



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL



ANDRÉ LUIZ DELMONDES PEREIRA FILHO

**ATRITO NEGATIVO NO PROJETO DE FUNDAÇÃO PROFUNDA:
ESTUDO DE CASO**

São Cristóvão

2017

ANDRÉ LUIZ DELMONDES PEREIRA FILHO

**ATRITO NEGATIVO NO PROJETO DE FUNDAÇÃO PROFUNDA:
ESTUDO DE CASO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Universidade Federal de Sergipe – UFS, para
encerramento do componente curricular e conclusão
da graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. MSc. Carlos Rezende Cardoso Jr.

São Cristóvão

2017

É concedida à Universidade Federal de Sergipe permissão para reproduzir cópias desta monografia e emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste trabalho acadêmico pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Assinatura

PEREIRA FILHO, André Luiz Delmondes.

Atrito Negativo no Projeto de Fundação Profunda: Estudo de Caso / André Luiz Delmondes Pereira Filho.

São Cristóvão, 2017.

68 p.: il.

Trabalho de Conclusão de Curso. Centro de Ciências Exatas e Tecnologia, Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão.

I. Universidade Federal de Sergipe. CCET/DEC. II. Título.

ANDRÉ LUIZ DELMONDES PEREIRA FILHO

**ATRITO NEGATIVO NO PROJETO DE FUNDAÇÃO PROFUNDA:
ESTUDO DE CASO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Universidade Federal de Sergipe – UFS, para
encerramento do componente curricular e
conclusão da graduação em Engenharia Civil.

Aprovada em: 18 de Outubro de 2017 (Quarta-feira)

Banca Examinadora:

_____ Nota _____

Prof. MSc. Carlos Rezende Cardoso Júnior – Universidade Federal de Sergipe
(Presidente – Orientador)

_____ Nota _____

Prof. MSc. Demóstenes de Araújo Cavalcanti Júnior – Universidade Federal de Sergipe
(Examinador 1)

_____ Nota _____

Prof. DSc. Guilherme Bravo de Oliveira Almeida – Universidade Federal de Sergipe
(Examinador 2)

Àqueles que fazem da Engenharia uma ferramenta de transformação.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Carlos Rezende, pela orientação, pelo conhecimento compartilhado e pelo companheirismo, especialmente, no último semestre da minha graduação.

Aos Professores Demóstenes Cavalcanti e Erinaldo Hilário, pelo conhecimento compartilhado e pelas instigantes aulas de Geotecnia.

Ao Professor Jorge Lima, pela dedicação e paixão em ensinar Engenharia. As qualidades que o tornam especial são fontes de inspiração para mim.

À minha mãe, Walkiria, por tudo.

Ao meu pai, André, e à minha irmã, Amanda, pelo incentivo e apoio.

À Fernanda, pelo apoio e carinho, que me serviram de refúgio nos momentos turbulentos dos últimos semestres da graduação.

Aos amigos da graduação e da vida, que me ajudaram nesse caminho.

A todos que contribuíram direta ou indiretamente para este trabalho.

“The noblest pleasure is the joy of understanding.”

Leonardo Da Vinci

Atrito Negativo no Projeto de Fundação Profunda: Estudo de Caso

Autor: André Luiz Delmondes Pereira Filho

Orientador: MSc. Carlos Rezende Cardoso Júnior

Examinadores: MSc. Demóstenes de Araújo Cavalcanti Júnior

DSc. Guilherme Bravo de Oliveira Almeida

RESUMO

Neste trabalho foi realizada uma revisão bibliográfica dos principais métodos de cálculo do atrito negativo em estacas isoladas. Com a presença de depósitos de solos moles na capital de Sergipe, ressaltou-se a importância deste fenômeno nos projetos de fundações na região. Foram apresentados os estudos de campo consagrados na literatura, realizados por meio de instrumentação de estacas executadas em camadas espessas de solos compressíveis. Para o estudo de caso foi realizada a estimativa do atrito negativo em estacas pré-moldadas de concreto, em determinado projeto de fundação de um empreendimento residencial na cidade de Aracaju. Foram utilizados cinco métodos de cálculo consolidados na bibliografia pertinente, de simples e rápidas aplicações, e que se apresentam como alternativas para o projetista de fundações. As estimativas para os métodos propostos apresentaram um valor máximo de atrito lateral negativo de 23,17 tf para a estaca estudada, o que representou uma redução de aproximadamente 26% na carga admissível do elemento de fundação. Com os resultados do ensaio de carregamento dinâmico, ao analisar as resistências mobilizadas, observou-se que essa redução pode chegar a 31%. Para a estaca estudada, foi possível também avaliar a variação do atrito negativo calculado pelos métodos propostos com o ângulo de atrito interno do solo. Com esta análise, verificou-se que o atrito negativo desenvolve-se até atingir um valor máximo associado à condição drenada.

Palavras-chave: Atrito negativo. Estacas. Ensaio de carregamento dinâmico.

Negative Skin Friction in Deep Foundation Design: Case Study

Author: André Luiz Delmondes Pereira Filho

Adviser: Carlos Rezende Cardoso Júnior

Examiners: MSc. Demóstenes de Araújo Cavalcanti Júnior

DSc. Guilherme Bravo de Oliveira Almeida

ABSTRACT

In this work a bibliographical review of the main methods of calculation of negative skin friction in single piles was carried out. With the presence of soft soils deposits in the capital of Sergipe, it was emphasized the importance of this phenomenon in foundations design in the region. Consecrated field studies already made by instrumentation of piles executed in thick layers of compressible soils were presented. For the case study, it was estimated the negative skin friction in precast concrete piles, in a particular foundation design in the city of Aracaju. Five calculation methods consolidated in the relevant bibliography were used, with simple and fast applications, and presented as alternatives for the foundation designer. The estimates for the proposed methods presented a maximum value of negative skin friction of 231,7 kN for the pile studied, which represented a reduction of approximately 26% in the allowable bearing capacity of the foundation element. With the results of dynamic test carried out in the work, when analyzing the mobilized resistances, it was observed that this reduction can reach 31%. For the pile studied, it was also possible to evaluate the variation of the negative skin friction calculated by the proposed methods with the angle of internal friction of the soil. With this analysis, it was verified that negative skin friction develops until a maximum value associated to drained condition.

Keywords: Negative skin friction. Piles. Dynamic test.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES – FIGURAS

Figura 1 - Mapa Geológico de Sergipe. Destaque para Aracaju e região litorânea.	3
Figura 2 - Mapa Geológico de Sergipe. Destaque para São Cristóvão.	4
Figura 3 - Mapa Geológico de Sergipe. Destaque para Nossa Senhora do Socorro.	5
Figura 4 – Tubulão.	7
Figura 5 - Exemplos de estacas comumente utilizadas.	9
Figura 6 – Estaca submetida à carga de compressão de ruptura.	10
Figura 7 – Atrito negativo devido ao subadensamento de camada argilosa.	12
Figura 8 – Atrito negativo devido à sobrecarga de aterro recente.	13
Figura 9 – Região perturbada em torno da estaca cravada.	14
Figura 10 – Alívio de aquífero confinado.	15
Figura 11 – Rebaixamento do lençol freático.	15
Figura 12 - Estacas ensaiadas na Noruega.	18
Figura 13 - Resultados obtidos no estudo de Bjerrum <i>et al.</i>	19
Figura 14 - Efeito da cravação na vizinhança.	19
Figura 15 - Estacas cravadas por Endo <i>et al.</i>	20
Figura 16 - Resultados dos dois primeiros anos de estudo.	21
Figura 17 – Resultados finais do estudo.	22
Figura 18 - Perfil do terreno estudado por Fellenius e Broms, na Suécia.	23
Figura 19 - Atrito negativo observado nas estacas I e II.	24
Figura 20 - Carregamento na estaca II ao longo dos anos de estudo.	25
Figura 21 – Hipótese da influência da sobrecarga de De Beer e Wallays.	28
Figura 22 – Situações descritas por Bowles.	30
Figura 23 – Localização do ponto neutro e ações atuantes na estaca.	31
Figura 24 - Boletim de sondagem do furo SP-13.	36

Figura 25 - Características técnicas e geométricas da estaca de seção circular.	37
Figura 26 - Valores calculados de atrito negativo para a estaca estudada.	41
Figura 27 – Curva Carga x Deslocamento para o ensaio realizado.	46
Figura 28 - Variação do parâmetro ϕ para o caso estudado.	46

LISTA DE ILUSTRAÇÕES – QUADROS

Quadro 1 - Classificação dos principais tipos de estacas pelo método executivo.	8
Quadro 2 - Valores de aderência solo-estaca.	26
Quadro 3 – Previsão da capacidade de carga geotécnica.	43

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores de resistência não drenada para argilas.	33
Tabela 2 - Valores do coeficiente beta encontrados nos estudos notáveis.....	34
Tabela 3 - Peso específico de solos arenosos.....	38
Tabela 4 - Peso específico de solos argilosos.	39
Tabela 5 - Resultados obtidos para a estaca estudada.....	41
Tabela 6 - Resistências mobilizadas (Modelo CAPWAP®).....	44
Tabela 7 – Dados de ensaio para a estaca pré-moldada de seção circular.	45

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas.
CODISE	Companhia de Desenvolvimento Industrial e de Recursos Minerais de Sergipe.
CPRM	Serviço geológico do Brasil.
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística.
NBR	Norma Brasileira elaborada pela ABNT.
N_{SPT}	Índice de resistência à penetração do SPT, cuja determinação se dá pelo número de golpes correspondente à cravação de 30 cm do amostrador-padrão, após a cravação inicial de 15 cm, utilizando-se corda de sisal para levantamento do martelo padronizado.
PDA	<i>Pile Driving Analyzer</i> – Analisador de Cravação de Estacas: Ensaio pelo qual é avaliada a capacidade de carga de estacas cravadas. Também por meio deste ensaio, é obtida a curva carga <i>versus</i> deslocamento e analisada a integridade estrutural do elemento de fundação.
SPT	<i>Standard Penetration Test</i> – Ensaio de Penetração Padrão: Ensaio pelo qual se determina a resistência à penetração (N _{SPT}).

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Considerações Iniciais	1
1.2	Justificativa.....	2
1.2.1	Geologia da Grande Aracaju e a ocorrência de solos argilosos.....	2
1.2.2	O atrito negativo e a norma brasileira de fundações.....	5
1.3	Objetivos.....	6
1.3.1	Objetivo geral	6
1.3.2	Objetivos específicos	6
2	FUNDAÇÕES PROFUNDAS.....	7
2.1	Definições	7
2.2	Fundações por Estacas	8
3	ATRITO NEGATIVO	11
3.1	Definições	11
3.2	Causas	12
3.2.1	Sobrecarga de aterro recente na superfície de camada compressível	13
3.2.2	Amolgamento da camada devido à cravação da estaca	13
3.2.3	Alívio de aquífero ou rebaixamento de lençol freático.....	14
3.3	Influência na Carga Admissível da Estaca	16
3.4	Estudos Consagrados	17
3.4.1	Bjerrum et al. (1969).....	17
3.4.2	Endo et al. (1969)	20
3.4.3	Fellenius e Broms (1969) / Fellenius (1972)	22
3.5	Estimativa do Atrito Negativo em Estacas Isoladas	25
3.5.1	Método de Moretto e Bolognesi	26

3.5.2 Método de Johannessen e Bjerrum	27
3.5.3 Método de De Beer e Wallays	27
3.5.4 Método de Bowles	29
3.5.5 Método de Endo, Minou, Kawasaki e Shibata	32
4 METODOLOGIA	33
5 ESTUDO DE CASO	35
5.1 Apresentação.....	35
5.2 Projeto de Fundação do Empreendimento	35
5.2.1 Informações geotécnicas.....	35
5.2.2 Solução de fundação adotada.....	37
5.3 Estimativa do Atrito Negativo	38
6 RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	41
7 CONCLUSÃO E SUGESTÕES	47
REFERÊNCIAS	49
APÊNDICE A – PLANILHA DE CÁLCULOS DO ATRITO NEGATIVO NA ESTACA ESTUDADA.....	51
ANEXO A – TRECHOS DA LEGENDA DO MAPA GEOLÓGICO DO ESTADO DE SERGIPE.....	52

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

No ramo da Engenharia Geotécnica, é importante ter pleno conhecimento das teorias da Mecânica dos Solos e da Engenharia Estrutural, para aplicação nos problemas de obras de terra e fundações. Diferentemente da Engenharia Estrutural, na qual os problemas são aplicados a corpos com propriedades e comportamento bem definidos, na Mecânica dos Solos os objetos de estudo se apresentam na natureza de forma heterogênea, com vasta incerteza associada às suas propriedades e ao seu comportamento.

Na prática de fundações, vários problemas relacionados aos solos estão envolvidos e podem comprometer o desempenho e até mesmo a segurança global da estrutura, seja essa de qualquer natureza (fundação superficial ou profunda, de qualquer material). Grande parte desses problemas está ligada aos solos argilosos moles. Neste tipo de solo, encontram-se características muitas vezes indesejáveis: resistência insuficiente, presença de matéria orgânica, expansibilidade, alta compressibilidade (e conseqüentemente valores altos de recalque), entre outros. Portanto, é necessária muita atenção do engenheiro geotécnico quanto aos projetos e a execução de obras nesse tipo de solo.

Quanto às fundações profundas, é necessária uma atenção especial para o fenômeno conhecido como **Atrito Negativo**. Este fenômeno designa a inversão de sentido do atrito entre a estaca e o solo, devido ao recalque de uma camada compressível maior que o do elemento de fundação. É tratado como um problema, visto que provoca uma redução na carga admissível nas estacas, mais precisamente, associada à resistência do fuste.

O atrito negativo está diretamente relacionado com o adensamento da camada compressível, na qual foi executada a fundação profunda; o amolgamento do solo devido à cravação de estacas; ou até mesmo o rebaixamento do lençol freático. Alguns métodos de cálculo, consagrados na literatura, estimam o valor deste efeito para o caso de elementos isolados ou em grupo. Aqui serão tratados os seguintes métodos referentes aos elementos isolados: Moretto e Bolognesi; Johannessen e Bjerrum; De Beer e Wallays; Bowles; e Endo *et al.*

1.2 Justificativa

1.2.1 Geologia da Grande Aracaju e a ocorrência de solos argilosos

O atrito negativo deve ser considerado quando se trata de projetos de fundações em solos com camadas compressíveis que sofrem recalques elevados e, portanto, serão tratados aqui solos com tais características, sobretudo os argilosos. Deve-se ressaltar a importância deste trabalho para a prática de fundações profundas em Sergipe, mais precisamente na região metropolitana da capital, Aracaju, vista a ocorrência de solos com as características já citadas em sua formação geológica.

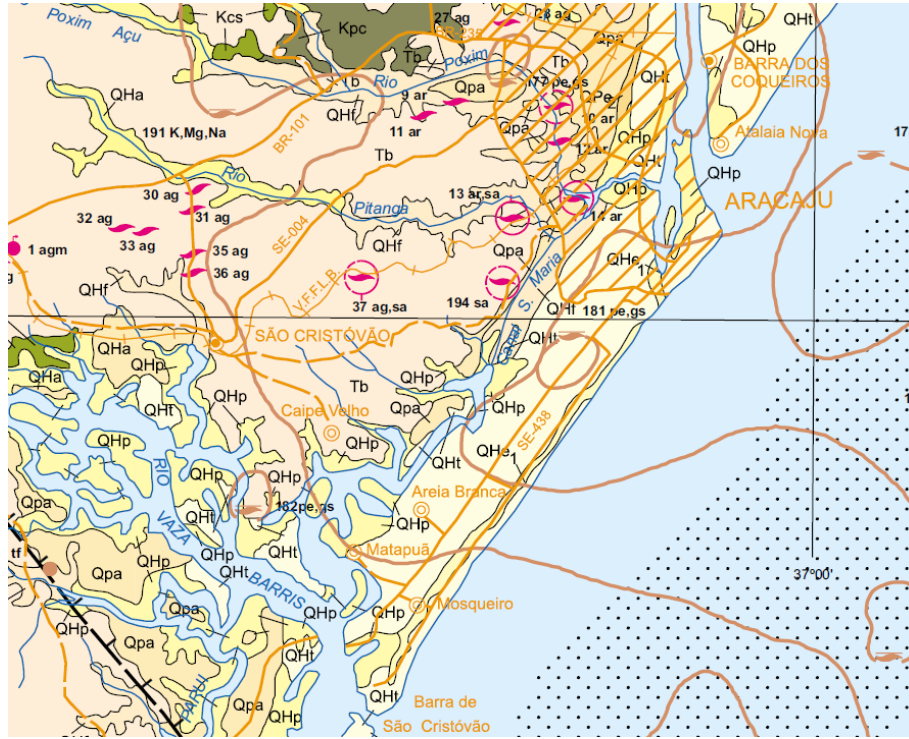
A Grande Aracaju é formada pelos municípios de Aracaju (capital), Barra dos Coqueiros, Nossa Senhora do Socorro e São Cristóvão (IBGE, 2010). Destes quatro municípios, dois são costeiros (Aracaju e Barra dos Coqueiros) e os outros dois estuarinos (São Cristóvão e Nossa Senhora do Socorro).

Como pode ser observada na

Figura 1, com um recorte do mapa geológico do Estado de Sergipe, Aracaju é formada predominantemente por Formações Superficiais Continentais da Era Cenozoica (CPRM; CODISE, 1997). Dentre as formações superficiais pode-se destacar:

- Período Quaternário Holoceno
 - Dunas litorâneas atuais (QHe_1 e QHe_2): depósitos eólicos litorâneos, com areias bem selecionadas de grãos arredondados;
 - Terraços marinhos (QHt): areias litorâneas bem selecionadas;
 - Depósitos de pântanos e mangues atuais (QHp): materiais argilo-siltosos ricos em matéria orgânica;
- Antigo Período Terciário
 - Grupo Barreiras (Tb): areias finas e grossas com níveis argilosos.

Figura 2 - Mapa Geológico de Sergipe. Destaque para São Cristóvão.

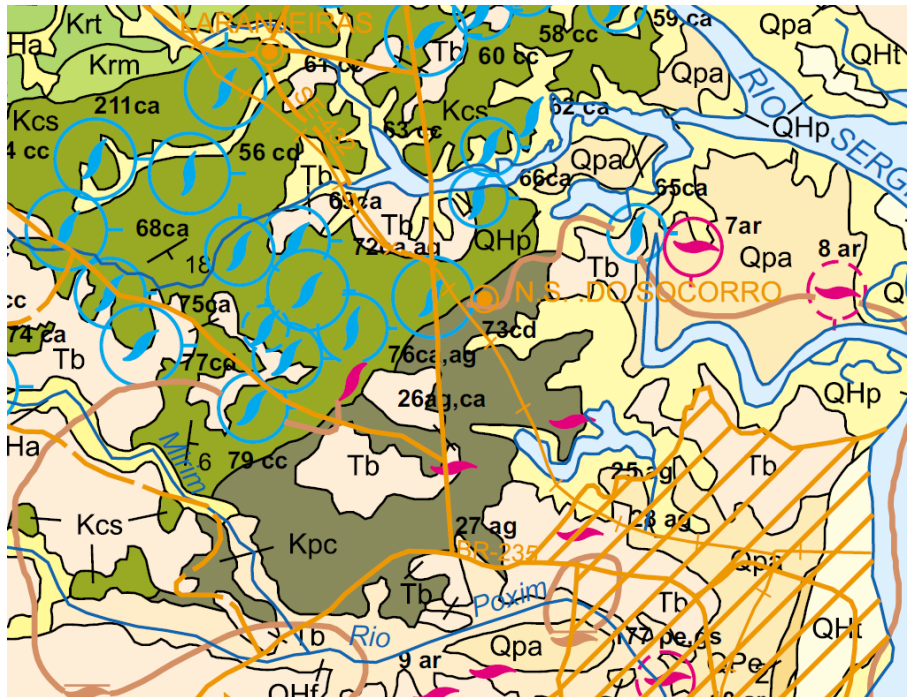


Fonte: Mapa Geológico do Estado de Sergipe. CPRM; CODISE, 1997.

No município de Nossa Senhora do Socorro, encontram-se formações de bacias sedimentares, mais precisamente da Bacia de Sergipe, do período Cretáceo, com grande presença de argilas cinzentas e esverdeadas (SANTOS *et al.*, 2001). Nesta região, pode-se destacar as formações Calumbi (Kpc) e Cotinguiba (Kcs), como pode ser visto na Figura 3.¹ Do ponto de vista geotécnico, as argilas deste município são caracterizadas pela expansibilidade que, mesmo sem relação direta com o foco deste trabalho, também requer atenção para os projetos de fundações na cidade.

¹As legendas do Mapa Geológico do Estado de Sergipe encontram-se no **ANEXO A**, para melhor compreensão das figuras e das descrições apresentadas no texto.

Figura 3 - Mapa Geológico de Sergipe. Destaque para Nossa Senhora do Socorro.



Fonte: Mapa Geológico do Estado de Sergipe. CPRM; CODISE, 1997.

Reitera-se, então, a necessidade de considerar e calcular adequadamente o efeito do atrito negativo nos projetos de fundações nessa região. Portanto, justifica-se, novamente, este trabalho, pois devem ser estudados os modelos de cálculo que podem representar o comportamento do solo e quantificar de maneira coerente este efeito.

1.2.2 O atrito negativo e a norma brasileira de fundações

Para os projetos de fundações, a consideração do atrito negativo está prevista na NBR 6122:2010, que traz:

A ação do atrito negativo, quando atuante, deve ser considerada no dimensionamento geotécnico e estrutural do elemento de fundação. A ação do atrito negativo também pode ocorrer em blocos de coroamento, vigas enterradas, reservatórios enterrados, etc. (ABNT, 2010, p.14).

A mesma norma trata ainda da redução da carga admissível, devido ao fenômeno, em termos de segurança global e parcial (as equações serão apresentadas mais adiante). A versão anterior da NBR 6122 (ABNT, 1996) traz em nota, no item 7.5, que “a ação do atrito negativo deve

também ser levada em consideração na análise de segurança à ruptura do elemento de fundação”.

Este trabalho justifica-se, então, pela necessidade de estudar os modelos de cálculo desta ação, bem como avaliar seus parâmetros, limitações e resultados. Além disso, justifica-se também pela realidade de se projetar e executar fundações, mais especificamente por estacas, em solos compressíveis em processo de adensamento.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é comparar o cálculo do atrito negativo em estacas isoladas, por meio de estudo de caso, entre cinco métodos consagrados na literatura: Moretto e Bolognesi; Johannessen e Bjerrum; De Beer e Wallays; Bowles; e Endo *et al.* Com isso, se espera que este sirva de ferramenta para a estimativa do atrito negativo em projetos de fundações profundas, nas condições semelhantes às aqui apresentadas.

1.3.2 Objetivos específicos

Este trabalho também contempla os seguintes objetivos específicos:

- Aplicar as prescrições da NBR 6122:2010, no que tange à capacidade de carga dos elementos de fundação, em termos de segurança;
- Avaliar a influência dos parâmetros de resistência do solo na previsão do atrito negativo;
- Fomentar o estudo do atrito negativo na Universidade Federal de Sergipe.

2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

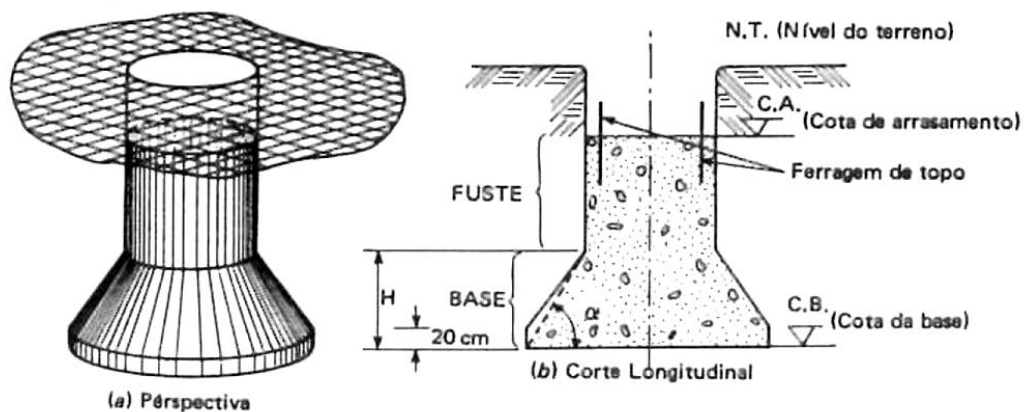
2.1 Definições

Segundo a NBR 6122:2010:

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, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0 m. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões (ABNT, 2010, p. 3).

A versão anterior da norma (ABNT, 1996) traz ainda, entre as fundações profundas, os caixões, e ressalta que não há uma diferença nítida entre estes e os tubulões. Velloso e Lopes (2010) apresentam que a diferença está na geometria, uma vez que os tubulões são cilíndricos (Figura 4) e os caixões são prismáticos.

Figura 4 – Tubulão.



Fonte: ALONSO, 1983.

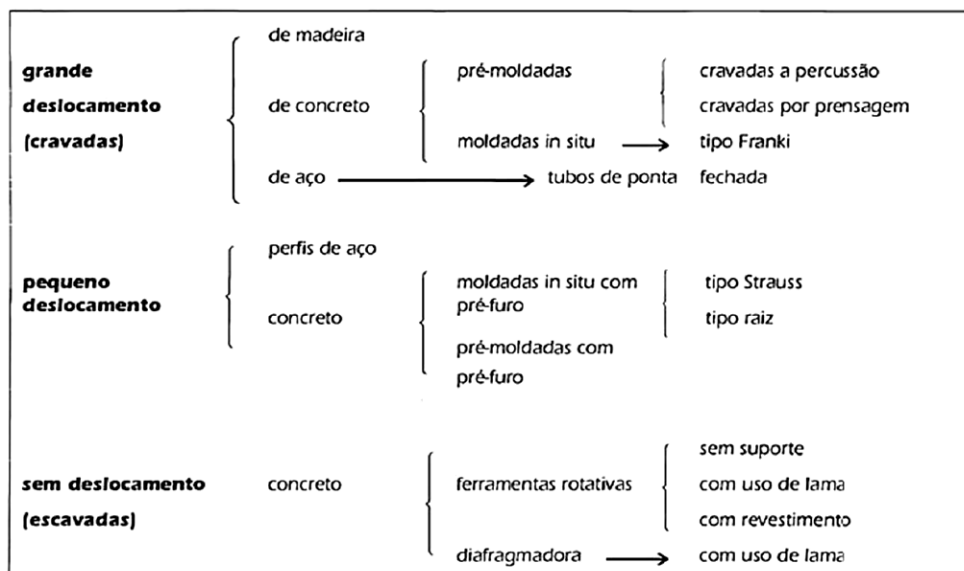
As estacas são executadas por cravação a percussão, prensagem, vibração ou escavação, ou ainda de forma mista envolvendo mais de um desses processos, com auxílio de ferramentas ou equipamentos. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco* ou pela combinação dos anteriores. Em nenhuma fase da sua execução há descida de pessoas.

Os tubulões não diferem das estacas pelas dimensões, mas pelo processo executivo (VELLOSO; LOPES, 1998). Estes elementos são escavados no terreno e, ao menos na etapa final, há descida de pessoas, que se faz necessária para executar o alargamento de base (ver Figura 4) e/ou a limpeza do fundo da escavação, visto que neste tipo de fundação as cargas são transmitidas principalmente pela ponta (ABNT, 2010).

2.2 Fundações por Estacas

As estacas podem ser classificadas da seguinte maneira: de acordo com o material (de madeira, de concreto, de aço, mistas); e de acordo com o processo executivo, as quais são separadas segundo o grau de deslocamento provocado no solo devido à execução (Quadro 1).

Quadro 1 - Classificação dos principais tipos de estacas pelo método executivo.



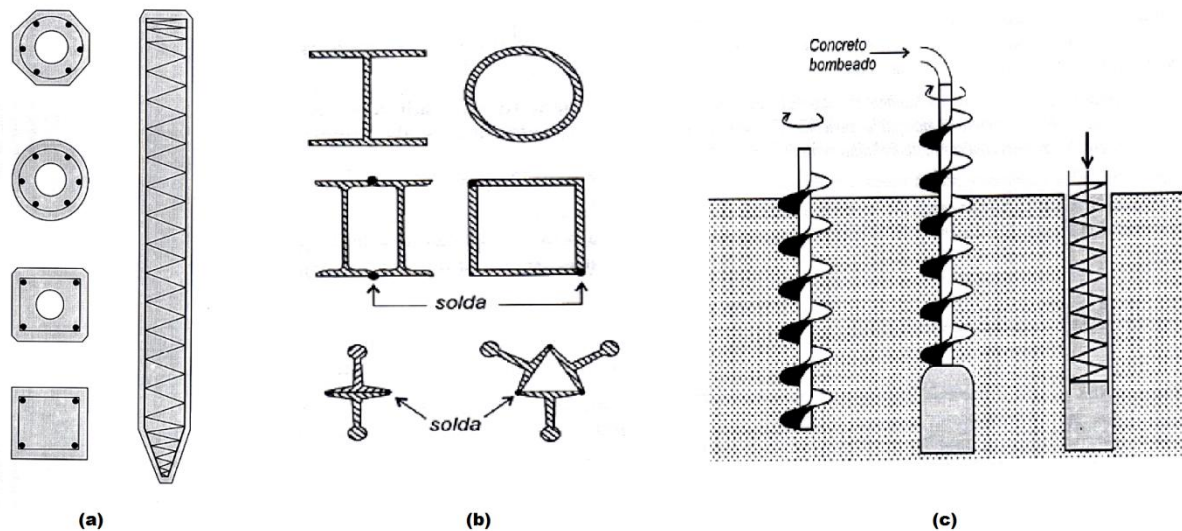
Fonte: VELLOSO; LOPES, 1998.

Estacas de deslocamento são aquelas introduzidas no terreno através de algum processo que não promove a retirada de solo. Nessa categoria se enquadram as estacas pré-moldadas de concreto armado (Figura 5a), as estacas metálicas (Figura 5b), as estacas de madeira, as estacas apiloadas de concreto e também as estacas de concreto fundido no terreno dentro de um tubo de revestimento de aço cravado com ponta fechada, sendo o exemplo mais característico dessas últimas as estacas tipo Franki (DÉCOURT; ALBIERO; CINTRA, 1998).

Estacas escavadas são aquelas executadas *in situ* através da perfuração do terreno por um processo qualquer, com remoção de material, com ou sem revestimento, com ou sem a

utilização de fluido estabilizante. Nessa categoria estão as estacas tipo broca, executadas manual ou mecanicamente, as tipo Strauss, as barretes, os estacões, as hélices contínuas (Figura 5c), as estacas injetadas, etc. Velloso e Lopes (1998) ressaltam que há uma variedade muito grande de estacas para fundações e, com certa frequência, novos tipos de estacas são introduzidos no mercado e as técnicas de execução estão em permanente evolução.

Figura 5 - Exemplos de estacas comumente utilizadas.



(a) estaca pré-moldada de concreto; (b) seções típicas de estacas metálicas e (c) estaca tipo hélice contínua.

Fonte: Adaptado de VELLOSO e LOPES (2010).

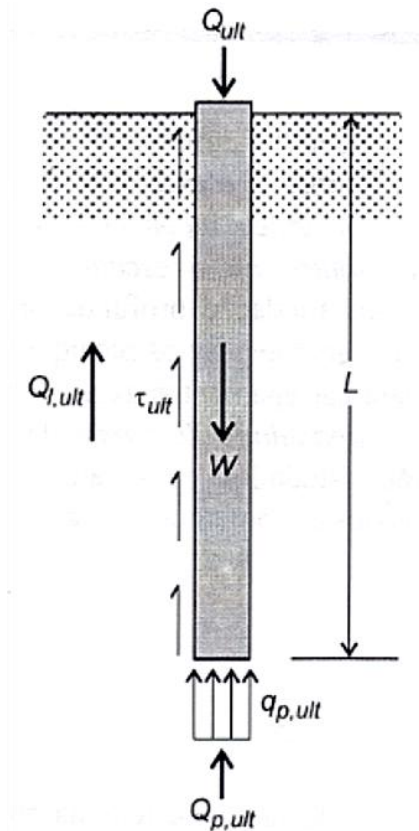
Para o projeto de fundações profundas por estacas, a grandeza fundamental é a carga admissível (em termos de valores característicos) ou carga resistente de projeto (em termos de valores de projeto). Tais cargas devem obedecer simultaneamente ao estado-limite último (ELU) e de serviço (ELS), para cada elemento isolado de fundação e para o conjunto.

Uma estaca submetida a um carregamento vertical deve resistir a essa solicitação parcialmente pela resistência ao cisalhamento gerada ao longo de seu fuste e parcialmente pela resistência gerada ao nível de sua ponta. A capacidade de carga da estaca pode ser calculada através de métodos “estáticos”, que consideram a mobilização de toda a resistência ao cisalhamento estática do solo, obtida em ensaios de laboratório ou *in situ*.

Nos métodos estáticos, é feito o equilíbrio entre a carga aplicada, o peso próprio da estaca e a resistência desenvolvida pelo solo (Figura 6). Estes se dividem em (VELLOSO; LOPES, 2010):

- *Racionais* ou *Teóricos*, que utilizam soluções teóricas;
- *Semiempíricos*, que se baseiam em ensaios *in situ* de penetração (CPT e SPT);
- *Empíricos*, que estimam a capacidade de carga com base apenas nas camadas atravessadas e fornecem estimativas grosseiras.

Figura 6 – Estaca submetida à carga de compressão de ruptura.



Onde: Q_{ult} = capacidade de carga (total) da estaca;

W = peso próprio da estaca (na maioria das situações, é desprezado);

$Q_{p,ult}$ = capacidade de carga da ponta;

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

Fonte: VELLOSO; LOPES, 2010.

No equilíbrio, tem-se:

$$Q_{ult} + W = Q_{p,ult} + Q_{l,ult} \quad (2.1)$$

3 ATRITO NEGATIVO

3.1 Definições

O atrito lateral entre solo e estaca ocorre quando há um deslocamento relativo entre estes. O atrito positivo desenvolve-se quando a estaca recalca mais que o solo, e contribui assim para a capacidade de carga da fundação (VELLOSO; LOPES, 2010). Por outro lado, quando o recalque do solo é maior que o recalque da estaca, há uma inversão no sentido das tensões cisalhantes ao longo do fuste, e o atrito passa, então, a ser denominado **negativo**.

Esse fenômeno ocorre no caso de o solo estar em processo de adensamento, provocado pelo seu peso próprio, por sobrecargas lançadas na superfície, ou por outros fatores que serão vistos adiante (ABNT, 2010). No caso de elementos verticais, o recalque da camada compressível corresponde a um acréscimo na carga axial. Alonso (1989) traz ainda que, se a estaca for inclinada, existirá também um esforço de flexão decorrente desse recalque.

O principal efeito do atrito negativo é, como foi dito, o acréscimo de carga na estaca, que significa um aumento, também, no recalque destes elementos (BOWLES, 1997). Tendo em vista as consequências relacionadas a este efeito, diversos autores, sobretudo internacionais, estudaram este fenômeno. Bowles (1997) destaca os trabalhos de Bjerrum *et al.* (1969), Bozozuk (1972), Bozozuk *et al.* (1979), e Fellenius (1972). Além destes, segundo Velloso e Lopes (2010), destacam-se Combarieu (1985) e os casos impressionantes relatados por Zeevaert (1973, 1983), de obras na cidade do México.

Bowles (1997) acrescenta que o atrito negativo será bastante considerável nos casos em que a estaca seja apoiada sobre rocha ou areia muito compacta, de modo a impedir os movimentos da fundação juntamente com o processo de adensamento da camada compressível atravessada. Tal ressalva se torna evidente visto que, se a estaca acompanhar os recalques da camada compressível, o sentido do atrito não se inverterá.

Visto que o atrito negativo ocorre quando o recalque do terreno em torno da estaca é maior do que o da estaca; e o atrito positivo ocorre quando o recalque do terreno é menor que o da estaca. Deve haver certa profundidade onde os recalques serão iguais, isto é, uma profundidade onde não haverá deslocamento relativo entre a estaca e o solo. Essa

profundidade é definida como ponto neutro. Acima do ponto neutro tem-se o atrito negativo; abaixo, o atrito positivo (TERZAGHI; PECK; MESRI, 1996).

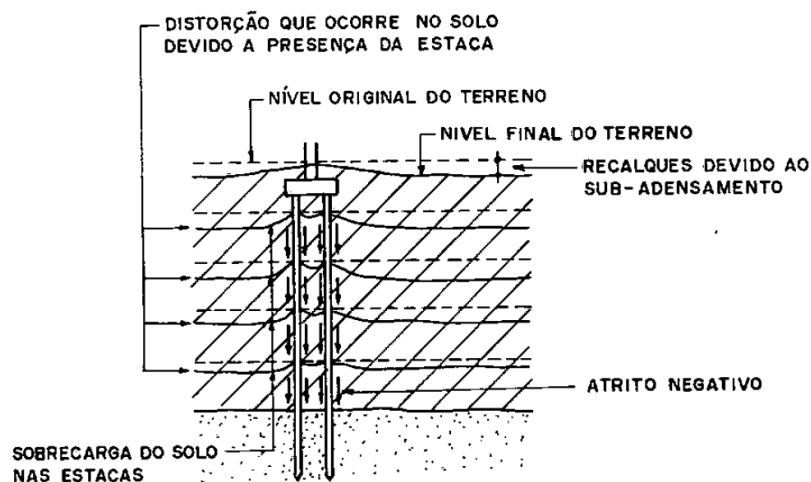
Ainda sobre o ponto neutro:

Quando há apenas uma camada de argila mole sobrejacente a solo competente não há dúvida de que o ponto neutro situa-se na base dessa camada ou um pouco acima (se esta for muito espessa). Entretanto, em alguns casos da prática, quando há uma seqüência de camadas de baixa consistência intercaladas por camadas de material de melhor qualidade, fica-se em dúvida sobre onde estaria situado o ponto neutro (ou até que camada deve-se considerar geradora de atrito negativo). Nesses casos, é preciso elaborar um perfil de recalques do terreno provocados pelo aterro, e acrescentar uma linha ou perfil que represente o recalque esperado para a estaca; o ponto neutro estaria onde os perfis se cruzarem (VELLOSO; LOPES, 2010).

3.2 Causas

As causas mais comuns do atrito negativo são as seguintes: adensamento da camada compressível devido a aterro recente; amolgamento de camada de argila devido à cravação de estacas; e rebaixamento de lençol freático. Pode ocorrer ainda de estacas escavadas em solos subadensados (em processo de adensamento sob a ação do peso próprio) estarem sujeitas a esse efeito (Figura 7).

Figura 7 – Atrito negativo devido ao subadensamento de camada argilosa.



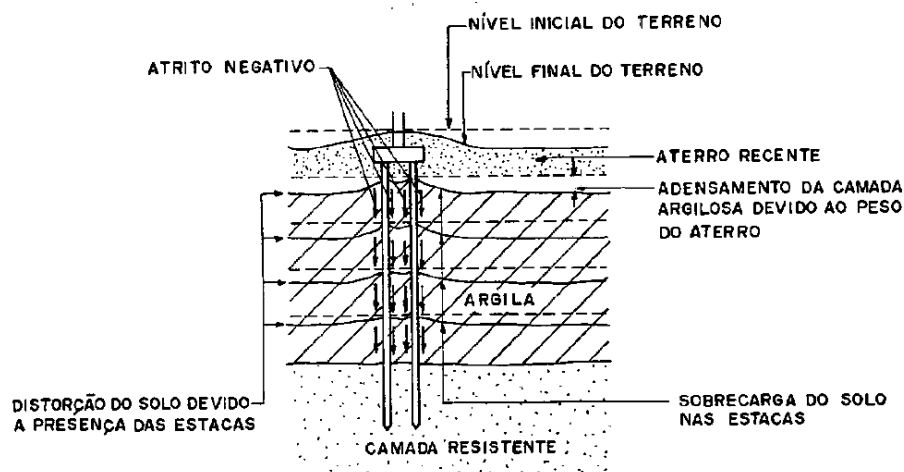
Fonte: SANTOS NETO, 1981.

A literatura cita os recalques por carregamento de partículas de solo provocados pela percolação da água ou por ruptura de grandes vazios (cavernas), que ocorrem, por exemplo, em solos calcários (ALONSO, 1989).

3.2.1 Sobrecarga de aterro recente na superfície de camada compressível

O caso mais importante e frequente ocorre quando estacas atravessam uma camada de argila mole sobre a qual se depositou recentemente um aterro. A argila mole, em processo de adensamento, sofre recalques e o atrito negativo, desenvolve-se ao longo das camadas de aterro e de argila mole (Figura 8).

Figura 8 – Atrito negativo devido à sobrecarga de aterro recente.



Fonte: SANTOS NETO, 1981.

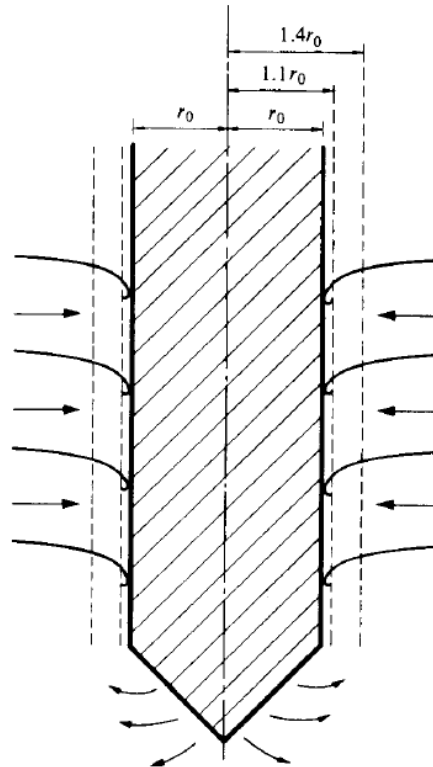
Essa situação se torna ainda mais perigosa pela possibilidade de ocorrer conjuntamente a alguma(s) das outras causas aqui citadas.

3.2.2 Amolgamento da camada devido à cravação da estaca

Uma estaca cravada, através de uma camada de argila mole, amolga certo volume dessa argila. A argila amolgada perde resistência e tende a se adensar sob a ação de seu peso próprio e recalca em relação à estaca. Esse efeito é tão mais severo quanto mais sensível for a argila.

O solo perturbado pela cravação movimenta-se também horizontalmente, e cria uma zona adjacente à estaca, que contribui com o efeito do atrito negativo. Zeevaert (1983) apresenta que a região na qual o amolgamento é significativo corresponde a 1,4 vezes o raio (r_0) da estaca (Figura 9).

Figura 9 – Região perturbada em torno da estaca cravada.



Fonte: ZEEVAERT, 1983.

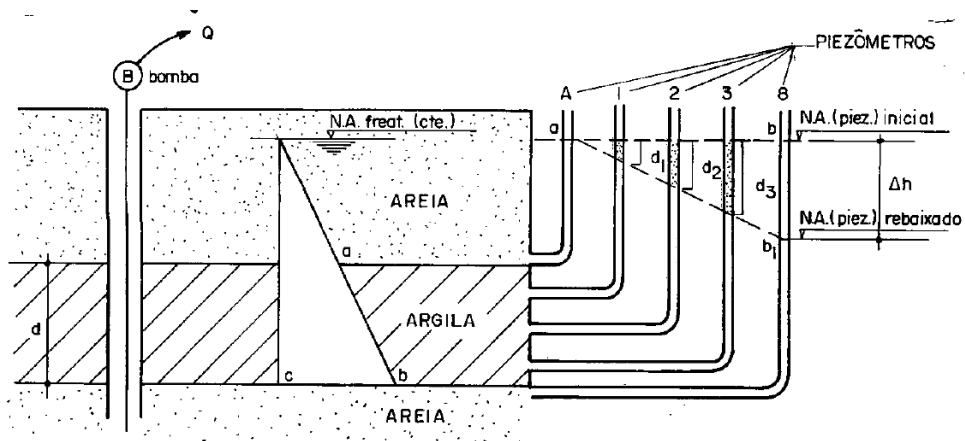
3.2.3 Alívio de aquífero ou rebaixamento de lençol freático

Quando se promove um rebaixamento do lençol d'água em camada de areia acima de argila mole ou há alívio de pressões em camada de areia abaixo de argila mole, pode-se desenvolver o atrito negativo. Ao entrar em processo de adensamento, a argila provoca o atrito negativo nas estacas executadas naquela obra e/ou em estacas de obras vizinhas.

Barata (1970 apud SANTOS NETO, 1981) estudou o adensamento provocado em argilas devido ao alívio de pressões num aquífero confinado. No modelo proposto (Figura 10), com o bombeamento de água a uma vazão Q , a tendência é de diminuição dos níveis de

água nos piezômetros ($NA_{piez. Inicial}$) instalados até que seja atingido o nível final ($NA_{piez. Rebaixado}$). Por conta da baixa permeabilidade da argila, essa diminuição não ocorre de imediato nas colunas d_1 , d_2 e d_3 , que inicialmente apresentam um excesso de poropressão. Com a dissipação da poropressão a camada argilosa recalca devido ao adensamento e, conseqüentemente, provoca recalque na camada arenosa subjacente.

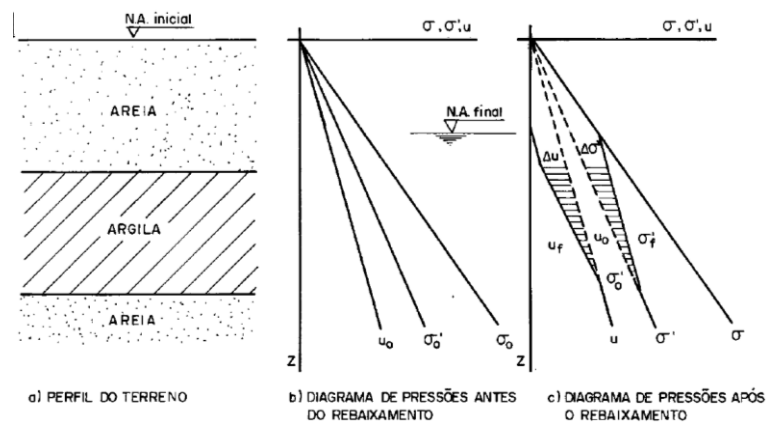
Figura 10 – Alívio de aquífero confinado.



Fonte: SANTOS NETO, 1981.

De maneira semelhante, ocorrem os recalques devido ao rebaixamento do lençol freático (Figura 11). Com a dissipação do excesso de poropressão (u), e conseqüente aumento da tensão efetiva σ' (de σ'_0 a σ'_f), a camada argilosa tende a se adensar.

Figura 11 – Rebaixamento do lençol freático.



Fonte: SANTOS NETO, 1981.

3.3 Influência na Carga Admissível da Estaca

Em todas as causas mencionadas, verifica-se que o atrito negativo decorre do adensamento de camadas de baixa permeabilidade. Consequentemente, é um fenômeno que se desenvolve ao longo do tempo, até atingir um valor máximo. No que diz respeito aos projetos de fundações, deve-se então avaliar a influência desse valor na resistência dos elementos. Tal avaliação pode se nortear nas recomendações da literatura ou nas prescrições da norma brasileira, de maneira a exigir sempre a experiência do projetista.

Na bibliografia sobre o assunto, fica claro que o atrito negativo é um problema de recalque da fundação, pois não é capaz de levar à ruptura uma estaca por perda de capacidade de carga do solo. Uma ruptura seria precedida de um recalque da estaca com relação ao solo, o que inverteria o sinal do atrito. Teoricamente pelo menos seria possível a ruptura estrutural da estaca, seja por compressão, seja por flambagem (COMBARIEU, 1985, apud VELLOSO; LOPES, 2010).

A antiga norma de projetos de fundações (ABNT, 1996) expõe que, no caso de estacas sujeitas à ação do atrito negativo, a carga de ruptura P_r do ponto de vista geotécnico pode ser determinada pela expressão:

$$P_r = P_p + P_l^+ = 2 \times P_{adm} + 1,5 \times P_{an} \quad (3.1)$$

ou, ainda,

$$P_{adm} = \frac{P_p + P_l^+}{2} - 0,75 \times P_{an} \quad (3.2)$$

onde: P_p = parcela correspondente à resistência de ponta na ruptura;

P_l^+ = parcela correspondente à resistência por atrito lateral positivo na ruptura (calculado no trecho do fuste entre o ponto neutro e a ponta da estaca);

P_{an} = parcela correspondente ao atrito lateral negativo;

P_{adm} = carga admissível.

Essa versão da norma explica que o coeficiente de segurança 1,5, ao invés de 2,0, aplicado à parcela P_{an} decorre do fato de que o fenômeno do atrito negativo é antes um problema de recalque do que um problema de ruptura, como foi exposto anteriormente.

A versão em vigor da norma (ABNT, 2010) apresenta, para as estacas (ou tubulões), as seguintes expressões:

- Em termos de fator de segurança global:

$$P_{adm} = [(P_p + P_l^+)/FS_g] - P_{an} \quad (3.3)$$

Onde: P_{adm} = carga admissível;

FS_g = fator de segurança global, dado pela norma igual a 2,0 para determinação da carga admissível.

- Em termos de valores de projeto:

$$P_{rd} = [(P_p + P_l^+)/\gamma_x] - P_{an} \times \gamma_f \quad (3.4)$$

Onde: P_{rd} = carga resistente de projeto;

γ_x = fator de minoração das resistências;

γ_f = fator de majoração das ações.

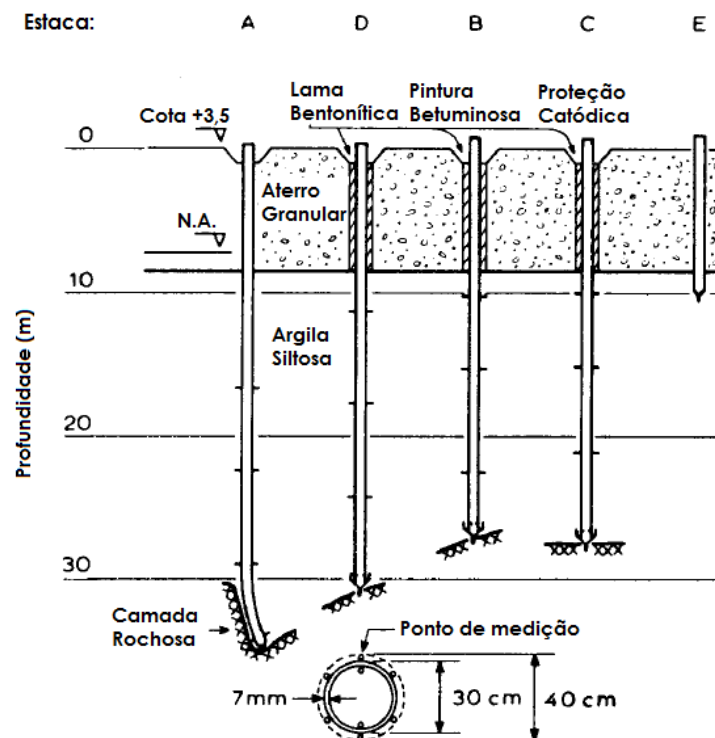
Ao comparar as versões de 1996 e atual da norma brasileira de fundações, por meio das Equações 3.2 e 3.3, respectivamente, observa-se que a redução da carga admissível devido ao atrito negativo é, atualmente, feita com o valor integral do efeito, enquanto antes essa parcela correspondia a 75%.

3.4 Estudos Consagrados

3.4.1 Bjerrum *et al.* (1969)

Bjerrum *et al.* (1969) analisaram estacas metálicas de 300 mm de diâmetro cravadas na Noruega. As estacas de ponta fechada atravessaram uma camada de 20 m de argila siltosa sobre a qual foi colocado um aterro granular de 6.5 m (FELLENIOUS, 2006). Um esquema das estacas cravadas e instrumentadas pode ser visto na Figura 12.

Figura 12 - Estacas ensaiadas na Noruega.

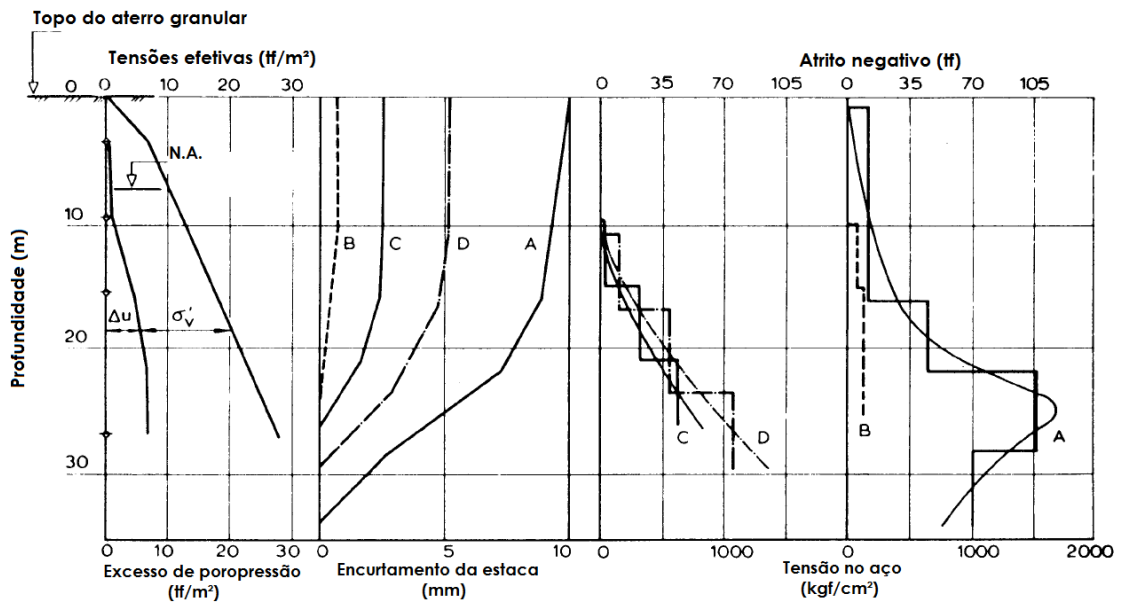


Fonte: BJERRUM *et al.* (1969 apud FELLENIUS, 1998). Adaptado pelo autor.

Em 18 meses de monitoramento, foram analisadas as tensões efetivas no solo, além das tensões e encurtamentos das estacas. Ao final deste período, o excesso de poropressão não havia sido completamente dissipado. Os resultados, apresentados na (Figura 13), mostraram uma enorme diferença de comportamento, sobretudo entre as estacas A e B. Em 13 meses, foi visível a eficácia do revestimento betuminoso no segundo caso, quando analisada a diferença entre os encurtamentos elásticos das estacas (10 e 1 mm, respectivamente).

Na Figura 13, observa-se também o máximo atrito negativo atuante na estaca A em torno de 110 tf a 25,0 m de profundidade. A partir desta profundidade a resistência mobilizada inverte o sinal do atrito, como sugere a mudança de comportamento do gráfico.

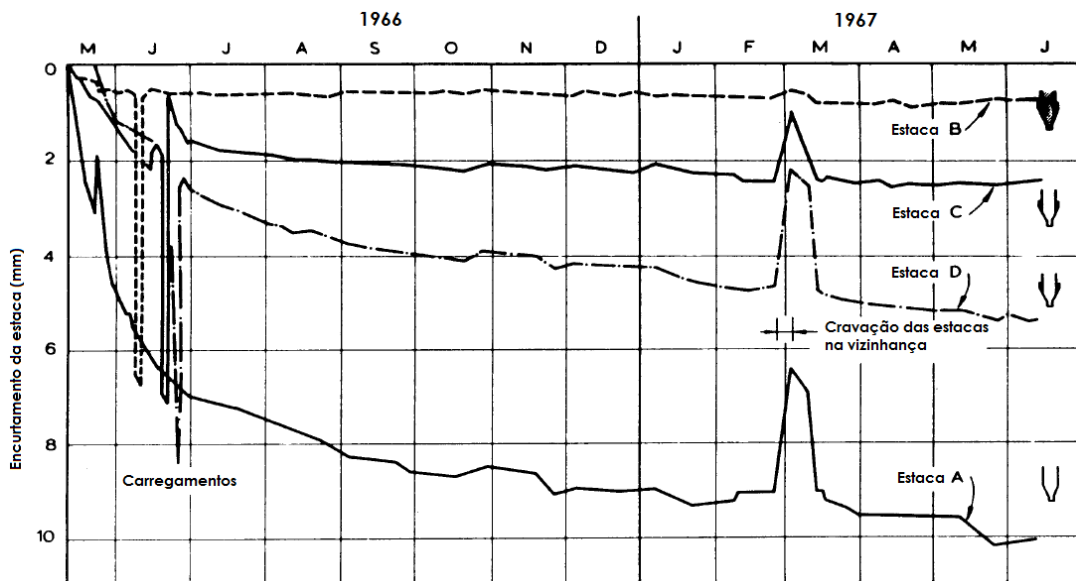
Figura 13 - Resultados obtidos no estudo de Bjerrum *et al.*



Fonte: BJERRUM *et al.* (1969 apud FELLENIOUS, 1998). Adaptado pelo autor.

No decorrer de aproximadamente 300 dias, outras estacas foram cravadas na vizinhança (cerca de 10 m) da área instrumentada (FELLENIOUS, 2006). A cravação das estacas aumentou o excesso de poropressão, que por sua vez reduziu a tensão efetiva nas estacas estudadas. Essa redução de tensão indicou proporcionalmente uma diminuição no encurtamento das estacas, que pode ser vista na Figura 14.

Figura 14 - Efeito da cravação na vizinhança.



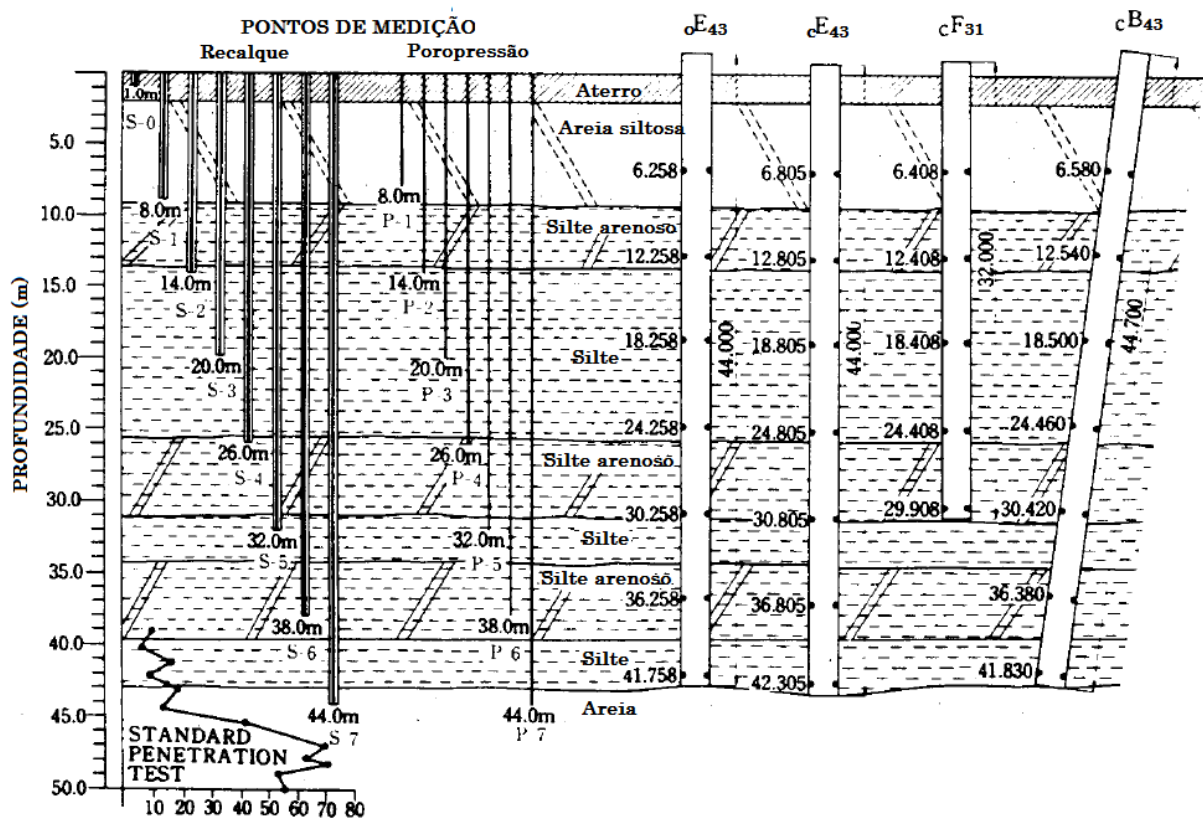
Fonte: BJERRUM *et al.* (1969 apud FELLENIOUS, 1998). Adaptado pelo autor.

Em resumo deste e de outros estudos, os autores apresentam cargas devido ao atrito negativo de 20 a 400 tf, para estacas de 30 a 60 m de comprimento.

3.4.2 Endo et al. (1969)

Endo, Minou, Kawasaki e Shibata apresentaram no México, em 1969, os resultados das análises em estacas instrumentadas na cidade de Tóquio, Japão (FELLENIOUS, 2006). Foram instrumentadas estacas metálicas tubulares de 609 mm de diâmetro com espessura de 9,5 mm cravadas aproximadamente 43 m. O perfil do terreno era constituído de um aterro de 2 m colocado sobre um depósito de 37 m, que alternava camadas de areia siltosa, silte arenoso e argila, seguido de areia fina. Um esquema das estacas cravadas no estudo e do perfil geotécnico do terreno pode ser visto na Figura 15.

Figura 15 - Estacas cravadas por Endo et al.



Fonte: ENDO et al. (1969 apud FELLENIOUS, 1998). Adaptado pelo autor.

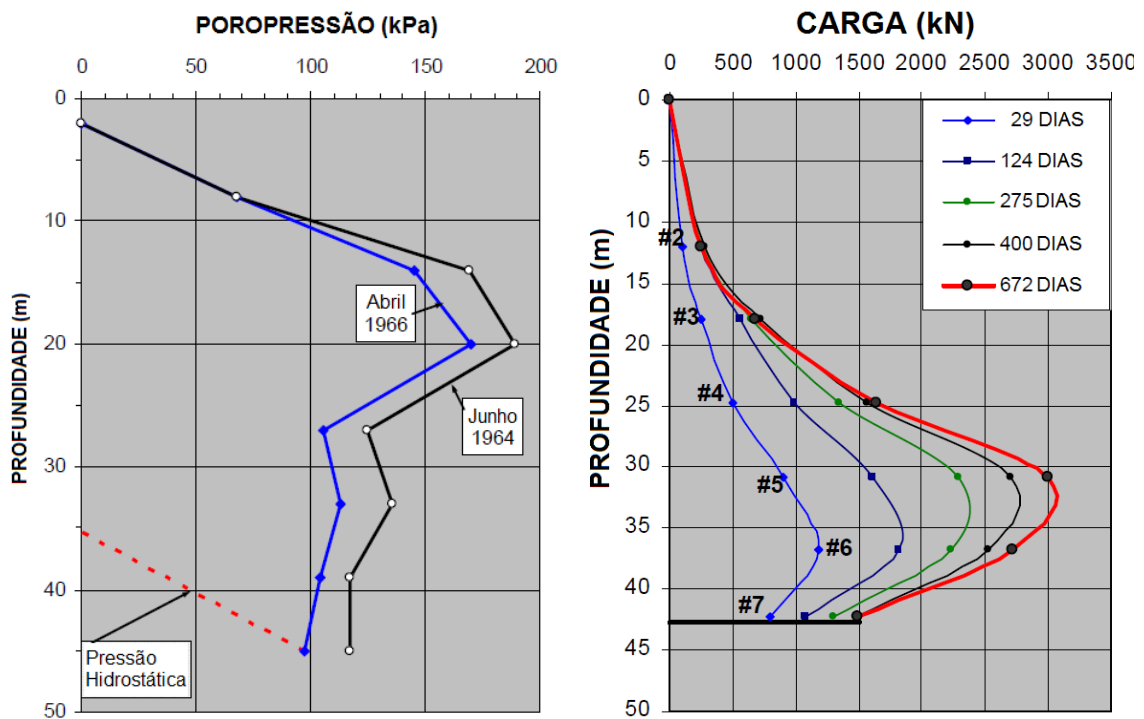
As estacas foram instrumentadas em pontos espaçados a cada 6 m ao longo do comprimento, a partir dos 8 m de profundidade. Medidores de recalque e piezômetros foram

instalados em vários pontos, com espaçamento de 6 m, na região próxima às estacas. O nível freático foi encontrado a 2 m de profundidade.

Na Figura 15, observa-se o índice que designa cada estaca: $\circ E$ (*open-toe*) para a estaca de ponta aberta e $\bullet E$ (*closed-toe*) para as estacas de ponta fechada. A última estaca foi cravada com uma inclinação de 8° (relação 1H:7V). Para a cravação, foi utilizado um martelo diesel.

O estudo durou aproximadamente 3 anos. Nos dois primeiros anos, a redução da poropressão não foi significativa, como pode ser visto na Figura 16a. Porém, com a consolidação, a camada compressível tendeu a se “pendurar” na estaca e provocou o atrito negativo. As cargas observadas, na estaca vertical de ponta aberta, estão no gráfico da Figura 16b.

Figura 16 - Resultados dos dois primeiros anos de estudo.



(a) Variação da poropressão.

(b) Carga na estaca cE43 ao longo do tempo.

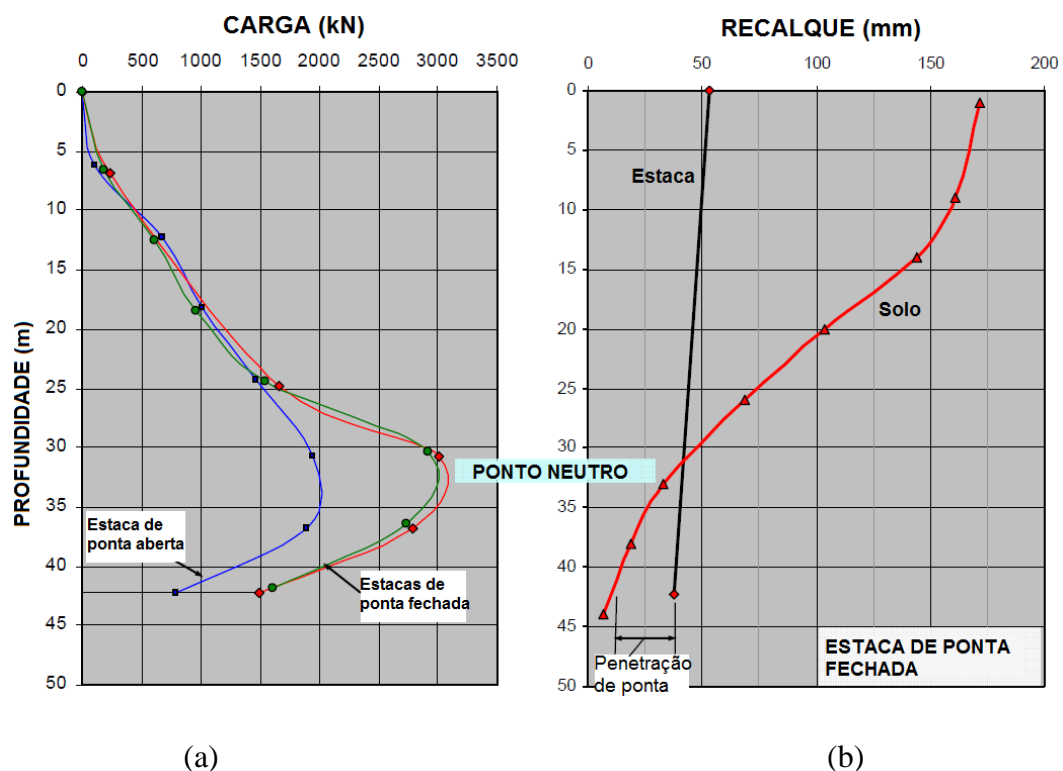
Fonte: ENDO *et al.* (1969 apud FELLENIUS, 2006). Adaptado pelo autor.

Foi analisada também a diferença de comportamento entre as estacas de pontas aberta e fechada. Na Figura 17a, observa-se que, até 25 m de profundidade, a carga devido ao atrito negativo foi praticamente igual nos dois casos. A partir de então, nos 10 m seguintes, o comportamento das curvas foi semelhante, e mostrou a inversão de sinal do atrito. Porém na estaca com ponta aberta, o gráfico apresenta uma curva mais suave. A localização do ponto

neutro nesse ultimo caso não foi tão bem definida. O atrito negativo máximo desenvolvido ao longo de 672 dias ultrapassou 300 tf.

Para as estacas de ponta fechada, o gráfico apresentou uma mudança de sentido mais definida em torno dos 30 m de profundidade, o que indica a localização do ponto neutro nessa região. No ponto neutro, para a estaca E_{43} , o recalque observado foi de 40 mm aproximadamente (Figura 17b) enquanto que na superfície do terreno, os autores indicaram recalques acima de 130 mm (FELLENIOUS, 1998).

Figura 17 – Resultados finais do estudo.

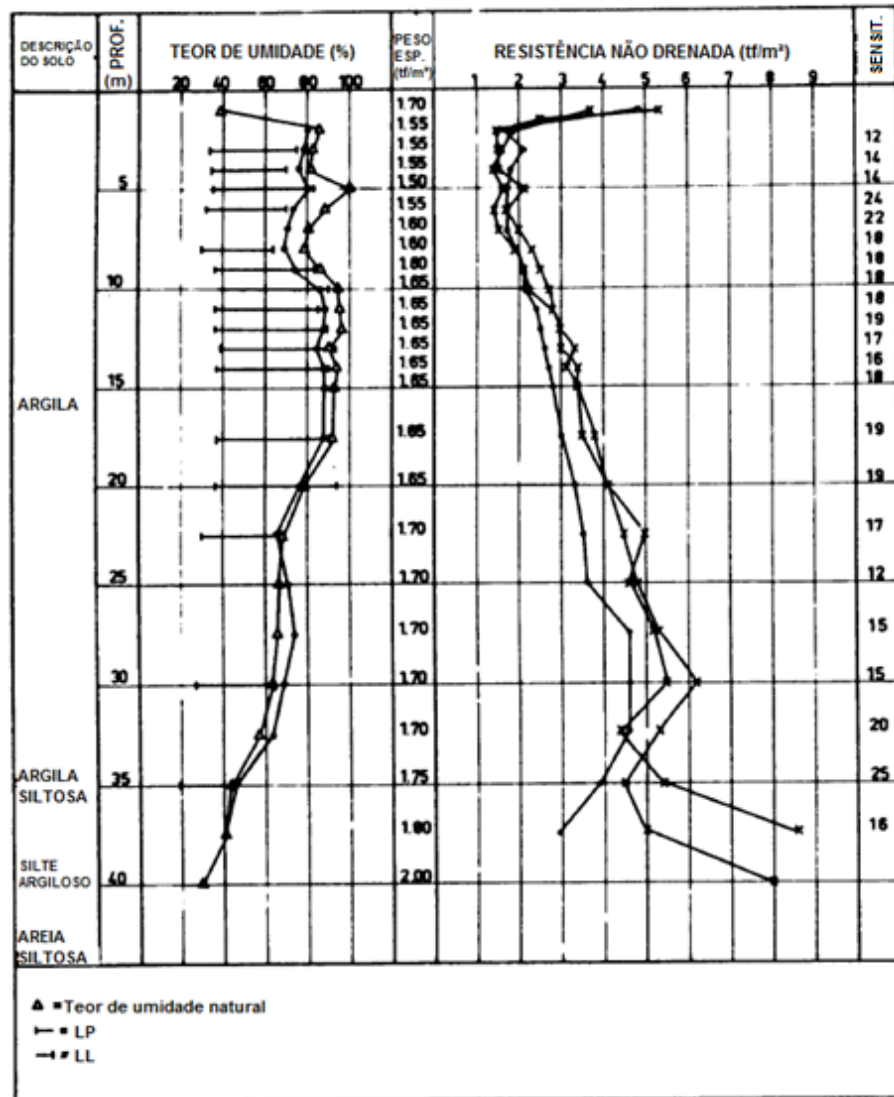


Fonte: ENDO *et al.* (1969 apud FELLENIOUS, 2006). Adaptado pelo autor.

3.4.3 Fellenius e Broms (1969) / Fellenius (1972)

O estudo realizado na Suécia consistiu na análise de duas estacas pré-moldadas de concreto com seção hexagonal (300 mm de diâmetro circunscrito). A cravação das estacas atravessou uma camada de 40 m de argila e 12 m de areia. A Figura 18 mostra o perfil do terreno e as informações obtidas com o ensaio de palheta realizado.

Figura 18 - Perfil do terreno estudado por Fellenius e Broms, na Suécia.



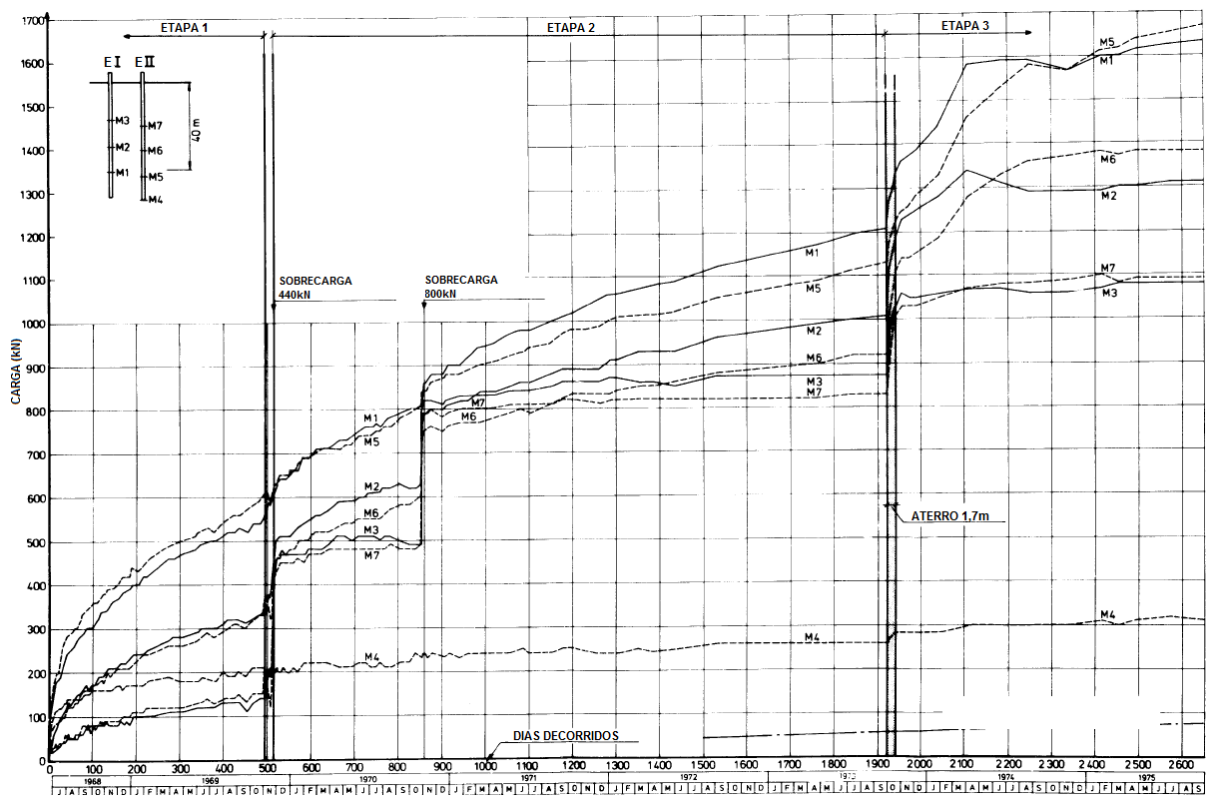
Fonte: FELLENIUS (1972 apud FELLENIUS, 1998). Adaptado pelo autor.

As cargas nas estacas foram acompanhadas ao longo de sete anos de estudo. O estudo desenvolveu-se em três etapas. Na primeira fase, nenhuma sobrecarga foi aplicada na superfície do terreno ou no topo das estacas; na segunda fase, um ano e meio após o início dos testes, foram adicionadas plataformas de concreto no topo das estacas, que aplicavam uma carga de 440 kN às mesmas, e um ano depois uma carga adicional de 360 kN foi aplicada por bloco sobre a plataforma; na etapa final, foi colocado um aterro na superfície do terreno na região das estacas (FELLENIUS, 1998).

De início observou-se grande variação no carregamento das estacas, provocado pelo efeito da reconsolidação da camada, vista a dissipação do excesso de poropressão causado

pela cravação. No decorrer dos estágios seguintes de carregamento, não foram observados recalques significativos na superfície do terreno, porém os pequenos deslocamentos relativos entre estaca e solo (da ordem de 1 mm) foram capazes de aumentar o atrito negativo. Com a colocação do aterro observou-se o aumento dos recalques, e num período de dois anos após sua execução a superfície do terreno recalcou 100 mm. O gráfico da Figura 19 apresenta os resultados dos sensores ao longo das fases de estudo.

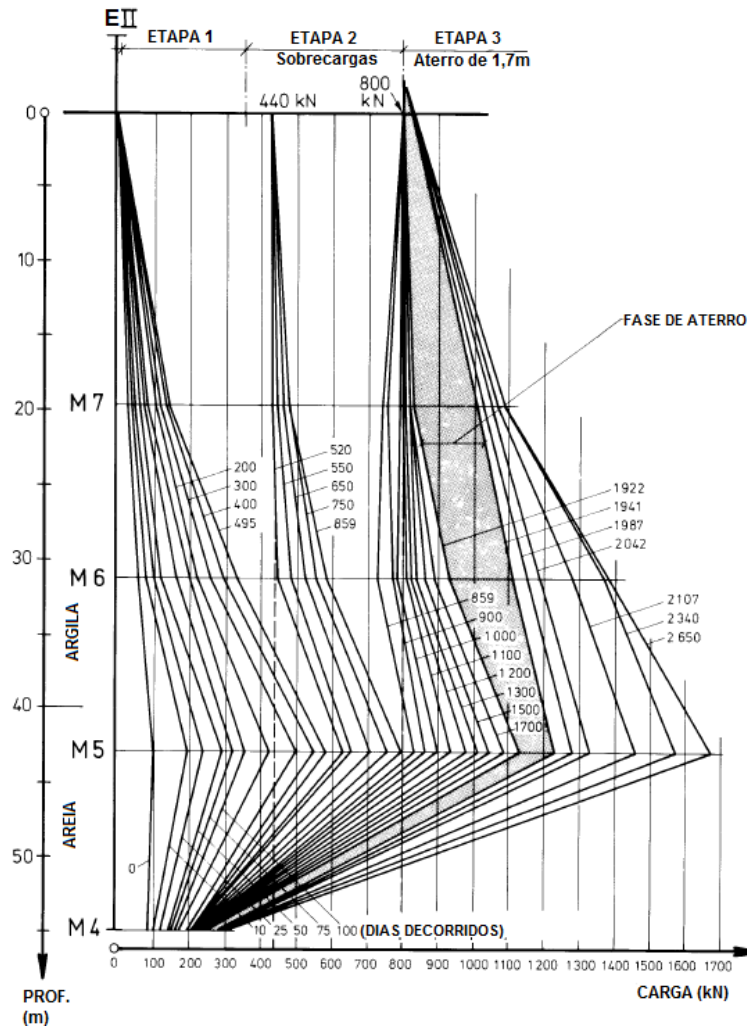
Figura 19 - Atrito negativo observado nas estacas I e II.



Fonte: BJERIN (1977 apud FELLENIUS, 1998). Adaptado pelo autor.

Para a estaca II, após 2650 dias, foi observado um atrito negativo máximo entre 160 e 170 tf. O gráfico da Figura 20 mostra, para esta mesma estaca, a evolução do atrito negativo ao longo das fases de carregamento. A mudança de comportamento do gráfico, na profundidade de 43 m aproximadamente, indica a inversão do sentido do atrito lateral na estaca, o que evidencia a presença do ponto neutro nessa região.

Figura 20 - Carregamento na estaca II ao longo dos anos de estudo.



Fonte: BJERIN (1977 apud FELLENIUS, 1998).

3.5 Estimativa do Atrito Negativo em Estacas Isoladas

Diversos autores propuseram métodos de cálculo do atrito negativo. Entre as propostas mais relevantes da literatura encontram-se as de: Terzaghi e Peck; Moretto e Bolognesi; Zeevaert; Elmasry; Johannessen e Bjerrum; Bowles; De Beer e Wallays; Endo *et al.*; Johnson e Kavanagh; Poulos e Davis; Poulos e Mattes; e Combarieu. Porém, algumas dessas abordagens requerem parâmetros do solo, que são obtidos exclusivamente por ensaios de laboratório, não sendo o foco deste trabalho.

Entre as propostas, observa-se a distinção entre os métodos que avaliam apenas a situação de estaca isolada ou apenas de grupo de estacas. O método de De Beer e Wallays, por exemplo, contempla as duas situações, com ajustes apenas nas áreas de contribuição por

estaca. Adiante serão detalhados, dentre os métodos citados, as formulações que serão utilizadas no estudo de caso.

3.5.1 Método de Moretto e Bolognesi

Moretto e Bolognesi (1959 apud SANTOS NETO, 1981) propuseram que o atrito negativo (P_{an}) fosse calculado pela multiplicação da área lateral da estaca pela resistência ao cisalhamento da camada compressível adjacente.

Dessa forma:

$$P_{an} = A_l \times \tau_0 \quad (3.5)$$

onde, A_l é a área lateral da estaca que pode ser obtida do produto do perímetro (U) pelo comprimento (L);

τ_0 é a resistência ao cisalhamento inicial do solo.

Badillo e Rodriguez (1972 apud OLIVEIRA, 2000) sugerem que um valor máximo do atrito negativo seria calculado com a coesão não drenada (c_u) do solo da camada compressível como a resistência ao cisalhamento desta.

Ainda como alternativa para a resistência ao cisalhamento da camada pode-se considerá-la igual à aderência solo-estaca. Para tal, Tomlinson (1957 apud SANTOS NETO, 1981) apresentou os valores indicados no Quadro 2.

Quadro 2 - Valores de aderência solo-estaca.

TIPO DA ESTACA	CONSISTÊNCIA DA ARGILA	NSPT	COESÃO (tf/m ²)	ADERÊNCIA (tf/m ²)
Madeira ou Concreto	Muito mole	0 - 2	0 - 1,22	0 - 1,22
	Mole	2 - 5	1,22 - 2,44	1,22 - 2,34
	Média	5 - 10	2,44 - 4,88	2,34 - 3,66
	Rija	10 - 20	4,88 - 9,76	3,66 - 4,64
	Muito rija	20 - 40	9,76 - 19,53	4,64 - 6,34
Aço	Muito mole	0 - 2	0 - 1,22	0 - 1,22
	Mole	2 - 5	1,22 - 2,44	1,22 - 2,25
	Média	5 - 10	2,44 - 4,88	2,25 - 3,42
	Rija	10 - 20	4,88 - 9,76	3,42 - 3,52
	Muito rija	20 - 40	9,76 - 19,53	3,52 - 3,66

Fonte: SANTOS NETO, 1980. Adaptado pelo autor.

3.5.2 Método de Johannessen e Bjerrum

Johannessen e Bjerrum (1965 apud OLIVEIRA, 2000) apresentaram sua proposta baseados nos resultados de análises em estacas metálicas instrumentadas. As estacas foram cravadas ao longo de uma camada espessa de argila, sobre a qual foi colocado um aterro de 10,0 m de altura. Os autores apontam que a aderência no contato solo-estaca (τ_a) varia ao longo do fuste de acordo com a expressão:

$$\tau_a = \sigma'_h \times \tan \phi'_a \quad (3.6)$$

ou ainda,

$$\tau_a = K \times \sigma'_v \times \tan \phi'_a \quad (3.7)$$

Onde: σ'_h = pressão horizontal efetiva;

σ'_v = pressão vertical efetiva;

K = coeficiente de empuxo;

ϕ'_a = ângulo de aderência estaca-solo.

Para estacas com a superfície rugosa, pode-se considerar $\phi'_a = \phi'$ (ângulo de atrito interno efetivo do solo). Portanto, ao longo da estaca:

$$\tau_a = K \times \tan \phi' \int_0^z \sigma'_v dz \quad (3.8)$$

onde z é a profundidade na qual deseja-se obter o atrito negativo.

O valor final da parcela do atrito negativo poderá se obtido então através do produto de τ_a pelo perímetro da estaca (U):

$$P_{an} = \tau_a \times U = U \times K \times \tan \phi' \int_0^z \sigma'_v dz \quad (3.9)$$

Para uma estaca circular de diâmetro D , o perímetro é calculado por $U = \pi \times D$.

3.5.3 Método de De Beer e Wallays

De Beer e Wallays (1968 apud VELLOSO; LOPES, 2010) publicaram um trabalho notável a partir das ideias de Zeevaert. O cálculo é feito separadamente para o efeito da

sobrecarga (que inclui o aterro) e para o efeito da camada compressível, respectivamente, $P_{an,0}$ e $P_{an,\gamma}$.

Tem-se, então:

$$P_{an} = P_{an,0} + P_{an,\gamma} \quad (3.10)$$

As parcelas podem ser calculadas por:

$$P_{an,0} = A_0 \times p_0 \times (1 - e^{-M_0}) \quad (3.11)$$

$$P_{an,\gamma} = A_\gamma \times \gamma' \times H \times \left(1 - \frac{1 - e^{-M_\gamma}}{M_\gamma}\right) \quad (3.12)$$

Onde:

$$M_0 = \frac{U \times H \times K \times \tan \phi'}{A_0} \quad (3.13)$$

$$M_\gamma = \frac{U \times H \times K \times \tan \phi'}{A_\gamma} \quad (3.14)$$

para: H = espessura da camada compressível;

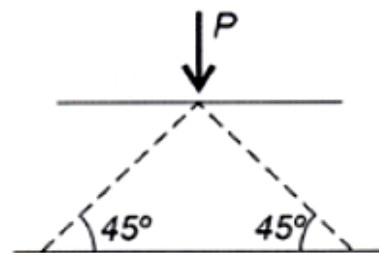
K = coeficiente de empuxo. Para tal, pode-se adotar o valor no repouso (K_0) para solos normalmente adensados: $K_0 = 1 - \sin \phi'$;

γ' = peso específico efetivo da camada compressível;

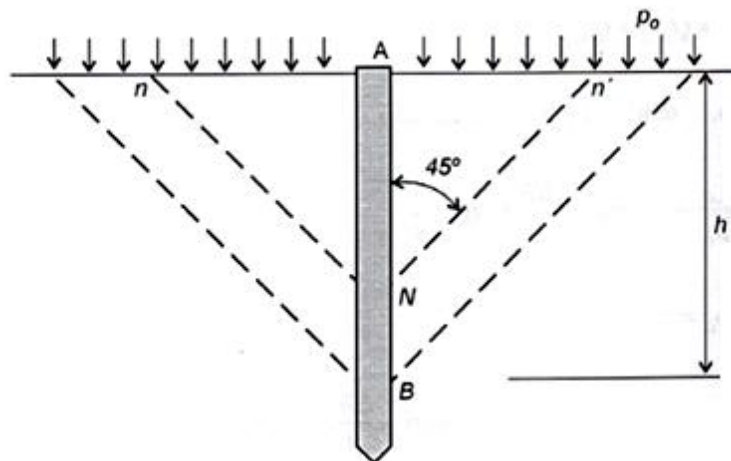
p_0 = sobrecarga no topo da camada compressível.

Para o cálculo de A_0 e A_γ , os autores admitiram que a influência de uma sobrecarga não produzisse efeito fora de um cone, que tem vértice com ângulo de 90° no ponto de aplicação da carga (Figura 21a). A influência da sobrecarga p_0 sobre a camada mole foi considerada separadamente do efeito do peso próprio dessa camada.

Figura 21 – Hipótese da influência da sobrecarga de De Beer e Wallays.



(a)



(b)

Fonte: VELLOSO; LOPES, 2010.

Com a hipótese admitida, no ponto **N** (Figura 21b), a uma profundidade z , as pressões são influenciadas pela sobrecarga p_0 que se encontra no interior do cone, cujo diâmetro do círculo da base vale:

$$nn' = 2z \quad (3.15)$$

No ponto **B**, o diâmetro da base circular é nulo, enquanto que no ponto **A** tem o valor de $2h$. Com o valor médio da espessura da camada compressível (h) para o diâmetro, pode ser calculada a área A_0 , introduzida na parcela $P_{an,0}$:

$$A_0 = \frac{\pi \times h^2}{4} \quad (3.16)$$

Já para o cálculo área A_γ apresentada na parcela $P_{an,\gamma}$, o diâmetro de influência é igual a $h/2$. Assim:

$$A_\gamma = \frac{\pi \times h^2}{16} \quad (3.17)$$

Reitera-se que as equações para o cálculo das áreas de influência apresentadas nas Equações 3.16 e 3.17 referem-se às estacas isoladas. Para o caso de grupo de estacas, são utilizadas equações distintas para as estacas internas, as de bordo e as de canto.

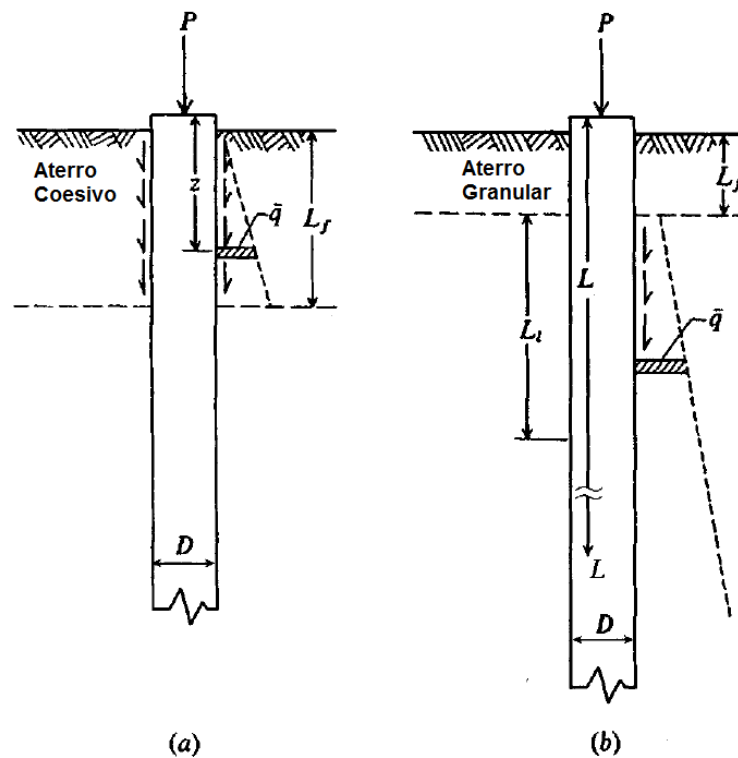
3.5.4 Método de Bowles

Bowles (1997) traz, para as estacas isoladas, dois casos possíveis para o cálculo do atrito negativo: no primeiro, um aterro coesivo é colocado sobre uma camada sem coesão; no

outro caso, um aterro granular é colocado sobre um depósito compressível com coesão considerável. Na primeira situação (Figura 22a), o aterro cria uma aderência no contato com a estaca e, à medida que se consolida, tende a deslocar a esta para baixo.

Por outro lado, quando o aterro granular é colocado sobre a camada compressível (Figura 22b), o atrito negativo se desenvolverá, como foi visto anteriormente, com adensamento desse depósito.

Figura 22 – Situações descritas por Bowles.



Fonte: BOWLES, 1997. Adaptado pelo autor.

- a. Aterro coesivo é colocado sobre uma camada sem coesão (Figura 22a):

$$P_{an} = \int_0^{L_f} K_0 \alpha' U \sigma'_v dz \quad (3.18)$$

Onde: $\alpha' = \tan \delta$, com $\delta \cong 0,5$ a $0,9\phi'$;

L_f = espessura do aterro;

L = comprimento da estaca.

- b. Aterro granular sobre camada compressível (Figura 22b):

$$P_{an} = \int_0^{L_1} K_0 \alpha' U \sigma'_v dz \quad (3.19)$$

De maneira geral σ'_v é dado pela seguinte expressão:

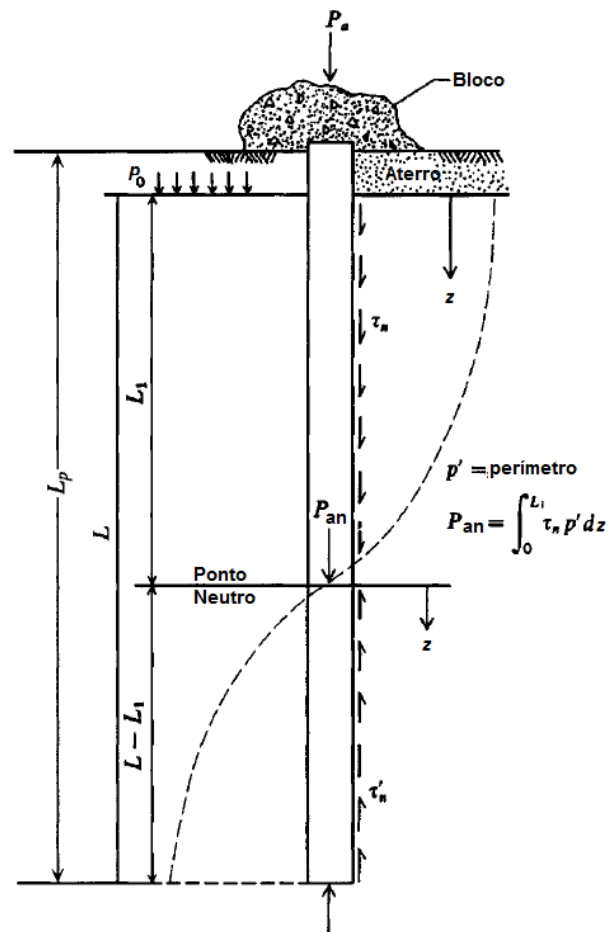
$$\sigma'_v = p_0 + \gamma' \times z \quad (3.20)$$

Na Figura 23, pode-se observar que L_1 é a distância entre o topo da camada compressível e o ponto neutro, e que a profundidade z é referenciada também no topo da camada compressível. Com o resultado da integração e o equilíbrio das forças atuantes na estaca (atritos negativo e positivo no fuste e carga de ponta), o autor encontra para L_1 :

$$L_1 = \frac{L}{L_1} \left(\frac{L}{2} + \frac{p_0}{\gamma'} \right) - \frac{2p_0}{\gamma'} \quad (3.21)$$

Onde p_0 é sobrecarga no topo da camada compressível e γ' é peso específico efetivo dessa camada.

Figura 23 – Localização do ponto neutro e ações atuantes na estaca.



Fonte: Adaptado de Bowles (1997). Adaptado pelo autor.

3.5.5 Método de Endo, Minou, Kawasaki e Shibata

A proposta destes autores foi baseada nos resultados obtidos da instrumentação de estacas metálicas na cidade de Tóquio (FELLENIOUS, 1998). A formulação é semelhante à proposta por Johannessen e Bjerrum, com o acréscimo do conceito do ponto neutro e do coeficiente que depende da ponta da estaca (η). O valor máximo do atrito negativo (na profundidade do ponto neutro) pode ser calculado por:

$$P_{an} = \eta \times U \times K \times \tan \phi' \int_0^{\mu L} \sigma'_v dz \quad (3.22)$$

Para: $\eta = 1,00$ para estacas com ponta fechada; $0,60$ para estacas com ponta aberta;

L = comprimento da estaca;

$\mu = \frac{L_N}{L}$, para L_N igual à profundidade do ponto neutro. Os autores recomendam: $0,73 < \mu < 0,78$.

4 METODOLOGIA

Neste trabalho, o estudo do atrito negativo se dá por meio da relação entre os conceitos aqui apresentados e estimativa em caso real de projeto de fundações por estacas, em camada espessa de solo mole. A estimativa foi feita por meio do cálculo direto do atrito negativo com as fórmulas aqui apresentadas e auxílio de planilhas em Excel® para obtenção dos gráficos.

Mesmo diante da diversidade de métodos para a estimativa do atrito negativo, o estudo de caso deste trabalho considerou apenas as propostas dos autores destacados anteriormente, vista a simplicidade matemática (que remete à praticidade requerida para projetos), dificuldade de obtenção de alguns parâmetros do solo necessários à outras abordagens e os resultados satisfatórios, como apresentaram Santos Neto (1981) e Oliveira (2000).

Para o estudo de caso, foi utilizado um projeto de fundação de empreendimento residencial na cidade de Aracaju-SE. Foram obtidos junto aos projetistas responsáveis: estaqueamento, sondagens, dados de cravação das estacas e resultados de ensaios dinâmicos.

É importante ressaltar os critérios de adoção dos parâmetros de resistência das camadas obtidas nos perfis de sondagem que necessárias para o cálculo do atrito negativo na estaca: coesão e ângulo de atrito interno. A coesão não drenada, com a ausência de ensaio de campo específico, foi obtida por meio de correlações com o valor de N_{SPT} encontradas na literatura e apresentadas no Quadro 2 e na Tabela 1.

Tabela 1 - Valores de resistência não drenada para argilas.

Consistência	Resistência à compressão	Coesão não drenada
	tf/m ²	tf/m ²
Muito mole	0 - 2,5	0 - 1,2
Mole	2,5 - 5,0	1,3 - 2,5
Média	5,0 - 10,0	2,5 - 5,0
Rija	10,0 - 20,0	5,0 - 10,0
Muito rija	20,0 - 40,0	10,0 - 20,0
Dura	> 40,0	> 20,0

Fonte: MARANGON, 2009. Unidade adaptada.

Para o ângulo de atrito interno foi utilizado procedimento diferente, no qual foram adotados os valores de coeficiente β encontrados na literatura, que pode ser expresso por:

$$\beta = K \times \tan \phi' \quad (4.1)$$

Os autores dos estudos citados no item 3.4 encontraram por meio de retroanálise o valor do β correspondente a cada situação de ensaio, através do atrito negativo observado na instrumentação das estacas. Portanto foi utilizado o valor deste coeficiente para situação semelhante a aqui estudada, em detrimento do uso de correlações do ângulo de atrito com o valor de N_{SPT} . Long e Healy (1974) apresentam uma tabela resumo de alguns valores obtidos para o coeficiente (Tabela 2).

Tabela 2 - Valores do coeficiente beta encontrados nos estudos notáveis.

REFERENCE	PILE TYPE	SOIL CONDITIONS	β
Bjerrum Johannessen & Eide (1969)	Steel Pipe	Silty Clay	.25
	Steel Pipe	Silty Clay	.26
	w/ Bitumen	Silty Clay	.02
	Steel Pipe	Clay	.18
	Steel Pipe	Clay	.23
	w/ Bitumen	Clay	.01
	Bjerrum & Johannessen (1965)	Krupp KP24	Marine Clay
Bozozuk & Labrecque (1969)	Steel Pipe	Sand & Silty Clay (N.C. & O.C.)	.20
Brons et al (1969)	Concrete	Cohesive Soil	.24
	w/ Bitumen	Cohesive Soil	.01
	w/ Bentonite	Cohesive Soil	.03
	Concrete	Clay & Sand	.19
Bozozuk (1970)	Steel Pipe	Compacted Sand Fill	.77
	Steel Pipe	Silty Sand	.33
Endo et al (1969)	Steel Pipe (closed end)	Sandy Silt	.35
	Steel Pipe (open end)	Sandy Silt	.20
	" " (battered)	Sandy Silt	.33
	Steel Pipe (closed end friction)	Sandy Silt	.30
Fellenius (1971)	Precast Concrete	Marine Clay	.09
Walker & Darval (1972)	Steel Pipe	Sand	.52
	Steel Pipe	Silty Clay	.23
Gant et al (1958)	Monotube Pile	Clayey Silt & Sand	.33

Fonte: LONG; HEALY (1974).

5 ESTUDO DE CASO

5.1 Apresentação

Para estudo da quantificação do atrito negativo em projeto de fundações por estacas, será abordada uma obra residencial em Aracaju, Sergipe. O empreendimento localiza-se no bairro Jabotiana, onde a ocorrência de solos moles é grande.

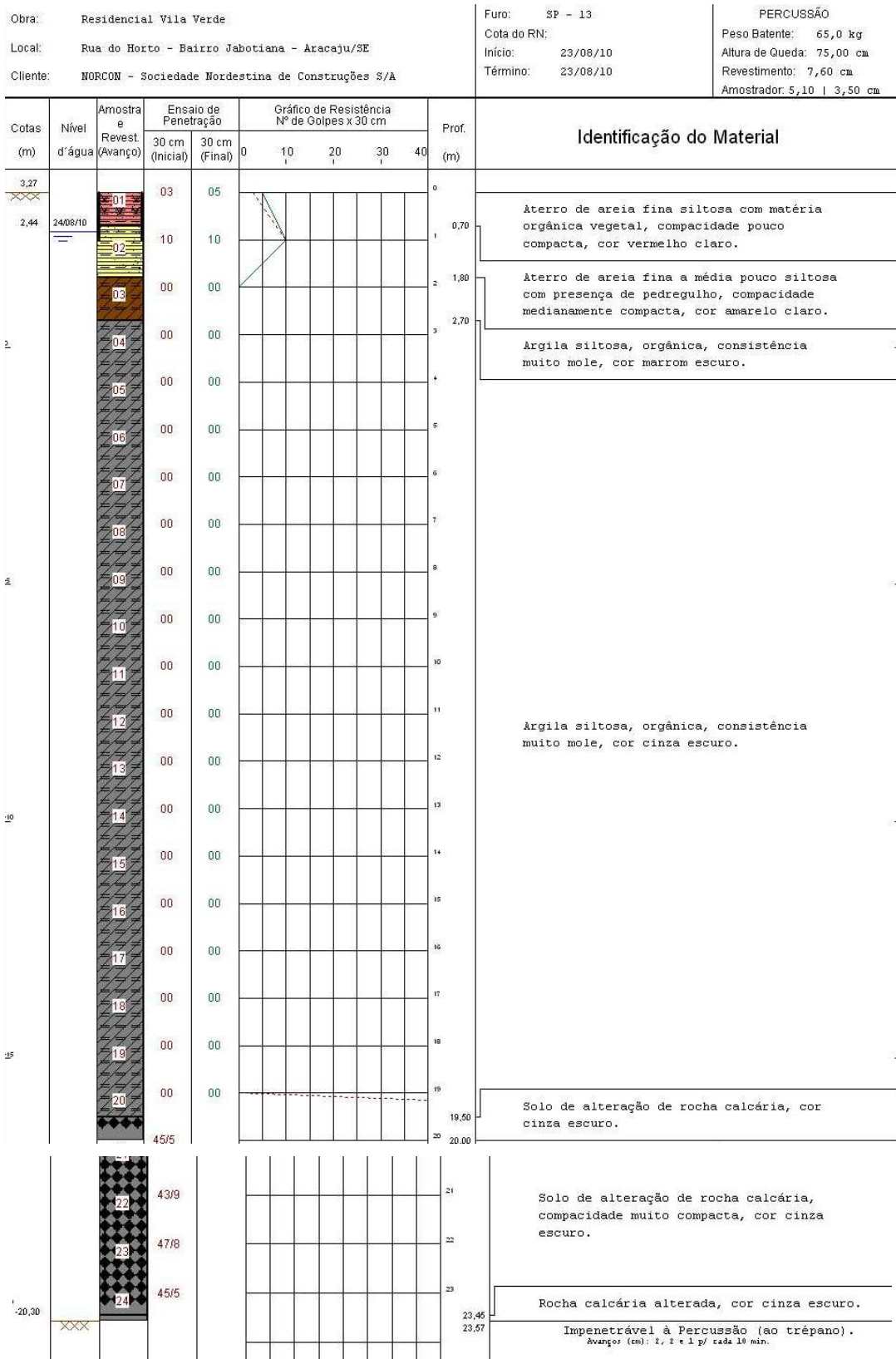
5.2 Projeto de Fundação do Empreendimento

5.2.1 Informações geotécnicas

Para o projeto de fundação do empreendimento foi realizada a investigação do subsolo por meio do Ensaio de Penetração Padrão (ou *Standard Penetration Test* - SPT). A campanha de sondagens constituiu-se de 3 (três) furos em cada uma das torres periféricas, 4 (quatro) em cada torre central, além de um furo na área de lazer do condomínio, num total de 24 (vinte e quatro) furos e 515,48 m. Como foi dito, a formação geológica na região (próxima ao Rio Poxim) apresenta camadas espessas de solos moles, o que foi confirmado pela investigação de campo.

No boletim de sondagem do furo SP-13, apresentado na Figura 24, o perfil geotécnico é caracterizado por uma espessa camada de solo muito mole (com valores de N_{SPT} nulos), identificada como uma argila siltosa orgânica de cor cinza escuro, que aparece entre as profundidades de 1,8 a 19,8 m. Acima desta camada, apresentou-se um aterro de areia siltosa, compactidade pouco compacta a medianamente compacta, com valores de N_{SPT} entre 05 a 10 golpes. Abaixo da camada de solo mole, ocorre a presença de solo de alteração de rocha calcária, com valores de N_{SPT} acima de 43/9 golpes. O ensaio foi limitado na profundidade de 23,57 m, na camada de rocha calcária alterada, de cor cinza escuro.

Figura 24 - Boletim de sondagem do furo SP-13.



Fonte: GEOTEC Consultoria e Serviços Ltda.

As características do perfil apresentado pelo SP-13 definem quase todo o terreno. A camada de argila siltosa muito mole se apresenta intermediariamente, e ultrapassa na situação mais extrema os 20 m de profundidade. Variações consideráveis no perfil apresentaram-se apenas nos furos SP-07, SP-08, SP-09, SP-21, SP-22 e SP-23. No SP-07, por exemplo, foi possível identificar uma camada de areia fina a média (medianamente compacta a compacta, com valores de N_{SPT} de até 20 golpes), no meio da camada de argila siltosa orgânica. Já no SP-21, após a camada de argila orgânica e acima do solo alterado da rocha (entre 15 e 20 m de profundidade), foi identificada uma camada de silte arenoso, muito compacto, com valores de N_{SPT} acima de 40 golpes.

5.2.2 Solução de fundação adotada

Vistas as características do terreno, mencionadas no item anterior, a solução adotada para a fundação dos edifícios foram estacas pré-moldadas de concreto. Foram adotadas para o projeto blocos sobre uma, duas e três estacas. O estaqueamento prevê três tipos de seção transversal para os elementos de fundação. Destes, dois tipos são hexagonais (EPH-280 e EPH-320)² e um circular (EC-350). Na Figura 25, são apresentadas as características técnicas e geométricas da estaca de seção circular adotada, de acordo com o fabricante.

Figura 25 - Características técnicas e geométricas da estaca de seção circular.

Características Técnicas

TIPO	Diâmetro Externo (cm)	Carga Admissível Estrutural		Peso Nominal (kg/m)	Espessura da Parede (cm)	Comprimentos Padrão (m)			
		Compressão (tf)	Tração (tf)			11,00	7,00	5,60	4,20
EC 260 *	26	55	9,4	95	6	11,00	7,00	5,60	4,20
EC 300 *	30	80	11,8	138	8	11,00	7,00	5,60	4,20
EC 350	35	90	11,8	154	7	11,00	7,00	5,60	4,20
EC 400/8	40	115	14,8	201	8	11,00	7,00	5,60	4,20
EC 400/10	40	140	16,5	236	10	11,00	7,00	5,60	4,20
EC 500	50	175	19,8	290	9	11,00	7,00	5,60	4,20
EC 600	60	240	27,7	393	10	11,00	7,00	5,60	4,20
EC 700 *	70	310	32,2	510	11	11,00	7,00	5,60	4,20

* Fabricação sob consulta



Fonte: Folder do fabricante.

² A nomenclatura das estacas segue os manuais do fabricante T&A Pré-fabricados, disponíveis em: <http://www.tea.com.br/wp-content/uploads/2011/07/Folder-Estacas.pdf>

5.3 Estimativa do Atrito Negativo

Para estimativa do atrito negativo, foi tomado o caso de uma estaca isolada. A estaca em questão tem seção circular do tipo EC-350, apresentada anteriormente na Figura 25. A carga estrutural admissível é de 90 tf.

Foram utilizados os métodos anteriormente detalhados para o cálculo de atrito negativo em estacas isoladas: Moretto e Bolognesi; Johannessen e Bjerrum; De Beer e Wallays; Bowles; Endo *et al.* Para os parâmetros a serem adotados nas equações já apresentadas, seguem as considerações:

- Para o comprimento cravado da estaca foi adotada a estimativa de 19,5 m;
- Para a espessura da camada compressível, foi analisada a sondagem de referência (SP-13), que apresenta: até 1,8 m de profundidade o aterro de areia fina siltosa, seguido de argila siltosa orgânica até 19,50 m. Com o comprimento cravado da estaca e o perfil de sondagem, foi adotada uma camada compressível de 17,70 m (sem o aterro), que por simplificação foi considerada integralmente com as mesmas características ao longo da profundidade;
- Cota de boca de furo: +3,27 m;
- Nível d'água: +2,44 m;
- Cota do topo da camada compressível: $+3,27 - 1,80 = +1,47\text{m}$;
- A sobrecarga devido ao aterro (p_0) no topo da camada compressível foi calculada da seguinte forma:
 - a. Espessura do aterro a ser executado para que seja alcançada a cota de terraplenagem de projeto: $3,85 - 3,27 = 0,58\text{ m}$;
 - b. Espessura do aterro já existente: 1,80 m;
 - c. Peso específico do aterro existente: 1,8 tf/m³ (Tabela 3);

Tabela 3 - Peso específico de solos arenosos.

NSPT	Compacidade	Peso Específico (tf/m ³)		
		Seco	Úmido	Saturado
< 5	Fofa	1,6	1,8	1,9
5 a 8	Pouco compacta	1,6	1,8	1,9
9 a 18	Medianamente compacta	1,7	1,9	2,0
19 a 40	Compacta	1,8	2,0	2,1
> 40	Muito compacta	1,8	2,0	2,1

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

d. Peso específico do aterro a ser executado: 1,8 tf/m³ (Tabela 3);

Assim,

$$p_0 = (0,58 \times 1,8) + (3,27 - 2,44) \times 1,8 + (2,44 - 1,47) \times (1,8 - 1,0) = 3,31 \text{ tf/m}^2 \quad (5.1)$$

- Perímetro da estaca:

$$U = \pi \times D = \pi \times 0,35\text{m} = 1,10\text{m} \quad (5.2)$$

- Peso específico da camada compressível: 1,3 tf/m³ (ver Tabela 4).

Tabela 4 - Peso específico de solos argilosos.

NSPT	Consistência	Peso Específico (tf/m ³)
≤ 2	Muito mole	1,3
3 a 5	Mole	1,5
6 a 10	Média	1,7
11 a 19	Rija	1,9
≥ 20	Dura	2,1

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

No método de Moretto e Bolognesi, foi adotado para a coesão não drenada da argila o valor de 1,0 tf/m². Para os demais métodos, utilizou-se das retroanálises realizadas nos estudos de instrumentação de estacas em campo para obtenção do coeficiente β (ver Equação 4.1), com base na Tabela 2. Foram adotados valores de β referentes aos estudos realizados com estacas de concreto: valor mínimo de 0,09 (obtido por Fellenius) e o máximo de 0,20 (dentro do intervalo obtido por Broms *et al.* para estacas de concreto).

Para os métodos de Johannessen e Bjerrum, Bowles e Endo *et al.*, a integração das tensões, para obtenção da sobrecarga devido ao atrito negativo (ver Equação 3.9), apresenta fácil resolução, pelo fato de o caso prático atender à Equação 3.20 para o cálculo das tensões verticais ao longo da camada compressível. Assim, a integração se dará, de modo geral:

$$\int_0^z \sigma'_v dz = p_0 \times z + \gamma' \times \frac{z^2}{2} \quad (5.3)$$

E, para $z = L$ (comprimento da estaca na camada compressível),

$$\int_0^L \sigma'_v dz = p_0 \times L + \gamma' \times \frac{L^2}{2} \quad (5.4)$$

Para o cálculo pelo método de De Beer e Wallays, as áreas de influência A_0 e A_γ foram calculadas pelas Equações 3.16 e 3.17, respectivamente. Então:

$$A_0 = \frac{\pi \times 17,7^2}{4} = 246,06m^2 \quad (5.5)$$

$$A_y = \frac{\pi \times 17,7^2}{16} = 61,51m^2 \quad (5.6)$$

No método de Bowles, o comprimento L_1 (do topo da camada compressível até o ponto neutro – ver Figura 23) foi obtido por meio de tentativas, através da Equação 3.21, como segue:

$$L_1 = \frac{17,7}{L_1} \left(\frac{17,7}{2} + \frac{3,31}{1,3-1,0} \right) - \frac{2 \times 3,31}{1,3-1,0} \quad (5.7)$$

Ao inserir o valor de $L_1 = 10,73$ no lado direito, a expressão retoma $L_1 = 10,75$. Então, a profundidade do ponto neutro, a partir do topo da camada compressível, é de 10,75 m (equivalente a uma relação de $\frac{L_1}{L} = \frac{10,75}{17,70} = 0,61$), que foi adotada para o cálculo do atrito negativo.

Por fim, chama-se atenção para os valores adotados no método de Endo, Minou, Kawasaki e Shibata referentes às considerações feitas pelos autores. É válido observar que a parede da estaca aqui estudada é relativamente espessa (7 cm) quanto ao diâmetro da seção (35 cm), diferentemente das estacas estudadas pelos autores (espessura de parede igual a 9,5 mm e diâmetro da seção de 609 mm). Portanto, para a estimativa do atrito negativo, foram considerados os coeficientes de ponta de ambas as situações: $\eta = 0,6$ (ponta aberta - Figura 25) e $\eta = 1,0$ (ponta fechada). Para a profundidade relativa do ponto neutro, foi adotado o valor intermediário de $\mu = 0,76$, o que resulta em $L_N = 13,45 m$ (ver Equação 3.22).

6 RESULTADOS E DISCUSSÃO

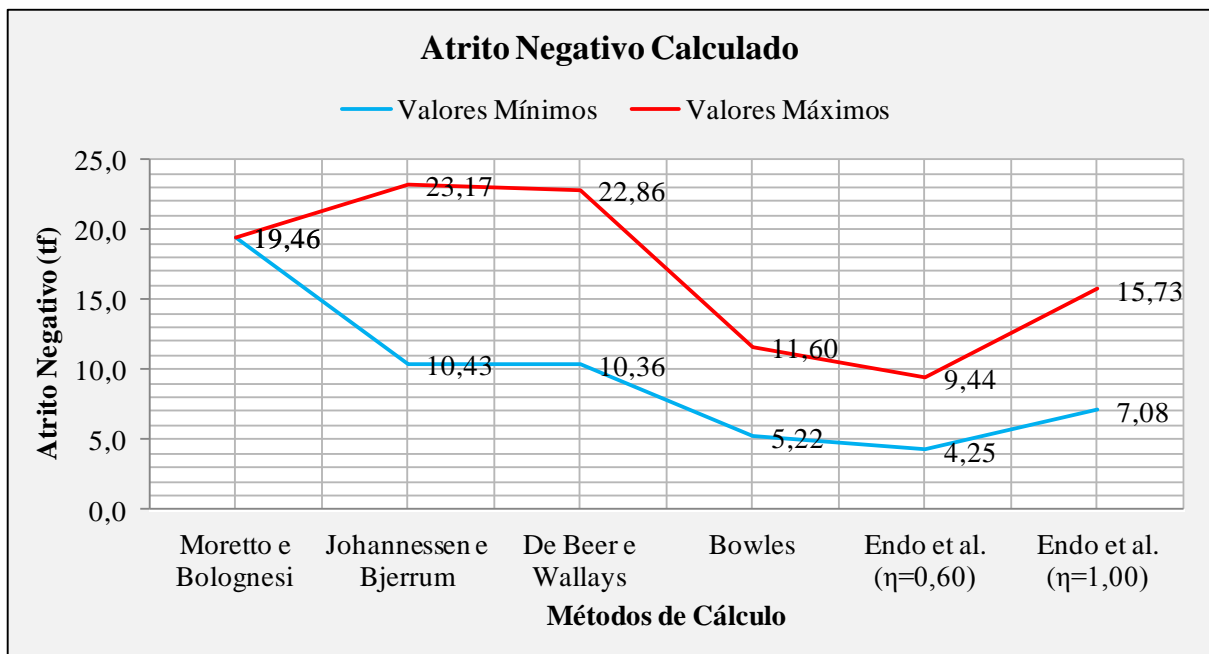
A Tabela 5 apresenta os resultados³ obtidos para os 5 (cinco) métodos aplicados no estudo de caso. Os valores mínimos para cada método referem-se ao valor de $\beta = 0,09$, enquanto os valores máximos foram calculados com $\beta = 0,20$. Por meio da Equação 4.1, esses valores de β seriam encontrados para valores de ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') de 6 e 15°, respectivamente. A Figura 26 mostra a variação dos resultados obtidos.

Tabela 5 - Resultados obtidos para a estaca estudada.

MÉTODO	Atrito Negativo (tf)	
	Mínimo ($\beta=0,09$)	Máximo ($\beta=0,20$)
Moretto e Bolognesi	19,46	19,46
Johannessen e Bjerrum	10,43	23,17
De Beer e Wallays	10,36	22,86
Bowles	5,22	11,60
Endo et al. ($\eta=0,60$)	4,25	9,44
Endo et al. ($\eta=1,00$)	7,08	15,73

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 26 - Valores calculados de atrito negativo para a estaca estudada.



Fonte: Elaborado pelo autor.

³ As planilhas de cálculo encontram-se no **APÊNDICE A**, para melhor compreensão dos resultados.

Os resultados obtidos foram, de fato, coerentes com as propostas de cada um dos autores:

- 1) Para o método de Moretto e Bolognesi, observa-se que o valor de atrito negativo permanece inalterado (19,46 tf) pelo fato de a coesão não drenada (ou aderência solo-estaca) ser adotada como constante para o estudo;
- 2) Os valores máximos encontrados pelas propostas de Johannessen e Bjerrum (23,17 tf) e De Beer e Wallays (22,86 tf) são maiores que os demais pelo fato de os métodos não levarem em consideração o conceito do ponto neutro e, assim, representarem o valor do atrito negativo mobilizado por toda camada compressível (17,70 m);
- 3) Em contrapartida, os métodos de Bowles (11,60 tf) e de Endo *et al.* (9,44 e 15,73 tf) apresentaram os menores valores por considerarem o atrito negativo desenvolvido até a profundidade neutra (10,75 e 13,45 m, respectivamente). Além disso, a aplicação do coeficiente $\eta = 0,60$ (devido à ponta), no método de Endo *et al.*, implica nos menores valores de atrito negativo entre todos os outros, ainda que a profundidade até o ponto neutro seja maior que a encontrada pelo método de Bowles. Com a consideração de ponta fechada ($\eta = 1,00$), a proposta de Endo *et al.* apresentou valores intermediários.

A carga de ruptura teórica geotécnica, calculada por dois métodos semi-empíricos⁴, são de 309,4 tf e 187,3 tf, ao atingir camada de solo de alteração de rocha calcária, respectivamente para os métodos de Aoki e Velloso (1975) e de Décourt e Quaresma (1978). Ao aplicar o fator de segurança da NBR 6122:2010 igual a 2,00, a carga admissível média (do ponto de vista geotécnico) teórica superaria 100 tf (sem considerar o atrito negativo).

⁴ Dispensa-se maiores detalhes sobre os métodos de cálculo de capacidade de carga, por não serem objetos deste trabalho.

Quadro 3 – Previsão da capacidade de carga geotécnica.

<p>DADOS DA ESTACA PRÉ-MOLDADA</p> <p>Descrição: EC 350</p> <p>Carga estrutural: 90 tf</p> <p>Perímetro: 109.96 cm</p> <p>Área: 962.1 cm²</p>	<p>DADOS DA SONDAGEM</p> <p>Sondagem SP-13</p> <p>Cota da boca do furo: 3.27 m</p> <p>Cota de terraplanagem 3.85 m</p> <p>Cota do nível da água: 2.44 m</p>
---	--

ESTACA PRÉ-MOLDADA

Dados Iniciais					Método de Aoki e Veloso					Método de Decourt e Quaresma						
Prof. (m)	N-SPT	Tipo Solo	Cota (m)	L (m)	ΔL (cm)	F ₁ (t)	ΣF ₁ (t)	F _p (t)	Pr ₁ (t)	F ₁ (t)	P ₁ (t)	ΣP ₁ (t)	F _p (t)	Pr ₁ (t)	F ₁ (t)	Média
-0.6	3.0	AREIA SILTOSA ORGANICA	3.85	0.00	0.00	0.00	0.00	11.55	11.55	5.77	0.00	0.00	15.39	15.39	3.85	4.81
0.7	5.0	AREIA SILTOSA ORGANICA	2.57	1.28	128.00	3.38	3.38	19.24	22.62	11.31	3.75	3.75	15.39	19.15	6.74	9.02
1.0	5.0	AREIA SILTOSA ORGANICA	2.27	1.58	30.00	0.79	4.17	19.24	23.41	11.71	0.88	4.63	26.94	31.57	10.30	11.00
1.8	10.0	AREIA SILTOSA ORGANICA	1.47	2.38	80.00	4.22	8.39	38.48	46.88	23.44	3.81	8.44	30.79	39.23	14.19	18.82
2.0	10.0	AREIA SILTOSA ORGANICA	1.27	2.58	20.00	1.08	9.45	38.48	47.93	23.97	0.95	9.40	30.79	40.19	14.93	19.45
2.7	3.0	ARGILA SILTOSA ORGANICA	0.57	3.28	70.00	0.58	10.03	3.63	13.66	6.83	1.54	10.94	5.77	16.71	8.35	7.59
3.0	3.0	ARGILA SILTOSA ORGANICA	0.27	3.58	30.00	0.25	10.28	3.63	13.91	6.95	0.66	11.60	3.46	15.06	7.53	7.24
4.0	3.0	ARGILA SILTOSA ORGANICA	-0.73	4.58	100.00	0.83	11.11	3.63	14.74	7.37	2.20	13.80	3.46	17.26	8.63	8.00
5.0	3.0	ARGILA SILTOSA ORGANICA	-1.73	5.58	100.00	0.83	11.94	3.63	15.66	7.78	2.20	16.00	3.46	19.46	9.73	8.76
6.0	3.0	ARGILA SILTOSA ORGANICA	-2.73	6.58	100.00	0.83	12.77	3.63	16.39	8.20	2.20	18.19	3.46	21.66	10.83	9.51
7.0	3.0	ARGILA SILTOSA ORGANICA	-3.73	7.58	100.00	0.83	13.59	3.63	17.22	8.61	2.20	20.39	3.46	23.86	11.93	10.27
8.0	3.0	ARGILA SILTOSA ORGANICA	-4.73	8.58	100.00	0.83	14.42	3.63	18.05	9.03	2.20	22.59	3.46	26.06	13.03	11.03
9.0	3.0	ARGILA SILTOSA ORGANICA	-5.73	9.58	100.00	0.83	15.25	3.63	18.88	9.44	2.20	24.79	3.46	28.26	14.13	11.78
10.0	3.0	ARGILA SILTOSA ORGANICA	-6.73	10.58	100.00	0.83	16.08	3.63	19.71	9.86	2.20	26.99	3.46	30.46	15.23	12.54
11.0	3.0	ARGILA SILTOSA ORGANICA	-7.73	11.58	100.00	0.83	16.91	3.63	20.54	10.27	2.20	29.19	3.46	32.65	16.33	13.30
12.0	3.0	ARGILA SILTOSA ORGANICA	-8.73	12.58	100.00	0.83	17.74	3.63	21.37	10.69	2.20	31.39	3.46	34.85	17.43	14.06
13.0	3.0	ARGILA SILTOSA ORGANICA	-9.73	13.58	100.00	0.83	18.57	3.63	22.20	11.10	2.20	33.59	3.46	37.05	18.53	14.81
14.0	3.0	ARGILA SILTOSA ORGANICA	-10.73	14.58	100.00	0.83	19.40	3.63	23.03	11.51	2.20	35.79	3.46	39.25	19.63	15.57
15.0	3.0	ARGILA SILTOSA ORGANICA	-11.73	15.58	100.00	0.83	20.23	3.63	23.86	11.93	2.20	37.99	3.46	41.45	20.73	16.33
16.0	3.0	ARGILA SILTOSA ORGANICA	-12.73	16.58	100.00	0.83	21.06	3.63	24.69	12.34	2.20	40.19	3.46	43.65	21.83	17.08
17.0	3.0	ARGILA SILTOSA ORGANICA	-13.73	17.58	100.00	0.83	21.89	3.63	25.52	12.76	2.20	42.39	3.46	45.85	22.92	17.84
18.0	3.0	ARGILA SILTOSA ORGANICA	-14.73	18.58	100.00	0.83	22.72	3.63	26.35	13.17	2.20	44.59	3.46	48.05	24.02	18.60
19.0	3.0	ARGILA SILTOSA ORGANICA	-15.73	19.58	100.00	0.83	23.55	3.63	27.18	13.59	2.20	46.79	3.46	50.25	25.12	19.36
19.5	50.0	AREIA	-16.23	20.08	50.00	11.00	34.54	274.89	309.43	154.71	9.71	56.50	130.85	187.34	76.17	115.44
20.0	50.0	AREIA	-16.73	20.58	50.00	11.00	45.54	274.89	320.43	160.21	9.71	66.21	132.42	258.63	99.04	129.62
21.0	50.0	AREIA	-17.73	21.58	100.00	21.99	67.53	274.89	342.42	171.21	19.43	85.64	132.42	278.06	113.98	142.59
22.0	50.0	AREIA	-18.73	22.58	100.00	21.99	89.52	274.89	364.41	182.20	19.43	105.06	132.42	297.48	128.92	155.56
23.0	50.0	AREIA	-19.73	23.58	100.00	21.99	111.52	274.89	386.40	193.20	19.43	124.49	132.42	316.91	143.87	168.53
23.4	50.0	AREIA	-20.18	24.03	45.00	9.90	121.41	274.89	396.30	198.15	8.74	133.23	132.42	325.65	150.59	174.37
23.6	50.0	AREIA	-20.30	24.15	12.00	2.64	124.05	274.89	398.94	199.47	2.33	135.56	132.42	327.98	152.38	175.93

Fonte: Elaborado pelo autor.

Nesse contexto, a carga máxima admissível na estaca, sem considerar o atrito negativo, passa a ser tomada como a resistência estrutural do elemento, que é de 90 tf (ver Figura 25). Com a consideração do efeito, esse valor deve ser reduzido da parcela do atrito invertido, que, para o valor máximo calculado (23,17 tf [Johannessen e Bjerrum]), nos fornece:

$$P_{adm} = 90,00 - 23,17 = 66,83 \text{ tf} \quad (6.1)$$

Observa-se, assim, uma redução significativa (26%, para o valor máximo, aproximadamente) na carga máxima admissível da estaca, com relação ao valor que seria adotado sem levar em consideração o atrito negativo.

Para a estaca estudada (AP71 E79), foram realizados ensaios de carregamentos dinâmicos, nos quais é possível se obter as resistências mobilizadas pela estaca, por meio do Analisador de Cravação de Estacas (*Pile Driving Analyzer – PDA*). O resultado do ensaio mostra a resistência total mobilizada de 151 tf, da qual 127 tf corresponde à resistência de ponta e 24 tf ao atrito lateral (Tabela 6).

Tabela 6 - Resistências mobilizadas (Modelo CAPWAP®).

Estaca	Resistência (tf)			Resistência (%)		Nega (mm)	Golpe núm.
	Total	Ponta	Lateral	Ponta	Lateral		
AP15 E28	106	66	40	62%	38%	3	3
AP15 E29	112	72	40	65%	35%	2	4
AP55 E99	109	73	36	67%	33%	0	2
AP19 E19	105	69	36	66%	34%	0	3
AP71 E79	151	127	24	84%	16%	0	3
AP98 E108	105	72	33	69%	31%	3	4
AP104 E114	100	72	28	72%	28%	7	5

Fonte: GEOTEC Consultoria e Serviços Ltda. Adaptado.

Em termos de carga admissível, sem considerar o atrito negativo, do ponto de vista geotécnico, esses valores fornecem, pela Equação 3.3:

$$P_{adm} = \frac{127+24}{2} = 75,50 \text{ tf} \quad (6.2)$$

Com o atrito negativo máximo calculado considerado, passar a ser:

$$P_{adm} = \frac{127+24}{2} - 23,17 = 52,33 \text{ tf} \quad (6.3)$$

Este último resultado representa uma redução de aproximadamente 31% da carga admissível sem a consideração do efeito.

É importante destacar que os valores de resistência mobilizada na prova de carga dinâmica (PDA) obtidos para a estaca circular em questão correspondem à energia máxima aplicada no ensaio (altura de queda do martelo crescente até o valor de 70 cm), como pode ser visto na Tabela 7. No entanto, cabe ressaltar que valores maiores de resistência poderiam ser obtidos para energias aplicadas superiores às do ensaio executado em campo.

Outro aspecto importante a ser discutido é o que se refere à resistência lateral mobilizada no instante do ensaio. Com os resultados obtidos do PDA, não é possível avaliar se de fato, ao longo do tempo, esta resistência seria desenvolvida integralmente como atrito

lateral positivo ou apenas uma parcela desta, o que implicaria numa carga admissível ainda menor que a encontrada na Equação 6.3.

Tabela 7 – Dados de ensaio para a estaca pré-moldada de seção circular.

Estaca	Torre	Tipo/diâmetro	Área seção (cm ²)		Perímetro (cm)
			Total	Maciça	
AP15 E28	Laranjeira	T&A EPH 320 (hexagonal)	664,5	584,0	96,0
AP15 E29	Laranjeira	T&A EPH 320 (hexagonal)	664,5	584,0	96,0
AP55 E99	Laranjeira	T&A EPH 320 (hexagonal)	664,5	584,0	96,0
AP19 E19	Eucalipto	T&A EPH 320 (hexagonal)	664,5	584,0	96,0
AP71 E79	Eucalipto	T&A EC350 (circular)	962,1	615,8	110,0
AP98 E108	Eucalipto	T&A EPH 280 (hexagonal)	508,7	428,0	84,0
AP104 E114	Eucalipto	T&A EPH 320 (hexagonal)	664,5	584,0	96,0

Estaca	Comprimento			Cravação			Data		Idade (dias)
	Total (m)	Sensores (m)	Cravado (m)	Pilão (tf)	Queda (cm)	Nega (mm)	Ensaio	Concr. ou cravação	
AP15 E28	24,0	17,1	16,1	5	30	6	25/05/12	23/05/12	2
AP15 E29	24,0	17,0	16,0	5	30	14	25/05/12	24/05/12	1
AP55 E99	24,0	17,0	16,0	5	20	4	25/05/12	25/05/12	zero
AP19 E19	32,0	25,0	24,0	5	20	52	25/05/12	22/05/12	3
AP71 E79	22,0	20,0	19,5	5	20	3	25/05/12	24/05/12	1
AP98 E108	24,0	22,3	21,3	5	20	44	25/05/12	15/05/12	10
AP104 E114	24,0	20,0	19,0	5	20	63	25/05/12	14/05/12	11

Estaca AP71 E79

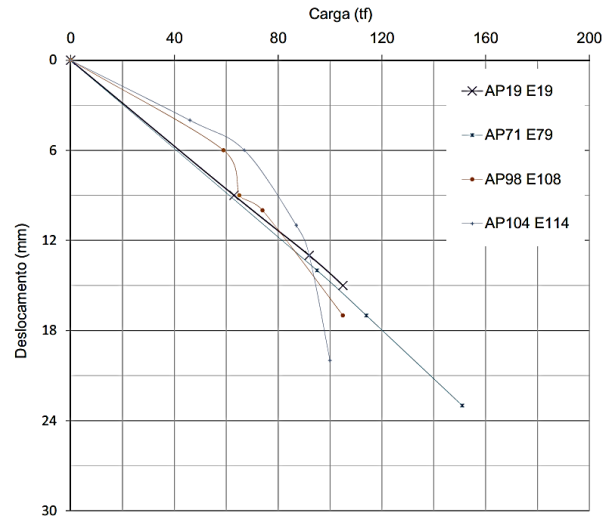
BN	RMX	DMX	EMX	CSX	CSI	TSX	BTA	LTD	Nega	Queda	Pilão	Efic
			tn-m	MPa	MPa	MPa	(%)	m	(mm)	(cm)	(tf)	(%)
1	95	14	0,97	15,5	23,5	1,5	89	17,6	0	25	5,00	78%
2	114	17	1,29	17,8	28,3	2,1	88	13,9	0	40	5,00	65%
3	151	23	2,37	24,0	41,1	4,0	100		0	70	5,00	68%

BN	Número sequencial do golpe.
RMX	Resistência mobilizada
DMX	Deslocamento máximo da seção dos sensores (elástico + plástico)
EMX	Energia máxima transferida pelo golpe na seção dos sensores.
CSX	Tensão máxima de compressão na região dos sensores (média das leituras de cada sensor)
CSI	Tensão máxima de compressão na região dos sensores (leitura máxima)
TSX	Máxima tensão de tração ao longo do fuste da estaca.
BTA	Fator de integridade do elemento estrutura de estaca
LTD	Profundidade de ocorrência de variação de impedância, medida dos sensores
Nega	Deslocamento plástico medido em campo ou obtido da curva de deslocamento
Queda	Altura de queda do pilão
Pilão	Peso/tipo de pilão utilizado no ensaio
Efic	Eficiência do golpe (relação entre a energia medida e a teórica)

Fonte: GEOTEC Consultoria e Serviços Ltda. Adaptado.

O gráfico da Figura 27 mostra que, até a energia máxima aplicada, a estaca AP71 E79 (seção circular) comporta-se aparentemente na fase elástica, o que reitera a ideia de maiores resistências mobilizadas caso o ensaio prosseguisse com maiores cargas aplicadas.

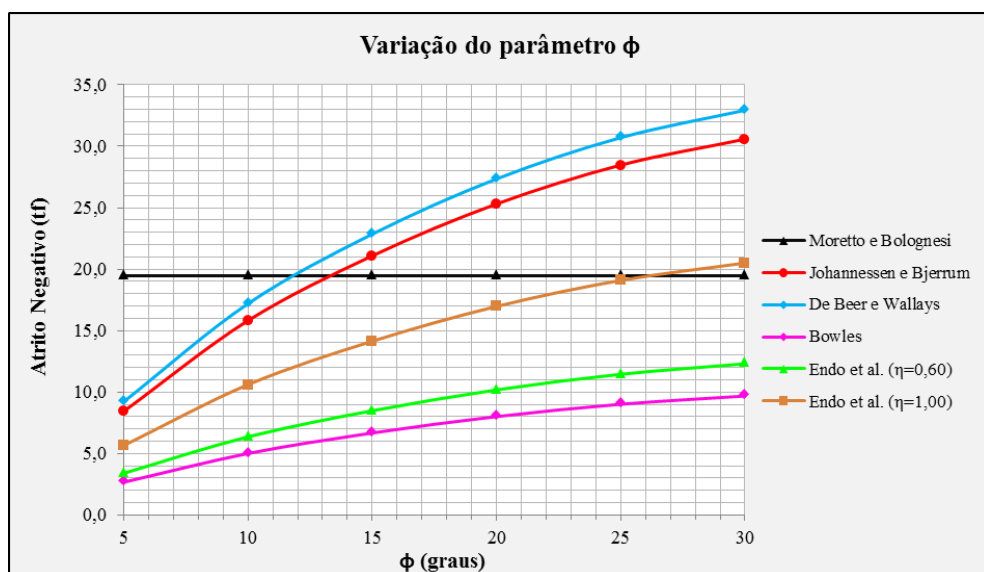
Figura 27 – Curva Carga x Deslocamento para o ensaio realizado.



Fonte: GEOTEC Consultoria e Serviços Ltda.

Foi possível também observar o comportamento dos métodos com uma possível variação do ângulo de atrito interno (ϕ) do solo. Foram tomados ângulos de atrito (ϕ) de 5, 10, 15, 20, 25 e 30° que equivalem a valores de β iguais a 0,08, 0,15, 0,20, 0,24, 0,27 e 0,29, respectivamente. No gráfico da Figura 28, é possível observar a tendência dos métodos para um valor máximo, com exceção do proposto por Moretto e Bolognesi (constante). Esta análise reitera a ideia de que o atrito negativo atinge um valor máximo na condição drenada, que estaria associada a maiores valores de ϕ .

Figura 28 - Variação do parâmetro ϕ para o caso estudado.



Fonte: Elaborado pelo autor.

7 CONCLUSÃO E SUGESTÕES

Com o encerramento do estudo de caso proposto, o presente trabalho cumpre o objetivo de estimar, em caso prático, o valor do atrito negativo para estaca isolada para diferentes métodos consolidados na literatura pertinente. Foi possível, através dos resultados obtidos, avaliar a influência do atrito negativo na capacidade de carga da estaca. Com esta análise, pode-se concluir que a não consideração deste efeito implica na superestimativa da carga admissível no elemento de fundação, o que pode resultar, por consequência, no inadequado dimensionamento deste, visto o comprometimento do ponto de vista estrutural.

Quanto aos resultados encontrados pelos cinco métodos apresentados, as propostas de De Beer e Wallays e de Johannessen e Bjerrum podem ser tomadas como estimativas favoráveis à segurança, para condições semelhantes às aqui estudadas. Visto que a estaca está apoiada sobre camada muito resistente, na qual os deslocamentos serão praticamente nulos, o ponto neutro teórico se localizaria próximo da ponta, diferentemente das previsões de Bowles e de Endo *et al.*

Em relação ao método de Endo *et al.*, a estimativa feita com o coeficiente de ponta fechada implica em valores, aproximadamente, 67% maiores em relação aos calculados com coeficiente de ponta aberta.

Para melhor avaliação do método de Moretto e Bolognesi, pode-se aplicá-lo em projetos que disponham de ensaios de campo como, por exemplo, de palheta. Assim, com o perfil de variação da coesão não drenada ao longo das camadas do terreno, é possível obter resultados mais representativos de atrito negativo ao longo da estaca.

Ressalta-se também a importância da realização de provas de carga, nos casos em que esteja prevista a solicitação do atrito negativo como esforço relevante. Com os resultados aqui apresentados, observou-se a redução percentual ainda maior (até o estágio de ensaio realizado) na carga admissível da estaca, quando comparada ao modelo teórico.

Conclui-se ainda que, em termos de segurança, os valores de carga admissível aqui calculados (com as recomendações da NBR 6122:2010) são mais conservadores que os que seriam obtidos através da versão anterior da norma (NBR 6122:1996), na qual não era reduzido integralmente o valor do atrito negativo.

Por fim, observa-se que este trabalho pode proporcionar a continuidade do estudo do atrito negativo em estacas na Universidade Federal de Sergipe. Com resultados de ensaios de resistência e compressibilidade e, conseqüente, maior número de parâmetros do solo, pode-se expandir o estudo com a aplicação de outros métodos apresentados na literatura. Como sugestão, pode-se avaliar por meio de caso prático este efeito em grupos de estacas. Sugere-se também a possível instrumentação de estacas ao longo do fuste, nas regiões aqui apresentadas, com camadas espessas de solo compressível, o que tornaria possível estudar o comportamento real devido a este efeito, inclusive sua evolução com o tempo.

REFERÊNCIAS

- ALBIERO, J. H.; CINTRA, J. C. A.; DÉCOURT, L. Análise e projetos de fundações profundas. In: HACHICH, W. (Ed.) et al. **Fundações: Teoria e prática**. 2ª ed. São Paulo: PINI, 1998.
- ALONSO, U. R. **Exercícios de fundações**. São Paulo: Edgard Blücher, 1983.
- _____. **Dimensionamento de fundações profundas**. São Paulo: Edgard Blücher, 1989.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.
- _____. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996.
- BOWLES, J. E. **Foundation analysis and design**. 5ª ed. McGraw-Hill, 1997.
- CENSO DEMOGRÁFICO. Rio de Janeiro: IBGE, 2010.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.
- CODISE; CPRM. **Mapa geológico do estado de Sergipe**. 1997. 1 mapa. Escala 1:250.000.
- FELLENIUS, B. H. Recent advances in the design of piles for axial loads, dragloads, downdrag, and settlement. In: Seminar by American Society of Civil Engineers, ASCE, and Port of New York and New Jersey, p. 1-19, Apr. 1998.
- FELLENIUS, B. H. Results from long-term measurement in piles of drag load and downdrag. In: Canadian Geotechnical Journal, v. 43, n. 4, p. 409-430, Apr. 2006.
- LONG, R. P.; HEALY, K. A. Negative skin friction on piles. In: Civil Engineering Department of University of Connecticut. Project 73-1. Mar. 1974.
- LOPES, F. R.; VELLOSO, D. Concepção de obras de fundações. In: HACHICH, W. (Ed.) et al. **Fundações: Teoria e prática**. 2ª ed. São Paulo: PINI, 1998.
- MARANGON, M. **Geotecnia de Fundações**. Disponibilizado pela Universidade Federal de Juiz de Fora em: <http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/GF03-Par%C3%A2metros-dos-Solos-para-C%C3%A1culo-de-Funda%C3%A7%C3%B5es.pdf>. Acesso em: 13 ago. 2017.

OLIVEIRA, J. F. P. de. **Estudo do atrito negativo em estacas com auxílio de modelagem numérica**. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, 2000.

VELLOSO, D.; LOPES, F. R. **Fundações: Volume completo**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

SANTOS, R. A. dos (Org.) et al. **Geologia e recursos minerais do estado de Sergipe**. Brasília: CPRM/DIEDIG/DEPAT; CODISE, 2001.

SANTOS NETO, P. M. **Métodos de cálculo do atrito negativo em estacas: Estudo e discussão**. 1981. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, 1981.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil mechanics in engineering practice**. 3ª ed. Nova Iorque: John Wiley & Sons Inc., 1996.

ZEEVAERT, L. **Foundation engineering for difficult subsoil conditions**. 2ª ed. Nova Iorque: Van Nostrand Reinhold Company Inc., 1983.

APÊNDICE A – PLANILHA DE CÁLCULOS DO ATRITO NEGATIVO NA ESTACA ESTUDADA

Parâmetros da camada compressível		
Espessura	H (m)	17,70
Âng. atrito interno	ϕ (°)	-
Resistência ND	Cu (kPa)	10,00
Peso específico	γ (kN/m ³)	13,00

MORETTO E BOLOGNESI		
ANegativo	19,46	tf

BOWLES		
L1	10,73	m
Verificação L1	10,75	m
q0	3,30	tf/m ²
β (Fellenius)	0,09	Mín.
β (Broms et al.)	0,20	Máx.
ANegativo,mín	5,22	tf
ANegativo,máx	11,60	tf

JOHANNESSEN E BJERRUM		
γ aterro,sup	1,80	tf/m ³
γ aterro,inf	1,80	tf/m ³
$\sigma_{v,0}$	3,30	tf/m ²
β (Fellenius)	0,09	(Mín.)
β (Broms et al.)	0,20	(Máx.)
τ Negativo,mín	9,48	tfm ²
τ Negativo,máx	21,07	tfm ²
ANegativo,mín	10,43	tf
ANegativo,máx	23,17	tf

DE BEER E WALLAYS - Mínimo		
A0	246,06	m ²
A γ	61,51	m ²
Ko*tan ϕ' (ou β)	0,09	Fellenius
m0	0,01	m(-1)
m γ	0,03	m(-1)
p0	3,30	tf/m ²
ANegativo,0	5,76	tf
ANegativo, γ	4,61	tf
ANegativo,mín	10,36	tf

DE BEER E WALLAYS - Máximo		
A0	246,06	m ²
A γ	61,51	m ²
Ko*tan ϕ' (ou β)	0,20	Broms et al.
m0	0,02	m(-1)
m γ	0,06	m(-1)
p0	3,30	tf/m ²
ANegativo,0	12,74	tf
ANegativo, γ	10,12	tf
ANegativo,máx	22,86	tf

ENDO, MINOU, KAWASAKI E SHIBATA ($\eta=0,6$)		
η	0,60	-
LN/L	0,76	(Méd.)
LN	13,45	m
q0	3,30	tf/m ²
β (Fellenius)	0,09	Mín.
β (Broms et al.)	0,20	Máx.
ANegativo,mín	4,25	tf
ANegativo,máx	9,44	tf

ENDO, MINOU, KAWASAKI E SHIBATA ($\eta=1,0$)		
η	1,00	-
LN/L	0,76	(Méd.)
LN	13,45	m
q0	3,30	tf/m ²
β (Fellenius)	0,09	Mín.
β (Broms et al.)	0,20	Máx.
ANegativo,mín	7,08	tf
ANegativo,máx	15,73	tf

ANEXO A – TRECHOS DA LEGENDA DO MAPA GEOLÓGICO DO ESTADO DE SERGIPE

FORMAÇÕES SUPERFICIAIS CONTINENTAIS

CENOZÓICO

QH _a	Depósitos aluvionares e coluvionares arenosos e argilo-arenosos, localmente com níveis de cascalho
QH _p	Depósitos de pântanos e mangues atuais. Materiais argilo-siltosos ricos em matéria orgânica
QH _{e₁}	Depósitos eólicos litorâneos atuais (dunas tipo barcana, mais recentes). Areias bem selecionadas com grãos arredondados
QH _{e₃}	Depósitos eólicos litorâneos atuais (dunas parabólicas, mais antigas). Areias bem selecionadas com grãos arredondados
QH _t	Terraços marinhos. Areias litorâneas bem selecionadas, com conchas marinhas e tubos fósseis de <i>Callianassa</i>
QH _f	Depósitos flúvio-lagunares. Areia e silte argilosos ricos em matéria orgânica
QP _a	Terraços marinhos. Areias litorâneas bem selecionadas com tubos fósseis de <i>Callianassa</i>
QP _{e₁}	Depósitos eólicos continentais (dunas mais recentes). Areias bem selecionadas com grãos subarredondados
QP _{e₂}	Depósitos eólicos continentais (dunas mais antigas). Areias bem selecionadas com grãos angulosos
QP ₁	Depósitos de leques aluviais coalescentes. Areias mal selecionadas contendo seixos
TQ	Coberturas terrígenas arenosas e argilo-arenosas com níveis de cascalho
GRUPO BARREIRAS	
Tb	Areias finas a grossas com níveis argilosos e conglomeráticos

Fonte: Mapa Geológico do Estado de Sergipe. CPRM; CODISE, 1997.

ANEXO A – TRECHOS DA LEGENDA DO MAPA GEOLÓGICO DO ESTADO DE SERGIPE (CONTINUAÇÃO)

BACIAS SEDIMENTARES

MESOZÓICO

GRUPO PIACABUÇU

Kpc Formação Calumbi - Argilito e folhelho, cinzentos a esverdeados, com intercalações de arenitos finos a grossos

GRUPO SERGIPE - Formação Cotinguiba

Kcs Membro Sapucari - Calcilitos cinzentos, maciços ou estratificados

Kca Membro Aracaju - Argilitos cinzentos a verdes, folhelhos castanhos e margas amareladas

GRUPO SERGIPE - Formação Riachuelo

Kra Membro Angico - Arenitos brancos, finos a conglomeráticos. Intercalações de siltito, folhelho e calcário

Krm Membro Maruim - Calcarenitos e calcirruditos, oncolíticos e oolíticos, e recifes algáticos isolados. Dolomitos com níveis de arenito, siltito e folhelho

Krt Membro Taquari - Calcilito e folhelho, cinzentos interestratificados

GRUPO CORURUPE

Kcq Formação Coqueiro Seco - Membro Morro do Chaves - Calcirruditos a pelecípodes com leitos de folhelho intercalados com arenito

Krp Formação Rio Pitanga - Conglomerados e brechas policompostos e intercalações de folhelho e siltito

Kpn Formação Penedo - Arcóseos finos a grossos, brancos, cinzentos e amarelados, em geral fluidizados, com intercalações de folhelho e siltito

Kbi Formação Barra de Itiúba - Folhelhos cinza-esverdeados com intercalações delgadas de arenitos muito finos e calcilitos

GRUPO MASSACARÁ

Kss Formação São Sebastião - Arenitos, siltitos, argilas e folhelhos

GRUPO PERUCABA

JKs Formação Serraria - Arcóseos e arenitos, médios a grossos, brancos, acinzentados e avermelhados

Jb Formação Bananeiras - Folhelhos e argilitos vermelhos, castanhos e arroxeados

Fonte: Mapa Geológico do Estado de Sergipe. CPRM; CODISE, 1997.