUESA (1978) COMBARIEAU (1985)
Contra a Segurança	JOHNSON e KAVANAGH (1968)

Fonte: (OLIVEIRA, 2000)

Alguns dos métodos apresentam elevada complexidade na sua aplicação, embora dessa não resulte necessariamente resultados mais confiáveis. A seguir, são citados alguns dos métodos de aplicação mais simples que apresentam resultados coerentes, com evidências a suas aplicações e considerações:

a) Método Simples

Este método simplificado semelhante aos métodos de Johannessen e Bjerrum (1965, apud OLIVEIRA, 2000) e de Alonso, Josa e Ledesma (1984, apud OLIVEIRA, 2000) é considerado mais conservador do que alguns métodos de cálculo mais sofisticados, tendo em vista que algumas hipóteses que são tomadas por simplificação estão a favor da segurança. O

método considera que o ponto neutro se situa na base da camada de solo mole, fazendo com que toda a camada de solo mole seja causadora de atrito negativo, o que pode não ser totalmente verdade, principalmente em se tratando de camadas de solo mole mais espessas ou sujeitas a uma sobrecarga pequena no terreno. Além disso, o método tem sua aplicação limitada a estacas isoladas (ou em grupo esparso), sendo necessário a utilização de outros métodos para a consideração do efeito de grupo das estacas (VELLOSO; LOPES, 2010).

Esse método considera que a tensão cisalhante do atrito negativo sobre a estaca é determinada em função da tensão vertical efetiva do solo junto da estaca, do coeficiente de empuxo lateral do solo e do atrito entre o solo e a estaca. A expressão para a tensão de atrito é:

$$\tau_n = a_d + K \sigma'_{v,est} \operatorname{tg} \delta \quad (10)$$

onde: a_d = aderência entre solo e estaca, geralmente desprezada;

K = coeficiente de empuxo lateral;

$\sigma'_{v,est}$ = tensão vertical efetiva junto da estaca na profundidade em estudo;

δ = ângulo de atrito solo-estaca;

Alternativamente, pode-se adotar a simplificação proposta por Long e Healy (1974, apud VELLOSO; LOPES, 2010):

$$\tau_n = K \cdot \operatorname{tg} \delta \cdot \varepsilon \cdot \sigma'_v = \beta_k \cdot \varepsilon \cdot \sigma'_v \quad (11)$$

onde: $\beta_k = K \cdot \operatorname{tg} \delta$

ε = fator que considera a redução da tensão vertical efetiva geostática em decorrência da transferência de carga do solo para a estaca (alívio de tensão vertical);

σ'_v = tensão vertical efetiva geostática na profundidade em estudo.

A proposta de Long e Healy (1974, apud VELLOSO; LOPES, 2010), sugere ainda a utilização de valores tabelados de $\beta\varepsilon$ em função do tipo de solo, tornando σ'_v a única variável de entrada na determinação do atrito negativo por este método, conforme a Tabela 12.

Tabela 12 – Valores de $\beta_k \varepsilon$ propostos por Long e Healy

Solo	$\beta_k \varepsilon$
Argilas	0,20 a 0,25
Siltos	0,25 a 0,35
Areias	0,35 a 0,50

Fonte: (LONG; HEALY, 1974 apud VELLOSO; LOPES, 2010)

A partir do cálculo da tensão cisalhante do atrito negativo (τ_n) pode-se facilmente obter o valor da carga adicional na estaca, considerando a área de atuação do atrito negativo. Como segue na equação abaixo:

$$Q_n = \tau_n \cdot U \cdot \Delta l \quad (12)$$

Em que: U é o perímetro da estaca;

Δl é o comprimento da estaca na camada de solo mole;

b) Método de Endo et. al (1969, apud VELLOSO; LOPES, 2010)

Com os resultados da instrumentação de estacas metálicas de diferentes tipos, os autores buscaram o valor máximo do atrito negativo que ocorre no ponto neutro. Entre os diferenciais do método está o fato dele considerar a profundidade do ponto neutro variável ao longo da camada de solo mole, não necessariamente na base da camada como é feito no Método Simples. Além disso, o método introduz um coeficiente que considera estacas com ponta aberta ou fechada. Abaixo tem-se o equacionamento para o cálculo do atrito negativo máximo:

$$Q_n = \eta \cdot U \cdot K \cdot tg \delta \cdot \int_0^{\beta_n \cdot l} \sigma'_v \cdot dz \quad (13)$$

Onde: η é o coeficiente que depende da ponta da estaca (segundo os autores, $\eta=1,0$ para as estacas com ponta fechada e $\eta=0,6$ para estacas com ponta aberta);

U é o perímetro da estaca;

K é o coeficiente de empuxo de terra;

δ é o ângulo de atrito estaca-solo;

$\beta_n = (l_n/l)$ é a profundidade relativa do ponto neutro (os autores sugerem $0,73 < \beta_n < 0,78$);

l_n é a profundidade do ponto neutro em relação ao topo da estaca;

l é o comprimento da estaca na camada de solo compressível;

σ'_v é a tensão vertical efetiva no solo junto à estaca, na profundidade z .

Para valores de $K \cdot tg\delta$ pode-se utilizar a Tabela 13 para efeito de cálculos aproximados. Ressalta-se que esse valor deve ser calculado em campo para obras de maior responsabilidade (OLIVEIRA, 2000).

Tabela 13 – Valores de $K \cdot tg\delta$ em função do tipo de estaca

Tipo de estaca e de solo	$K \cdot tg\delta$
Estacas com pintura asfáltica em argilas	0,02
Estacas com película anular de bentonita	0,05
Estacas cravadas em solos argilosos moles e solos orgânicos	0,20*
Estacas escavadas sem revestimento, idem acima	0,15
Estacas escavadas com revestimento perdido, idem acima	0,10
Estacas cravadas em solos argilosos rijos a duros	0,30**
Estacas escavadas sem revestimento, idem acima	0,20
Estacas escavadas com revestimento perdido, idem acima	0,15
Estacas cravadas em solos argilosos sensíveis – atrito negativo por amolgamento	0,10
Estacas em areias, pedregulhos, fofos	0,35
Estacas em areias e pedregulhos, medianamente compactos	0,45
Estacas em areias e pedregulhos, compactos	0,5 a 1 e mais***

*Reduzir para 0,15 em estacas cravadas com ponta aberta; **Reduzir para 0,20 em estacas cravadas com ponta aberta; ***As estacas cravadas correspondem os valores mais elevados; às estacas escavadas, os menores.

Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2010)

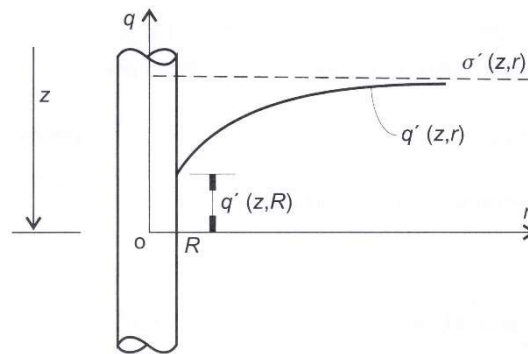
c) Método Estático

A Norma Dinamarquesa de Fundações (1978, apud OLIVEIRA, 2000) indica que o atrito negativo pode ser estimado utilizando-se dos métodos normais de capacidade de carga utilizados tradicionalmente para a estimativa do atrito lateral (positivo) de estacas. Por exemplo, os métodos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma ou Teixeira. O valor do atrito negativo será o referente ao atrito lateral ao longo da camada de solo que irá apresentar deformação. Esta metodologia é empregada para a NBR 6122 (ABNT, 2022b), apresentada pelas equações 8 e 9.

d) Método de Combarieu (1985, apud VELLOSO; LOPES, 2010)

Este método se baseia no valor de recalque do solo e tem como princípio o fato de que o atrito negativo resulta da transmissão de esforços do solo para a estaca. O método apresenta como diferencial a consideração da redução da tensão vertical efetiva do solo próximo da estaca não apenas em termos da profundidade z , mas também conforme ocorre afastamento radial r da estaca. A Figura 22 ilustra como se dá a variação da tensão vertical próximo da estaca por este método.

Figura 22 – Variação da tensão vertical próximo da estaca



Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2010)

Em que: $\sigma'(z, r)$ é a tensão efetiva vertical no solo após receber a sobrecarga, sem levar em conta as estacas (tensão não perturbada);
 $q'(z, r)$ é a tensão vertical efetiva real, ou seja, aquela que leva em conta a presença das estacas, que junto da estaca é $q'(z, R)$

No entanto, para efeitos práticos de cálculo, onde tem-se a intenção de calcular o atrito negativo na estaca e não distante dela, o método se assemelha, para uma estaca isolada, ao Método de Endo et. al (1969, apud VELLOSO; LOPES, 2010) descrito anteriormente, com a ressalva de não considerar a redução do atrito negativo em estacas com ponta aberta.

O principal diferencial do equacionamento proposto por Combarieu (1985, apud VELLOSO; LOPES, 2010), vem com a possibilidade de cálculo do atrito negativo para um grupo de estacas, os métodos apresentados anteriormente funcionam apenas para estacas isoladas. Para isso, deve-se considerar algumas medidas como área equivalente e raio equivalente, bem como o posicionamento de cada estaca no grupo. As características do grupo também são importantes para o cálculo, se o grupo de estacas é composto em linha ou em malha retangular e se esse é considerado limitado ou ilimitado. Com essas informações, pode-se calcular o atrito negativo em cada estaca do grupo.

Algumas observações teóricas sobre o efeito do atrito negativo em um grupo de estacas são válidas. O efeito de suspensão do solo em torno da estaca, reduzindo a tensão efetiva do solo, é maior nos casos em que se tem grupos de estacas e é tão maior quanto menor for o espaçamento entre as estacas no grupo. Além disso, o bloco de coroamento das estacas permite a redistribuição dos esforços, de modo que pode se considerar um efeito de atrito negativo único em todas as estacas, dado pela média dos esforços calculados nas estacas de canto, de bordo ou no interior, considerando o número de estacas no bloco (VELLOSO; LOPES, 2010).

Vale ressaltar ainda que em se tratando de um fenômeno dependente do adensamento dos solos, o atrito negativo de mesmo modo, depende do tempo de ocorrência do adensamento e vai crescendo até atingir um valor máximo (VELLOSO; LOPES, 2010). Nesse sentido, Gusmão Filho (2003) indica que pode-se admitir que a tensão cisalhante de atrito negativo cresce até certo ponto em que assume valor máximo igual à resistência não drenada do solo (S_u).

Segundo Oliveira (2000), que apresenta em seu trabalho esses e outros tantos métodos para estimativa do atrito negativo, a dificuldade de se inserir corretamente as tantas variáveis existentes nos problemas relacionados ao atrito negativo em um único modelo matemático faz com que seja quase impossível sua determinação com precisão. Aliado a isso, o número reduzido de pesquisas realizadas com estacas instrumentadas dificulta a aferição dos resultados obtidos pelos métodos, na concepção do autor (OLIVEIRA, 2000). Nesse sentido, em virtude da diversidade entre os métodos para a estimativa do atrito negativo, a aplicação dos métodos leva geralmente a resultados bastante diversos, como pode ser verificado a partir da Tabela 14.

Tabela 14 – Exemplo da variabilidade de resultados dos métodos de previsão do atrito negativo

Método de Previsão	Estaca Lisa	Estaca Troncônica
TERZAGHI E PECK (1948)	645,00	344,50
MORETTO E BOLOGNESI (1959)	493,40	262,10
ZEEVAERT (1959)	223,30	136,80
BUISSON, AHU E HABIB (1960)	*****	*****
ELMASRY (1963)	662,60	167,70
JOHANNESSEN E BJERRUM (1965)	308,50	286,80
JOHNSON E KAVANAGH (1968)	130,00	130,00
DE BEER E WALLAYS (1968)	223,30	136,80
BOWLES (1968)	610,00	567,10
ENDO, MINOU, KAWASAKI E SHIBATA (1969)	136,80	121,30
POULOS E MATTES (1969)	2.176,00	2.176,00
ZEEVAERT (1972)	339,80	219,10
SOARES (1974)	*****	*****
KEZDI (1975)	*****	*****
POULOS E DAVIS (1975)	832,90	442,40
ALONSO, JOSA E LEDESMA (1984)	307,60	286,00
COMBARIEAU (1985)	276,90	176,50
MÉTODO DA NORMA DINAMARQUESA (1978)	220,80	117,30
CRISP	419,20	*****
COMBARIEAU (1985) - medições	243,00	*****

Fonte: (OLIVEIRA, 2000)

2.3.1.3 Redução do atrito negativo

Existem casos em que a atuação do atrito negativo é tão prejudicial para a capacidade de carga das estacas que algumas técnicas alternativas podem se tornar interessantes. A aceleração dos recalques com utilização de drenos verticais profundos e a aplicação de

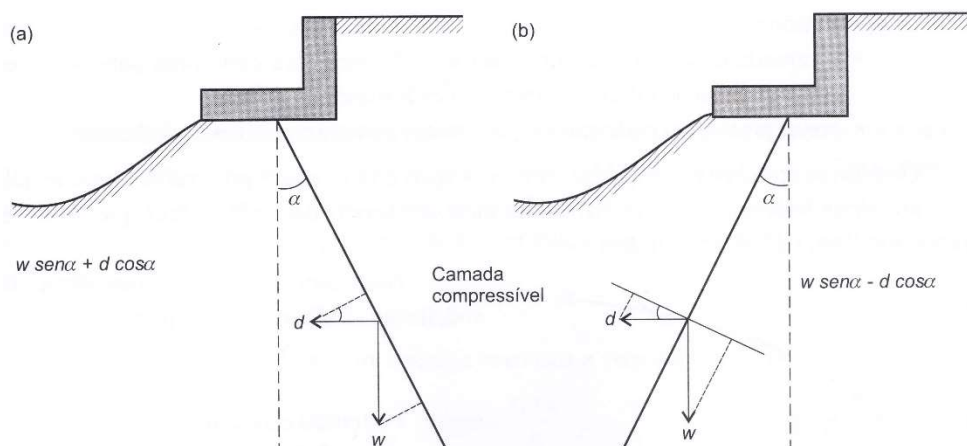
sobrecarga no terreno antes da execução das estacas é uma alternativa viável para que se reduza o recalque, e por consequência o atrito negativo quando a estaca estiver instalada.

Outras opções remetem à redução do atrito entre o solo mole e a estaca, de modo que a estaca não seja afetada, ou que o efeito do atrito negativo seja minimizado sobre ela durante o processo de adensamento do solo. Isso pode ser feito tanto com a aplicação de revestimentos no contato solo-estaca capazes de reduzir este atrito, como também com a pintura de produtos nas laterais da estaca capazes de reduzir o atrito entre a estaca e o solo (VELLOSO; LOPES, 2010).

Com utilização em algumas obras brasileiras, a aplicação de pintura betuminosa na lateral das estacas se mostra bastante eficiente para redução do atrito negativo. Briaud (1997), indica em seu trabalho, diversos critérios a serem considerados para o cálculo da viscosidade necessária ao betume na sua utilização.

Outro caso que deve ser evitado quando possível, é quanto ao emprego de estacas inclinadas em solos moles sobre efeito de atrito negativo, conforme ilustrado na Figura 23. Segundo Velloso e Lopes (2010, p. 510): “Os recalques do solo são, em geral, bem maiores do que as flechas que uma estaca pode suportar. Por isso deve-se evitar o emprego de estacas inclinadas em solos que recalcam.” Não podendo ser evitada a execução de estacas inclinadas em solos moles, recomenda-se ao menos que a inclinação da estaca seja feita para o lado do vazio e não para o lado do aterro, tendo em vista que para o lado do aterro a decomposição dos deslocamentos com relação ao eixo normal da estaca se sobrepõe, tornando a condição ainda pior.

Figura 23 – Composição dos deslocamentos em estacas inclinadas; (a) Inclinação da estaca para o lado do aterro (situação mais desfavorável); (b) Inclinação da estaca para o lado do vazio (situação menos desfavorável);



Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2010)

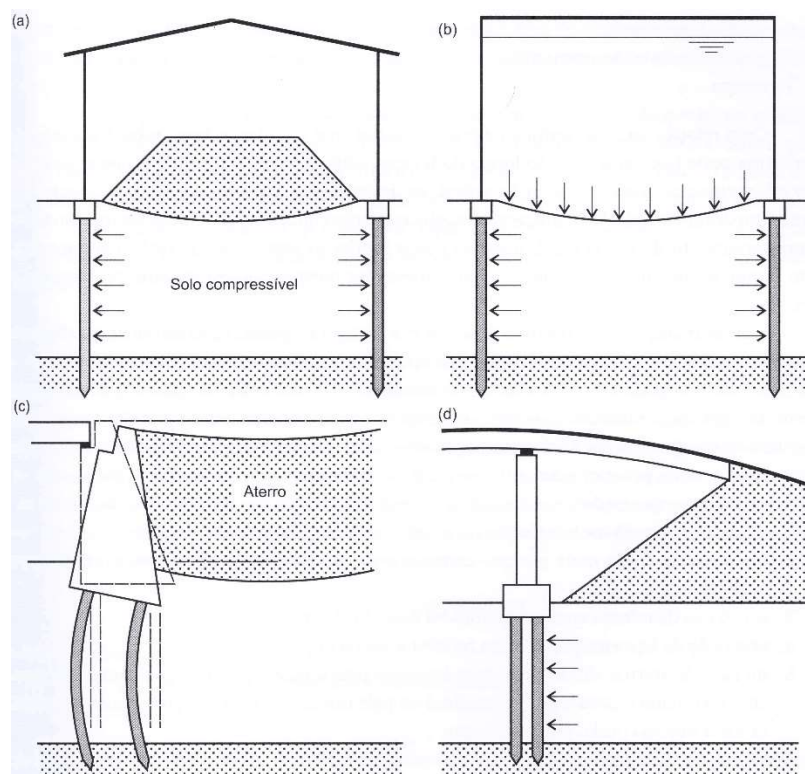
2.3.2 Efeito Tschebotarioff

2.3.2.1 Conceitos principais

Em se tratando de fundações profundas implantadas em solos moles, deve-se redobrar a atenção para a incidência de carregamentos transversais. Na maioria dos casos, as fundações profundas exercem a função única de transferir as cargas verticais oriundas da estrutura para o solo. No entanto, algumas condições locais podem submeter as estacas a carregamentos horizontais ao longo do fuste, que se não forem devidamente considerados em projeto podem levar à ruptura das estacas por flexão.

Uma das formas mais recorrentes de carregamento transversal nas estacas decorre do carregamento de solos deformáveis adjacentes à estaca executada. Ao se carregar o solo de forma assimétrica, as tensões na massa de solo induzirão a deslocamentos em um sentido. As estacas, por sua vez, constituirão em um impedimento a esses deslocamentos e, conseqüentemente ficarão sujeitas aos esforços desta restrição. Em seu livro, Velloso e Lopes (2010), descrevem alguns casos clássicos da ocorrência deste fenômeno, representados na Figura 24:

Figura 24 – Exemplos do Efeito Tschebotarioff



Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2010)

- a) armazém estaqueado apenas na periferia, onde o material armazenado transmite tensões à camada compressível, que se desloca lateralmente e pressiona as estacas periféricas;
- b) tanque de armazenamento de fluidos estaqueado apenas na periferia (semelhante ao caso a);
- c) muros de arrimo sobre estacas;
- d) muros de encontro de pontes;

O fenômeno tem esse nome em homenagem ao primeiro autor que o estudou com detalhes, a partir de 1962. Em seus primeiros estudos, Tschebotarioff conseguiu distinguir a ocorrência de situações-limite do fenômeno entre solos arenosos fofos e solos moles argilosos. Para solos arenosos fofos, verificou-se que embora as deformações no solo em função de altas tensões possam ser de magnitude relevante, os esforços de flexão atuantes nas estacas são muito baixos, e poderiam ser desprezados. No entanto, em se tratando de argilas moles, tanto as deformações como os esforços de flexão nas estacas são elevados, e ocorrem juntamente do adensamento do solo (VELLOSO; LOPES, 2010).

No desenvolvimento do Efeito Tschebotarioff, ocorrem dois comportamentos distintos quanto a atuação de esforços na estaca. Ao mesmo tempo em que atuam na estaca os esforços laterais decorrentes da deformação horizontal do solo (que é desfavorável para a estaca), ocorre o adensamento do solo com ganho de resistência (que lhe é favorável) (GUSMÃO F., 2003).

Os esforços do carregamento horizontal nas estacas podem ser reduzidos se o carregamento assimétrico for executado com grande antecedência, de modo que a maior parte dos recalques devido ao adensamento do solo ocorram antes da instalação das estacas (VELLOSO; GRILLO, 1982 apud VELLOSO; LOPES, 2010).

Segundo Gusmão Filho (2003):

[...] a pressão horizontal decorrente da sobrecarga assimétrica no terreno depende de alguns fatores, tais como:

- a) o valor da sobrecarga assimétrica, representada pela altura e peso específico do material de aterro;
- b) características da camada compressível;
- c) distância entre a estaca e a sobrecarga;
- d) rigidez relativa entre o solo e a estaca;
- e) geometria do estaqueamento;
- f) segurança à ruptura global pelo fator de segurança;
- g) tempo, a partir da instalação das estacas;

Vale ressaltar que com relação ao fator tempo, nem sempre a pior situação ocorre logo após a aplicação da sobrecarga. Os esforços de flexão mais desfavoráveis podem evoluir conforme ocorre a deformação horizontal do solo, podendo se manifestar meses ou até anos após a aplicação da sobrecarga. Entretanto, com o transcorrer do tempo, o solo irá ganhar resistência em função do adensamento, o que pode dar estabilidade ao sistema solo-estaca. Contudo, não é possível estabelecer em princípio qual dos fenômenos comandará o comportamento do conjunto, sendo necessária uma análise detalhada do sistema para essa definição (DE BEER, 1972, apud VELLOSO; LOPES, 2010).

Heyman e Boersma (1961, apud VELLOSO; LOPES, 2010) instrumentaram estacas com *strain gauges* para verificar o momento fletor máximo atuante nas estacas quando implantadas em solos moles e submetidas a um carregamento assimétrico. Mediu-se o momento fletor na aplicação da sobrecarga a diversas distâncias das estacas, de modo que se verificou uma tendência quase linear do crescimento do momento fletor com a aproximação do aterro de sobrecarga. No estudo, verificou-se, a 5m de distância, um momento fletor da ordem de 130 kNm, e os deslocamentos horizontais atingiram cerca de 27cm. Concluindo seu estudo, Heyman e Boersma (1961, apud VELLOSO; LOPES, 2010) indicaram a utilização de armadura reforçada em todos os casos de fundações em estacas a uma distância inferior a 25m de um futuro aterro.

2.3.2.2 Estimativa do Efeito Tschebotarioff

As principais variáveis de interesse quando se estuda o efeito de carregamentos horizontais no fuste de estacas são os momentos máximos atuantes na estaca, os deslocamentos horizontais máximos e a posição de ocorrência dos momentos máximos e dos deslocamentos horizontais máximos. Em estacas, os locais de interesse da ocorrência das solicitações são no fuste ou no topo, sendo que no topo geralmente os momentos serão suportados pelo bloco de coroamento, enquanto no fuste pela própria estaca.

São diversos os métodos de análise do Efeito Tschebotarioff, com diferentes tipos de solução e resultados. Nesse sentido, ressalta-se a grande variabilidade nos resultados encontrados com a utilização dos métodos, que segundo Velloso (2001), pode ser explicada pela pouca quantidade de estudos de caso registrados e protótipos medidos que dificultam a verificação dos métodos.

Os primeiros métodos publicados visavam soluções baseadas em considerações teóricas e empíricas, levando em conta apenas considerações de equilíbrio e de mecânica dos solos

básica. Com o tempo, outras soluções foram publicadas, baseadas em modelos numéricos bi e tridimensionais, além de métodos elásticos e elastoplásticos.

Do ponto de vista prático, Velloso (2001), indica que os métodos semiempíricos de De Beer e Wallays (1972, apud VELLOSO, 2001) e de Tschebotarioff (1973, VELLOSO, 2001) apresentam resultados satisfatórios, tendo como ponto bastante favorável a praticidade de sua aplicação. Ainda segundo Velloso (2001), esses métodos têm bastante espaço no meio geotécnico, tendo vista sua confiabilidade prática, de modo que não foram registrados (ao menos até o momento da publicação do artigo referido) casos conhecidos de falhas ou problemas relacionados com a utilização desses métodos, sendo os métodos mais comuns e recorrentes utilizados no Brasil.

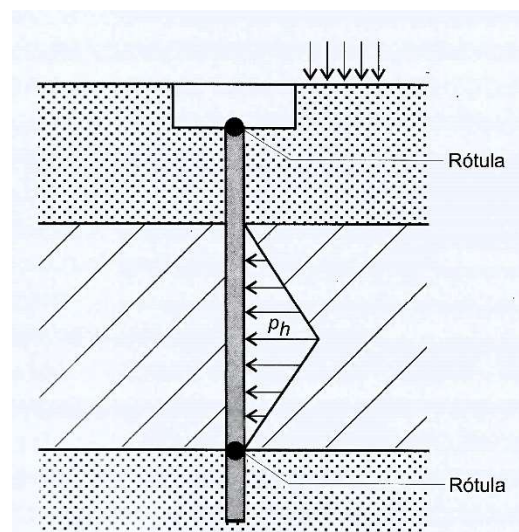
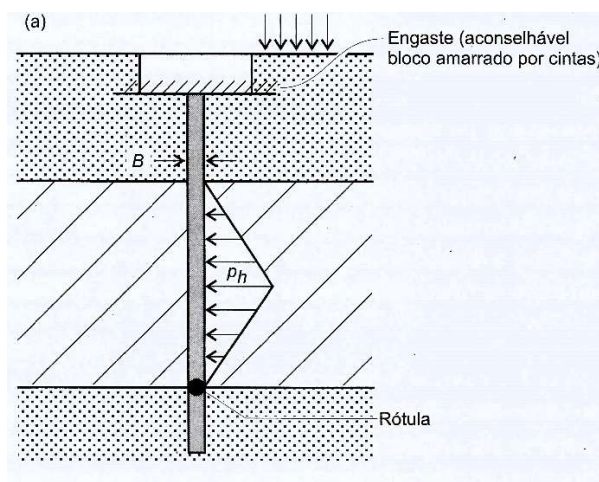
a) Método de Tschebotarioff (1972, apud VELLOSO; LOPES, 2010)

Tschebotarioff considera em seu método que a pressão horizontal sobre o fuste da estaca em função de uma sobrecarga assimétrica no terreno se dará na forma de um diagrama triangular de pressões (Figura 25), cujo máximo estará localizado no centro da camada de solo mole. Na modelagem do problema, o autor recomenda a consideração de que a estaca está engastada no bloco e rotulada no encontro do solo mole com a camada resistente. Ressalta-se, porém, que em caso de dúvidas sobre o engastamento da estaca no bloco, esta pode ser considerada como bi rotulada (VELLOSO; LOPES, 2010).

Figura 25 – Proposta de Tschebotarioff

a) Caso em que a estaca é considerada engastada no bloco;

b) Caso em que a estaca é considerada rotulada no bloco;



Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2010)

Uma das grandes diferenças entre estacas engastadas no topo e estacas rotuladas quando submetidas ao efeito Tschebotarioff diz respeito à magnitude de deslocamentos horizontais máximos e momentos fletores máximos. Em estacas engastadas tem-se momentos bastante expressivos no topo que serão absorvidos pelo bloco. Em estacas com topo rotulado, tem-se momentos nulos no topo, com momentos máximos ao longo da camada de solo mole. Em ambos os casos, o topo não está livre para deslocar horizontalmente, de modo que o deslocamento máximo ocorre geralmente ao longo da camada de solo mole. No entanto, os deslocamentos tendem a ser mais expressivos para quando se tem o topo apenas rotulado.

Com os resultados de estacas instrumentadas, Tschebotarioff (1972, apud VELLOSO; LOPES, 2010) chega a um equacionamento para o cálculo da pressão horizontal sobre o fuste da estaca, dependente da geometria da estaca e do carregamento aplicado. Com relação ao equacionamento proposto, Velloso e Lopes (2010) recomendam a utilização do valor de duas vezes o diâmetro da estaca ($2B$, ao invés de B). Essa recomendação se dá em função de que “a faixa de solo envolvida no empuxo da estaca tem uma largura de duas vezes a largura da estaca [...]” (VELLOSO; LOPES, 2010, p.519). Abaixo, tem-se a indicação do equacionamento de Tschebotarioff (1972, apud VELLOSO; LOPES, 2010) com a adaptação proposta pelos autores.

$$p_h = 2B \cdot K \cdot \Delta\sigma_z \quad (14)$$

Onde: p_h é a pressão horizontal (kN/m);

B é a largura da estaca (m);

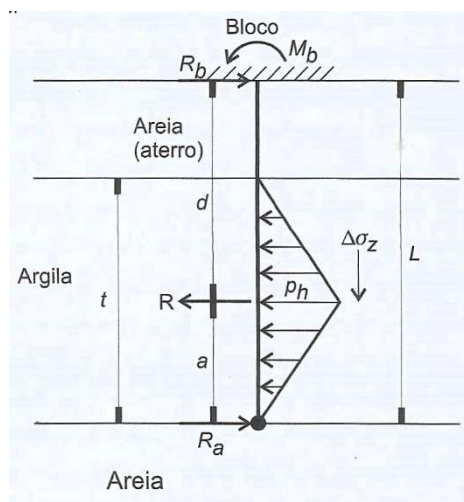
K é o coeficiente de empuxo (segundo Velloso e Lopes, pode ser adotado como 0,4 ou 0,5 para um depósito normalmente adensado e não amolgado);

$\Delta\sigma_z$ é o acréscimo de tensão vertical pela ação do aterro, no centro da camada argilosa e junto à estaca (kN/m²);

Com relação à variável $\Delta\sigma_z$ vale ressaltar que o acréscimo se refere apenas ao carregamento assimétrico. Toma-se por exemplo, o caso em que parte do aterro está de um lado da estaca e a outra parte do outro lado, nesse caso, deve-se calcular $\Delta\sigma_z$ para os dois lados separadamente e considerar apenas a diferença entre eles (VELLOSO; LOPES, 2010).

Com relação às condições de apoio da estaca. Tschebotarioff (1972, apud VELLOSO; LOPES, 2010) recomenda que seja considerado o engastamento do topo da estaca no bloco. Para esta condição, tem-se a modelagem do problema, conforme a Figura 26.

Figura 26 – Esquema de cálculo para o caso de estaca engastada no bloco



Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2010)

Cabe destacar que a consideração de que o máximo momento fletor deve se situar no meio da camada compressível pode representar a realidade, sendo adotadas para fins de cálculo. Nos estudos de Heyman e Boersma (1961, apud VELLOSO; LOPES, 2010), os autores verificaram a atuação do momento fletor máximo próximo do topo da camada de solo mole, não no centro da camada como proposto por Tschebotarioff.

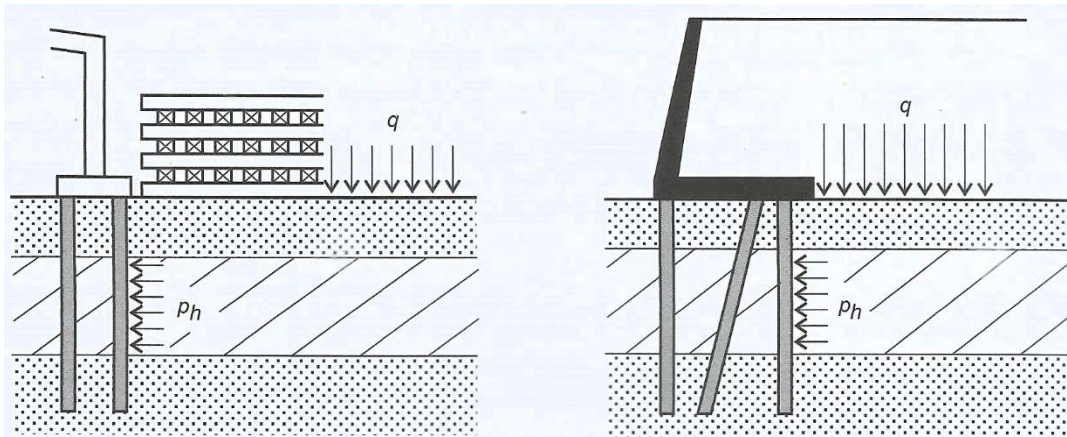
b) Método de De Beer e Wallays (1972, apud VELLOSO; LOPES, 2010)

De Beer e Wallays (1972, apud VELLOSO; LOPES, 2010) propõem um método para medir a pressão horizontal no fuste de estacas nos casos em que as tensões cisalhantes no solo estão longe da tensão de ruptura. De forma objetiva, os autores definem que o método se mostra efetivo para os casos em que o fator de segurança à ruptura global (desconsiderando a presença da estaca) está acima de 1,6. O método foi desenvolvido considerando o caso de aplicação diretamente de uma carga sobre o terreno, e o caso com uma abordagem mais prática, considerando a existência de um aterro próximo às estacas, o qual aplicará a sobrecarga. Nesse sentido, diferencia-se pela consideração da geometria do aterro e das diferentes posições que ele pode estar em relação à estaca (VELLOSO; LOPES, 2010).

No método, os autores representam a pressão horizontal atuante na estaca por um diagrama retangular de pressões (Figura 27), que pode ser utilizado para o cálculo do momento fletor na estaca admitindo-se que a estaca seja bi rotulada, no contato da argila mole com o solo resistente. Assim, para fins de modelagem, tem-se uma viga de comprimento igual a espessura da camada compressível, com duas rótulas (VELLOSO; LOPES, 2010).

Considera-se duas possibilidades quanto ao carregamento do solo na superfície. A primeira é quando o solo é carregado uniformemente. Nesse caso a pressão horizontal p_h é igual a sobrecarga aplicada.

Figura 27 – Pressão horizontal p_h nas estacas no caso de sobrecarga uniforme

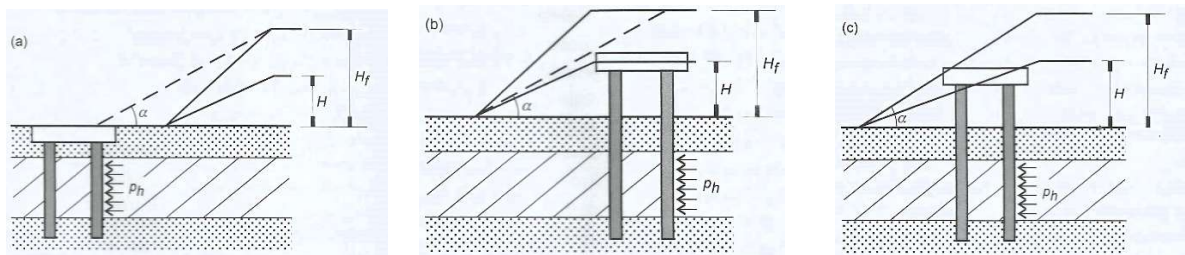


Fonte: (DE BEER; WALLAYS, 1969 apud VELLOSO; LOPES, 2010)

$$p_h = q \quad (15)$$

Onde: p_h é a pressão horizontal nas estacas, na camada sujeita às deformações horizontais;
 q é a sobrecarga atuante;

Figura 28 – Estacas submetidas a pressões laterais na vizinhança de um talude



Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2010)

A segunda possibilidade se refere a um carregamento não uniforme do terreno (Figura 28), dado por um aterro, por exemplo, de modo que a pressão horizontal seja calculada com o auxílio de um fator de redução f , dado por:

$$f = \frac{\alpha_t - \varphi'/2}{\frac{\pi}{2} - \varphi'/2} \quad (16)$$

Onde: α_t é o ângulo de um talude fictício, dado em radianos;
 φ' é o ângulo de atrito efetivo do solo;

A pressão horizontal fica calculada a partir da equação:

$$p_h = f \cdot q \quad (17)$$

No desenvolvimento do método, os autores basearam suas formulações considerando o material do aterro com peso específico de 18 kN/m³. Em casos em que o aterro apresenta peso específico diferente deste, deve ser calculada uma altura de aterro fictícia. Dada simplesmente pela proporcionalidade entre os pesos específicos.

$$H_f = H \cdot \frac{\gamma_k}{18} \quad (18)$$

Onde: H_f é a altura do talude fictício;

H é a altura do talude real;

γ_k é o peso específico do material do talude real em kN/m³.

De Beer e Wallays (1972, apud VELLOSO; LOPES, 2010) indicam ainda que o método semiempírico proposto serve como estimativa do momento fletor máximo e não fornece a variação do momento fletor ao longo da estaca. Por segurança, a recomendação é de que as estacas sejam armadas em todo o comprimento para o momento calculado. Além disso, no caso de o fator de segurança a ruptura global estar abaixo de 1,6, os autores indicam a utilização do método de Hansen (1961, apud VELLOSO; LOPES, 2010) para o cálculo do carregamento horizontal máximo, o qual considera uma região de influência para cada estaca de três vezes o seu diâmetro (VELLOSO; LOPES, 2010).

c) Método de Wenz (1963, apud VELLOSO; LOPES, 2010)

O autor trouxe, a partir de seus estudos, um método considerando como modelo estaca meramente apoiada nas extremidades inferior e superior da camada de solo mole submetida a um diagrama retangular de pressões, dado pela equação 19.

$$p_h = B \cdot (2 + 2\pi) \cdot S_u \quad (19)$$

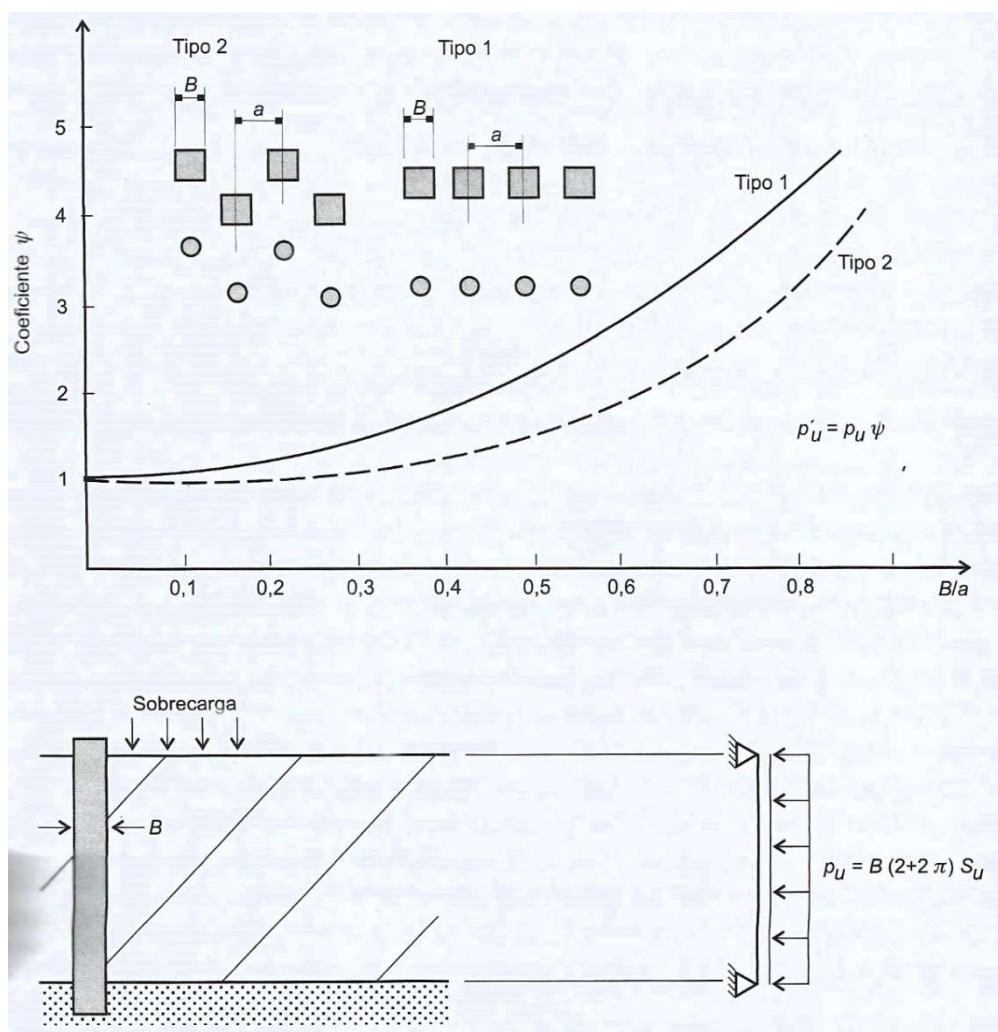
Onde: p_h é a pressão horizontal na estaca, dada por um diagrama retangular;

B é a largura da estaca;

S_u é a resistência não-drenada do solo compressível;

Esse método, introduziu consigo o efeito de grupo na análise do fenômeno. Segundo Schenk (1966, apud VELLOSO; LOPES, 2010), o empuxo horizontal em uma linha de estacas pode ser obtido considerando-se a relação B/a do sistema (Figura 29). Em que B é a largura da estaca e a o espaçamento entre os eixos das estacas no grupo. Com esses valores, é possível a obtenção do coeficiente ψ utilizado para consideração do efeito de grupo. O coeficiente pode ser obtido a partir do gráfico considerando a relação B/a abaixo. Para obter o empuxo sobre o grupo de estacas, basta multiplicar o coeficiente pelo valor obtido anteriormente.

Figura 29 – Método de Wenz (1963, apud VELLOSO; LOPES, 2010)



Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2010)

Na execução de um grupo de estacas, recomenda-se que a sequência executiva se inicie pelo centro do grupo, de modo que a argila se desloque livremente para a periferia do grupo (VELLOSO; GRILLO, 1982, apud VELLOSO; LOPES, 2010).

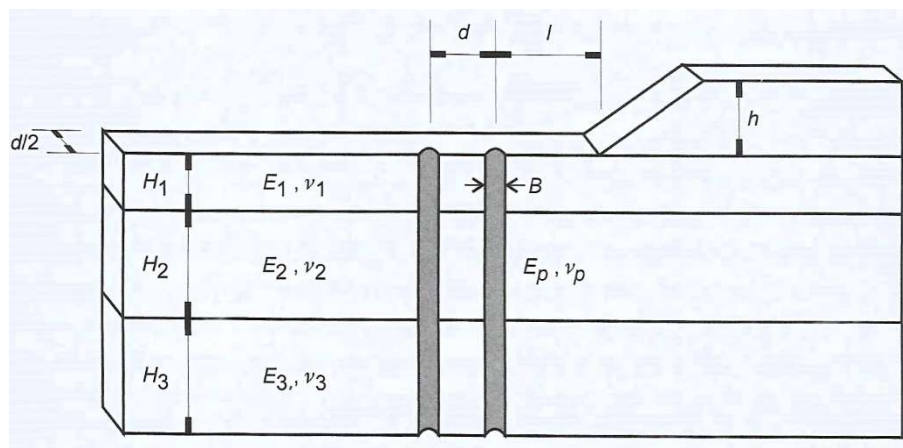
d) Métodos baseados na rigidez relativa das fundações

Os métodos apresentados anteriormente consideram em sua formulação apenas os carregamentos nas fundações como elemento estrutural. Esses métodos, assim como seus pares, apresentam distribuições simétricas de pressões ao longo da camada de argila mole, bem como distribuições simétricas de momentos. Os resultados experimentais em estacas instrumentadas mostram resultados diferentes, com momentos elevados sendo verificados próximo ao topo da estaca ou nas interfaces entre o solo mole e camadas rígidas (VELLOSO, 2001).

Os métodos estudados por autores como Poulos (1973, apud VELLOSO, 2001), Rattou (1985, apud VELLOSO, 2001), Goh et al (1997, apud VELLOSO, 2001) e Chen (1997, apud VELLOSO, 2001) buscam a abordagem dos aspectos da rigidez relativa da fundação. Eles consideram o carregamento horizontal devido à sobrecarga na superfície como um problema de interação solo-estrutura, onde a rigidez do conjunto é fator chave na determinação do comportamento das estacas. No entanto, esses métodos são de difícil aplicação prática, tendo em vista que dependem de um amplo conhecimento das propriedades dos solos envolvidos.

Rattou (1985, VELLOSO; LOPES, 2010), realizou sua pesquisa sobre a pressão lateral em estacas a partir de estudo tridimensional pelo Método de Elementos Finitos, cujo modelo pode ser observado na Figura 30. Em seu estudo, ele avaliou parametricamente o comportamento das estacas submetidas ao efeito Tschebotarioff.

Figura 30 – Modelo de cálculo de um maciço-multicamadas atravessado por um grupo de estacas



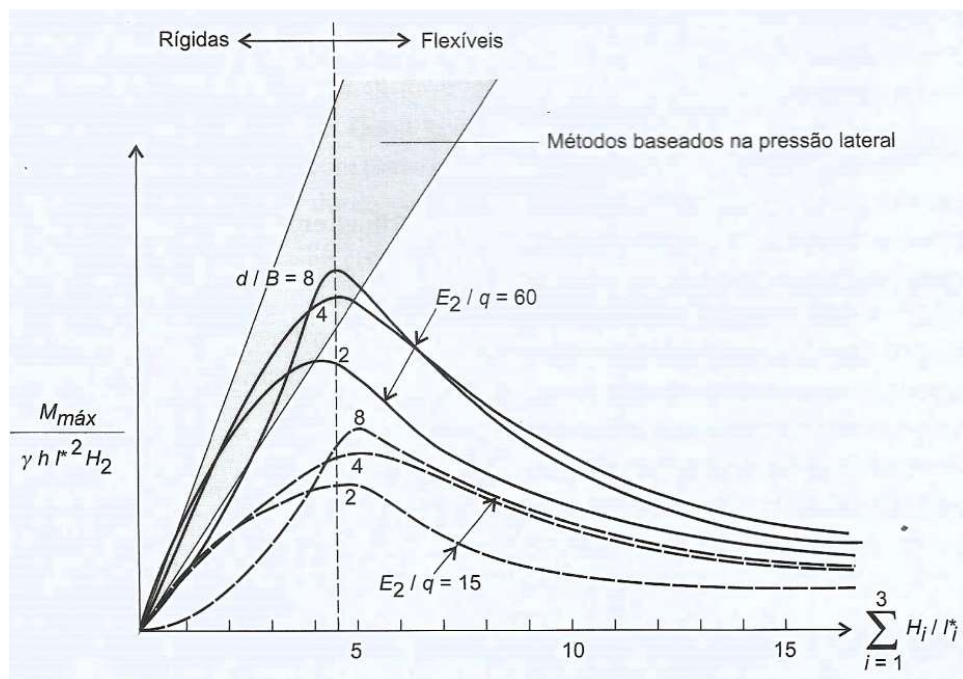
Fonte: (RATTON, 1985, apud VELLOSO; LOPES, 2010)

Com o estudo, o autor pôde fazer algumas conclusões qualitativas sobre a variação dos momentos e deformações em função da rigidez relativa das estacas. Em relação às deformadas e diagramas fletores, tem-se que:

- Para estacas de grande diâmetro (> 100 cm), os deslocamentos máximos desenvolvem-se sempre na superfície, e com a redução do diâmetro tais deslocamentos acontecem em profundidades cada vez maiores, tendo como limite o centro da camada mole.
- A amplitude dos deslocamentos em profundidade das estacas de pequeno diâmetro é maior do que nas estacas de maior diâmetro, enquanto os momentos fletores desenvolvidos são crescentes com o diâmetro e rigidez das estacas. A profundidade onde se desenvolve o momento máximo diminui com a redução do diâmetro das estacas.

O autor subdivide as estacas em dois grupos em função de sua rigidez relativa, entre rígidas e flexíveis. A rigidez relativa de uma estaca compara a rigidez da estaca com a do solo que a envolve. A Figura 31 evidencia a variação do momento máximo com a rigidez relativa das estacas.

Figura 31 – Variação do momento máximo nas estacas em função da rigidez relativa



Fonte: (RATTON, 1985, apud VELLOSO; LOPES, 2010)

A definição da rigidez relativa das estacas ($\frac{H}{l^*}$) é dada pelo somatório da rigidez relativa solo-estaca em cada camada, como pode ser visto na equação 20.

$$\frac{H}{l^*} = \sum_{i=1}^3 \frac{H_i}{l_i^*} \quad (20)$$

Onde: H é a espessura das camadas de solo envoltas na estaca;

l^* é o comprimento elástico do sistema (dado pela equação 21);

$$l_i^* = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_c \cdot I}{E_i}} \quad (21)$$

Onde: l_i^* é o comprimento elásticos da estaca na camada i ;

E_c é o módulo de rigidez do material da estaca;

I é o momento de inércia da seção da estaca;

E_i é o módulo de rigidez do solo na camada i ;

A partir do equacionamento observado acima, vale ressaltar alguns conceitos sobre a escala adotada pelo autor. Quanto menor for o valor de rigidez relativa calculado, mais *rígida* é a estaca com relação ao solo que a envolve. Além disso, uma estaca envolta por solos moles, terá um valor de rigidez relativa mais baixo (será mais *rígida*), do que se estiver envolta por solos mais competentes.

A definição de rigidez relativa leva em conta o fato de terem sido observadas diferentes características quanto ao comportamento de estacas rígidas e flexíveis, de modo que algumas conclusões são apontadas pelo autor quanto à variação dos momentos e deslocamentos na cabeça das estacas. Para estacas rígidas, tem-se que:

- Os momentos máximos aumentam quando a rigidez relativa cresce;
- Os deslocamentos do topo das estacas variam no mesmo sentido da rigidez relativa;
- Os deslocamentos máximos se produzem quase sempre na superfície do solo;
- A deformada tende a uma reta;
- Diagrama de momentos apresenta uma única curvatura;

Para estacas flexíveis, o autor observou as seguintes características de comportamento:

- Os momentos diminuem com o aumento da rigidez relativa;
- Os deslocamentos máximos apresentam-se sempre em profundidade;
- As deformadas apresentam curvatura dupla e os deslocamentos nas cabeças das estacas podem se desenvolver no sentido contrário ao deslocamento do solo;
- Os diagramas de momentos apresentam várias curvaturas;

Ratton (1985, apud VELLOSO; LOPES, 2010) conclui de suas análises paramétricas que os parâmetros geométricos são muito mais importantes do que os parâmetros físicos no comportamento de estacas com carregamentos horizontais. Conclui também que para estacas

rígidas, os métodos baseados em um carregamento-limite (Tschebotarioff, De Beer e Wallays, entre outros) são mais adequados, mas para estacas flexíveis, esses métodos tendem a superestimar os momentos atuantes. Para sistemas flexíveis, é necessário a análise por um método que considere os fenômenos de interação solo-estaca.

e) Métodos em elementos finitos

Com o avanço computacional das últimas décadas se torna cada vez mais comum o emprego de métodos em elementos finitos (MEF) para a solução de problemas geotécnicos. A vantagem desse tipo de análise é o fato de possibilitar uma representação mais aproximada do problema com capacidade para fornecer estimativas de esforços e deformações.

O método busca a resolução de problemas através da elaboração de modelos bidimensionais ou tridimensionais, divididos em um número finito de pequenas regiões, as quais são denominadas de elementos finitos. Para cada elemento, podem ser aplicadas equações e modelos matemáticos que permitem a interação entre os diversos elementos para simular a ocorrência de fenômenos geotécnicos, permitindo a interação entre camadas de solos distintas e até mesmo estruturas de fundação.

A análise pelo MEF permite a consideração de processos físicos complexos que ocorrem no solo de maneira simultânea e acoplada, em que a mudança na variável de estado que governa um processo altera a variável de estado governando outra. Com relação ao problema estudado, durante o adensamento, a permeabilidade do solo controla a dissipação do excesso de poropressão e causa deformação, enquanto a geração do excesso de poropressão está ligada à resistência do solo à deformação. Com o MEF é possível analisar de maneira integrada o fluxo de água no solo e seu comportamento tensão-deformação, para simular as variações do excesso de poropressão e a deformação sofrida correspondente a essas variações (SEEQUENT, 2022).

Numericamente, o MEF busca a resolução de equações diferenciais que buscam descrever a distribuição de uma variável ao longo do tempo ou espaço em função de propriedades especificadas para o material. As equações utilizadas são geralmente derivadas de considerações fundamentais de massa ou energia aplicadas a um elemento unitário (SEEQUENT, 2022).

2.3.2.3 Redução do Efeito Tschebotarioff

Em fenômenos adversos como o Efeito Tschebotarioff convém estudar alternativas para evitar ou reduzir seus efeitos. Algumas medidas possíveis são apontadas por Velloso e Lopes (2010):

- a) remoção da argila mole (solução viável se a camada não for muito espessa);
- b) melhoria da argila mole por pré-carregamento, com emprego de drenos verticais para acelerar os recalques;
- c) utilização de reforço com geogrelhas na base do aterro;
- d) execução de laje estaqueada para receber a sobrecarga;
- e) no caso de aterros, diminuição da sobrecarga pela utilização de material com peso específico reduzido (como argila expandida) ou pela utilização de aterro com vazios constituídos por bueiros (Aoki, 1970) ou isopor;
- f) utilização de estacas com adequada resistência à flexão e orientadas com seu eixo de maior inércia normal à direção do movimento;
- g) encamisamento (com folgas) das estacas no trecho sujeito aos maiores movimentos.

Existem diversas formas possíveis de minimizar o Efeito Tschebotarioff, a depender das soluções disponíveis e das características da obra. Em síntese, conclui-se que devem ser adotados meios que aumentem a distância entre o aterro e as estacas, reduzir a altura dos aterros ou atuar de alguma forma que preserve as estacas quanto aos esforços horizontais gerados a partir desse carregamento (GUSMÃO FILHO, 2003).

Não sendo possível evitar ou reduzir a atuação do Efeito Tschebotarioff, devem-se estudar meios de conviver com ele, seja com a utilização de estacas capazes de suportar os esforços de flexão previstos ou com inércia favorável à atuação do efeito.

3 ESTUDO DE CASO

Neste capítulo busca-se a caracterização do empreendimento e de seus elementos principais, tanto no que diz respeito à estrutura da OAE quanto aos solos de fundação encontrados no local. Ao longo do capítulo serão abordados com detalhes os projetos estruturais e geotécnicos existentes para o empreendimento, bem como suas premissas principais. Além disso, serão evidenciados os ensaios de campo e de laboratório que foram realizados para caracterização do local de implantação das fundações.

3.1 CARACTERIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO

O empreendimento de estudo faz parte do Contorno Viário de Florianópolis, uma nova rodovia com extensão de 50 km que irá cruzar quatro municípios circundando o trecho da BR-101 na região que dá acesso à capital catarinense. Com isso, o Contorno irá contribuir para melhorar a mobilidade na região, que hoje apresenta-se sobrecarregada. A construção da rodovia está em andamento e é a maior obra de infraestrutura rodoviária em andamento no Brasil (Site do Contorno Viário de Florianópolis). Na Figura 32, pode-se ver o mapa com o traçado da futura rodovia, com evidências para a OAE objeto de estudo

Figura 32 – Mapa do Contorno Viário de Florianópolis



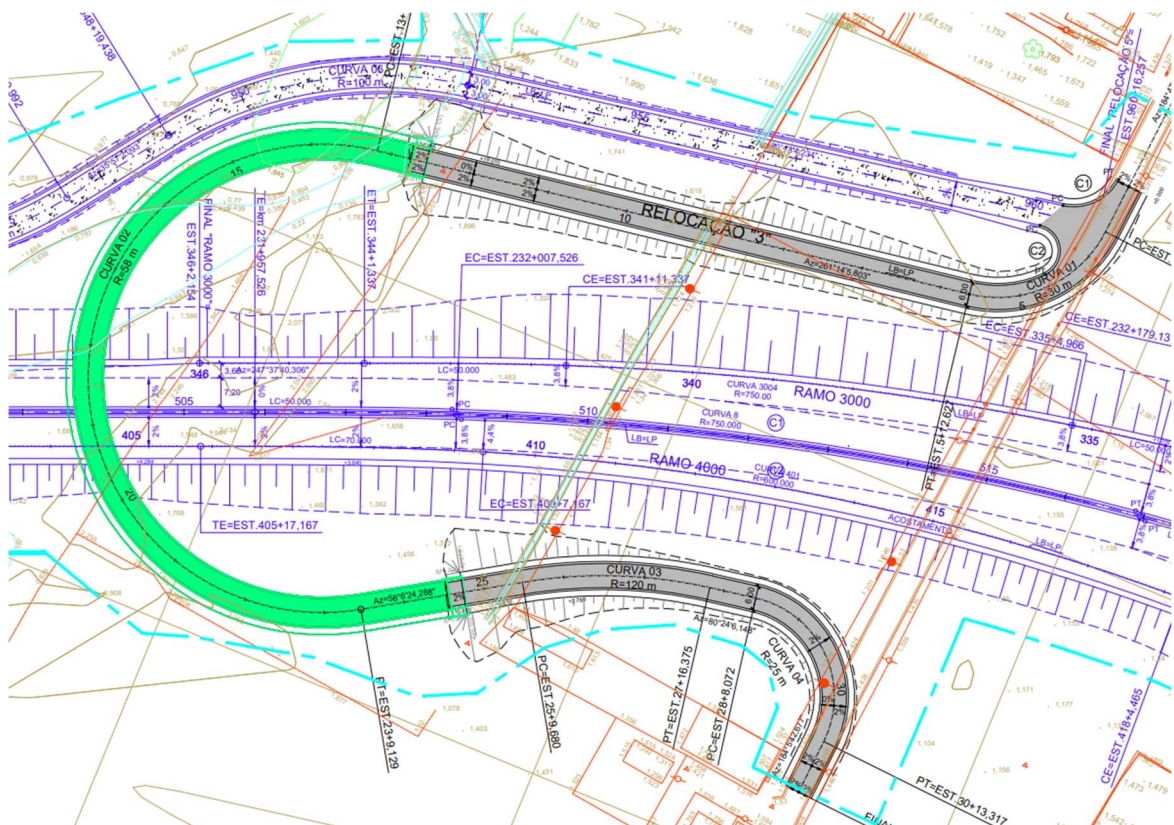
Fonte: adaptado do Site do Contorno de Florianópolis (acesso em julho de 2023)

A rodovia, em pista dupla, terá velocidade operacional de 100km/h e tem como uma de suas premissas geométricas não ter aclives ou declives acentuados ao longo do trecho, sendo mais plana, apenas com curvas suaves. Dessa forma, evita-se a necessidade de reduções frequentes de velocidade, garantindo a característica de corredor expresso preconizado em projeto (Site do Contorno Viário de Florianópolis).

O Contorno Viário de Florianópolis faz parte do trecho administrado pela concessionária Arteris Litoral Sul, que compreende, além da obra em andamento, outros 356,6 quilômetros de rodovias que englobam o Contorno Leste de Curitiba (BR-116), a BR-376 e a BR-101, fazendo a ligação da capital paranaense ao município de Palhoça, no estado de Santa Catarina (Site da Arteris).

A obra de arte especial estudada localiza-se no Trecho Sul B do Contorno de Florianópolis, próximo da rodovia BR-101/SC – Rod. Governador Mário Covas, e se trata da Relocação 3 na nomenclatura de projeto. A construção da OAE se justifica pelo fato do projeto do tronco do Contorno de Florianópolis cruzar perpendicularmente uma via existente na EST 515, como pode-se observar na Figura 33. Nesse sentido, a relocação tem a função de permitir a continuidade do fluxo de veículos na via local existente por meio de uma passagem em desnível.

Figura 33 – Implantação da OAE Relocação 3



Fonte: Projetos Arteris

3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

3.2.1 Classificação geológica

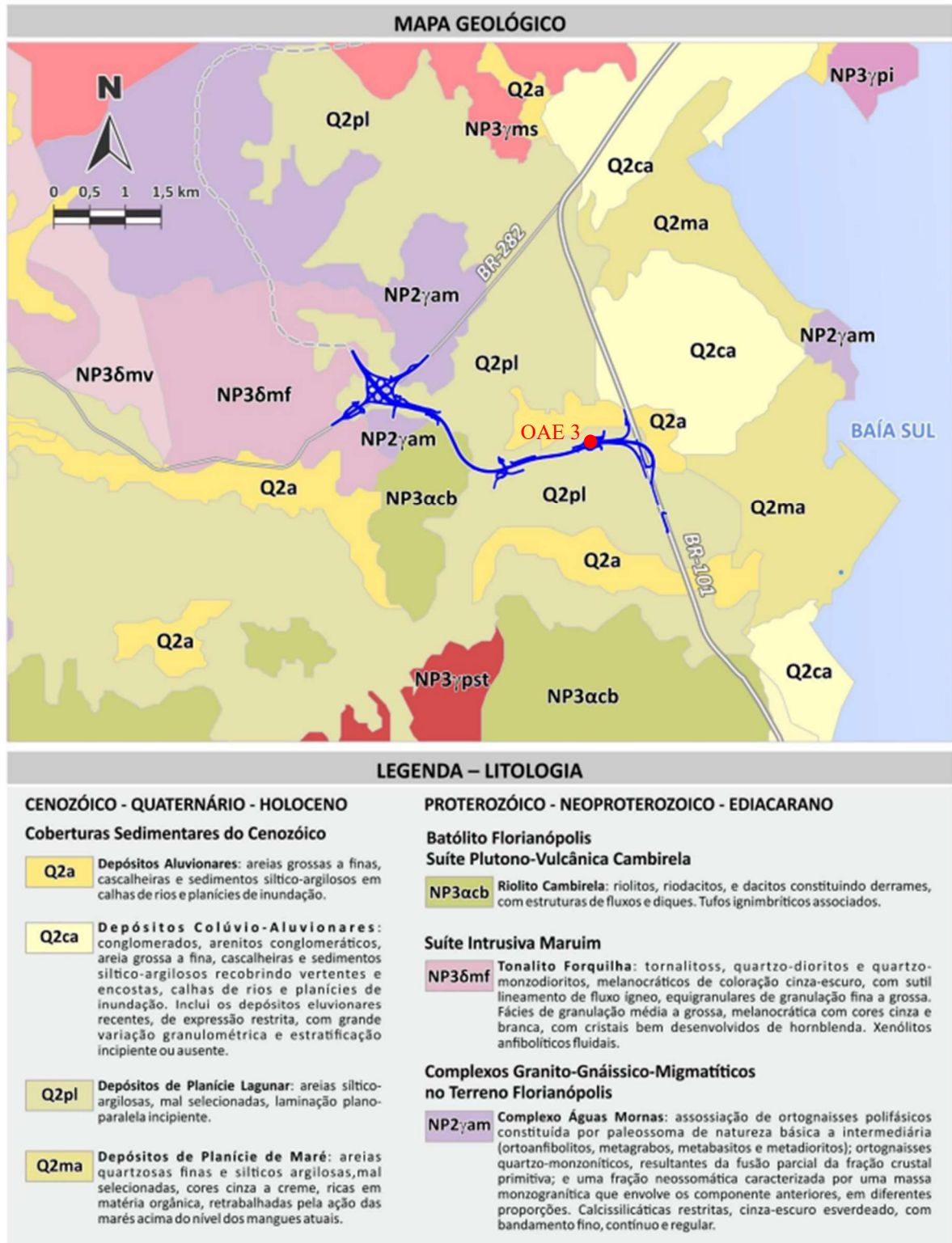
A geologia do local de implantação da OAE 3 se encontra no domínio morfoestrutural dos Depósitos Sedimentares, na região geomorfológica da Planície Costeira do Estado de Santa Catarina. Essas denominações compreendem regiões que compartilham características geomorfológicas, fatores climáticos e fatores litológicos semelhantes (Projetos Arteris).

A Planície Costeira se caracteriza pela ocorrência de terrenos aplainados, sujeitos a inundações periódicas. Essa característica permitiu a evolução sedimentar ao longo do tempo, com a acumulação de sedimentos silto-argilosos e areias finas quartzosas, formando depósitos de praias, planícies arenosas, dunas, além de planícies lagunares e de maré com formação de mangues. Abaixo dos depósitos sedimentares, pode ocorrer ainda o Embasamento Cristalino com a ocorrência de rochas como granitos e gnaisses (Projetos Arteris).

O local de implantação da OAE 3 encontra-se sobre depósitos de planície lagunar (Q2pl), como pode-se observar no mapa geológico da região (Figura 34). Esta região classifica-se pela presença de areias siltico-argilosas, mal selecionadas quanto a sua origem e de laminação plano-paralela incipiente.

A partir dos estudos realizados no local verificou-se que os sedimentos encontrados estão associados ao sistema deposicional costeiro com influência dos ciclos de transgressão e regressão marinha, responsáveis pela formação de depósitos sedimentares de ambientes diversos. Contudo, não foi possível identificar os ambientes de origem (se de origem fluvial, marinho ou lacustre). Dessa forma, os sedimentos foram classificados como indiferenciados, sendo categorizados apenas pelas variações granulométricas encontradas.

Figura 34 – Mapa Geológico do Leste Catarinense



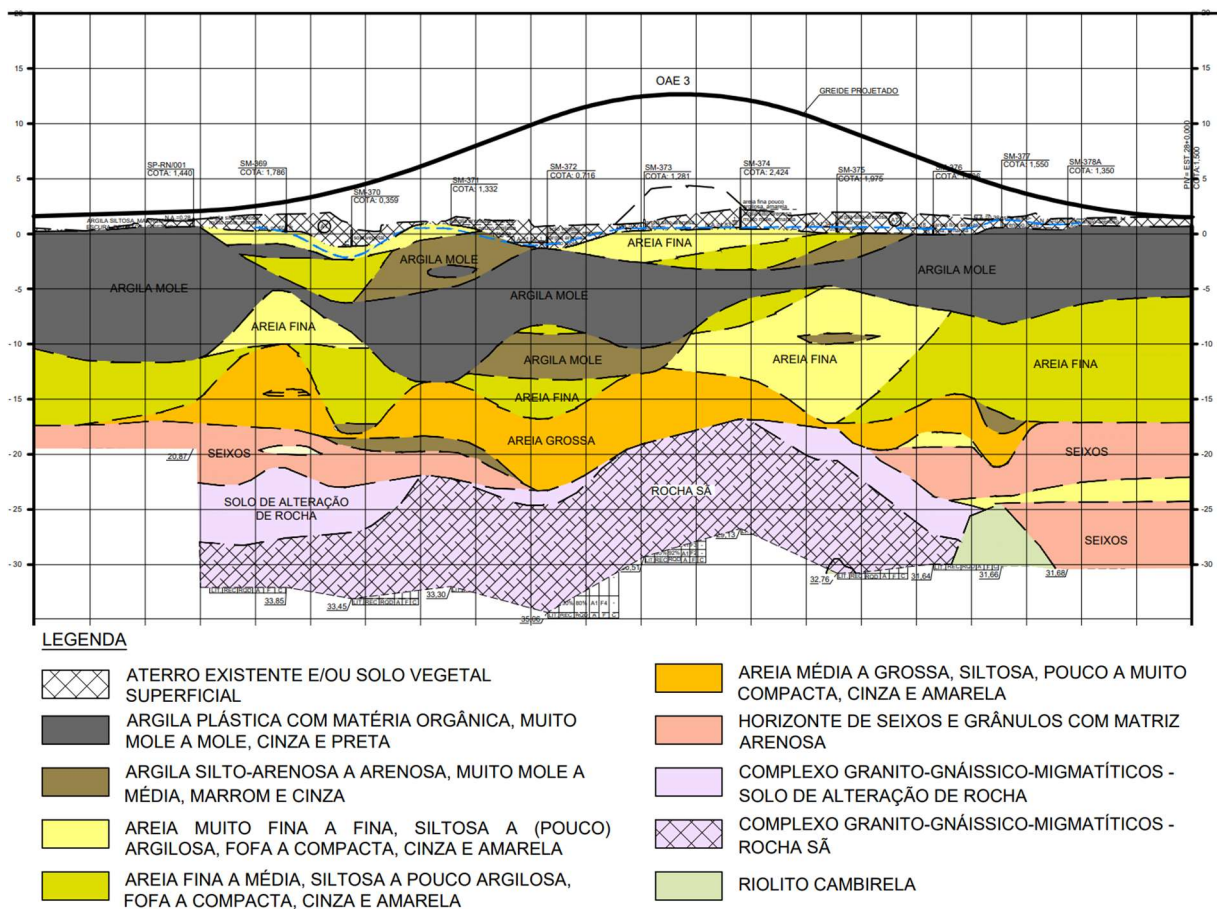
Fonte: Projetos Arteris

3.2.2 Caracterização geotécnica

Para a classificação geotécnica dos solos da região foram realizados diversos ensaios de campo e de laboratório. Em campo foram realizadas sondagens mistas (à percussão e rotativa), sondagens por meio de piezocone (CPTu) e ensaios de palheta (Vane Test). Em laboratório foram realizados ensaios de caracterização dos solos e adensamento edométrico de amostras indeformadas.

No local exato de implantação das fundações foram executadas dez sondagens mistas que permitiram a classificação quanto à estratigrafia e a definição do perfil geológico da OAE como pode se observar na Figura 35. As sondagens mistas são executadas à percussão até se atingir o impenetrável do solo com este equipamento. A partir daí, realiza-se a sondagem por sonda rotativa, até profundidade definida em projeto. Dessa forma, a sondagem mista apresenta a vantagem de se obter o conhecimento não apenas do solo local, como também da rocha.

Figura 35 – Perfil geológico da OAE

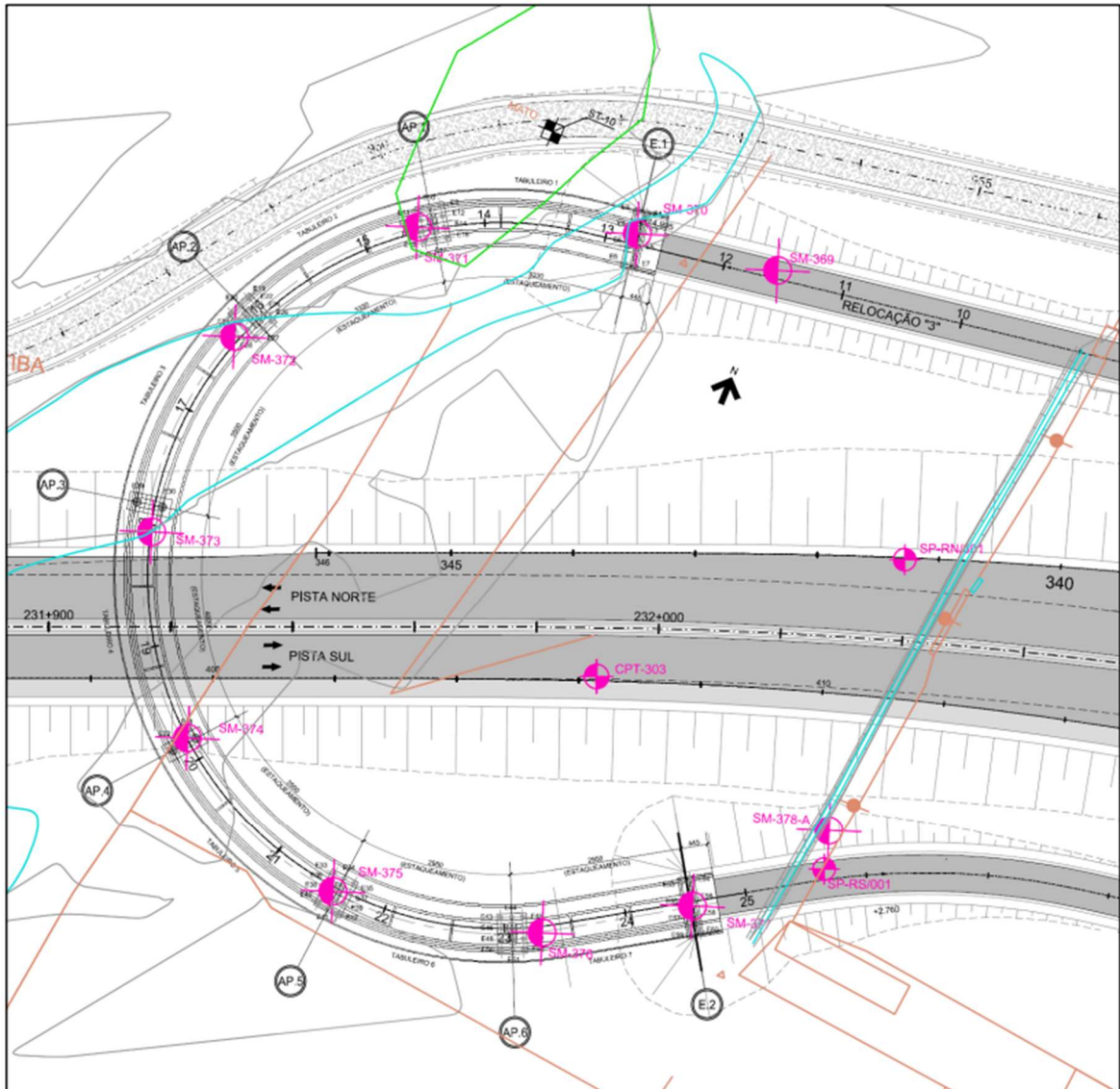


Fonte: adaptado pelo autor com base nos Projetos Arteris

Vale ressaltar que o perfil geológico apresentado possui exagero vertical de 4 vezes com relação à horizontal e está planejado com relação ao eixo da OAE, tendo em vista que a mesma é curva.

Na Figura 36, tem-se a localização das sondagens com a denominação utilizada no projeto.

Figura 36 – Implantação das sondagens mistas executadas para projeto da OAE 3



Fonte: Projetos Arteris

De modo geral, as sondagens SM-371, SM-372, SM-373, SM-374 e SM-375, localizadas nos apoios AP1, AP2, AP3, AP4 e AP5, respectivamente, encontraram espessa camada de argila até a cota -15m. Trata-se de argila pouco arenosa, cinza escura, muito mole a mole. Abaixo da camada de argila, encontram-se camadas arenosas, com gradação de areia de fina a média em alguns pontos e de média a grossa em outros. No geral, os valores de N_{SPT}

aumentam com a profundidade até impenetrável à percussão entre as cotas -20m e -25m. Após o impenetrável foi verificada rocha granítica com recuperação acima de 90% e RQD superior à 70%, pouco a muito fraturada.

O nível d'água, identificado em todas as sondagens, foi observado entre 0,30m e 1,83m de profundidade, caracterizando lençol raso associado ao solo vegetal superficial.

Além disso, foram realizadas campanhas de investigação com a execução de ensaios de piezocone (CPTu) e ensaios de palheta (Vane Test). Esses ensaios são fundamentais quando se trata do estudo de solos moles, tendo em vista que com eles é possível a obtenção de diversos parâmetros de alta aplicabilidade em projeto. A norma PRO-381 (DNIT, 2022) traz algumas indicações quanto à obtenção de parâmetros de relevância para projetos de aterros sobre solos moles, como pode-se ver no Quadro 2. Observa-se a alta aplicabilidade dos ensaios CPTu, Vane Test e de Adensamento para a obtenção de características relevantes dos solos moles.

Os ensaios foram realizados em Ilhas de Investigação, de onde coletou-se também amostras para ensaios de laboratório. As ilhas de investigação mais próximas do local da obra e que apresentam perfil de solo semelhante ao encontrado para as sondagens da OAE são as ilhas: Ilha-5016, Ilha-327 e Ilha-331.

Os ensaios CPTu foram executados até aproximadamente 20m e foram realizados ensaios de dissipação no centro das camadas de argila mole, onde também foram coletadas amostradas do tipo Shelby para a realização de ensaios em laboratório. Os ensaios de palheta foram executados a cada 1m de profundidade, objetivando a obtenção da resistência não-drenada do solo (S_u).

Os ensaios de caracterização indicam que o solo mole encontrado se trata de uma argila siltosa altamente compressível, encontrada em geral, no estado plástico. Com base nos resultados obtidos nos ensaios, a projetista pôde, após interpretação e análise, concluir a recomendação de valores para os parâmetros da argila mole local nos projetos geotécnicos, como pode-se observar no Quadro 3.

Quadro 2 - Parâmetros e informações geotécnicas para projetos de aterros sobre solos moles

Parâmetros/ Informações geotécnicas	Laboratório			Campo						
	CT*	AD#	TX#	GF	SPT	CPT CPTU	FVT	PMP SBP	DMT	DS CS
Perfil subsolo	-	-	-	A	A	A	-	-	-	-
Teor de umidade (h) Índice de vazios inicial (e_0)	A	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Limites Atterberg w_L/w_P	A	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Peso específico (γ) Granulometria	A	-	-	-	-	B	-	-	-	-
Módulo oedométrico (E_{oed}) Índice de compressão (C_c)	-	A	B	C	C	C	-	B	-	C
Módulo de Young (E) Módulo cisalhante (G)	-	B	A	B	C	C	-	A	B	A
Resistência ao cisalhamento drenada (ϕ)	-	-	A	-	C	C	-	B	B	-
Resistência ao cisalhamento não drenada (S_u);	-	-	A	-	C	A	A	B	B	-
Coefficiente de adensamento (c_v, c_h)	-	A	-	-	-	A	-	C	B	-
História de tensões (σ'_{vm}, OCR)	-	A	B	-	-	B	B	C	B	-
Permeabilidade (k)	-	A	-	-	-	B	-	-	-	-
Informações essenciais para Estado Limite Último	A (alta aplicabilidade)					* amostras deformadas # amostras indeformadas				
Informações adicionais necessárias para Estado Limite de Utilização	B (moderada aplicabilidade)									
	C (baixa aplicabilidade)									
	- (aplicabilidade inexistente)									
CT: Caracterização	GF: Geofísica					FVT: Palheta				
AD: Adensamento	SPT: Sondagem SPT					PMP/SBP: Pressiômetro				
TX: Triaxial	CPT/CPTU: Ensaio de cone					DS/CS: Downhole e Crosshole				

Fonte: (DNIT, 2022)

Quadro 3 - Parâmetros geotécnicos recomendados para a argila mole nos projetos geotécnicos

PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	
S_u - Resistência não drenada	N _{spt} < 2 golpes: S _u = 10 kPa até 4m de profundidade S _u = 10 + 1,3.z profundidades abaixo de 4m
	N _{spt} > 2 golpes: S _u = 30 kPa
RSA - Razão de sobreadensamento	1,5 para N _{spt} < 2 golpes 2,5 para N _{spt} > 2 golpes
C_c / (1 + e₀)	0,33
C_r / (1 + e₀)	0,05
C_v - coeficiente adensamento vertical	1,00 x 10 ⁻³ cm ² /s
C_h - coeficiente adensamento horizontal	1,00 x 10 ⁻³ cm ² /s

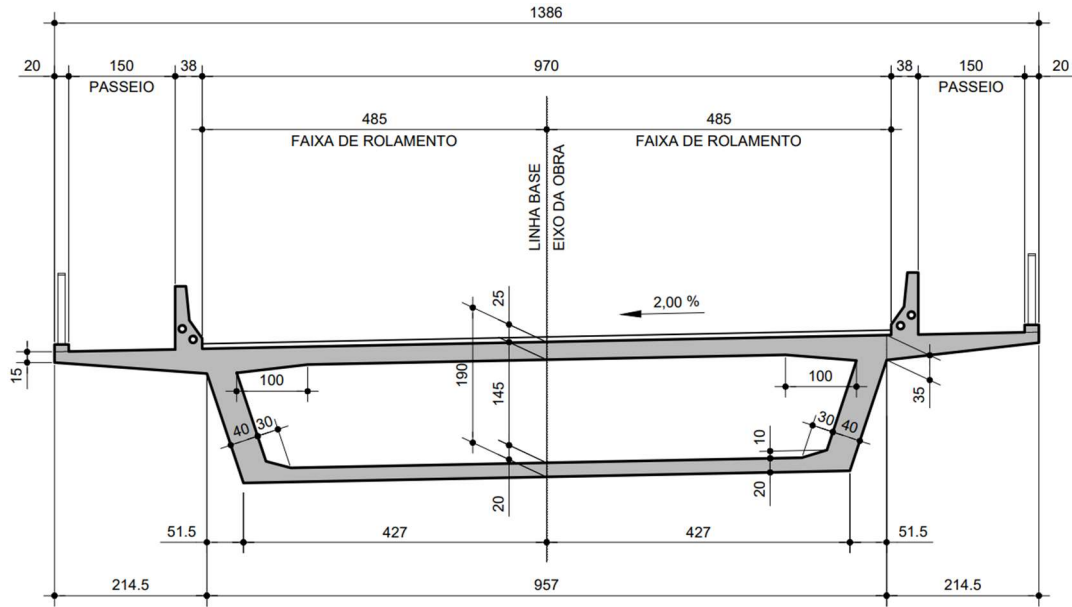
Fonte: Projetos Arteris

3.3 CARACTERIZAÇÃO DA OAE

3.3.1 Superestrutura da OAE

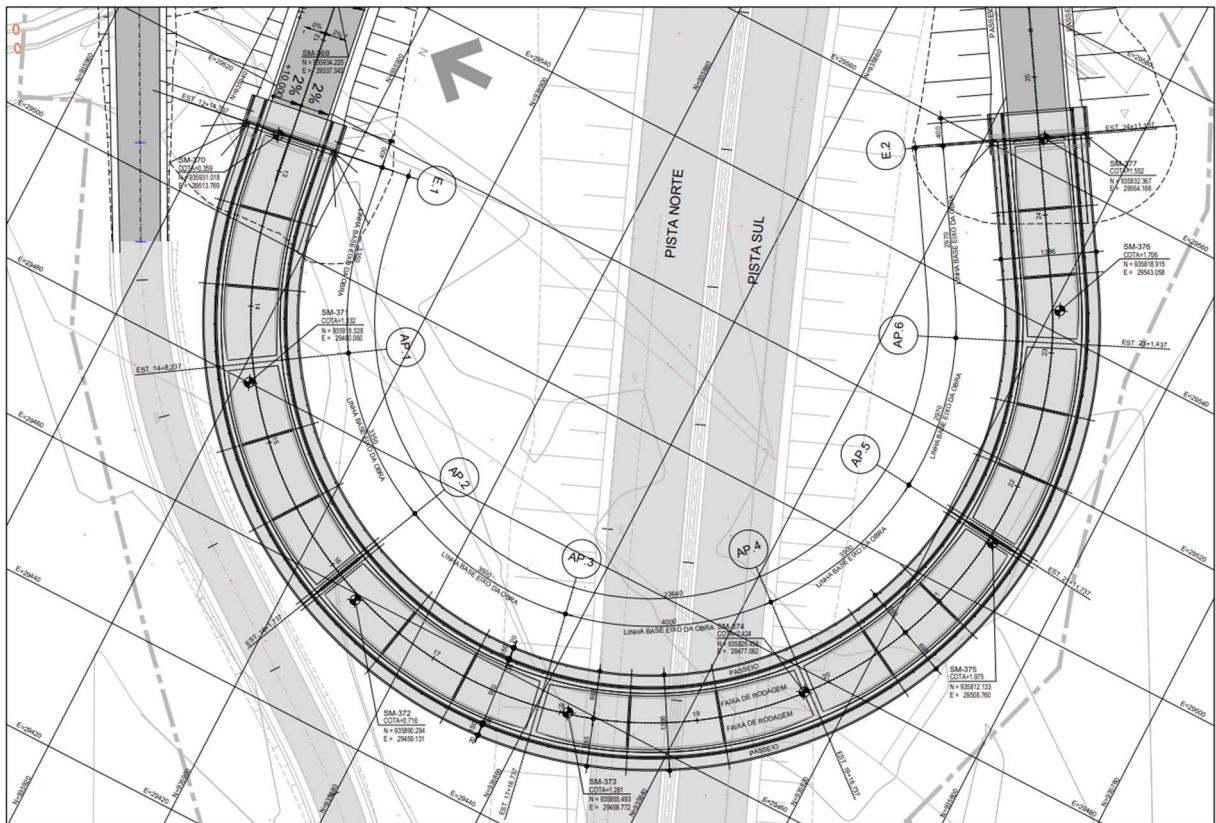
A Relocação 3 se trata de uma obra de arte especial curva, com comprimento total de 240m (no eixo), composta por duas faixas de rolamento com 4,85m cada e demais elementos como barreiras rígidas, passeios e guarda-corpos, totalizando uma largura de 13,86m. Além disso, a OAE possui seção em caixão unicelular com altura de 1,90m com almas de espessura variável (de 40cm nos vãos a 70cm nos apoios), laje superior de 25cm de espessura e laje inferior de espessura variável (de 20cm nos vãos a 30cm nos apoios). A seção transversal é adotada para todo o comprimento da estrutura, ao longo dos 7 vãos que possui, com 2 encontros nos extremos e 6 apoios centrais (Projetos Arteris). Na Figura 37, pode-se observar os detalhes da seção transversal típica para a OAE. Na Figura 38, tem-se a planta baixa da OAE.

Figura 37 – Seção Transversal Típica da OAE 3 no meio do vão



Fonte: Projetos Arteris

Figura 38 – Implantação da OAE 3



Fonte: Projetos Arteris

3.3.2 Mesoestrutura da OAE

A mesoestrutura da OAE é composta por diferentes elementos. Nos encontros tem-se uma viga travessa interligada aos elementos de fundação, contemplando ainda cortinas e muros de ala, além de lajes de aproximação sobre aterro compactado com solo-cimento. Nos apoios centrais, com exceção dos apoios 3 e 4, a mesoestrutura constitui-se de pilar-parede interligando os elementos de fundação com a superestrutura. Já nos apoios 3 e 4 tem-se a mesoestrutura composta por um par de pilares circulares de $\phi 180\text{cm}$, que prosseguem no terreno como estacões, servindo de fundação nestes apoios.

3.3.3 Infraestrutura da OAE

3.3.3.1 Apoios em geral

O dimensionamento das fundações se baseou nos resultados obtidos pelas sondagens mistas executadas na região. A posição dos furos de sondagem coincide com as dos apoios da OAE projetada, de modo que se observa o cumprimento da recomendação do DNER (1996) que ressalta que é indispensável e obrigatório a execução de ao menos uma sondagem no local exato de cada fundação da OAE.

Em função da característica distinta dos solos encontrados na região de implantação das fundações, foram dimensionados dois tipos de estacas para a infraestrutura da OAE. Nos encontros E1 e E2, e nos apoios AP1, AP2, AP5 e AP6 foram dimensionadas estacas pré-moldadas de concreto de diâmetro $\phi 60\text{cm}$. Já nos apoios AP3 e AP4 foram dimensionadas estacas escavadas de concreto embutidos em rocha com diâmetro de $\phi 180\text{cm}$. Nesse sentido, o projeto geotécnico de fundações da OAE 3 (Projetos Arteris) indica que

Nos apoios AP3 e AP4, devido às condições do terreno (sondagens SM-373 e 374, respectivamente), com o topo rochoso (granito são, pouco fraturado, com recuperação acima de 90% e RQD superior à 70%) ocorrendo de modo abrupto, após um espesso estrato em solo com baixos valores de N_{SPT} , a solução precisa ser de estacas escavadas de grande diâmetro embutidas em rocha. Além disso, nesses apoios, é necessário considerar esforços verticais adicionais, devido ao atrito negativo que poderá ser induzido pelos aterros para construção do Tronco do Contorno.

Para as estacas cravadas $\phi 60\text{cm}$, o dimensionamento geotécnico foi feito utilizando-se o método semiempírico de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978 e 1986). Esses métodos utilizam dos resultados obtidos pela sondagem de cada local para o cálculo da

resistência lateral e de ponta da estaca em função do N_{SPT} obtido e definição do comprimento da estaca. Para as estacas escavadas embutidas em rocha $\phi 180\text{cm}$, o dimensionamento foi feito utilizando-se a metodologia de Poulos e Davis (1980) a qual considera o ganho de resistência por aderência lateral no trecho embutido em rocha (Projetos Arteris).

Com relação ao atrito negativo, cabe destacar que o projeto prevê a execução das estacas apenas após o alteamento dos aterros do Tronco e estabilização dos recalques devido ao adensamento primário naquele local. No entanto, mesmo adotando essa premissa em projeto, a projetista julgou necessário a consideração do atrito negativo nas estacas em virtude dos recalques primários remanescentes e, principalmente devido ao adensamento secundário que se estima que ocorra ao longo dos anos durante a vida útil do empreendimento. Dessa forma, o projeto considerou o atrito negativo atuando nas estacas dos encontros E1 e E2 e dos apoios AP3 e AP4, apoios da OAE que se encontram sob aterros.

Ressalta-se que não foi considerado pela projetista atrito negativo atuando nas estacas dos apoios AP1, AP2, AP5 e AP6, tendo em vista que estes apoios não se encontram sob aterros. Embora esses apoios possuam espessas camadas de solos moles (sobretudo os apoios AP1 e AP2), não existe expectativa de adensamento dos solos neste local, pois não há sobrecarga (aterro) no terreno que adense o solo e possa ocasionar o atrito negativo nas estacas. Na Figura 36, tem-se a localização dos apoios e dos aterros projetados.

A metodologia de cálculo adotada foi a do Método Estático adotando as equações para o cálculo do atrito lateral do método semiempírico de Décourt-Quaresma (1978 e 1986). Na Tabela 15 tem-se os valores obtidos para o atrito negativo em cada um dos apoios em que este foi considerado (Projetos Arteris).

Tabela 15 – Valor do atrito negativo obtido para os apoios da OAE

ENCONTRO / APOIO	TIPO DE FUNDAÇÃO	SONDAGEM DE REFERÊNCIA	DIÂMETRO (m)	L atrito (m)	ATRITO NEGATIVO (tf)
E1	ESTACA PRÉ-MOLDADA FI 60 cm	SM-370	0,6	9	33,93
AP3	ESTACA ESCAVADA EMBUTIDA EM ROCHA FI 180 (SOLO) / 170 (ROCHA) cm	SM-373	1,8	16	180,95
AP4	ESTACA ESCAVADA EMBUTIDA EM ROCHA FI 180 (SOLO) / 170 (ROCHA) cm	SM-374	1,8	10	113,09
E2	ESTACA PRÉ-MOLDADA FI 60 cm	SM-377	0,6	5	18,85

Fonte: Projetos Arteris

Com isso, a projetista estimou o comprimento das estacas em cada apoio considerando os resultados obtidos pelas metodologias adotadas. Na Tabela 16, tem-se o resumo dos resultados obtidos para as fundações da OAE 3.

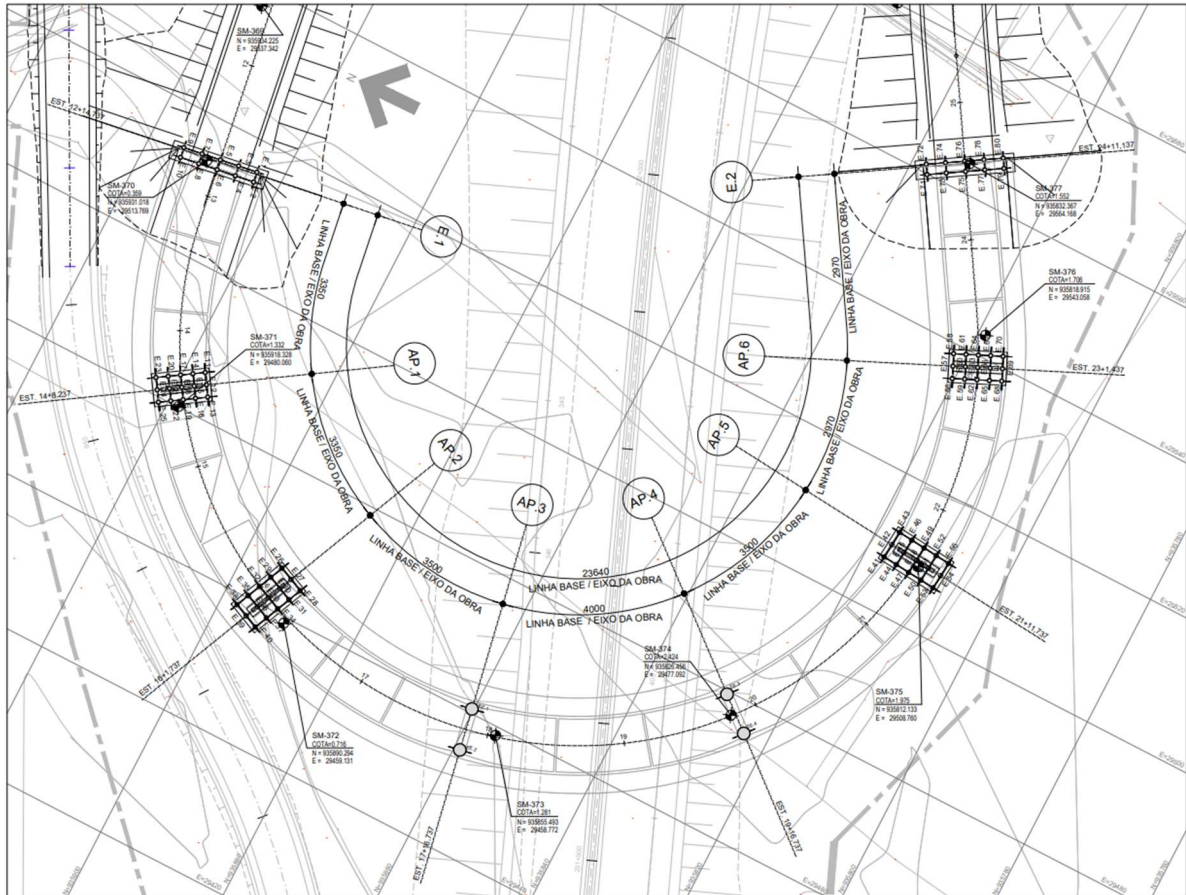
Tabela 16 – Resumo dos resultados obtidos para o cálculo geotécnico das fundações da OAE 3

ENCONTRO / APOIO	TIPO DE FUNDAÇÃO	SONDAGEM DE REFERÊNCIA	COTA DA BOCA	COMPRIMENTO DA ESTACA (m)			COTA DE MUDANÇA DE DIÂMETRO	CARGA ADMISSÍVEL POR ESTACA (tf)	ATRITO NEGATIVO POR ESTACA (tf)	CARGA ADMISSÍVEL LÍQUIDA POR ESTACA (tf)
				AOKI-VELLOSO	DECOURT-QUARESMA	COMPRIMENTO PROJETADO (m)				
E1	ESTACA PRÉ-MOLDADA FI 60 cm	SM-370	0,359	20	21	21	-	170	34	136
AP1	ESTACA PRÉ-MOLDADA FI 60 cm	SM-371	1,332	19	20	20	-	170	0	170
AP2	ESTACA PRÉ-MOLDADA FI 60 cm	SM-372	0,716	16	18	17	-	170	0	170
AP3	ESTACA ESCAVADA EMBUTIDA EM ROCHA FI 180 cm	SM-373	1,281	-	-	23,21	-19,01	1156	181	975
AP4	ESTACA ESCAVADA EMBUTIDA EM ROCHA FI 180 cm	SM-374	2,424	-	-	21,89	-16,83	1131	113	1018
AP5	ESTACA PRÉ-MOLDADA FI 60 cm	SM-375	1,975	14	17	16	-	170	0	170
AP6	ESTACA PRÉ-MOLDADA FI 60 cm	SM-376	1,706	13	18	16	-	170	0	170
E2	ESTACA PRÉ-MOLDADA FI 60 cm	SM-377	1,552	11	14	13	-	170	19	151

Fonte: Projetos Arteris

Dessa forma, foram dimensionados conjuntos de 10 estacas de $\phi 60$ cm para os encontros (E1 e E2), de 15 estacas de $\phi 60$ cm para os apoios AP1, AP2, AP5 e AP6 e 2 estacas de $\phi 180$ cm para os apoios AP3 e AP4 interligadas em bloco como pode-se observar na Figura 39.

Figura 39 – Implantação das estacas da OAE 3

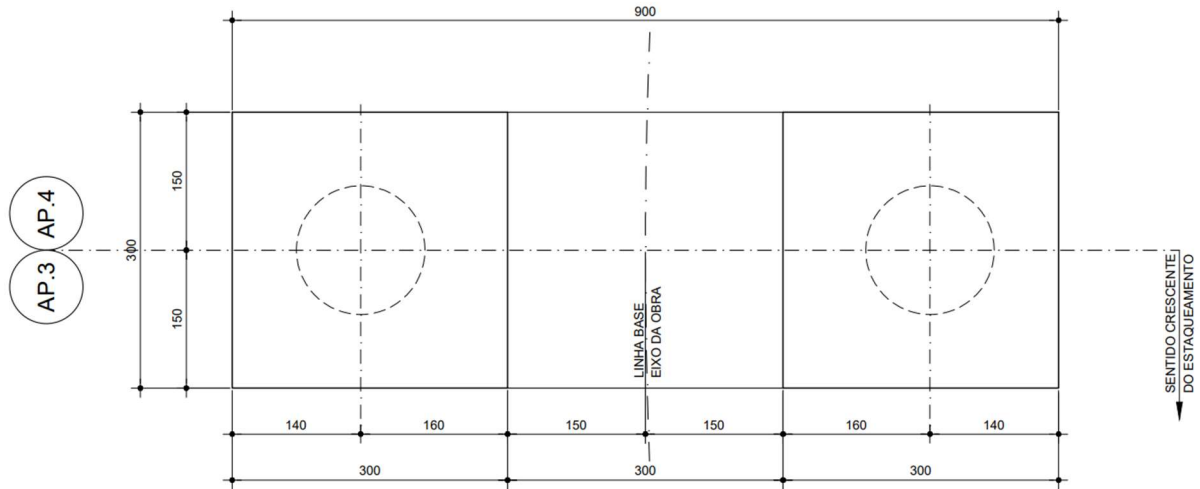


Fonte: Projetos Arteris

3.3.3.2 Apoio AP3

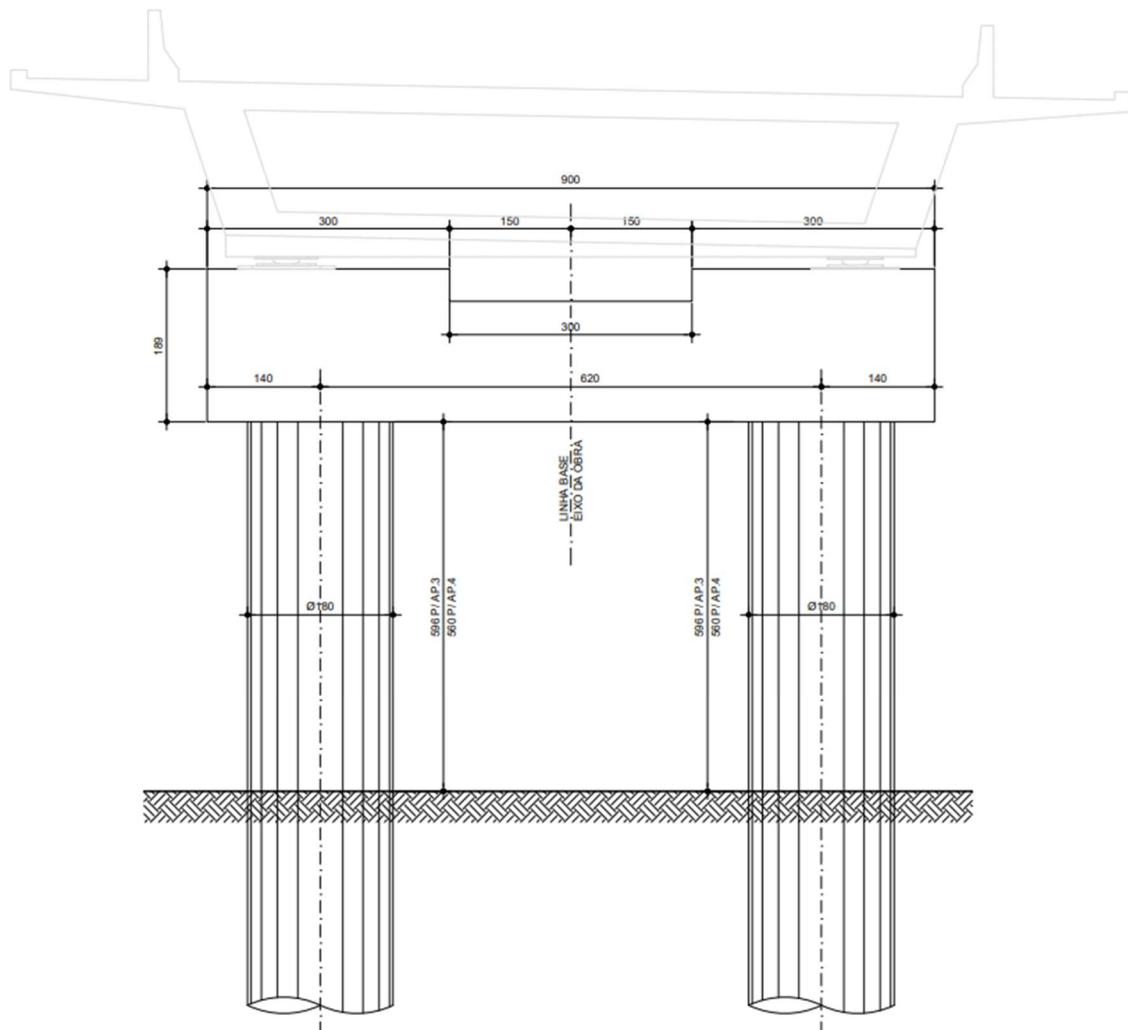
Com relação ao detalhamento das fundações do AP3 e AP4 evidenciando o bloco e as estacas, tem-se na Figura 40 a planta baixa, na Figura 41 tem-se a seção transversal e na Figura 42 a seção longitudinal. Este detalhamento foi realizado pela projetista da Arteris, sendo retratado aqui apenas para fins de apresentação do caso.

Figura 40 - Planta baixa do bloco e estacas dos apoios AP3 e AP4



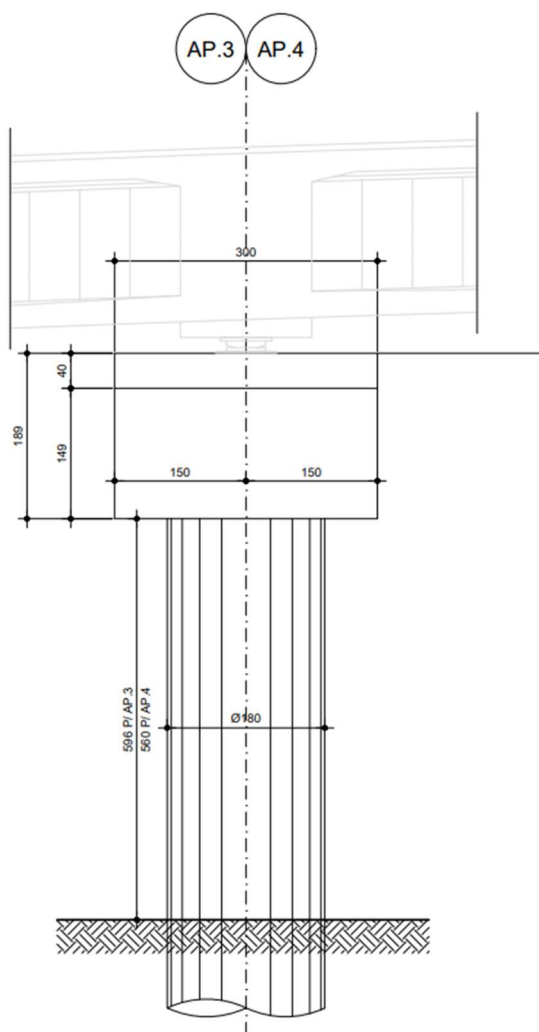
Fonte: Projetos Arteris

Figura 41 – Seção transversal ao eixo de projeto da OAE 3 – Bloco e estacas dos apoios AP3 e AP4



Fonte: Projetos Arteris

Figura 42 – Seção longitudinal ao eixo de projeto da OAE 3 – Bloco e estacas



Fonte: Projetos Arteris

O dimensionamento geotécnico pela projetista se deu a partir da consideração do esforço axial característico N_k atuante nas estacas, oriundo da pior combinação dos carregamentos da superestrutura para o apoio AP3 fornecido pela projetista estrutural. A respeito da utilização das solicitações características para o dimensionamento de estacas, a NBR 6122 (ABNT, 2022b) indica que é possível adotar essa metodologia desde que utilizando fator de segurança global. Nesse caso, a projetista considerou o esforço normal característico oriundo do projeto estrutural somado com a carga devido ao atrito negativo. A Tabela 17 evidencia os valores adotados no dimensionamento pela projetista.

Tabela 17 – Composição do N_k adotado pela projetista

	Estrutural (kN)	Atrito negativo(kN)	Total (kN)
N_k	9750	1810	11560

Fonte: elaborado pelo autor com base nos Projetos Arteris

A projetista considerou a resistência nula na ponta da estaca, de modo que a resistência foi calculada apenas considerando o atrito lateral, utilizando o método semiempírico de Décourt-Quaresma (1978 e 1986). Dessa forma, verificou-se insuficiente o ganho de resistência por atrito lateral, de modo que foi necessário o embutimento da estaca na rocha. No dimensionamento da estaca em rocha, a projetista considerou apenas o ganho de resistência por atrito lateral na rocha, utilizando o método Poulos e Davis (1980). Considerou-se então, embutimento mínimo de 3m na rocha com diâmetro de 1,70m. As estacas do AP3 ficaram com comprimento total estimado em 23,21m (Projetos Arteris).

O dimensionamento estrutural se deu a partir da consideração das cargas devido ao peso próprio da estrutura, das cargas permanentes e cargas acidentais. A projetista chegou aos valores máximos de esforço axial, momento transversal e momento longitudinal para cada estaca, a partir das combinações realizadas em projeto para o ELU. Desse modo, obteve-se os esforços indicados na Tabela 18 para as fundações (Projetos Arteris).

Tabela 18 – Esforços estruturais de cálculo para o dimensionamento das estacas

Estaca	N_{sd} (kN)	$M_{sd,x}$ (kN.m)	$M_{sd,y}$ (kN.m)
Estaca A	-13200	10260	1900
Estaca B	-13160	9880	1280

Fonte: adaptado de Projetos Arteris

Onde: N_{sd} é o esforço axial;

$M_{sd,x}$ é o momento longitudinal;

$M_{sd,y}$ é o momento transversal;

A escavação destas estacas está prevista de ser feita com a utilização fluido estabilizante no trecho em solo. Com relação ao trecho em rocha, o projeto indica que deve ser feita perfuração em rocha para concretagem posterior. Nesse sentido, a projetista indica que fica a critério do construtor a utilização de equipamento adequado para a perfuração em rocha. Após a escavação e antes da concretagem das estacas, deverá ser feita a limpeza da ponta com o sistema de *Air Lift* (Projetos Arteris).

Com relação ao dimensionamento estrutural das estacas, vale ressaltar alguns pontos no que diz respeito à adoção de parâmetros. Ao estudar o projeto estrutural das estacas, verificou-se que foram adotados os parâmetros recomendados pela NBR 6122 (ABNT, 2022b), com exceção do f_{ck} . Foi adotado $f_{ck}= 30\text{MPa}$ pela projetista, enquanto pelas recomendações da norma, em função da CAA, este deveria ser $f_{ck}= 40\text{MPa}$.

O método construtivo escolhido para a estaca é de estaca escavada com fluido. Nesse caso, e considerando a classe de agressividade ambiental do local CAA III, conforme indicado no projeto estrutural da OAE 3 (Projetos Arteris), tem-se que no dimensionamento estrutural deve-se considerar o coeficiente de minoração da resistência do concreto $\gamma_c=3,60$, conforme a Tabela 19. Além disso, a norma indica ainda a utilização de concreto com $f_{ck}=40\text{MPa}$.

Tabela 19 – Parâmetros para dimensionamento de estacas e tubulões moldados in loco

Tipo de estaca	Classe de agressividade ambiental (CAA) conforme ABNT NBR 6118	Classe de concreto/resistência característica da argamassa ou concreto	γ_c	% de armadura mínima e comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco)		Tensão de compressão simples atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) MPa	Anexo onde se encontram definidos concreto/argamassa
				Armadura %	Comprimento m		
Hélice/hélice de deslocamento/hélice com trado segmentado ^a	I, II	C30	2,7	0,4	4,0	6,0	N / O / P
	III, IV	C40	3,6				
Escavadas sem fluido	I, II	C25	3,1	0,4	2,0	5,0	I
	III, IV	C40	5,0				
Escavadas com fluido	I, II	C30	2,7	0,4	4,0	6,0	J
	III, IV	C40	3,6				
Strauss ^b	I, II	20 MPa	2,5	0,4	2,0	5,0	G
Franki ^b	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	–	H
Tubulões não encamisados	I, II	C25	2,2	0,4	3,0	5,0	B
	III, IV	C40	3,6				
Raiz ^{b,c,d}	I, II, III, IV	20 MPa	1,6	0,4	Integral	–	K
Microestacas ^{b,c,e}	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	–	M
Estaca trado vazado segmentado ^{a,d}	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	–	L

^a Nestas estacas, o comprimento máximo da armadura é limitado devido ao processo executivo.

^b Neste tipo de estaca, o diâmetro a ser considerado no dimensionamento é o diâmetro externo do revestimento.

^c O espaçamento entre face de barras deve ser de um diâmetro da barra e no mínimo 20 mm. As taxas máximas de armadura são de 8 % A_c para diâmetros menores ou iguais a 310, e de 6 % A_c para diâmetros iguais ou superiores a 400 mm. As taxas máximas devem ser verificadas na seção de maior concentração de aço (considerando inclusive as emendas por transpasse). Em situações críticas, o dimensionamento pode ser feito em função da área de aço ($f_{yk} \geq 500 \text{ MPa}$; A_s = área de aço), conforme a seguir:

- quando $A_s \leq 6 \% A_c$, o dimensionamento deve ser feito considerando a estaca trabalhando como pilar de concreto (a resistência da estaca é formada pela parcela do concreto e pela parcela do aço);
- quando $A_s \geq 6 \% A_c$, o dimensionamento deve ser feito considerando que todo o esforço solicitante deve ser resistido apenas pelo aço da seção da estaca (a parcela resistente do concreto é desprezada).

^d Argamassa.

^e Calda de cimento.

Fonte: NBR 6122 (ABNT, 2022b)

Vale ressaltar ainda que a Tabela 19 indica um valor de tensão de compressão simples atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco). No caso estudado, esse valor é de 6,0 MPa. Considerando o N_k atuante e a seção transversal da estaca, é possível obter a tensão de compressão simples atuante, conforme se tem na Tabela 20.

Tabela 20 – Cálculo da tensão atuante (σ_{sd})

N_{sd} (kN)	D (m)	A (m^2)	σ_{sd} (MPa)
13200	1,8	2,54	5,19

Fonte: (elaborado pelo autor)

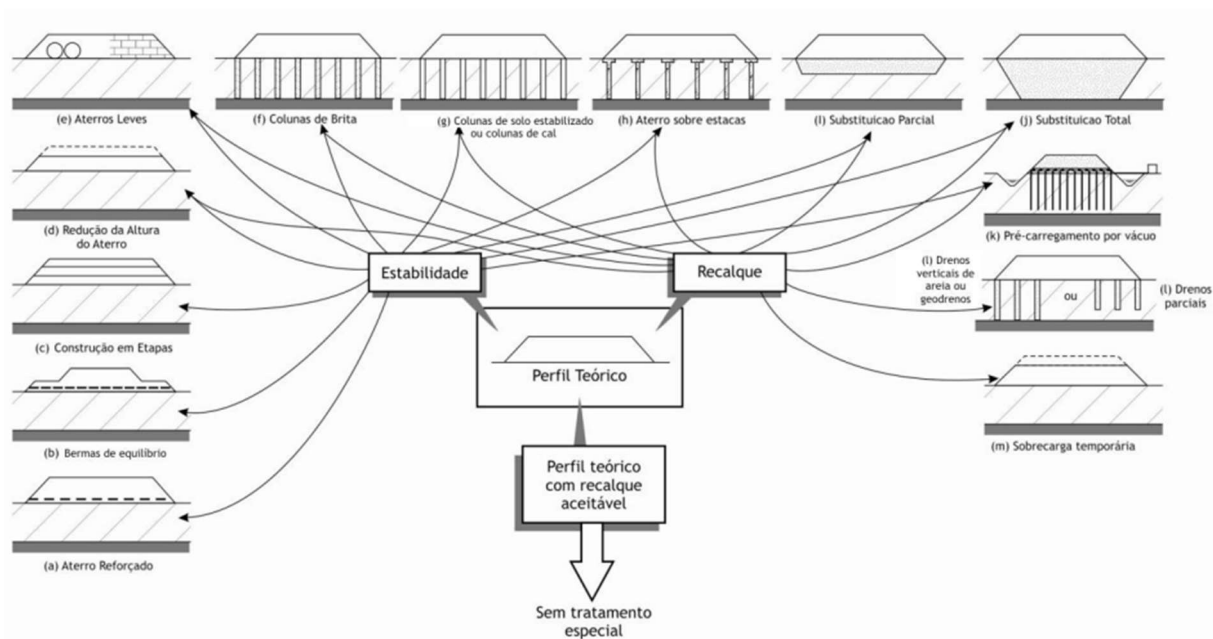
Tem-se que a tensão de compressão atuante (σ_{sd}) está abaixo do 6,0 MPa, limite indicado pela norma a partir do qual é necessário armar a estaca para resistir aos esforços de compressão. No que se refere aos momentos atuantes, é necessário armar a estaca para que eles sejam resistidos, buscando ainda um percentual de armadura acima do mínimo indicado (0,4%).

Com isso, a projetista adotou estacas com armadura de CA-50 com 85 barras longitudinais de 25mm e estribos de 10mm a cada 15cm, com concreto $f_{ck}=30\text{MPa}$.

3.4 CARACTERIZAÇÃO DO ATERRO VIÁRIO DO TRONCO

A partir da caracterização geológico-geotécnica realizada, é possível verificar que os aterros do tronco do Contorno de Florianópolis, na região da OAE 3, serão construídos sobre camadas de solos aluvionares moles. Os principais problemas apresentados nesse caso se referem à estabilidade global do aterro e aos recalques excessivos. Diversas soluções são tecnicamente aceitáveis para contornar esses problemas, podendo ser adotadas isoladas ou em conjunto, geralmente em função do melhor custo-benefício referente às características do subsolo, do empreendimento, do tempo e do dinheiro disponível. Algumas dessas soluções podem ser vistas na Figura 43.

Figura 43 – Soluções construtivas para estabilidade de aterros sobre solos moles



Fonte: (ALMEIDA; MARQUES, 2010)

No que diz respeito à estabilidade global, o problema central envolve a ruptura do aterro, que pode ocorrer durante a construção e alteamento do aterro ou depois de construído, quando estiver em operação. Para se evitar isso, são realizadas análises de estabilidade, de modo que um fator de segurança mínimo recomendado seja atendido. Para garantir a estabilidade global dos aterros construídos sobre solos moles no Contorno de Florianópolis, a projetista optou pela adoção de aterros com taludes de inclinação mais abatida, 1:4 (V:H) e, quando necessário, a utilização de geogrelhas de reforço na base de fundação dos aterros. Em alguns locais, foi possível ainda prever a substituição do solo mole, quando a espessura da camada compressível estimada nas sondagens não ultrapassou 3m (Projetos Arteris).

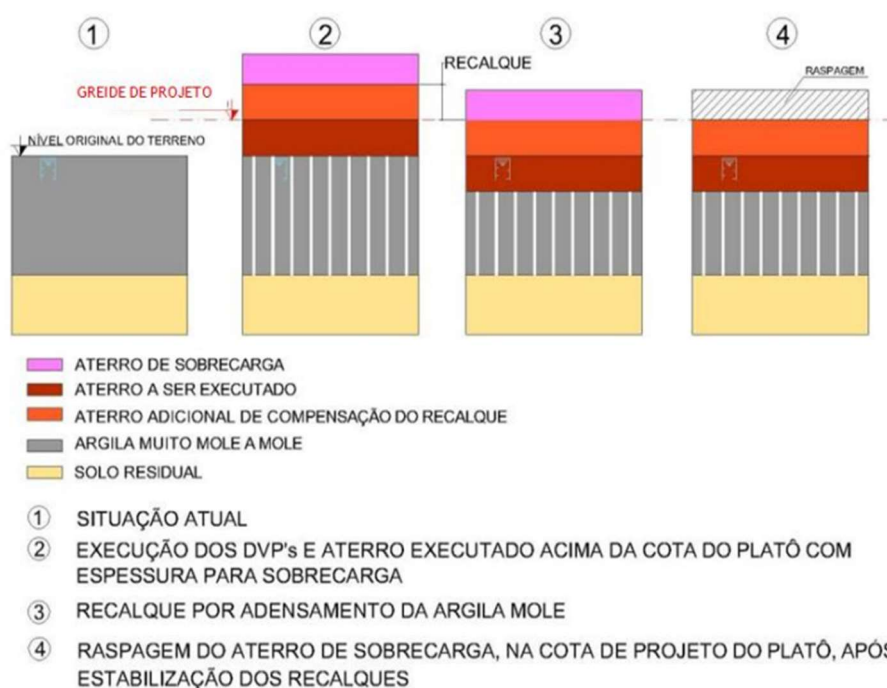
No que diz respeito aos recalques excessivos, o problema se encontra na instabilidade da base do aterro com o tempo, visto que sem tratamento o adensamento dos solos tende a acontecer em um horizonte de muitos anos, ocasionando problemas como ondulações e afundamentos na rodovia durante sua vida útil. Dessa forma, a projetista buscou uma solução que antecipasse a ocorrência dos recalques com a implementação de geodrenos verticais pré-fabricados em conjunto com a construção de um aterro de sobrecarga.

Os geodrenos foram projetados em malha triangular (1,5x1,5m), de modo que fosse atendida a premissa de ocorrência de recalques equivalente a 95% do adensamento primário em um período de 9 meses. Junto da solução com geodrenos, foi adotada pela projetista a construção de um aterro de sobrecarga. A espessura do aterro de sobrecarga é variável ao longo

do projeto, estando em geral próximo de 1,0m, e especificada em função das características do terreno e do recalque estimado. O aterro de sobrecarga tem como função apenas acelerar os recalques, sendo prevista sua raspagem ao final do adensamento.

Vale destacar ainda que além do aterro de sobrecarga, a projetista previu uma espessura de sobreaterro, que por definição nada mais é do que a espessura de aterro necessária para compensar os recalques ocorridos. A Figura 44 ilustra a utilização da solução adotada para a aceleração de recalques.

Figura 44 – Esquema ilustrativo das etapas envolvidas na adoção da solução para aceleração de recalques

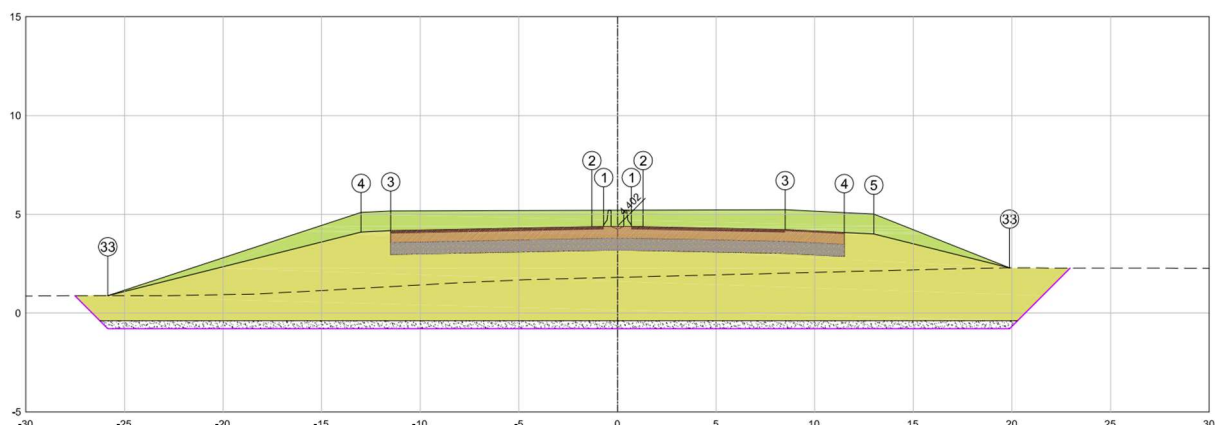


Fonte: Projetos Arteris

Com base nas soluções adotadas, a projetista definiu as seções-tipo do projeto do Tronco do Contorno de Florianópolis. Foi definido que os aterros seriam executados em material pétreo, com exceção dos locais onde está prevista a execução de fundações, nesses locais está prevista a execução de aterro em solo (caso dos arredores da OAE deste estudo). Vale ressaltar ainda que o projeto originalmente prevê a execução das fundações da OAE apenas após a estabilização dos aterros do Contorno.

Na altura da OAE, tem-se que o tronco pertence ao Ramo 5000 do Contorno. Nesse sentido, a seção transversal ao apoio AP3 da OAE é a seção EST 504+00, que está evidenciada na Figura 45.

Figura 45 – Seção EST 504+00 do Tronco do Contorno de Florianópolis, transversal ao apoio AP3



Fonte: Projetos Arteris

Nesta seção tem-se um aterro de aproximadamente 3,20m de altura, além de um sobreaterro para compensação de recalques de 1,0m de espessura, totalizando cerca de 4,20m de altura no lado esquerdo (mais alto). Além disso, está prevista a substituição de solo mole em profundidade, com espessura variável, indo de 1,70m a 3,0m de espessura no lado direito. Para garantir a estabilidade do aterro foi adotada pela projetista geogrelha basal unidirecional transversal de 800kN/m. Além da consideração da sobrecarga imposta pelo sobreaterro de compensação, não foi necessário a utilização de aterro de sobrecarga para atingir o tempo de adensamento estimado em 9 meses.

3.5 PROBLEMÁTICA

O projeto das fundações da OAE apresentado no capítulo 4, sobretudo das fundações dos apoios AP3 e AP4, tem como uma de suas premissas principais a execução das fundações somente após a estabilização dos recalques por adensamento primário do aterro do Tronco do Contorno Viário. Segundo o Projeto de Fundações da OAE 3 (Projetos Arteris), a adoção dessa sequência executiva, apesar de não eliminar o atrito negativo, resulta na melhoria das características da argila, e acaba por evitar os esforços transversais nos elementos de fundação (Efeito Tschebotarioff). Dessa forma, não foi considerado em projeto o Efeito Tschebotarioff que seria atuante nas fundações caso as estacas fossem executadas antes da plena estabilização dos aterros.

A estabilização de aterros sobre solos moles por adensamento tem algumas vantagens frente às demais alternativas de estabilização de aterros sobre solos moles. Entre elas, o fato de ser bastante simples de se executar e apresentar um custo bastante atrativo quando comparada

a outras soluções, como as apresentadas na Figura 43. No entanto, apesar de simples e relativamente barata, nem sempre as estimativas realizadas se concretizam, principalmente no que diz respeito ao tempo de adensamento. Mesmo que os geodrenos e os aterros tenham sido executados corretamente, é possível que o adensamento ocorra de maneira mais lenta do que o previsto, podendo parte disso, recair sobre o fato de que os solos não são homogêneos, e suas propriedades podem variar bastante em um mesmo local.

Nesse contexto, o tempo de espera até a plena estabilização dos aterros por adensamento pode se tornar um empecilho para a manutenção da obra dentro de seu cronograma, de modo que o estudo mais aprofundado do Efeito Tschebotarioff sobre as estacas se justifique com vias ao encontro de uma alternativa que promova a celeridade da obra. Seja para a conclusão de que as solicitações impostas pelo Efeito Tschebotarioff não comprometem a estabilidade das fundações, ou então para o dimensionamento de reforços que permitam o pleno funcionamento da estrutura com as solicitações adicionais.

4 METODOLOGIA

Pode-se dividir a metodologia entre as diferentes etapas do trabalho. A primeira etapa abordada diz respeito à pesquisa bibliográfica, que segundo Gil (2002) consiste no desenvolvimento do trabalho a partir de pesquisas científicas ou livros já existentes na literatura. Em seguida buscou-se a caracterização da problemática com a coleta dos dados relativos à obra de arte especial e aos solos da região de estudo. Com os dados do estudo de caso foi possível aplicar os métodos pesquisados na etapa inicial, e por fim, embasando-se na pesquisa bibliográfica, foi possível tecer as principais conclusões do estudo.

4.1 PESQUISA BIBLIOGRÁFICA

Inicialmente foi realizada a pesquisa bibliográfica, buscando em livros consagrados de geotecnia a definição dos principais conceitos de entendimento necessário ao desenvolvimento do tema. A partir dos livros da área foi possível seguir para outros artigos, dissertações e teses citados pelos autores. Aliado a isso, buscou-se nas normas técnicas as principais indicações quanto a procedimentos de cálculo e projeto, além de recomendações quanto à resolução de problemas geotécnicos.

Abaixo indicam-se alguns tópicos estudados para a formação do conhecimento necessário à resolução do problema:

- Mecânica básica do comportamento dos solos;
- Adensamento dos solos;
- Fundações profundas;
- Atrito negativo;
- Efeito Tschebotarioff;

Com relação a abordagem de tópicos mais atuais, vale dizer que de modo geral, os livros precisam de certo tempo para se consagrar no meio acadêmico, motivo pelo qual os tópicos mais atuais raramente são tratados em profundidade. Dessa forma, utilizou-se de artigos acadêmicos, em grande parte obtidos através da internet, para a pesquisa sobre as novas

abordagens adotadas na resolução de problemas, principalmente ao que se refere aos métodos de análise numérica.

4.2 COLETA DE DADOS

Os dados do empreendimento foram obtidos a partir de acesso cedido pela concessionária Arteris Litoral Sul aos arquivos de interesse exclusivo para o desenvolvimento do trabalho. Dessa forma, foi possível o estudo dos projetos estruturais e geotécnicos da OAE e dos aterros adjacentes. Além disso, foi possível o levantamento de dados dos resultados dos ensaios de campo e de laboratório realizados para caracterização dos solos do local de implantação do empreendimento. A partir disso foi possível realizar a caracterização da estratigrafia local, caracterizando o solo mole do local em termos de suas propriedades geotécnicas.

4.3 APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO

A metodologia para o emprego dos métodos de cálculo tem como fator fundamental a aplicação de métodos consagrados e de praticidade compatível com o empregado no meio geotécnico profissional, de modo que alguns métodos de elevada complexidade não foram abordados. Além disso, buscou-se o comparativo de resultado entre os métodos, utilizando-se do valor médio dos resultados de diferentes métodos para a determinação de um valor de referência, tendo em vista a grande diversidade de metodologias e resultados obtidos tanto para a estimativa do Atrito Negativo quanto para a estimativa do Efeito Tschebotarioff.

4.4 PRINCIPAIS DELIMITAÇÕES

No que diz respeito às delimitações do trabalho, tem-se que ao longo da obra de arte especial existem diversos apoios que poderiam sofrer os efeitos tanto do atrito negativo quanto do Efeito Tschebotarioff na execução antecipada das fundações, sobretudo os apoios AP3 e AP4 os quais possuem espessas camadas de solos moles e estão localizados logo abaixo do aterro do tronco do Contorno de Florianópolis. Nesse sentido, estima-se que os maiores efeitos atuem sobre o AP3 que mostrou por meio de sondagem SPT a camada mais espessa de solo mole (elemento fundamental para a ocorrência dos fenômenos, como se viu na revisão bibliográfica). Dessa forma, entende-se que o apoio AP3 é o que comandará a viabilidade

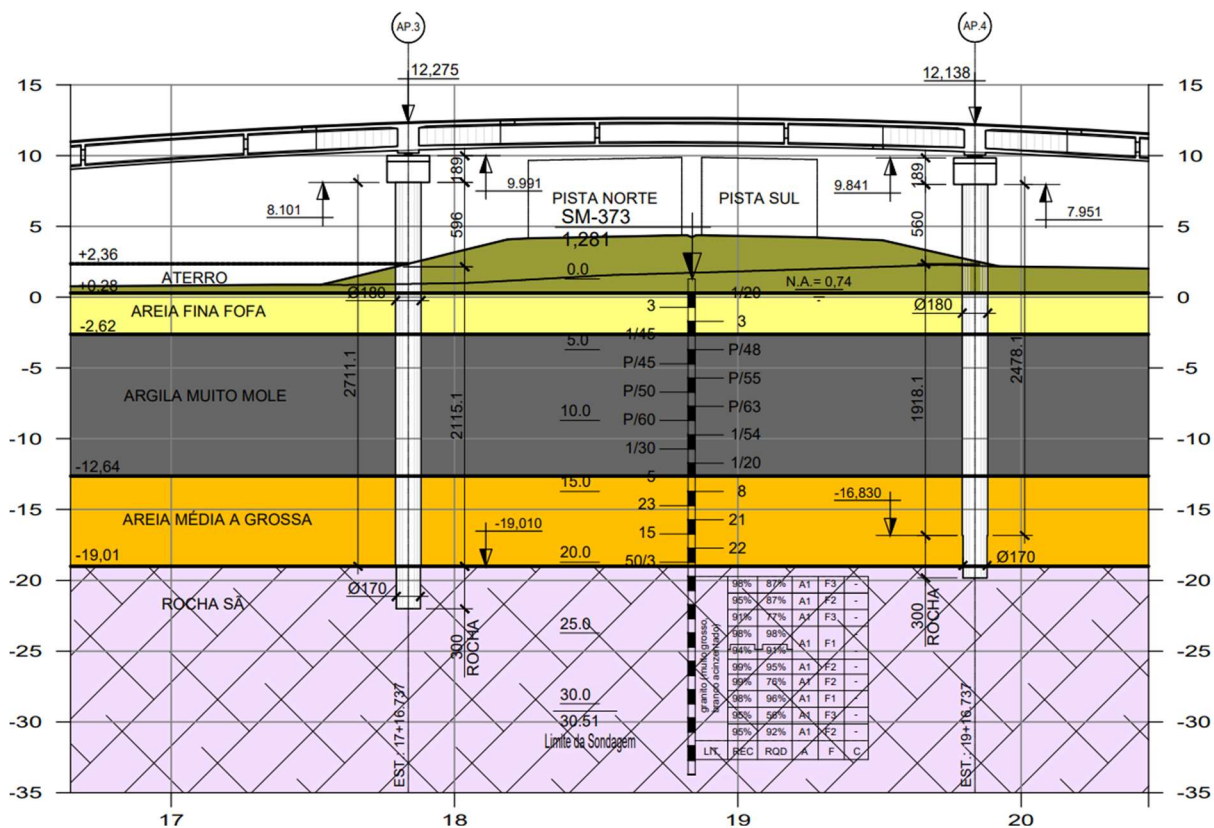
técnica da execução das fundações antes da estabilização dos aterros e, por esse motivo, os cálculos serão adotados apenas para este apoio, não sendo abordados em detalhes os efeitos adversos sobre os demais apoios da OAE.

5 ESTIMATIVA DAS SOLICITAÇÕES ADICIONAIS IMPOSTAS SOBRE AS ESTACAS DO APOIO AP3

Neste capítulo serão apresentados os cálculos e verificações realizadas para a estimativa do atrito negativo e do Efeito Tschebotarioff sobre as estacas do apoio AP3, que conforme discutido anteriormente, apresenta espessa camada de solo mole no local de sua implantação e está localizado sobre o talude do aterro do Tronco do Contorno Viário. Devido à proximidade para o aterro e às características do perfil geológico do local, entende-se que este apoio sofrerá os maiores efeitos do atrito negativo e do Efeito Tschebotarioff quando da execução antecipada das fundações.

No local da implantação do apoio AP3 foi realizada a sondagem mista SM-373, de modo que o resultado desta seja considerado para a definição das camadas e procedimentos de cálculo realizados a seguir. O perfil geológico com o posicionamento das estacas do AP3 utilizado como base para a aplicação dos métodos pode ser visto na Figura 46.

Figura 46 – Perfil geológico com estacas dos apoios AP3 e AP4, baseado na SM-373



Fonte: elaborado pelo autor com base nos Projetos Arteris

5.1 ESTIMATIVA DO ATRITO NEGATIVO

Conforme citado anteriormente, o atrito negativo foi abordado no projeto original, tendo sido obtido para as estacas do AP3 o valor de 1810 kN, conforme indicado na Tabela 15. A projetista utilizou o Método Estático para obtenção do atrito negativo em conjunto do método semiempírico de Décourt-Quaresma (1978 e 1986). Nesse capítulo será abordado o cálculo do atrito negativo com base nessa e em outras metodologias para comparação entre os valores encontrados.

5.1.1 Aplicação do Método Simples

Para aplicação do método, foi necessário a definição dos parâmetros de entrada, como o peso específico dos solos, a espessura das camadas e o valor de β_{kE} para cada camada de solo com base na proposição de Long e Healy (1974, apud VELLOSO; LOPES, 2010). Algumas considerações sobre a adoção dos parâmetros de entrada são descritas a seguir:

- O peso específico dos solos foi obtido a partir da consideração dos resultados de ensaios com amostras do tipo Shelby para as amostras de argila mole e em valores típicos obtidos na literatura (Tabela 21 e Tabela 22). A partir do peso específico e da espessura das camadas foi possível estimar a tensão vertical efetiva (σ'_v) no centro das camadas.

Tabela 21 – Peso específico de solos argilosos

N_{SPT}	Consistência	Peso específico (kN/m ³)
≤ 2	Muito Mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: (GODOY, 1972 apud CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011)

Tabela 22 – Peso específico de solos arenosos

N_{SPT}	Consistência	Peso específico (kN/m ³)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5 - 8	Pouco compacta			
9 - 18	Medianamente Compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito Compacta			

Fonte: (GODOY, 1972 apud CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011)

- Considerando o alto nível d'água regional, para fins de simplificação, este foi considerado como na superfície;
- Considerou-se o ponto neutro na base da camada de argila mole, tendo a atuação do atrito negativo nas camadas superiores em função do adensamento;
- A tensão vertical efetiva neste método é calculada no meio da camada de solo, onde apresenta valor médio representativo da tensão na camada;

A partir da aplicação das Equações 11 e 12, obteve-se o atrito negativo (Q_n) por este método, os parâmetros adotados e resultados podem ser vistos na Tabela 23.

Tabela 23 – Cálculo do atrito negativo pelo Método Simples

Método Simples						
Camada	L (m)	$\beta_k \varepsilon$	γ (kN/m ³)	σ'_v (kPa)	τ_n (kPa)	Q_n' (kN)
Aterro silto-arenoso	2,08	0,35	18,0	8,32	2,91	34,3
Areia fina fofa	2,90	0,5	17,0	26,79	13,40	219,7
Argila mole	10,02	0,25	14,0	56,98	14,25	807,1
Q_n (total)						1061,1

Fonte: (elaborado pelo autor)

5.1.2 Aplicação do Método de Endo et al.

Para a aplicação do método foi necessário a definição de alguns parâmetros, que foram adotados da mesma forma que para o método anterior. Entre eles o peso específico dos solos, a tensão efetiva no centro das camadas e a espessura das camadas. Além destes, foram definidos outros três parâmetros específicos deste método: a profundidade relativa do ponto-neutro (β_n) com relação ao topo da camada, o coeficiente η que depende da ponta da estaca (adotado de valor igual 1,0 – ponta fechada) e o produto $K.tg\delta$ que se refere ao coeficiente de empuxo de terra (K) e ao ângulo de atrito estaca-solo (δ) e foi definido a partir da Tabela 13.

Sobre o valor de β_n cabe destacar que foi considerado que o ponto neutro está situado não mais na base da camada de solo mole, mas a 2,21m desta. A representação da posição do ponto-neutro no método se dá em função da determinação do valor de β_n que é recomendado pelos autores que seja adotado entre ($0,73 < \beta_n < 0,78$). Tem-se na Tabela 24, os resultados parciais e final obtidos pelo método.

Tabela 24 – Cálculo do atrito negativo pelo Método de Endo et. al

Método de Endo et al.						
Camada	L (m)	K.tg δ	β_n	γ (kN/m ³)	σ'_v (kPa)	Q_n' (kN)
Aterro silto-arenoso	2,08	0,3	1	18,0	8,32	29,4
Areia fina fofa	2,90	0,35	1	17,0	26,79	153,8
Argila mole	10,02	0,15	0,78	14,0	56,98	377,7
Q_n (total)						560,9

Fonte: (elaborado pelo autor)

5.1.3 Aplicação do Método Estático

O atrito negativo pelo método estático pode ser calculado com os métodos semiempíricos de obtenção da capacidade de carga de estacas, como o método Aoki-Velloso (1975, apud VELLOSO; LOPES, 2010) ou o método Décourt-Quaresma (1978, apud VELLOSO; LOPES, 2010). Nesse sentido, calcula-se o atrito lateral atuante na estaca acima do ponto neutro e esse valor é atribuído ao atrito negativo atuante na estaca sobre solo mole em adensamento. Cabe ressaltar que não há necessidade de cálculo do atrito lateral abaixo do ponto neutro ou da resistência de ponta da estaca.

O método de Décourt-Quaresma foi o método utilizado pela projetista das fundações para a estimativa do atrito negativo, tendo como resultado $Q_n = 1810$ kN, conforme indicado anteriormente na Tabela 15. Contudo, o valor foi recalculado neste trabalho para fins de comparação com o calculado pela projetista e com os resultados obtidos pelos outros métodos. Na Tabela 25, tem-se os resultados obtidos pelo método.

Tabela 25 – Cálculo do atrito negativo pelo método estático de Décourt-Quaresma

Décourt-Quaresma						
Camada	Δl (m)	$N_{SPT, \text{méd}}$	N_{adotado}	β	τ_n (kPa)	Q_n' (kN)
Silte arenoso	2,08	5,0	5	0,9	24,00	282,3
Areia siltosa	2,90	2,33	3	0,9	18,00	295,2
Argila	7,7	1,0	3	0,9	18,00	783,8
Argila arenosa	2,4	1,0	3	0,9	18,00	244,3
Q_n (total)						1605,5

Fonte: (elaborado pelo autor)

Observa-se que o resultado calculado neste trabalho ficou próximo do calculado pela projetista, embora existam diferenças no que diz respeito à consideração sobre as camadas de solo. A projetista considerou, de forma conservadora, uma única camada de argila mole com

16m de espessura. Neste trabalho foram consideradas camadas de diferentes solos, conforme indicaram os resultados da sondagem SM-373 executada no local da estaca.

O método estático pode ser aplicado com os diversos métodos semiempíricos utilizados para a estimativa da capacidade de carga por atrito lateral das estacas. Nesse sentido, além do Método Décourt-Quaresma, utilizou-se o método Aoki-Velloso para a estimativa do atrito negativo. O método foi aplicado sob a ótica de diferentes autores, com a utilização dos coeficientes propostos em abordagens distintas. Foram aplicados os coeficientes definidos por Aoki-Velloso (1975 e 1978) no método original, de Laprovitera-Benegas (1988 e 1993) e de Monteiro (1997). Com isso, foram obtidos diferentes valores para o atrito negativo, como pode-se observar na Tabela 26, na Tabela 27 e na Tabela 28.

Cabe destacar que a camada superior de silte arenoso considerada nos cálculos se refere em parte ao aterro executado no local (onde a sondagem não obteve N_{SPT}) e em parte ao aterro que será executado sobre os estações e ficará em contato com estes durante a vida útil da obra, até a cota +2,36, como pode ser visto pela Figura 46. Por falta de dados de campo, foi estimado um N_{SPT} médio igual a 5,0 para esta camada.

Tabela 26 – Cálculo do atrito negativo pelo método estático de Aoki-Velloso (original)

Aoki-Velloso (original)						
Camada	Δl (m)	$N_{SPT, méd}$	α (%)	κ (kPa)	F2	Q_n' (kN)
Silte arenoso	2,08	5,0	2,2%	550	6,00	118,60
Areia siltosa	2,90	2,33	2,0%	800	6,00	101,89
Argila	7,7	1,0	6,0%	200	6,00	87,08
Argila arenosa	2,4	1,0	2,4%	350	6,00	19,00
Q_n (total)						326,6

Fonte: (elaborado pelo autor)

Tabela 27 - Cálculo do atrito negativo pelo método estático de Aoki-Velloso (Laprovitera e Benegas)

Aoki-Velloso (Laprovitera-Benegas)						
Camada	Δl (m)	$N_{SPT, méd}$	α (%)	κ (kPa)	F2	Q_n' (kN)
Silte arenoso	2,08	5,0	3,0%	480	4,50	188,19
Areia siltosa	2,90	2,33	1,9%	530	4,50	85,51
Argila	7,7	1,0	6,0%	250	4,50	145,14
Argila arenosa	2,4	1,0	4,0%	480	4,50	57,91
Q_n (total)						476,7

Fonte: (elaborado pelo autor)

Tabela 28 - Cálculo do atrito negativo pelo método estático de Aoki-Velloso (Monteiro)

Aoki-Velloso (Monteiro)						
Camada	Δl (m)	$N_{SPT, méd}$	α (%)	κ (kPa)	F2	Q_n' (kN)
Silte arenoso	2,08	5,0	3,0%	500	4,50	196,04
Areia siltosa	2,90	2,33	2,3%	680	4,50	132,80
Argila	7,7	1,0	5,5%	250	4,50	133,05
Argila arenosa	2,4	1,0	3,2%	440	4,50	42,46
Q_n (total)						504,3

Fonte: (elaborado pelo autor)

5.2 ESTIMATIVA DO EFEITO TSCHEBOTARIOFF

As solicitações impostas pelo efeito Tschebotarioff nas estacas foram estimadas com base nos métodos vistos no capítulo 2.3.2.2.

Inicialmente, buscou-se a caracterização das estacas em termos de sua rigidez, tendo em vista a aplicação dos métodos corretos para as estimativas. Com base nas equações 20 e 21 de Raton (1985, apud VELLOSO; LOPES, 2010), foi possível definir os elementos de fundação como estacas rígidas.

Para esta definição, foi necessário estimar o módulo de elasticidade dos elementos. O módulo de elasticidade do concreto das estacas foi definido com base na proposta apresentada pela NBR 6118 (ABNT, 2014) válida para concretos com agregados graúdos de granito. Com base na Tabela 29 e no f_{ck} projetado para as estacas ($f_{ck} = 30\text{MPa}$), obteve-se $E_{cs} = 27.000\text{ MPa}$.

Tabela 29 – Valores estimados de módulo de elasticidade do concreto em função de sua resistência característica

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: (ABNT, 2014)

Para a estimativa do módulo de elasticidade das camadas de solo, utilizou-se como referência a relação do módulo com o N_{SPT} apresentada por Teixeira e Godoy (1996, apud CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011). A relação pode ser entendida pela equação 22.

$$E_s = \alpha_E \cdot K_E \cdot N_{SPT} \quad (22)$$

Onde: E_s é o módulo de elasticidade do solo

α_E é um fator dependente do tipo de solo (obtido pela Tabela 30)

K_E é um coeficiente dependente do tipo de solo, em MPa (obtido pela Tabela 31)

Tabela 30 – Valores de α para determinação de E_s

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: (TEIXEIRA; GODOY, 1996 apud COSTA, 2021)

Tabela 31 – Valores de K para determinação de E_s

Solo	K (MPa)
Areia com pedregulhos	1,1
Areia	0,9
Areia siltosa	0,7
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,3
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,2

Fonte: (TEIXEIRA; GODOY, 1996 apud COSTA, 2021)

Além disso, Stroud (1989, apud SCHNAID, 2012) afirma que tanto o N_{SPT} quanto o módulo de elasticidade do solo crescem com o aumento das tensões efetivas médias de campo. Dessa forma, é estabelecida a relação E_s/N_{SPT} que, para solos normalmente adensados, a sugestão é de que seja adotada de 2,0 MPa, podendo essa relação crescer para areias pré-adensadas para valores acima de 3, chegando até 10.

Clayton (1986, apud SCHNAID, 2012), obteve as relações $E_s/N_{SPT,60}$ para faixas de valores conforme indicado na Tabela 32. A partir desses valores, é possível adotar, para cada camada de solo, uma relação $E_s/N_{SPT,60}$, tendo como base os intervalos indicados.

Tabela 32 - Relações $E_s/N_{SPT,60}$ (em MPa)

N_{SPT}	$E/N_{SPT,60}$ (MPa)		
	Média	Limite inferior	Limite superior
4	1,6 - 2,4	0,4 - 0,6	3,5 - 5,3
10	2,2 - 3,4	0,7 - 1,1	4,6 - 7,0
30	3,7 - 5,6	1,5 - 2,2	6,6 - 10,0
60	4,6 - 7,0	2,3 - 3,5	8,9 - 13,5

Fonte: (CLAYTON, 1986 apud SCHNAID, 2012)

Vale ressaltar que o autor utiliza a notação de $N_{SPT,60}$ ao invés de apenas N_{SPT} . Essa notação se refere ao ensaio SPT em uma energia diferente da utilizada nos ensaios SPT do Brasil. Em geral, o ensaio SPT no Brasil aplica uma energia maior a cada golpe (72%), de modo que para normalizar os ensaios realizados internacionalmente (60%), faz-se uso da notação do índice $N_{SPT,60}$. Para corrigir a energia do ensaio brasileiro para o internacional, basta multiplicar o resultado de N_{SPT} brasileiro por 1,20.

Com isso, obteve-se o comprimento elástico da estaca em cada camada, a rigidez relativa em cada camada e, por fim, a rigidez relativa do sistema solo-estaca (H/l^*) que ficou em $(H/l^*)= 1,24$. Este valor abaixo de 4,5 classifica as estacas como rígidas. Os cálculos e resultados parciais procederam como pode-se observar na Tabela 33.

Tabela 33 – Cálculo da rigidez relativa das estacas

Camada	H_i (m)	N_{SPT}	α	K_E	E_i (MPa)	l_i^* (m)	H_i/l_i^*
Aterro silto-arenoso	2,08	5,0	5,0	0,5	11,3	8,39	0,25
Areia fina siltosa	2,90	2,3	3,0	0,7	4,9	10,32	0,28
Argila mole	10,02	1	7,0	0,2	1,4	14,12	0,71
						H/l^*	1,24
E_c	27000	MPa					
l	0,5153	m^4					

Fonte: (elaborado pelo autor)

A classificação da estaca como rígida é relevante, pois como referido anteriormente, Ratton (1985, apud VELLOSO; LOPES, 2010) indica que os métodos semiempíricos de Tschebotarioff e De Beer Wallays para a estimativa das solicitações do carregamento transversal assimétrico em fundações profundas trazem resultados confiáveis, ao contrário do que ocorreria caso as estacas fossem flexíveis, em que seria mais confiável a utilização de

métodos que consideram a interação solo-estaca. Segundo o autor, para estacas flexíveis, os métodos semiempíricos citados tendem a superestimar os momentos calculados.

5.2.1 Aplicação do Método de Tschebotarioff

A metodologia abordada por Tschebotarioff (1972, apud VELLOSO; LOPES, 2010), permite a estimativa do carregamento horizontal atuante na camada compressível devido ao carregamento assimétrico no nível do terreno. A partir da equação 12, obteve-se $ph=108,86\text{kN/m}$, cujos valores considerados para cálculo podem ser vistos na Tabela 34.

Tabela 34 – Cálculo da pressão horizontal pelo método de Tschebotarioff

Método de Tschebotarioff				
B (m)	K	$\Delta\sigma_z$ (kPa)	γ aterro (kN/m^3)	h aterro (m)
1,8	0,4	75,6	18,0	4,2
ph	108,86	kN/m		

Fonte: (elaborado pelo autor)

No que se refere à altura de aterro, como a estaca está posicionada na borda extrema do aterro, considerou-se a altura completa do aterro com sobreaterro para o cálculo do acréscimo de tensão efetiva. Via de regra, deveria ser considerado apenas a diferença de altura entre o aterro presente dos dois lados da estaca (o saldo da sobrecarga assimétrica atuante). No entanto, por segurança e simplificação, adotou-se a maior altura de aterro.

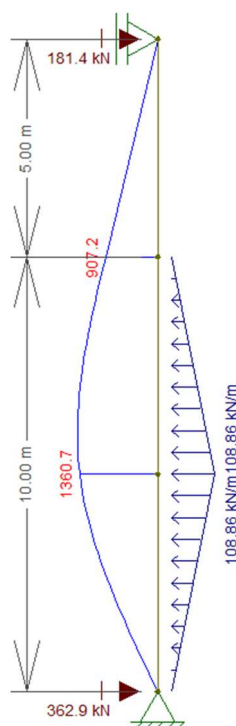
No método de Tschebotarioff, o valor de ph calculado se refere ao valor máximo da carga linear do diagrama triangular de pressões atuante na estaca. Para se obter as solicitações impostas na estaca devido a este carregamento transversal, deve ser modelado o problema em função das características geométricas da fundação.

Utilizando o software Ftool, modelou-se um elemento de barra com a imposição do carregamento ph calculado. Considerou-se um trecho de 10m de camada compressível (na qual atua o carregamento lateral) e um trecho de 5m relativo às camadas de areia e aterro acima da camada compressível até o terreno, como pode-se observar na Figura 47.

Sobre as condições de contorno, considerou-se a situação em que o topo da estaca está com apoio simples no topo do terreno. A situação engastada não foi considerada, tendo em vista que acima do terreno a estaca prossegue como pilar, sem engaste em bloco, como retratado na seção transversal do apoio AP3 (Figura 41). Cabe destacar algumas considerações sobre o

vínculo atribuído ao topo da estaca. Nesse modelo, tem-se que o deslocamento horizontal está restrito para atender à condição isostática e obtenção do momento máximo. O modelo não considera a resistência lateral do solo ao longo do comprimento da estaca, conforme indicado na descrição do método por Tschebotarioff (1972, apud VELLOSO; LOPES, 2010). Essas condições não retratam necessariamente o que ocorre em campo, mas são atendidas para a resolução do modelo simplificado e obtenção das solicitações máximas.

Figura 47 - Modelo Ftool da estaca pelo método de Tschebotarioff



Fonte: (elaborado pelo autor)

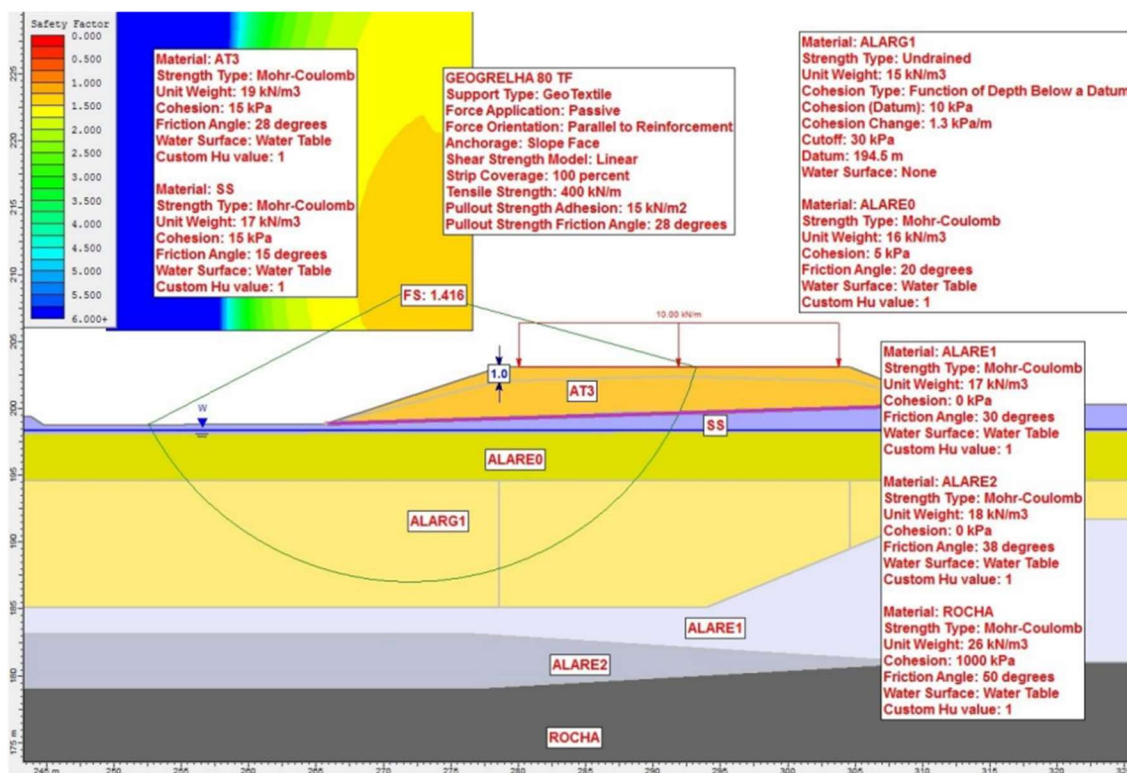
Dessa forma, tem-se que o momento máximo $M_{\text{máx}}$ atuante na estaca, calculado pelo método de Tschebotarioff é de $M_{\text{máx}}=1360,70\text{kN.m}$.

5.2.2 Aplicação do Método de De Beer e Wallays

Para a aplicação do método de De Beer e Wallays (1972, apud VELLOSO; LOPES, 2010), inicialmente foi necessário a verificação da estabilidade global do aterro, tendo em vista que segundo os autores, este método apresenta-se efetivo para aplicação em aterros com fator de segurança para estabilidade global, sem considerar a presença das estacas, acima de 1,6. No projeto de estabilidade dos aterros (Projetos Arteris), a projetista realizou análise de estabilidade

para a estaca EST 504+00 (transversal ao apoio AP3), de modo que se obteve $FS=1,42$ para o período construtivo, como pode-se observar na Figura 48.

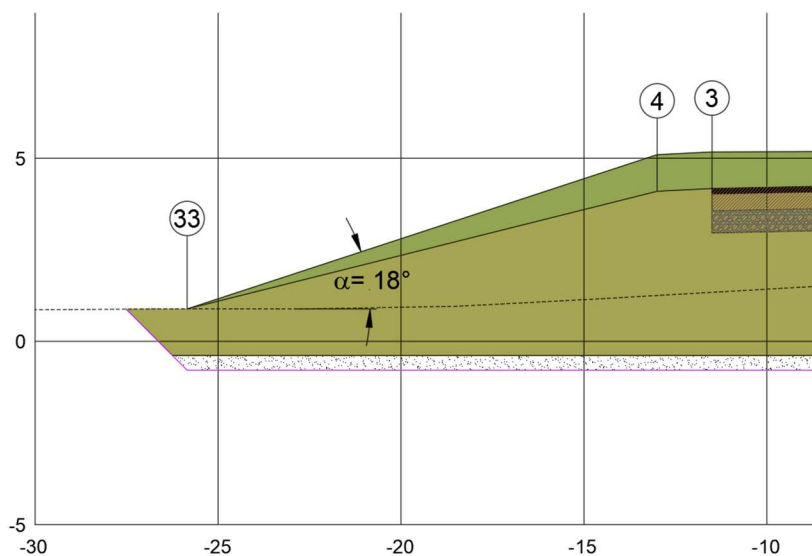
Figura 48 – Estabilidade global no período construtivo para EST 504+00



Fonte: Projetos Arteris

Neste caso, ainda é possível adotar o método, mas como referido anteriormente, deve-se considerar uma região de influência para cada estaca de três vezes o seu diâmetro (HANSEN, 1961 apud VELLOSO; LOPES, 2010).

Para a aplicação do método, não foi necessário o cálculo de H_f , tendo em vista que o aterro a ser executado possui peso específico igual a 18kN/m^3 , o mesmo considerado pelos autores na elaboração do método. Além disso, observa-se que para a obtenção do ângulo α_t a configuração do problema recai sobre o caso c) da Figura 28. A partir da nota de serviço da seção, é possível obter o ângulo $\alpha_t=18^\circ$, como pode-se ver na Figura 49. Para a argila mole considerou-se ângulo de atrito interno efetivo $\phi' = 0^\circ$. Dessa forma, obteve-se $ph=81,65\text{ kN/m}$ de pressão horizontal pelo método de De Beer e Wallays, como pode-se ver na Tabela 35.

Figura 49 – Obtenção do ângulo α – Método De Beer e Wallays

Fonte: adaptado de Projetos Arteris

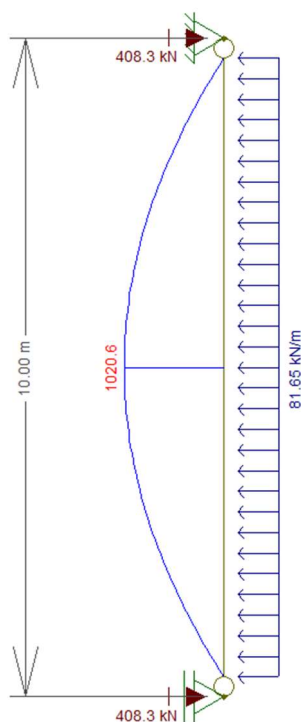
Tabela 35 – Cálculo da pressão horizontal pelo método de De Beer e Wallays

Método De Beer e Wallays				
α (°)	ϕ' (°)	f	γ aterro (kN/m ³)	h aterro (m)
18	0	0,20	18,0	4,2
ph*		15,12 kN/m ²		
ph		81,65 kN/m		

Fonte: (elaborado pelo autor)

Para obter o momento máximo no fuste em função da pressão horizontal, deve-se utilizar um modelo para o problema. Neste método, os autores indicam que o carregamento é retangular e que a estaca pode ser modelada como uma viga bi apoiada, em que seu comprimento se refere à espessura da camada compressível (nesse caso, igual a 10m). Dessa forma, modelou-se no Ftool, e obteve-se que $M_{m\acute{a}x} = 1020,6 \text{ kN.m}$, como pode ser visto na Figura 50.

Figura 50 - Modelo Ftool da estaca pelo método de De Beer e Wallays



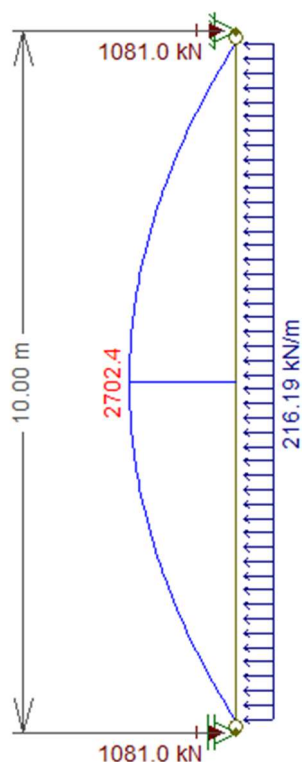
Fonte: (elaborado pelo autor)

5.2.3 Aplicação do método de Wenz

Para aplicação do método de Wenz, é necessário a estimativa da resistência não-drenada do solo mole (S_u). Como referido anteriormente, no Quadro 3 tem-se os parâmetros recomendados pela projetista para o solo compressível presente na região próxima à OAE. Nesse contexto, é recomendado a utilização de $S_u = 10\text{kPa}$ até 4m, e $S_u = 10 + 1,3 \cdot z$ a partir de 4m de profundidade. Dessa forma, obtém-se no centro da camada de solo mole, no local de implantação do AP3, solo mole com $S_u = 14,5\text{kPa}$, de modo que aplicando a equação 17, obtém-se **ph= 216,19kN/m**.

Análogo ao que foi feito para os métodos calculados anteriormente deve ser feito neste método, com a aplicação do carregamento em um modelo para a obtenção das solicitações. Para o método, considera-se o carregamento retangular, com apoios nas extremidades do solo mole, semelhante ao aplicado no método de De Beer e Wallays. A aplicação do modelo em Ftool, pode ser vista na Figura 51.

Figura 51 - Modelo Ftool da estaca pelo método de Wenz



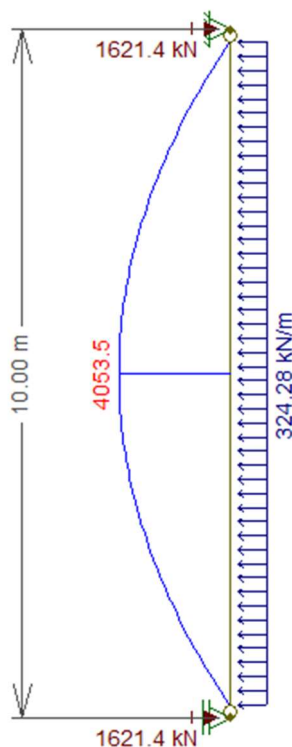
Fonte: (elaborado pelo autor)

Dessa forma, obteve-se $M_{\text{máx}} = 2702,4 \text{ kN.m}$.

Este método tem como diferencial a possibilidade de consideração do carregamento transversal sobre uma linha de estacas, como pode ser visto na Figura 29. Para isso, deve-se considerar a relação B/a , em que B é a largura da estaca e a é a distância entre eixos das estacas. Da Figura 41, tem-se que $a = 6,20\text{m}$ e $B = 1,80\text{m}$. Com isso, tem-se que a relação $B/a = 0,29$. Para a configuração de estacas do Tipo 1 (Figura 29), tem-se $\Psi = 1,5$. Com isso, considerando o efeito de grupo das estacas $ph' = 324,28\text{kN/m}$.

Ao modelar no Ftool, tem-se um momento máximo atuante sobre o grupo de estacas de $M'_{\text{máx}} = 4053,5 \text{ kN.m}$.

Figura 52 - Modelo Ftool da estaca pelo método de Wenz, com efeito de grupo



Fonte: (elaborado pelo autor)

5.2.4 Aplicação de método em elementos finitos

Além dos métodos semiempíricos utilizados, as solicitações impostas pelo Efeito Tschebotarioff podem ser estimadas a partir de modelagem em elementos finitos. Para este fim, utilizou-se o Software Sigma/W (versão completa licenciada e fornecida pela Singe) que possui a capacidade de modelagem de problemas geotécnicos pelo método dos elementos finitos envolvendo a análise do comportamento estático tensão-deformação dos solos. O software permite a simulação do adensamento dos solos ao longo do tempo, com a realização de análise numérica considerando a Equação de Biot para o cálculo do equilíbrio dos elementos e do fluxo de água de maneira simultânea.

5.2.4.1 Definição dos parâmetros geotécnicos e estruturais

Para modelagem do problema, foi necessário a definição de uma série de propriedades geotécnicas das camadas de solo da região, bem como as propriedades referentes à geogrelha basal do aterro e propriedades da estaca.

a) Propriedades dos solos

Na aplicação do método de elementos finitos, o comportamento dos materiais é definido através de modelos constitutivos. Cada modelo constitutivo considera propriedades específicas para a análise numérica, a depender de que comportamento se quer simular. Entre os modelos constitutivos mais completos, o manual do software Sigma/W (SEEQUENT, 2022) cita o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb e o modelo de Cam-Clay Modificado (para argilas moles normalmente adensadas). Segundo Marcelino (2022), o modelo Cam-Clay modificado é um modelo de endurecimento (*hardening*) utilizado para descrever o comportamento de solos argilosos. O autor indica ainda que “essa formulação contempla o estado crítico dos materiais, que é a condição na qual o material apresenta deformações sem apresentar variações volumétricas”.

Dessa forma, utilizou-se esses dois modelos para representar o comportamento dos solos na análise, onde a argila mole foi representada pelo modelo Cam-Clay-Modificado e os demais materiais foram modelados com o modelo de Mohr-Coulomb.

As propriedades dos materiais foram definidas com base nos ensaios realizados nas ilhas de investigação, em valores recomendados pela projetista (como os apresentados no Quadro 3) e através de correlações semiempíricas com base no N_{SPT} obtido nas sondagens. Na Tabela 36, tem-se os parâmetros adotados para os materiais nas análises.

Tabela 36 – Memorial de parâmetros utilizados nos materiais para análise pelo MEF

MEMORIAL DE PARÂMETROS - MATERIAIS												
Material	Modelo	e0	γ (kn/m ³)	OCR	Ch (cm ² /s)	Cc	Cr	E-efetivo (kPa)	ν'	ϕ' (°)	c' (kPa)	Condu. X-Saturada (cm/s)
Argila mole	Cam Clay Modificado	1,8	14	1,5	1,0E-03	0,93	0,09	-	0,4	20	-	1,50E-07
Argila mole c/ greodrenos	Cam Clay Modificado	1,8	14	1,5	1,0E-03	0,93	0,09	-	0,4	20	-	2,00E-06
Aterro argilo-siltoso mole	Mohr-Coulomb	1,0	15	-	-	-	-	4.500	0,3	23	5	1,00E-04
Aterro compactado	Mohr-Coulomb	0,7	18	-	-	-	-	15.000	0,3	25	10	1,00E-04
Areia fofa	Mohr-Coulomb	0,9	16	-	-	-	-	5.000	0,3	25	0	1,00E-02
Areia pouco compacta	Mohr-Coulomb	0,8	18	-	-	-	-	24.500	0,3	30	0	1,00E-02
Areia medianamente compacta	Mohr-Coulomb	0,7	18	-	-	-	-	59.500	0,3	30	0	1,00E-02
Areia muito compacta	Mohr-Coulomb	0,6	19	-	-	-	-	200.000	0,3	35	10	1,00E-03
LEGENDA												
Ensaios de laboratório e de CPTu realizados nas ilhas de investigação												
Correlações com SPT												
Valores típicos												
Valor equivalente para adensamento 95% em 9 meses												

Fonte: (elaborado pelo autor)

A maior abrangência de ensaios foi realizada para a argila mole da região, de modo que as propriedades dos demais solos tiveram de ser obtidas a partir de correlações e valores típicos. Nesse contexto, cabe destacar algumas considerações sobre a definição dos parâmetros:

- Para a definição do Índice de vazios inicial (e_0) dos solos, utilizou-se valores entre o intervalo de 0,5 e 1,5 indicado como referência por Pinto (2006). Adotando-se valores intermediários dentro desse intervalo, com variação em função do nível de compactação dos solos (e_0 mais alto para solos fofos e mais baixo quanto mais compacto o solo).
- O peso específico dos solos foi definido com referência nas correlações com o N_{SPT} propostas por Godoy (1972 apud CINTRA; AOKI; ALBIERO, 2011), mencionadas na Tabela 21 e na Tabela 22.
- O módulo de elasticidade dos solos foi definido com referência nas correlações com o N_{SPT} abordadas por Teixeira e Godoy (1996, apud COSTA, 2021) (dado pela equação 22, Tabela 30 e Tabela 31) e com base nas correlações de Clayton (1986, apud SCHNAID, 2012), mencionadas na Tabela 32.
- O ângulo de atrito para solos friccionais foi estimado com base na equação de Teixeira (1996, apud Cintra et. al, 2011), indicada abaixo e em valores típicos adotados pela projetista:

$$\phi' = \sqrt{20 \cdot N_{SPT}} + 15^\circ \quad (23)$$

Com relação ao ângulo de atrito dos materiais modelados pelo Cam-Clay Modificado, o manual do Sigma (SEEUQUENT, 2022) indica que este se refere ao ângulo de atrito para o estado crítico do solo. Marcelino (2022) indica que o estado crítico dos solos se refere à condição em que o material apresenta deformações sem apresentar variações volumétricas. Dessa forma, o ângulo de atrito no estado crítico para a argila mole foi adotado com base nos valores típicos referenciados na Tabela 37.

Tabela 37 – Valores típicos de ângulo de atrito no estado crítico (ϕ'_{ec}) e de pico (ϕ'_p)

Tipo de solo	ϕ'_{ec}	ϕ'_p
Pedregulho	30° a 35°	30° a 50°
Mistura de pedregulho e areia	28° a 33°	30° a 40°
com solos de granulometria fina		
Areia	27° a 37°	32° a 50°
Silte ou Areia siltosa	24° a 32°	27° a 35°
Argilas	15° a 30°	20° a 30°

Fonte: (BUDHU, 2013 apud MARCELINO, 2022)

- Para a estimativa da permeabilidade dos solos, utilizou-se a Tabela 2 de Pinto (2006), a qual traz valores típicos deste coeficiente para solos sedimentares.

- Para a determinação do coeficiente de Poisson (ν') drenado dos solos utilizou-se valores típicos de referência indicados por Budhu (2013, apud MARCELINO, 2022). A Tabela 38 traz a faixa de valores típicos em função do tipo do solo.

Tabela 38 – Valores típicos de coeficiente de Poisson drenado (ν')

Tipo de Solo	Descrição	ν'
Argila	Mole	0,35-0,40
	Média	0,30-0,35
	Rija	0,20-0,30
Areia	Fofa	0,15-0,25
	Média	0,25-0,30
	Compacta	0,25-0,35

Fonte: (BUDHU, 2013 apud MARCELINO, 2022)

Vale ressaltar que o material “Argila mole com geodrenos” tem o objetivo de simular o comportamento da argila com a implementação dos geodrenos, a partir da adoção das mesmas propriedades adotadas para o material “Argila” com exceção do coeficiente de permeabilidade horizontal. O valor deste coeficiente foi definido a partir da iteração em análise no Sigma/W visando a ocorrência de 95% do adensamento primário em um período de 9 meses, conforme preconizado em projeto. Este material foi considerado somente sob os aterros, onde há a aplicação de geodrenos.

b) Propriedades da estaca

Na modelagem em elementos finitos no Sigma/W, a estaca foi definida como um “Elemento de Viga”. Esse tipo de elemento tem como propriedades: o módulo de elasticidade do material, a área da seção, o momento de inércia da seção e o espaçamento. O espaçamento se refere à distância entre estacas para “fora do plano” da análise bidimensional, este valor indica a continuidade do elemento modelado para fora do plano 2D, para fins de análise. Portanto, entende-se que o espaçamento deveria ser adotado de valor igual a 3 vezes a largura da estaca, tendo em vista que este seria o valor máximo de largura de solo que tende a concentrar pressões nas estacas em situação de carregamento lateral (HANSEN, 1961 apud VELLOSO; LOPES, 2010) (SCHMIEDEL, 1984 apud COSTA, 2021).

Dessa forma, tem-se como propriedades da estaca, o exposto na Tabela 39.

Tabela 39 – Propriedades da estaca para fins de modelagem em elementos finitos

E_c (MPa)	A (m ²)	I (m ⁴)	e_n (m)
27000	2,545	0,5153	5,4

Fonte: (elaborado pelo autor)

c) Propriedades da geogrelha

Para esta análise, a geogrelha basal tem a função de impedir o rompimento dos taludes do aterro, tendo em vista que isto poderia gerar deslocamentos excessivos que na prática (com a geogrelha) não ocorrem. A geogrelha é aplicada também como um “elemento de viga” no software, com as propriedades ajustadas em termos de seu comportamento.

A partir das propriedades de projeto, obtém-se os parâmetros de entrada para o Sigma/W, de modo que o momento de inércia (I) é nulo, o módulo de elasticidade (E) é considerado constante e a área (A) é compatível com o módulo de rigidez da geogrelha utilizada em projeto (J).

Na base do aterro foi projetada geogrelha com resistência unidirecional transversal de 800kN/m e deformação vertical máxima $\epsilon_a = 10\%$. A partir dessas informações, é possível estimar o módulo de rigidez da geogrelha (J). Tem-se que em 1m de geogrelha na direção longitudinal (para dentro do plano de análise), a resistência $T = 800\text{kN/m}^2$. Dessa forma, a partir da equação 24, obtém-se o módulo de rigidez (J) da geogrelha, em kN/m².

$$J = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon} = \frac{T}{\epsilon_a} \quad (24)$$

Parametrizou-se a resistência da geogrelha em função da área (A) atribuída nos parâmetros de simulação, mantendo constante o módulo de elasticidade (E), parâmetro de simulação, em $E = 1000\text{MPa}$, como pode-se ver a partir da equação 25.

$$E = \frac{J}{A} = 1000\text{MPa} \quad (25)$$

Dessa forma, obteve-se os parâmetros de simulação para a geogrelha, como pode-se observar na Tabela 40.

Tabela 40 – Parâmetros da geogrelha para análise em elementos finitos

Projeto			Parâmetros de simulação	
T (kN/m)	ϵ_a	J (MPa)	E (MPa)	A (m ²)
800	10%	8	1000	0,008

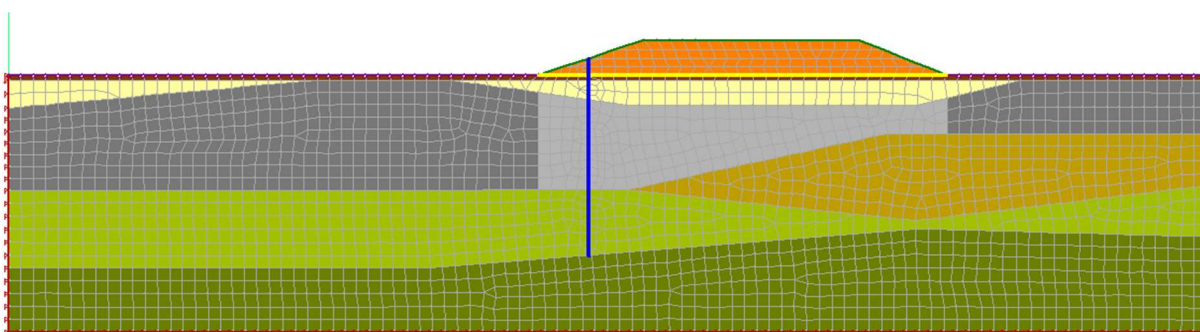
Fonte: (elaborado pelo autor)

Cabe destacar que os “parâmetros de simulação” não são necessariamente propriedades reais da geogrelha, mas representam o módulo de rigidez da geogrelha de projeto na análise em elementos finitos.

5.2.4.2 Elaboração do modelo

Para elaboração de modelo representativo do problema, foi considerado o perfil geológico longitudinal da OAE (Figura 35), junto da seção transversal do aterro viário (Figura 45) e da posição relativa das estacas em planta (Figura 39). Com isso, foi possível a definição de modelo bidimensional (2D) com a geometria adequada dos elementos, como pode-se observar na Figura 53. O modelo bidimensional adotado no software considera para as estimativas de tensão e deformação um comprimento unitário de 1m para “fora do plano” (SEEQUENT, 2022).

Figura 53 – Modelo 2D em elementos finitos elaborado no Sigma/W



Cor	Nome	Modelo de Material de Tensão	Índice de Vazios Inicial	Peso Específico (kN/m³)	OCR	Módulo-E Efetivo (kPa)	Coefficiente de Poisson'	Coesão Efetiva (kPa)	Ângulo de Atrito Efetivo (°)	Kx Sat. (cm/seg)
Amarelo claro	Areia fofa	Mohr-Coulomb	0,8	16		5.000	0,3	0	25	0,01
Verde claro	Areia medianamente compacta	Mohr-Coulomb	0,7	18		59.500	0,3	0	30	0,01
Verde escuro	Areia muito compacta	Mohr-Coulomb	0,6	19		200.000	0,3	10	35	0,001
Amarelo escuro	Areia pouco compacta	Mohr-Coulomb	0,7	18		24.500	0,3	0	30	0,01
Cinza escuro	Argila mole	Cam Clay Modificado	1,8	14	1,5		0,4		20	1,5e-07
Cinza claro	Argila mole com geodrenos	Cam Clay Modificado	1,8	14	1,5		0,4		20	2e-06
Laranja	Aterro compactado	Mohr-Coulomb	0,7	18		15.000	0,3	10	25	0,0001
Marrom	Aterro mole	Mohr-Coulomb	1	15		4.500	0,3	5	23	0,0001

Fonte: (elaborado pelo autor)

5.2.4.3 Condições de contorno

Nas bordas do modelo, devem ser consideradas condições de contorno que permitam a simulação de continuidade do modelo. Elas se referem a apoios com impedimento de deslocamento X (Fixed X) nas laterais e XY (Fixed XY) na base. Além disso, nas bordas é considerada condição de contorno hidráulica que permita a continuidade do modelo com relação às pressões de água existentes. No terreno, é considerada condição de contorno hidráulica que simule a condição de pressão de água nula.

No modelo em elementos finitos é possível considerar diferentes condições de contorno para o topo da estaca. Além das consideradas anteriormente nos modelos em Ftool, é possível simular o deslocamento horizontal do topo, visto que agora tem-se a presença do solo ao longo de todo o fuste da estaca, com capacidade de resistir aos esforços atuantes. Dessa forma, tem-se 4 condições possíveis para o topo da estaca:

- 1) Topo engastado (restrito ao giro e deslocamento horizontal);
- 2) Topo apoiado (restrito apenas ao deslocamento horizontal);
- 3) Topo rotulado (restrito apenas ao giro);
- 4) Topo livre (sem imposição de restrições);

Para o caso estudado entende-se que a condição de topo que melhor se aplica é a condição número 4, sem imposição de restrições ao topo da estaca, com ela livre com relação aos deslocamentos horizontais ou giro e foi essa condição adotada no modelo.

5.2.4.4 Definição das análises

Para a simulação numérica no Sigma/W é necessário inicialmente executar uma análise do tipo “tensões in situ”. Essa análise é utilizada para estabelecer as tensões iniciais (geostáticas), para que depois seja prosseguido com as análises de adensamento. Nesse cenário, as tensões iniciais verticais são definidas a partir do peso próprio do material com base na geometria do modelo e na força gravitacional.

Em seguida prosseguiu-se com as análises de adensamento. Estas análises consideram a ocorrência simultânea da relação tensão-deformação e da dissipação do excesso de propressões nos solos, gerados pelo carregamento. Nas análises de adensamento é possível configurar as análises em diversas etapas, em períodos (dias transcorridos) personalizados, de modo que nas análises foram considerados dois cenários distintos:

- Cenário 1: Execução das estacas antes do aterro

- Cenário 2: Execução das estacas após aterro atingir $U=95\%$

O cenário 1 corresponde ao cenário de estudo no qual este trabalho se objetiva a verificar. Este cenário tem a característica de que os esforços ocasionados pelo adensamento do aterro serão transmitidos à estaca desde o princípio do adensamento, de modo que são esperados os maiores momentos e deslocamentos. Já o cenário 2 corresponde ao cenário do projeto original, com a implantação das estacas somente após estabilização de 95% do adensamento primário ocorrido pelo aterro, sendo simulado apenas para verificação.

5.2.4.5 Resultados das análises

Os resultados das análises correspondem ao que se imaginava anteriormente, tendo sido obtidos momentos e deslocamento horizontais de grande magnitude no cenário 1 e solicitações mais amenas na estaca no cenário 2.

Importante ressaltar que as solicitações obtidas do Sigma 2D são por metro linear, devendo-se ajustar as solicitações finais de acordo com a geometria do elemento. De acordo com Schmiedel (1984, apud COSTA, 2021) e Hansen (1961, apud VELLOSO; LOPES, 2010), ao ser submetida a um carregamento lateral a estaca tende a concentrar pressões ao seu redor. Os autores indicam que a largura máxima em que isso ocorre é na ordem de três diâmetros (ou larguras) da estaca. Nesse sentido, para a obtenção das solicitações finais, as solicitações obtidas pelo software devem ser multiplicadas por três vezes o diâmetro da estaca. A Tabela 41 traz um resumo das solicitações máximas obtidas já multiplicadas por 3 diâmetros.

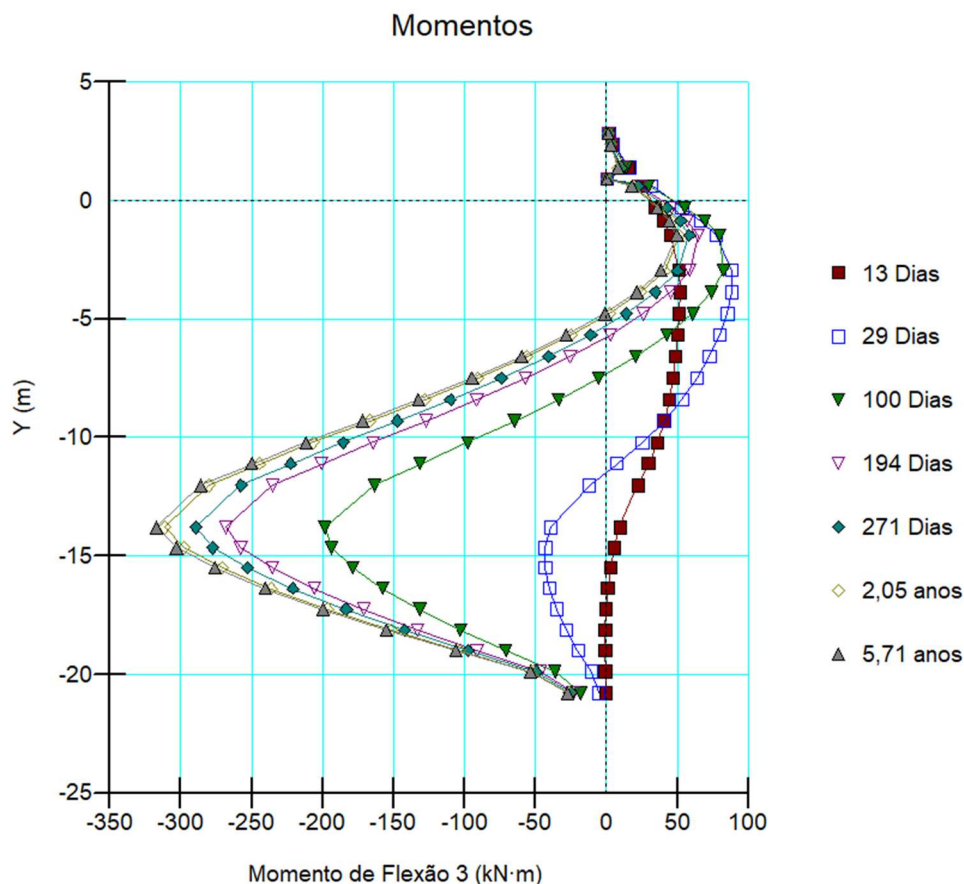
Tabela 41 – Resumo das solicitações obtidas nas análises pelo MEF

Cenários	Momento máximo (kN.m)	Cortante máximo (kN)	Força Axial (kN)	Deslocamento Horizontal máximo (cm)
Cenário 1	-1712,9	-331,6	358,0	-5,1
Cenário 2	-195,5	41,0	119,9	-0,3

Fonte: (elaborado pelo autor)

Na Figura 54, tem-se o diagrama de momentos obtido na análise do cenário 1.

Figura 54 – Diagrama de momentos ao longo do eixo da estaca – Cenário 1

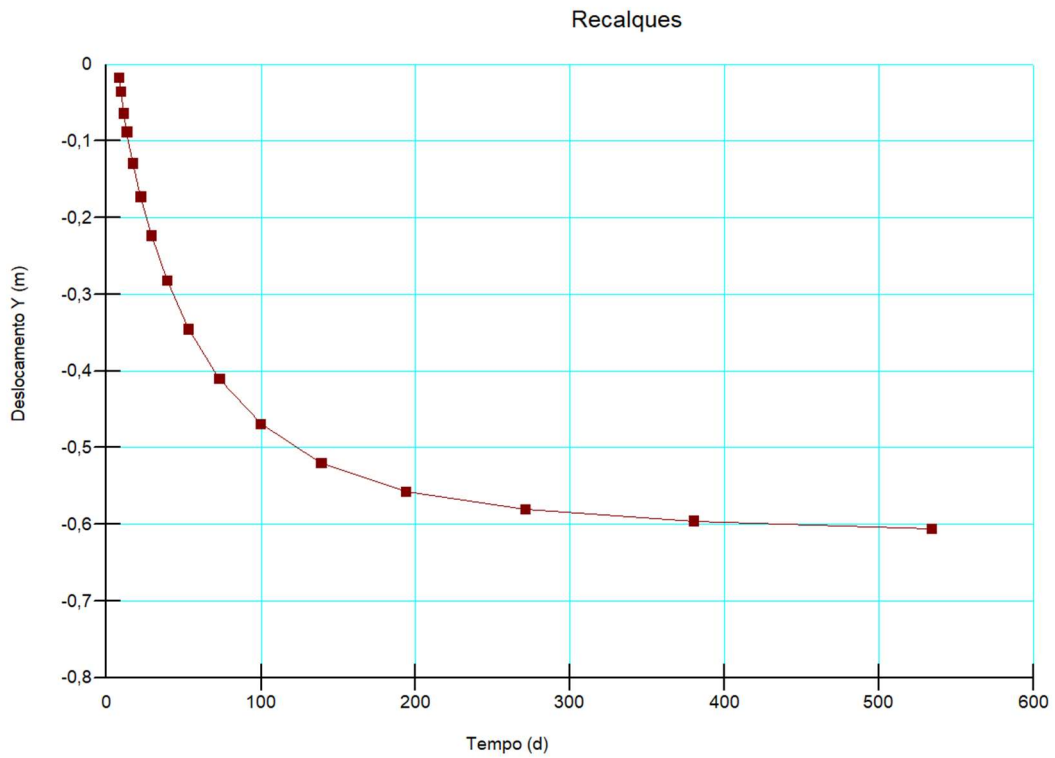


Fonte: (elaborado pelo autor)

Do gráfico é possível verificar que a maior parte do momento atuante na estaca cresce até o tempo de 271 dias, tendo pouco aumento de momentos após esse período, mesmo passado período superior a 5 anos. Nesse sentido, ressalta-se que esse período corresponde aproximadamente a 95% do adensamento primário, de modo que é possível visualizar a correlação entre o crescimento dos momentos na estaca e o adensamento do solo, conforme estimado. Na Figura 55 é possível visualizar o desenvolvimento dos recalques do aterro ao longo desse período. Nota-se que após entorno de 270 dias, os recalques já estavam com tendência de estabilidade.

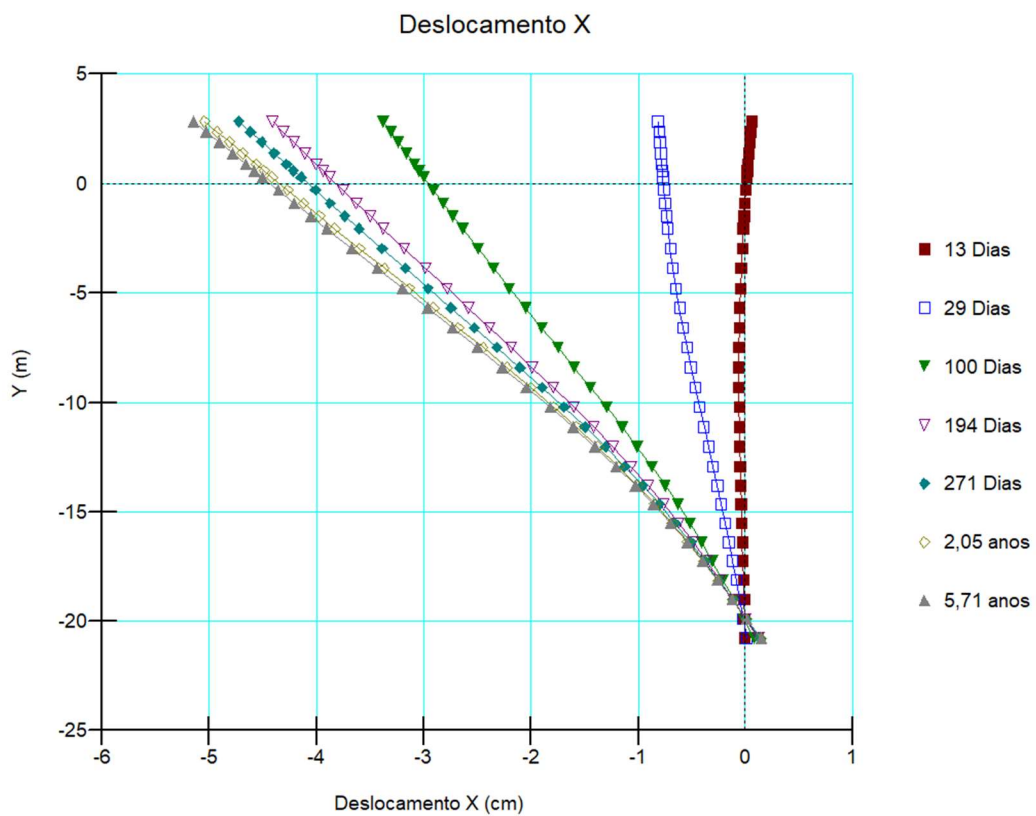
Na Figura 56, tem-se o gráfico de deslocamento horizontal da estaca ao longo de seu eixo vertical, com o tempo. Desse gráfico é possível perceber que os maiores deslocamentos também ocorrem até passado cerca de 270 dias. Após 95% do adensamento primário ocorrem ainda deslocamentos, mas com menor intensidade, de modo que estes se referem apenas às solicitações impostas pelo recalque residual (5% restante do adensamento primário).

Figura 55 – Gráfico de recalques ao longo do tempo ocorrido em um ponto no topo do aterro – Cenário 1



Fonte: (elaborado pelo autor)

Figura 56 – Gráfico de deslocamentos horizontais ao longo do eixo da estaca – Cenário 1



Fonte: (elaborado pelo autor)

6 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

6.1 ATRITO NEGATIVO

A partir da aplicação dos métodos estudados, foi possível obter diversos resultados para o valor do atrito negativo. Os valores do atrito negativo para os métodos estudados neste trabalho e o calculado pela projetista no projeto de fundações da OAE, estão indicados na Tabela 42.

Tabela 42 – Resumo dos resultados obtidos para o cálculo do atrito negativo nas estacas do AP3

Método	Atrito negativo (kN)
Método Simples	1061,1
Método de Endo et. al	560,9
Método Estático Aoki-Velloso (original)	326,6
Método Estático Aoki-Velloso (Laprovitera-Benegas)	476,7
Método Estático Aoki-Velloso (Monteiro)	504,3
Método Estático Décourt-Quaresma (recalculado)	1605,5
Método Estático Décourt-Quaresma*	1810,0

*Calculado pela projetista no projeto de fundações da OAE

Fonte: (elaborado pelo autor)

Conforme relatado por Oliveira (2000), em seu trabalho, houve também grande variação nos valores obtidos para o atrito negativo neste trabalho, com uma amplitude considerável entre os resultados obtidos, mesmo tendo sido relacionados apenas os métodos tidos como razoáveis pelo autor.

Nesse sentido, pode-se avaliar a dispersão entre os resultados a partir do cálculo da média aritmética e do desvio-padrão. Com os valores, é possível obter o intervalo-desvio, com base no desvio-padrão em que os valores foram encontrados, como pode-se ver na Tabela 43.

Tabela 43 – Dispersão entre os resultados do atrito negativo

Média (kN)	Desvio-padrão (kN)	Média + 1 desvio (kN)	Média - 1 desvio (kN)
755,9	485,5	1241,3	270,4

Fonte: (elaborado pelo autor)

Comparando os resultados individualmente com o intervalo entre desvios, tem-se que apenas os valores obtidos pelo Método Décourt-Quaresma estiveram fora do intervalo, tanto o calculado pela projetista quanto o recalculado neste trabalho, se mostrando um método mais conservador do que os demais. Na outra ponta, mas dentro do intervalo entre desvios, apresenta-se o Método Aoki-Velloso, sendo o método por onde foram obtidos os valores mais baixos.

Vale ressaltar a diferença obtida utilizando os métodos semiempíricos no Método Estático. A amplitude obtida calculando pelo método de Décourt-Quaresma e pelo método de Aoki-Velloso é bastante considerável, foram obtidos valores da ordem de 3 a 6 vezes maiores pelo método de Décourt-Quaresma. Dessa forma, entende-se como mais razoável a adoção do Método de Décourt-Quaresma quando utilizado o Método Estático, sendo este mais conservador no que se refere ao atrito negativo.

Com relação ao cálculo realizado pela projetista, verifica-se que foi utilizado o Método Estático com o método semiempírico de Décourt-Quaresma, resultando no maior valor entre as estimativas realizadas neste trabalho para a carga adicional imposta pelo atrito negativo. Dessa forma, entende-se que o dimensionamento realizado se mostra bastante conservador, não sendo observado problemas do ponto de vista de segurança das fundações projetadas originalmente.

A consideração integral do atrito negativo pela projetista, mesmo na situação do projeto original em que as fundações são executadas após o adensamento do aterro do Contorno traz margem para que as fundações suportem a carga adicional imposta pelo atrito negativo no caso de mudança na sequência executiva. Dessa forma, não existem objeções quanto à segurança das fundações do AP3 existente, independente da sequência executiva adotada no que diz respeito ao atrito negativo.

6.2 EFEITO TSCHEBOTARIOFF

Tem-se que as principais solicitações imposta às estacas pelo Efeito Tschebotarioff são os momentos, de modo que foi possível obter uma série de valores calculados pelos métodos semiempíricos e pelo método de elementos finitos. Dessa forma, tem-se na Tabela 44 um resumo dos momentos obtidos por cada um dos métodos abordados.

Tabela 44 - Resumo dos resultados obtidos para o cálculo do Efeito Tschebotarioff nas estacas do AP3

Método	Momento máximo (kN.m)
Método de Tschebotarioff	1360,7
Método de De Beer e Wallays	1020,6
Método de Wenz	2702,4
Método dos Elementos Finitos	1712,9

Fonte: (elaborado pelo autor)

A partir dos resultados obtidos verifica-se uma amplitude considerável entre o valor máximo obtido e valor mínimo. O máximo valor obtido foi pelo Método de Wenz para estacas isoladas. O momento máximo obtido por esse método parece destoar um pouco do que foi obtido no geral, tendo em vista que ficou aproximadamente 58% maior do que o segundo maior valor de momento, e 165% maior do que pelo método com menor momento obtido. Com relação aos métodos mais consagrados (Método de Tschebotarioff e Método de De Beer e Wallays) tem-se que os valores obtidos ficaram relativamente próximos e um tanto menores do que o valor obtido pelo Método dos Elementos Finitos.

Para uma síntese melhor dos resultados é possível calcular a média aritmética e o desvio-padrão, como pode-se ver na Tabela 45.

Tabela 45 – Dispersão entre os resultados do Efeito Tschebotarioff

Média (kN.m)	Desvio-padrão (kN.m)	Média + 1 desvio (kN.m)	Média - 1 desvio (kN.m)
1699,2	726,1	2425,3	973,0

Fonte: (elaborado pelo autor)

A média entre os valores obtidos ficou em torno de $M_{m\acute{a}x} = 1700\text{kN.m}$, praticamente o mesmo valor obtido pelo MEF.

Ao avaliar os métodos aplicados, cabe destacar que os métodos semiempíricos se mostram um tanto quanto simplificados, com a adoção de modelos bastante simples que podem não ser tão representativos da realidade. Nesse contexto, o MEF permite a consideração de um perfil de solo heterogêneo, com a definição de diferentes camadas, propriedades dos solos e a simulação de fato do processo de adensamento com a simulação do comportamento tensão-deformação dos solos em diferentes cenários. Dessa forma, entende-se como razoável a adoção do $M_{m\acute{a}x} = 1700\text{kN.m}$ para verificações estruturais.

Com as solicitações impostas pelo carregamento lateral induzido às estacas, é possível a verificação estrutural dos elementos de fundação, de modo a se concluir se as estacas possuem capacidade de resistir a essas solicitações ou se devem ser adotados artificios como o

redimensionamento da estaca ou a implantação de elementos de reforço das fundações para suportar as solicitações. A verificação estrutural dos elementos de fundação não entra no escopo deste trabalho, ficando este restrito ao comparativo entre os momentos máximos obtidos e o momento de projeto.

Da Tabela 18, tem-se que o momento $M_{sd,x}$ utilizado para o dimensionamento das estacas foi de $M_{sd,x} = 10260$ kN.m. Este valor corresponde ao momento longitudinal ao eixo da OAE, na mesma direção de atuação do momento induzido pelo Efeito Tschebotarioff (sentido transversal ao Contorno Viário).

A NBR 6122 (ABNT, 2022b) indica que o coeficiente de ponderação das ações (γ_f) a ser adotado para todos os tipos de estacas moldadas *in loco* é $\gamma_f = 1,4$. Dessa forma, para fins de comparação com o momento de projeto, majora-se o momento máximo obtido anteriormente, onde tem-se que $M_{d,máx} = 2380$ kN.m. Esse momento corresponde a cerca de 23% da resistência de projeto considerada para a estaca. Percentual relevante para um carregamento adicional caso não tenha sido considerado em projeto.

Do cenário 2 das análises pelo MEF, tem-se que ao aguardar 95% do adensamento primário, o $M_{máx} = 195,5$ kN.m e $M_{d,máx} = 273,7$ kN.m. Este último valor corresponde a aproximadamente 2,7% do momento de projeto $M_{sd,x}$. Valor de relevância bastante baixa comparado com o total projetado para a estaca. Ao comparar o valor dos momentos entre si, tem-se que o momento máximo obtido no cenário 2 é cerca de apenas 11% do valor obtido para o cenário 1.

Portanto, verifica-se o alívio expressivo que se tem nos momentos das estacas ao aguardar o adensamento dos solos adjacentes para sua execução, de modo que estes ganhos correspondem, neste caso, a cerca de 20% do momento resistente de projeto.

6.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com este trabalho foi possível entender sobre a ocorrência dos fenômenos adversos causados pelo adensamento de solos moles na adjacência de fundações profundas. Partindo desde a conceituação dos fenômenos até à aplicação de métodos de cálculo para a estimativa das solicitações adicionais impostas nas fundações de um estudo de caso. Com o estudo, foram estimados valores para as solicitações que podem ser adicionados aos cálculos estruturais para a verificação das estacas, ficando esta verificação como sugestão para trabalhos futuros.

A utilização de diversos métodos para a estimativa do atrito negativo e do Efeito Tschebotarioff permitiu a medição dos efeitos causados pelo adensamento dos solos moles em uma OAE do Contorno Viário de Florianópolis/SC, onde verificou-se que a antecipação da execução das fundações desta OAE geraria esforços adicionais significativos nas estacas. Ao executar as estacas com antecedência, tem-se a ocorrência de atrito negativo com maior intensidade, que na estimativa mais conservadora (realizada pela projetista das fundações), poderia chegar à ordem de 1810kN. A respeito do Efeito Tschebotarioff, verificou-se um momento adicional de cerca de 1700 kN.m com a execução antecipada das estacas.

Portanto, verifica-se que a mudança na sequência executiva de fundações sobre solos moles deve ser avaliada com cuidado, pois são consideráveis os esforços adicionais gerados pelos efeitos adversos do atrito negativo e do Efeito Tschebotarioff com o adensamento dos solos ao redor de fundações profundas.

Nesse sentido, a viabilidade técnica da mudança na sequência executiva das fundações passa pela avaliação estrutural da projetista das fundações considerando as solicitações adicionais impostas pelos efeitos adversos do adensamento dos solos moles. A partir desta verificação, pode-se concluir se as fundações, projetadas do jeito que estão, possuem capacidade para suportar as cargas estruturais consideradas inicialmente somadas às solicitações adicionais impostas pelos efeitos. Caso negativo, poderia ser avaliado a possibilidade de dimensionamento de reforços estruturais nas estacas, ou então o aumento da geometria das fundações para resistir aos esforços de compressão pela carga adicional do atrito negativo, ou então a adição de armadura longitudinal nas estacas, tendo em vista a resistência ao momento fletor adicional causado pelo Efeito Tschebotarioff.

Com relação aos métodos utilizados para verificação obteve-se que mesmo utilizando os métodos mais consagrados pela bibliografia para a estimativa do atrito negativo foram obtidos valores bastante distintos, inclusive utilizando métodos semiempíricos diferentes na mesma metodologia (Método Estático). Dessa forma, ao utilizar o Método Estático, recomenda-se a utilização do Método Décourt-Quaresma para o cálculo, tendo em vista que este se mostrou mais conservador, enquanto o Método Aoki-Velloso se mostrou mais arrojado para a estimativa do atrito negativo, inclusive quando comparado com os demais métodos para a estimativa do atrito negativo.

Com relação ao projeto existente, entende-se como correto o dimensionamento realizado pela projetista com relação ao atrito negativo, pois entre os métodos testados neste trabalho, o utilizado pela projetista (Décourt-Quaresma) se mostrou o mais conservador. Além

disso, a projetista já havia considerado o atrito negativo mesmo com a execução das fundações somente após o adensamento do aterro do Contorno Viário, então com relação ao atrito negativo não foram observados problemas com relação à antecipação executiva das fundações.

Com relação aos métodos para a estimativa dos momentos adicionais impostos pelo Efeito Tschebotarioff, tem-se que a modelagem por elementos finitos se mostra muito mais completa do que os métodos mais tradicionais para a simulação do caso estudado, pois com ela é possível considerar uma amplitude maior de informações sobre o problema e simular de fato o adensamento do solo. Os métodos semiempíricos se limitam à consideração apenas de variáveis quanto ao carregamento do solo e algumas propriedades básicas do solo.

A vantagem do MEF sobre os métodos semiempíricos se apresenta também com relação aos resultados obtidos, tendo em vista que com este método é possível obter uma amplitude maior dos esforços atuantes na fundação, além de obter uma estimativa do deslocamento horizontal que ela poderá sofrer. Os métodos semiempíricos se limitam à obtenção do momento máximo atuante na fundação. Contudo, os métodos semiempíricos apresentaram momentos com magnitude próxima ao estimado pelo MEF, sendo relevante a consideração destes métodos para esta estimativa do momento máximo, principalmente em função de sua praticidade e fácil aplicação.

Através do MEF, verificou-se ainda que os momentos e solicitações adicionais impostas às estacas estão intimamente relacionadas com o adensamento dos solos. A partir da análise gráfica das solicitações com o tempo de adensamento fornecido pelo software Sigma/W, verificou-se que após ocorrido 95% do adensamento primário houve pouquíssimo acréscimo de momentos no fuste das estacas, evidenciando a relação entre causa e efeito estimada nos estudos iniciais.

Adicionalmente, poderia ser feita a instrumentação das estacas em campo para medir os efeitos adicionais causados pela mudança na sequência executiva. A instalação de inclinômetros e *strain gauges*, bem como a realização de provas de carga, poderia ser útil para a verificação real das solicitações adicionais impostas nas estacas. Isto poderia ser feito não só nas estacas do AP3 como em todas as fundações da OAE, tendo em vista que estas também estariam sujeitas aos efeitos adversos, mas em menor magnitude, tendo em vista a ocorrência de camadas menos espessas de solo mole e distância maior para os aterros do Contorno Viário.

REFERÊNCIAS

ABNT. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014.

ABNT. **NBR 6502**: Solos e rochas – Terminologia. Rio de Janeiro: ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2022a.

ABNT. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2022b.

ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

AMORIM, D. L. N. F.; BARBOZA, A. S. R.; BARBIRATO, J. C. C. Análise do comportamento de sistemas estruturais de pontes em vigas utilizando a técnica de analogia de grelha aplicada ao tabuleiro associada a um modelo de pórtico. **Mecânica Computacional**, Buenos Aires, Vol XXIX, p. 133-157, nov. 2010.

ARTERIS. **Site**. 2023. Disponível em: <<https://www.arteris.com.br/>>. Acesso em 26 jul. 2023.

AZEVEDO, R. S. **Evolução do atrito negativo no tempo**: estudo de um caso de estaca metálica em argila muito compressível. Dissertação de mestrado. Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ). 132 páginas. 2017.

BRASIL FERROVIÁRIO. **Trilho**. Disponível em: <<https://www.brasilferroviario.com.br/trilho/>>. Acesso em 25 ago. 2023.

BRIAUD, J. L. Bitumen Selection for Reduction of Downdrag on Piles. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, n. 123, p. 1127-1134, dez. 1997.

CAMPOS, J. C. **Elementos de Fundações em Concreto**. São Paulo: Oficina de Textos, 2022.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.

CONTORNO VIÁRIO DE FLORIANÓPOLIS. **A Obra**. 2023. Disponível em: <<https://www.contornodeflorianopolis.com.br/a-obra/>>. Acesso em 26 jul. 2023.

COSTA, M. M. C. **Modelação de Fundações Profundas Sob Solicitação Horizontal Devida a Deslocamento do Terreno**. Dissertação de mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP). 2021.

DAS, B. M. **Princípios de engenharia de fundações**. São Paulo: Cengage Learning, 2016.

DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. São Paulo: Cengage, 2019.

DNER. **Manual de projeto de obras-de-arte especiais**. Rio de Janeiro, 1996.

DNIT. **ISF-216**: Projeto de Obras de arte especiais. Brasil, 2015.

DNIT. **Norma DNIT 381/2022 – PRO**: Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias – Procedimento. Brasília, 2022.

ÉPOCA NEGÓCIOS. **Famoso arquiteto italiano ensina a construir o castelo de areia perfeito**. 2015. Disponível em <<https://epocanegocios.globo.com/Informacao/Acao/noticia/2015/07/famoso-arquiteto-italiano-ensina-construir-o-castelo-de-areia-perfeito.html>>. Acesso em: 25 ago. 2023.

GIL, A. C. **Como elaborar projetos de pesquisa**. São Paulo: Atlas, 2002.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Fundações de pontes: hidráulica e geotécnica**. Recife: Editora Universitária da UFPE, 2003.

MARCELINO, L. E. M. **Efeito de Tschebotarioff em estacas**: comparação entre dados de instrumentação e resultados de modelagem numérica e de métodos semiempíricos. Dissertação de mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP). 2022.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

NARESI JÚNIOR, L. A.; SILVA, A. G. **Manual de Especificações de Sondagem a Percussão e Procedimentos**. 2015.

OLIVEIRA, J. F. P. **Estudo Numérico do Atrito Negativo em Estacas com Auxílio de Modelagem Numérica**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ). 2000.

ONTL. **Mapas**. 2018. Disponível em: <<https://ontl2.epl.gov.br/mapas>>. Acesso em 25 ago. 2023.

PAGNUSSATTI, H.; SANTOS, A. A. **Análise comparativa dos métodos de estimativa de capacidade de carga de fundações profundas – estudo de caso**. Trabalho de conclusão de curso. Universidade do Extremo Sul Catarinense (UNESC). 16 páginas. 2011.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PROJETOS ARTERIS. Acesso restrito. Projetos cedidos pela concessionária para desenvolvimento do estudo. 2023.

ROCHA, C. F. **O Transporte de Cargas no Brasil e sua importância para a economia**. Trabalho de conclusão de curso. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul (UNIJUI). 71 páginas. 2015.

SCHMIDT, E. L. **O Sistema de Transporte de Cargas no Brasil e sua influência sobre a economia**. Trabalho de conclusão de curso. Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). 87 páginas. 2011

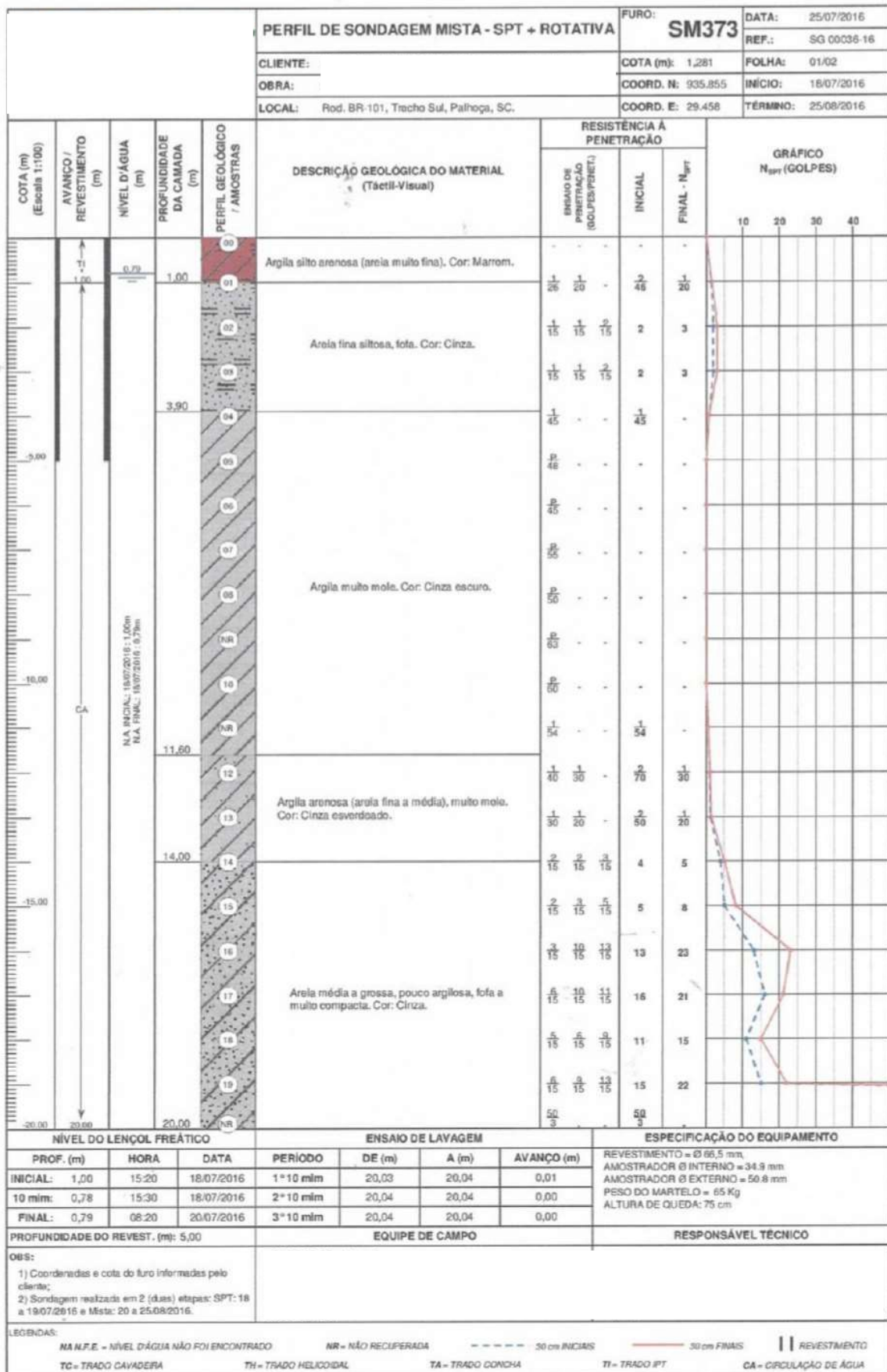
SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SEEQUENT. GeoStudio-Sigma. **Stress-Strain Modeling with GeoStudio**. Seequent Limited, The Bentley Subsurface Company. 2022.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações, volume 2: fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VELLOSO, D. A.; MELLO, L. G.; BILFINGER, W. Piles subjected to horizontal loads due to asymmetrical surcharges on the surface: a review of design methods. **ISSMGE**, p. 1035-1038, 2001.

ANEXO A – Sondagem Mista SM-373



PERFIL DE SONDAGEM MISTA - SPT + ROTATIVA						FURO: SM373	DATA: 25/07/2016			
CLIENTE:						COTA (m): 1,281	REF.: SG 00036-16			
OBRA:						COORD. N: 935.855	FOLHA: 02/02			
LOCAL: Rod. BR-101, Trecho Sul, Palhoça, SC.						COORD. E: 29.458	INÍCIO: 18/07/2016			
							TÉRMINO: 25/08/2016			
COTA (m) (Escala 1:100)	AVANÇO / REVESTIMENTO (m)	NÍVEL D'ÁGUA (m)	PROFUNDIDADE DA CAMADA DA AMPLADA (m)	PERFIL GEOLÓGICO / AMOSTRAS	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO MATERIAL (Táctil-Visual)	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO			GRÁFICO N _{SPT} (GOLPES)	
						BRANCO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/CM)	INICIAL	FINAL - N _{SPT}		
20,04	CA		20,04	NR	Areia média a grossa, pouco argilosa, tofa a muito compacta. Cor: Cinza.	50	45		10 20 30 40	
					IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO DE LAVAGEM					
					NOTA: Furo paralisado conforme descrito no item 6.4.3.3 da norma NBR 484:2001 - Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT.					
NÍVEL DO LENÇOL FREÁTICO			ENSAIO DE LAVAGEM			ESPECIFICAÇÃO DO EQUIPAMENTO				
PROF. (m)	HORA	DATA	PERÍODO	DE (m)	A (m)	AVANÇO (m)	REVESTIMENTO = Ø 66,5 mm AMOSTRADOR Ø INTERNO = 34,9 mm AMOSTRADOR Ø EXTERNO = 50,8 mm PESO DO MARTELO = 65 Kg ALTURA DE QUEDA: 75 cm			
INICIAL: 1,00	15:20	18/07/2016	1º 10 mm	20,03	20,04	0,01				
10 mm: 0,78	15:30	18/07/2016	2º 10 mm	20,04	20,04	0,00				
FINAL: 0,79	08:20	20/07/2016	3º 10 mm	20,04	20,04	0,00				
PROFUNDIDADE DO REVEST. (m): 5,00			EQUIPE DE CAMPO			RESPONSÁVEL TÉCNICO				
OBS:										
1) Coordenadas e cota do furo informadas pelo cliente; 2) Sondagem realizada em 2 (duas) etapas: SPT: 18 a 19.07.2016 e Mista: 20 a 25.08.2016.										
LEENDAS:										
NA N.F.E. = NÍVEL D'ÁGUA NÃO FOI ENCONTRADO			NR = NÃO RECUPERADA		- - - - - 30 cm INÍCIAS		- - - - - 30 cm FINAS		REVESTIMENTO	
TC = TRADO CAVEREIRA			TH = TRADO HELICOIDAL		TA = TRADO CONCHA		TI = TRADO IPT		CA = CIRCULAÇÃO DE ÁGUA	

				PERFIL DE SONDAGEM MISTA (PERCUSSÃO E ROTATIVA)			FURO: SM373	DATA: 02/09/2016									
				CIENTE:			COTA (m): 1,281	REF.: SG 00039/16									
				OBRA:			COORD. N: 935,855	FOLHA: 02 / 02									
				LOCAL: Rod. BR-101, Tracço Sul, Patfoça, SC.			COORD. E: 29,458	INÍCIO: 18/07/2016									
							COORD. E: 29,458	TÉRMINO: 25/08/2016									
COTA (m) (Escala 1:100)	AVANÇO / REVESTIMENTO (m)	NÍVEL D'ÁGUA (m)	PROFUNDIDADES CAMADA e MANOBRAS (m)	PERFIL GEOLOGICO / AMOSTRAS	DESCRIÇÃO GEOLOGICA DO MATERIAL (Táctil-Visual)	RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO			SOLO - N ₆₀ (GOLPES)				ROD (%)	GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO		
						ENSAIO DE PENETRAÇÃO (GOLPES/30cm)	INICIAL	FINAL - N ₆₀ T	10	20	30	40					
									ROCHA - % DE RECUPERAÇÃO								
									20	40	60	80					
			20,29	+	Avanço por lavagem direta (Ver SP373)												
			21,60	+										98%	87%	A1	F3
			22,29	+										95%	87%	A1	F2
			23,89	+										91%	77%	A1	F3
			25,09	+										98%	98%	A1	F1
			25,44	+	Granito com granulometria muito grossa, leucógranular com predomínio de fencristais de plagioclásios brancos, quartzo, pouca biotita, e secundariamente feldspatos alcalinos róseos, em alteração, sã, pouco fraturada a muito fraturada - fraturas inclinadas, muito coerente. Cor: Branco acinzentado mosqueado.									94%	91%	A1	F1
			26,80	+										99%	95%	A1	F2
			27,95	+										99%	78%	A1	F2
			29,15	+										96%	96%	A1	F1
			29,91	+										95%	50%	A1	F3
			30,51	+										95%	92%	A1	F2
					LIMITE DE SONDAGEM A PEDIDO DO CLIENTE.												
NÍVEL DO LENÇOL FREÁTICO				ENSAIO DE LAVAGEM			ESPECIFICAÇÃO DO EQUIPAMENTO										
PROFUNDIDADE	HORA	DATA	PERÍODO	DE (m)	A (m)	AVANÇO (m)	Martelo = 65 kg Altura de queda = 75 cm Amostrador = Raymond Lavradores = LV Barrilete = NW (Duplo) e BW (Duplo)										
INICIAL: 1,00	15:20	18/07/2016	1° 10 min														
10 min: 0,78	15:50	18/07/2016	2° 10 min														
FINAL: 0,74	9:10	31/08/2016	3° 10 min														
PROFUNDIDADE DO REVESTIMENTO (m): 20,35				EQUIPE DE CAMPO			RESPONSÁVEL TÉCNICO										
OBS: 1) Coordenadas e cota do furo informadas pelo cliente; 2) Sondagem realizada em 2 (duas) etapas: SPT: 18 a 19/07/2016 e Mista: 20 a 25/08/2016.																	
LEGENDAS:				GRAU DE COERÊNCIA			CARACTERÍSTICAS DAS FRATURAS			ROD - ÍNDICE DE QUALIDADE DA ROCHA			TC - TRADO CAVADEIRA				
GRAU DE ALTERAÇÃO				GRAU DE FRATURAMENTO			C1 - MUITO COERENTE			R1 - 30-59			EXCELENTE				
A1 - ROCHA Sã				F1 - POUCO FRATURADA			C2 - COERENTE			R2 - 60-79			BOA				
A2 - POUCA ALTERADA				F2 - FRATURADA			C3 - MEDIAMENTE COERENTE			R3 - 80-99			REGULAR				
A3 - MODERAMENTE ALTERADA				F3 - MUITO FRATURADA			C4 - POUCO COERENTE			R4 - 25-59			PÉSSIMO				
A4 - MUITO ALTERADA				F4 - EXTREMAMENTE FRATURADA			C5 - FRÁGIL			R5 - >5			MUITO PÉSSIMO				
A5 - EXTREMAMENTE ALTERADA				F5 - FRAGMENTADA													
							SH - SUB HORIZONTAL (<30°)						TH - TRADO HELICOIDAL				
							SV - SUB VERTICAI (>60°)						FA - TRADO CONCHA				
							I = INCLINAÇÃO (<30° a <60°)						TI - TRADO IPT				
							R = RUÍDOSA						CA - CIRCULAÇÃO DE ÁGUA				
							L = LISA						- - - - - 30 cm INICIAIS				
							E = ESPELHADA						REVESTIMENTO				
							D = DIXIDADA										
NA NPE - NÍVEL D'ÁGUA NÃO FOI ENCONTRADO				NR - NÃO RECUPERADA													

