

INTRODUÇÃO

O atrito positivo é uma parcela da capacidade de carga da estaca que ocorre ao longo do contato entre a estaca e o solo sempre que o recalque da estaca é maior do que o recalque do solo. Para que o atrito seja mobilizado, é necessário um deslocamento relativo entre a estaca e o solo. Quando o recalque do solo é maior do que o recalque da estaca, o deslocamento relativo muda de sinal e o atrito passa a ser chamado de negativo. Ao invés de mobilizar uma resistência, o solo transfere uma carga adicional à estaca, além da carga transmitida pela estrutura. Quanto mais compressível a camada argilosa e maior sua espessura, maiores são estes esforços de atrito negativo, sendo grande sua relevância no projeto de fundações.

Há uma série de propostas de cálculo disponíveis na literatura para a avaliação do atrito negativo. As propostas de cálculo mais utilizadas são aquelas desenvolvidas com base em pesquisa experimental, cujos resultados de carga medida, a longo prazo, permitiram a aferição do atrito negativo máximo e de sua localização ao longo da profundidade de embutimento da estaca. A localização do valor máximo do atrito negativo ocorre onde o deslocamento relativo estaca-solo é nulo. A localização do valor máximo de atrito negativo é conhecida como o plano neutro, e o ponto correspondente ao eixo da estaca é chamado de ponto neutro.

As argilas marinhas moles brasileiras, em especial as que ocorrem na Zona Oeste da cidade do Rio de Janeiro, são extremamente compressíveis. Enquanto que no passado muitas indústrias se desenvolveram nestas áreas muito compressíveis de baixada, atualmente muitas construções residenciais e estruturas de grande porte têm sido implantadas nestas áreas, especialmente na Zona Oeste, onde se concentra a expansão da cidade.

Esta dissertação procura contribuir para o estudo do atrito negativo em camadas muito compressíveis como aquelas que ocorrem na região Oeste da cidade do Rio de Janeiro. O foco do estudo não está em se analisar os diferentes métodos de cálculo e sua comparação aos resultados experimentais disponíveis, mas em se estudar a evolução do atrito negativo no tempo, bem como a evolução do ponto neutro, em especial quando da ocorrência de argilas extremamente

compressíveis, como as que se costuma encontrar nesta região, incluindo a compressão secundária.

Objetivos

O objetivo da pesquisa é avaliar a evolução do atrito negativo ao longo do tempo em estacas isoladas em camada extremamente compressível. O valor do atrito negativo ao longo do tempo e a profundidade onde ocorre seu valor máximo será analisado em duas situações: quando da ocorrência apenas da compressão primária e também quando a compressão secundária é significativa.

Muitos métodos existentes para o cálculo do atrito negativo fixam a posição provável do ponto neutro. Esta posição corresponde à faixa de variação observada em estudos experimentais de campo. Porém, nenhuma das pesquisas disponíveis consultadas na literatura técnica apresenta em seu banco de dados argilas tão compressíveis quanto as que ocorrem na baixada de Jacarepaguá. O primeiro questionamento que se faz é sobre a validade, no caso em estudo, da localização média do ponto neutro observado nas pesquisas experimentais da literatura. A faixa de profundidade do ponto neutro observada nas pesquisas experimentais disponíveis pode não ser adequada à estimativa do atrito negativo em camadas argilosas tão compressíveis como as que compõem as fundações que têm sido executadas na Zona Oeste. Outro aspecto relevante a ser questionado é se o adensamento secundário influenciaria na posição do ponto neutro e como se desenvolveria, com o passar do tempo, o valor do atrito negativo e a posição do ponto neutro.

A presente pesquisa procura focar nestes aspectos levantados. Face à incerteza existente quanto ao atrito negativo em situação tão peculiar, procedeu-se a uma metodologia aproximada para a estimativa da posição do ponto neutro e, assim, da previsão do atrito negativo máximo num caso de obra executado na Baixada de Jacarepaguá. Esta metodologia foi aplicada a diferentes períodos do processo de adensamento de um aterro realizado para um empreendimento que teve algumas de suas estruturas apoiadas em estacas metálicas tipo trilho. Como o fenômeno do atrito negativo resulta no aumento dos esforços solicitantes e como o adensamento resulta no aumento de tensões efetivas e, portanto, da resistência ao cisalhamento do solo, a segurança em relação à ruptura da fundação foi também investigada.

Motivação

A motivação para este estudo surgiu da disponibilidade de um banco de dados que motivou estudos anteriores de Baldez (2013) e Carneiro (2014). Para esta região, já bem caracterizada por pesquisas anteriores, Carneiro (2014) elaborou um estudo detalhado do adensamento primário e secundário, com base em instrumentação de placas de recalque num período de mais de 15 anos.

Na mesma região onde foram registrados os maiores recalques, foram disponibilizados dados de execução de um estaqueamento em estacas metálicas tipo trilho, cuja cravação se deu logo após instalação do aterro de conquista, para suporte dos equipamentos. O estaqueamento estudado encontra-se junto à saia do aterro construído após os serviços de cravação, com estacas posicionadas na crista, na borda e no centro do talude da saia do aterro. A possibilidade de se estimar, para os três alinhamentos longitudinais à seção transversal do talude do aterro, a posição do ponto neutro, o valor máximo do atrito negativo e seu desenvolvimento com o tempo, a influência da parcela do adensamento secundário nesta previsão e a variação do fator de segurança com o tempo foi a grande motivação deste estudo. Embora não se tenha instrumentado as estacas da obra, a disponibilidade dos dados reais e da caracterização da camada compressível motivou a discussão dos aspectos que serão abordados nesta dissertação.

Descrição dos capítulos

Após esta introdução, o capítulo 1 é destinado à revisão bibliográfica. Neste capítulo serão apresentados os principais métodos de cálculo de atrito negativo para o desenvolvimento desta pesquisa. Serão abordados os conceitos de capacidade de carga, transferência de carga, resistência lateral e ponto neutro. Também serão comentados conceitos e método de cálculo de recalque em estacas.

O capítulo 2 refere-se ao histórico da obra, além de um resumo da caracterização geotécnica do local, anteriormente descrita na pesquisa de Baldez (2013) e de Carneiro (2014), que fizeram estudos sobre o recalque do solo da região. Estes estudos anteriores forneceram as informações mais relevantes para o estudo de caso da presente pesquisa.

O capítulo 3 detalha a metodologia de cálculo e procedimento desenvolvido para este estudo. Este capítulo inclui a calibração do procedimento proposto

aplicado a caso bem documentado na pesquisa bibliográfica. Serão ilustrados os procedimentos empregados nas previsões de transferências de carga, estimativa de recalques das estacas, previsão da localização do ponto neutro, atrito negativo máximo e avaliação da segurança, bem como o desenvolvimento dos valores estimados com o tempo.

O capítulo 4 trata da interpretação dos resultados, discutindo as estimativas obtidas no capítulo 3, a partir de planilhas desenvolvidas para cada uma das etapas das análises, com resultados parciais apresentados em diferentes Anexos.

O capítulo 5 contém as principais conclusões e propostas para novos estudos e pesquisas neste assunto.

Após a apresentação dos capítulos principais seguem as Referências e os Anexos.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Para o desenvolvimento do atrito, é necessário que haja um deslocamento relativo entre as superfícies de dois corpos em contato. Quando a estaca tende a se deslocar mais que o solo, o atrito é positivo ao longo do contato do fuste da estaca com o maciço de solo. O atrito positivo é uma parcela da capacidade resistente do maciço em relação às cargas atuantes na estaca, provenientes da estrutura. Quando o solo tende a se deslocar mais que a estaca, o sentido do deslocamento relativo se inverte. Nesta situação, ao invés de contribuir para o aumento da resistência, a ação do solo sobre a estaca, designada por atrito negativo, resulta num acréscimo do carregamento, que se soma ao carregamento transferido ao topo da estaca pela estrutura.

Quando a estaca atravessa uma camada compressível, em processo de adensamento, e se assenta numa superfície resistente, o deslocamento do solo supera o deslocamento da estaca numa maior extensão do fuste, sendo esta uma situação em que o atrito negativo ocorre num trecho maior da estaca, pois o recalque da ponta da estaca é desprezível. Há casos em que o deslocamento relativo muda de sinal numa profundidade menor. A profundidade onde o deslocamento relativo é nulo é conhecida como a profundidade do ponto neutro, ou o plano neutro. Acima do ponto neutro se tem atrito negativo, e abaixo do ponto neutro se tem atrito positivo.

Ao não se considerar a presença do ponto neutro, o projeto se torna conservativo, uma vez que o trecho de ocorrência de atrito negativo aumenta e o trecho de ocorrência do atrito positivo diminui. Por outro lado, ao se considerar o ponto neutro acima de sua posição real, pode-se estar trabalhando contra a segurança, além de se ter uma estimativa equivocada dos recalques.

Muitos são os métodos desenvolvidos para a estimativa do atrito negativo. Alguns destes métodos não consideram a presença do ponto neutro. Outros, além de considerarem a presença do ponto neutro, foram calibrados por uma série de casos instrumentados.

Salomão (1979), Santos Neto (1981), entre outros autores, compilaram uma série de métodos para estimativa do atrito negativo. Os citados autores resumiram

os métodos de Terzaghi e Peck (1948), Zeevaert (1959), Moretto e Bolognesi (1959), Buisson et al (1960), Elmasry (1963), Salas e Belyunce (1965), De Beer e Wallays (1968), Johnson e Kavanagh (1968), Bowles (1968), Brinch Hansen (1968), Begemann (1969), Verruijt (1969), Endo et al. (1969), Poulos e Mattes (1969), Cognon (1972), Zeevaert (1972), Soares (1974), Kézdi (1975), Poulos e Davis (1975), Nishida e Lucena (1977). Outras contribuições relevantes foram apresentadas por Johannessen e Bjerrum (1965), Bjerrum et al (1969), Fellenius (1972), Garlanger (1973), Long e Healy (1974), Fellenius (2006) e Fleming et al (2009).

1.1 Avaliação do atrito negativo

A importância da avaliação do atrito negativo se dá, entre outros aspectos, em razão da sua influência no comportamento carga-recalque da estaca e, conseqüentemente, na sua capacidade de carga.

Segundo Santos Neto (1981), existem seis situações mais comuns que podem originar atrito negativo nas estacas. São elas: o alívio ou rebaixamento do nível d'água, o sub adensamento de argilas (ou seja, maciços ainda em processo de adensamento), o amolgamento do terreno devido à cravação de estacas, a colocação de sobrecargas na superfície do terreno, a flutuação natural do nível d'água e os recalques provocados por deslocamentos de estruturas de contenção.

O alívio ou rebaixamento do nível d'água, quando ocorre em um terreno de baixa permeabilidade, característica comum de solos argilosos, não será imediato. Assim, nos instantes iniciais essa variação será equivalente a um excesso de poropressão em relação à nova condição hidrostática do terreno. A dissipação dessa poropressão excedente acarreta no adensamento da camada argilosa, levando a recalques de uma eventual camada sobrejacente.

A cravação da estaca gera um acréscimo de poropressão e o amolgamento do solo circundante ao fuste resultando numa região menos resistente que o solo em sua situação original. Como a tensão vertical aplicada no solo amolgado e indeformado é a mesma, o solo nas vizinhanças da estaca acaba adensando, gerando um recalque do solo maior que o recalque da estaca. Fellenius (1971), Torstenson (1973) e Horvart & Van Der Veen (1977) comprovaram este fenômeno a partir de experimentos com estacas instrumentadas. Apesar de não haver dúvidas

sobre a indução do atrito negativo pela cravação, o grau de amolgamento induzido ainda é bastante discutido.

A colocação de sobrecargas na superfície do terreno é a causa da maioria das ocorrências de problemas estruturais devidas ao atrito negativo e a que produz, em geral, os valores mais elevados. A aplicação de sobrecargas gera recalques no terreno, tanto imediatos quanto ao longo do tempo. Quando as estacas atravessam uma camada argilosa, antes ou logo após a colocação da sobrecarga, ela sofrerá atrito negativo ao longo de parte ou todo seu fuste. Neste caso, deve-se considerar a redução da segurança quanto à capacidade de carga na ponta da estaca.

A flutuação natural do nível d'água pode acontecer nas seguintes situações: fundações de cais ou de construções próximas ao mar com aterro superficial arenoso, que acompanha a variação da maré; regiões de grande variação pluviométrica entre inverno e verão e, por fim, regiões onde ocorrem camadas de solos colapsíveis.

Estruturas de contenção provocam deslocamentos (mesmo que mínimos) no terreno adjacente à escavação e edifícios sobre estacas não ficam imunes aos recalques provocados no maciço.

Bjerrum (1973) discute a possibilidade de mensurar o atrito negativo (AN), imaginando que o valor máximo do atrito negativo esteja associado à resistência ao cisalhamento desenvolvida pelas grandes deformações que ocorrem no solo nas proximidades do fuste das estacas. Como se pode assumir que, para grandes deslocamentos, o atrito é totalmente mobilizado, o atrito negativo poderia ser expresso em função da equação de resistência não-drenada. Mas, comparando os cálculos com os casos medidos in situ, Bjerrum (1973) chegou à conclusão que o atrito negativo não está relacionado à resistência não-drenada. Apesar disso, ele acredita que a equação que pode quantificar o AN é composta por dois termos. O primeiro termo é referente a resistência por atrito e sua contribuição seria independente a taxa de movimentação relativa entre estaca e solo. Isso significaria que existe um valor mínimo correspondente ao AN quando a taxa de movimento relativo é tão pequena que a contribuição da coesão se torna desprezível.

Na

Tabela 1 valores desse valor mínimo foram estimados, assumindo que K é menor que K_0 e selecionando alguns valores típicos para ϕ' . Bjerrum (1973) salienta

que os valores tabulados serão tão próximos aos reais quanto menores forem às taxas de movimentos relativos entre solo e estaca. No caso de grandes deformações relativas, o atrito negativo só poderia ser determinado experimentalmente.

Tabela 1: Valores teóricos de atrito negativo atuantes em estacas quando os valores de deslocamentos relativos são muito pequenos

Tipo de argila	ϕ' (°)	K	τ
Siltosa	30	0,45	$0,25 \sigma'_{v_0}$
Pouco plástica	20	0,50	$0,20 \sigma'_{v_0}$
Plástica	15	0,55	$0,15 \sigma'_{v_0}$
Muito plástica	10	0,60	$0,10 \sigma'_{v_0}$

Fonte: adaptado de Bjerrum (1973)

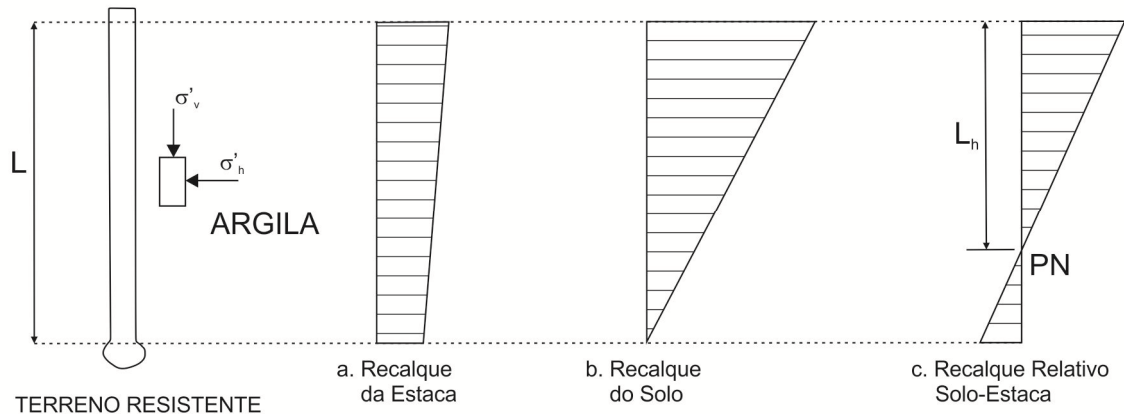
1.2 Ponto Neutro

Santos Neto (1981) afirma que Terzaghi em 1935 já havia identificado a existência de um ponto onde o recalque da estaca é igual ao recalque do solo, e o denominou de Ponto Neutro (PN). Acima dele encontra-se atrito negativo e abaixo ocorre o atrito positivo. Apesar disso, Terzaghi não considera o ponto neutro em seus cálculos, mas sua existência é comprovada em várias medições de atrito negativo em estacas instrumentadas ao longo dos anos.

Okabe, em 1977, citado por Santos Neto (1981), ressalta que a intensidade do Atrito Negativo e a profundidade do Ponto Neutro aumentam com o aumento da rigidez da camada próxima à ponta. De fato, quanto maior for a resistência da camada onde se encontra a ponta da estaca, menor será o recalque da estaca. E assim, o ponto onde o recalque do solo e o recalque da estaca serão iguais fica cada vez mais distante da superfície, onde o recalque é máximo,

Figura 1.

Figura 1: Ocorrência do ponto neutro



Fonte: adaptado de Santos Neto (1981)

Apesar do grande número de autores que estudaram o assunto, os casos instrumentados na literatura são relativamente reduzidos. Por este motivo, a autora da presente pesquisa optou por revisitar alguns dos artigos mais significativos, principalmente aqueles que contemplaram instrumentação de casos de obra, além de atualizar a revisão bibliográfica realizada anteriormente por Long e Healy (1974), Salomão (1979) e Santos Neto (1981), incluindo contribuições mais recentes.

1.3 Métodos de Estimativa do Atrito Negativo

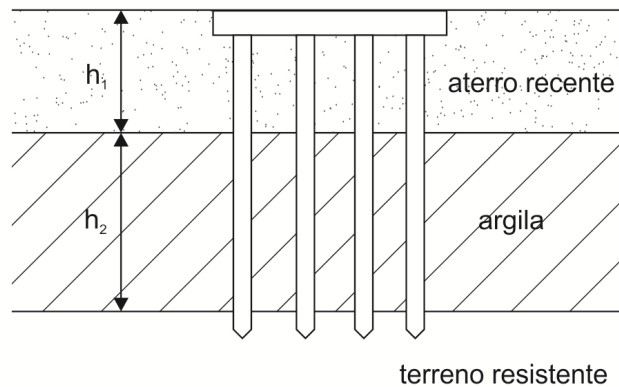
1.3.1 Método de Terzaghi e Peck (1948)

Este método, descrito de forma didática por Long e Healy (1974), foi desenvolvido para grupos de desenvolvido para grupos de estacas e tem por objetivo a estimativa de um limite superior para o superior para o atrito negativo. Ele é baseado na mobilização da resistência ao cisalhamento integral cisalhamento integral na interface solo estaca, podendo ser também aplicado a estacas isoladas. O estacas isoladas. O esforço total de atrito negativo resulta do cisalhamento desenvolvido ao longo do desenvolvido ao longo do perímetro do maciço envolvido no entorno do estaqueamento por ação da estaqueamento por ação da massa de solo envolvida no processo do adensamento, e pelo peso do e pelo peso do aterro na região das estacas. O valor total do atrito negativo atuando em cada estaca em cada estaca do grupo é dado por (

Figura 2 e Figura 3):

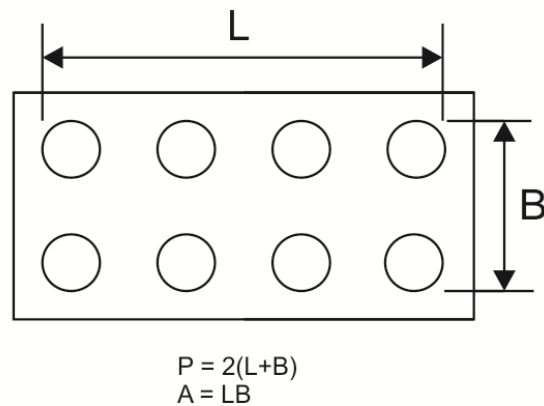
$$F_n = F_{n_1} + F_{n_2} \quad (1)$$

Figura 2: Bloco de estacas sujeito à atrito negativo



Fonte: adaptado de Santos Neto (1981)

Figura 3: Área e perímetro do bloco a ser considerado no método de Terzaghi e Peck (1948)



Fonte: adaptado de Santos Neto (1981)

O valor de F_{n_1} corresponde ao peso do solo incluído dentro do limite compreendido pelo grupo de estacas, sendo A a área da seção horizontal do grupo, h_1 a espessura da camada de aterro, γ seu peso específico e n o número de estacas do grupo.

$$F_{n_1} = \frac{Ah_1\gamma}{n} \quad (2)$$

A segunda parcela é relativa ao adensamento da camada de argila, muito pequena quando os recalques são pequenos, mas cresce com o tempo, não podendo exceder o produto da espessura da camada pelo perímetro do grupo e resistência média ao cisalhamento da argila.

$$F_{n_2} = \frac{Ph_2\tau_{res}}{n} \quad (3)$$

Onde P é o perímetro da estaca embutida na camada argilosa, h_2 é a espessura do solo compressível, τ_{res} é a resistência média ao cisalhamento da argila e n o número de estacas do grupo. Nos casos em que o recalque na ponta não for desprezível, à medida que o atrito negativo ocorre, a superfície de atrito positivo mobilizado diminui, acarretando em uma maior carga transmitida à ponta. Em decorrência disso, o recalque da estaca aumenta e o ponto neutro irá se desenvolver acima da base da camada de argila. Desta forma, a consideração de desenvolvimento de atrito negativo em toda a extensão da camada de argila, proposta por Terzaghi e Peck é muito conservadora.

O método de Terzaghi e Peck é baseado na mobilização da resistência ao cisalhamento do solo. Esta situação não ocorre no caso de haver amolgamento da camada de argila. O solo pode se deslocar em relação à estaca e mobilizar uma tensão muito inferior à resistência ao cisalhamento original. A estimativa por este método representa um limite superior, embora se aproxime do valor real no caso de argilas moles, caso tenha ocorrido amolgamento significativo da argila.

1.3.2 Método de Garlanger (1973)

O método de Garlanger (1973) assume que o atrito negativo em qualquer profundidade ao longo do fuste de uma estaca isolada é proporcional à tensão efetiva atuante naquela profundidade, podendo ser computado por:

$$F_n = \sum U\tau dz = \int_0^H U\beta\sigma'_v dz = U\beta(\text{área do diagrama de tensões efetivas}) \quad (4)$$

Segundo Garlanger (1973), o método mais confiável de determinação do parâmetro β é proceder à cravação de diferentes tipos de estacas em diferentes tipos de solo, submeter o solo a um deslocamento relativo em relação à estaca, medir a carga na estaca a diferentes profundidades, obtendo-se o valor de β por retro-análise.

Na

Tabela 2, Garlanger (1973) sugere os seguintes valores para β :

Tabela 2: Valores estimados de β , sugeridos por Garlanger (1973)

Solo	β
Argila	0,20 a 0,25
Silte	0,25 a 0,30
Areia	0,35 a 0,50

Fonte: adaptado de Long e Healy (1974)

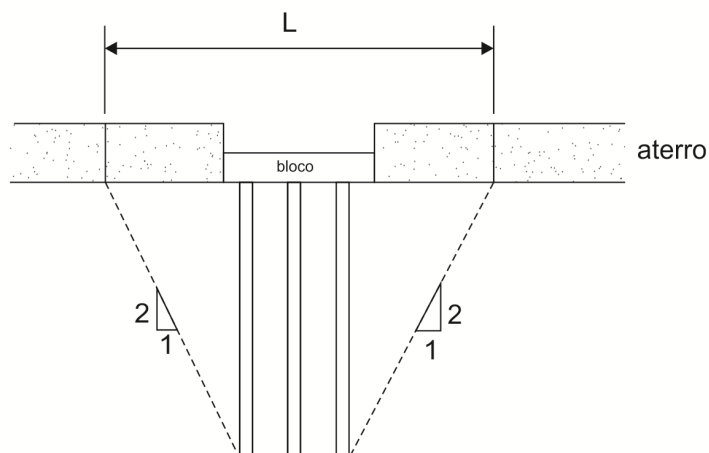
Quando a estaca penetra camadas de solo com diferentes propriedades, o atrito negativo total é desenvolvido pela soma da influência de cada camada acima do ponto neutro, através da equação (5).

$$F_n = U [\beta_1 A_1 + \beta_2 A_2 + \dots + \beta_n A_n] \quad (5)$$

Onde $\beta_1, \beta_2, \beta_n$, são os valores do parâmetro β para as camadas 1,2 e n . As áreas dos diagramas de tensões efetivas de cada uma das camadas são representadas pelas notações A_1, A_2 e A_n . E o U é o perímetro da estaca.

No caso de grupo de estacas, o valor total do atrito negativo está relacionado à espessura da camada e à extensão do aterro colocado na superfície do terreno. Um método para a estimativa da força total de atrito negativo é indicado na Figura 4. Este método é baseado numa distribuição de tensões aproximadas. A distância L é igual à largura do bloco somada ao comprimento das estacas. Da mesma forma, a distância B perpendicular à L pode ser definida da mesma forma. O atrito negativo total pode ser aproximado como sendo o peso do aterro cobrindo a área $B \times L$.

Figura 4: Avaliação do atrito negativo para o grupo de estacas



Fonte: adaptado de Long e Healy (1974)

O método de Garlanger (1973) costuma fornecer valores conservativos no caso de argilas moles, porém apresenta aproximação razoável para argilas médias e rijas. A maior dificuldade deste método é a avaliação do parâmetro β , uma vez que valores aproximados não podem ser obtidos sem a realização de ensaios.

Outra crítica aos métodos de Terzaghi e Peck e Garlanger é a não consideração do ponto neutro. Quando a estaca está assente numa camada muito resistente, como no caso de embutimento em rocha, a aproximação do ponto neutro na base da camada de argila é adequada. Nos demais casos, o ponto neutro pode ocorrer numa profundidade bem inferior, sendo que este aspecto contribui para o conservadorismo da estimativa. Uma sugestão para uma estimativa aproximada do ponto neutro foi proposta por Long e Healy (1974), e será apresentada a seguir.

1.3.3 Proposta de Long e Healy (1974) para a determinação do ponto neutro

O método proposto é iterativo e compara o recalque da estaca, a cada profundidade, com o recalque do maciço de solo circundante. Para a utilização do método faz-se necessária as seguintes informações; o recalque da estaca, a deformação elástica do fuste, a curva tensão efetiva x índice de vazios da camada compressível e as características do atrito entre solo e estaca. Para calcular o ponto neutro, os autores fornecem o passo a passo do procedimento:

- i) A localização inicial do ponto neutro deve ser inicialmente arbitrada. Os autores sugerem uma profundidade, acima da base da camada argilosa, de 10% do valor da espessura da camada compressível.
- ii) Com base na distribuição das tensões efetivas, após a sobrecarga, e o parâmetro β , deve ser estimado o valor de tensão cisalhante mobilizado ao longo da estaca.
- iii) Com as tensões cisalhantes do item anterior, estima-se o diagrama de transferência de carga.
- iv) Partindo da ponta, cuja informação do recalque foi considerada conhecida, pode-se somar o deslocamento elástico ao longo do fuste, até o topo.
- v) Finalmente se compara os deslocamentos do solo e da estaca e se tem uma aproximação da profundidade do ponto neutro.

- vi) Com o valor obtido desta aproximação da profundidade do ponto neutro, volta-se à etapa inicial para uma nova iteração.

1.3.4 Método de Endo, Minou, Kawasaki & Shibata (1969)

Em 1969, Endo et al, baseados em resultados de instrumentação em estacas, propõem a equação (6) para o cálculo do atrito negativo máximo.

$$AN_{m\acute{a}x} = \eta U \alpha \int_0^{\beta l} \sigma'_v dz \quad (6)$$

Onde, o η é o coeficiente que depende da ponta da estaca. Sugerem para estacas de ponta maciça $\eta = 1$ e para estacas de ponta aberta $\eta = 0,6$. O valor de U é o perímetro da estaca e $\alpha = K \operatorname{tg} \phi'_a$, sendo K o coeficiente de empuxo e ϕ'_a o ângulo de atrito estaca-solo. Os autores designaram por β a profundidade relativa do ponto neutro, sendo equivalente a $\frac{l_n}{l}$. O valor de l_n é a profundidade do topo da estaca ao ponto neutro, enquanto o valor de l considera a mesma profundidade, mas até a base da camada compressível.

Os autores estudaram uma possível localização do ponto neutro (PN), com base no estudo experimental de 4 estacas instrumentadas de diferentes tipos. Eles chegaram a interessantes conclusões, como: (i) a localização do ponto neutro na estaca muda mais ou menos no estágio inicial após sua cravação, mas gradualmente converge para um determinado ponto fixo com o tempo. E o PN aparenta subir ao longo do tempo; (ii) a posição relativa do PN fica localizada a um valor de $\frac{l_n}{l}$ e converge para uma estreita variação de 0,73 a 0,78, onde l é a extensão da estaca até a base da camada compressível e l_n é a distância entre o topo da estaca e o ponto neutro. É importante lembrar que os valores encontrados para $\frac{l_n}{l}$ são os adequados para o experimento realizado pelos autores; (iii) como o atrito positivo aumenta com o aumento do atrito negativo (por causa do aumento da tensão aplicada no solo no trecho positivo), o carregamento transmitido para a ponta da estaca mostra um pequeno aumento após certo tempo; (iv) é preciso esperar um tempo razoavelmente longo para determinar a localização final do PN.

A proposição de Endo et al (1969) é idêntica à de Bjerrum e Johannessen (1965), com o acréscimo do conceito do ponto neutro e o coeficiente η , que depende da ponta da estaca.

Para a estimativa do atrito negativo máximo que será transferido à ponta da estaca, os autores propõem a equação (7):

$$AN_{ponta} = \eta U \alpha \int_0^{(2\beta-1)l} \sigma'_v dz \quad (7)$$

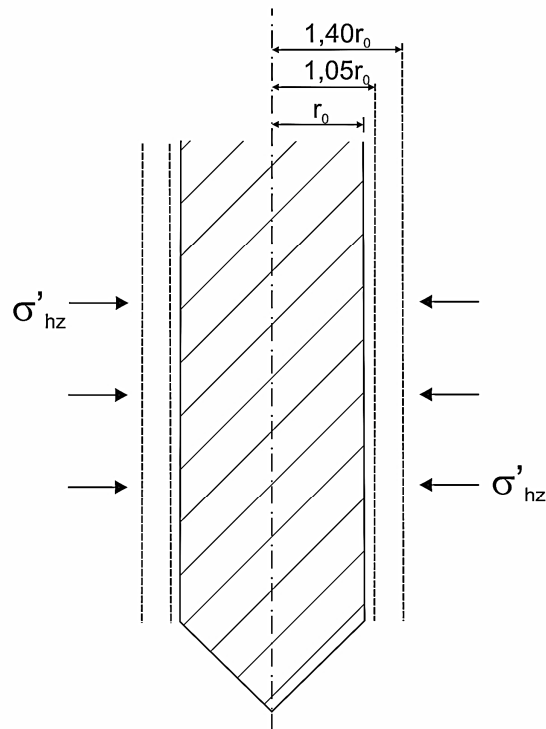
1.3.5 Método de Zeevaert (1983)

Embora Zeevaert tenha apresentado algumas outras propostas anteriormente, neste item será resumida apenas sua contribuição mais recente, que incorpora e atualiza os estudos anteriores. Para investigar o fenômeno do atrito negativo, Zeevaert (1983) comenta que é necessário entender como a tensão efetiva horizontal se desenvolve ao longo do processo e, a partir deste entendimento, apresenta sua proposta de avaliar a resistência ao cisalhamento do solo próximo ao fuste da estaca.

A estaca é cravada através de um depósito de solo impermeável até alcançar uma camada resistente para assentamento de sua de base. Durante a cravação, um volume de solo equivalente ao volume que a estaca ocupa, será perturbado e deslocado como um líquido viscoso sob a ponta da estaca, formando um anel ao redor do fuste (

Figura 5).

Figura 5: Material amolgado ao redor do fuste



Fonte: adaptado de Zeevaert (1983)

Se r_0 é o raio da estaca, então, teoricamente, o solo perturbado terá um raio de $r'_0 = r_0\sqrt{2}$. Durante este processo, o solo perde sua resistência natural e um grande excesso de poropressão é desenvolvido. Entretanto, esse excesso de poropressão se dissipa rapidamente pela estaca se seu material for composto por madeira ou concreto. Um fino anel de solo perfeitamente amolgado em torno do fuste da estaca se consolidará e este solo aumentará sua resistência ao cisalhamento de acordo com:

$$\tau_{0z} = \sigma'_{hz} \operatorname{tg} \phi_r \quad (8)$$

Onde σ'_{hz} é a tensão efetiva horizontal na profundidade z (medida a partir da superfície do terreno) e $\operatorname{tg} \phi_r$ é tangente do ângulo de atrito do solo amolgado. Zeevaert (1983) sugere um procedimento para a determinação do ângulo de atrito amolgado no laboratório. O ganho de resistência ao cisalhamento é máximo na interface fuste-solo onde pode ser substituído pela adesão. Isso pode ser demonstrado pelo material que é encontrado preso ao fuste quando é feito o ensaio de arrancamento das estacas. A resistência ao cisalhamento possui um valor

mínimo que fica a uma distância de aproximadamente $\bar{r}_0 = 1,05r$ a partir do centro da estaca. Por causa disso, a superfície potencial de ruptura deve ser analisada a uma distância \bar{r}_0 para cálculo do atrito negativo.

Segundo Zeevaert (1983), o ganho da resistência ao cisalhamento com o tempo, na região do fuste, de acordo com o valor último expresso na equação (8), deve ser investigado. O grau de adensamento médio de um solo amolgado no fuste da estaca é computado com o coeficiente de adensamento c_{vr} , determinado por meio de ensaios de adensamento em amostras remoldadas com teor de umidade constante. Zeevaert afirma que é possível descrever a resistência ao cisalhamento ao longo do tempo a partir das seguintes equações:

$$\tau_{0z} = \sigma'_{hz} F(T_v) \operatorname{tg} \phi_r \quad (9)$$

ou

$$(\tau_{0z})_t = \sigma'_{hz} \operatorname{tg} \phi'_r \quad (10)$$

Onde $\tan \phi'_r = F(T_v) \operatorname{tg} \phi_r$ e T_v é o fator tempo do adensamento primário.

$$T_v = \frac{c_v}{H^2} t \quad (11)$$

A perturbação do solo ocorre a partir do fuste da estaca até uma espessura de aproximadamente $0,4r_0$. A poropressão é dissipada através do solo circundante, com maior permeabilidade, uma vez que o coeficiente de adensamento de uma argila sensível amolgada é reduzido a valores de 0,1 a 0,01 dos valores do coeficiente de permeabilidade de argilas indeformadas. Consequentemente, o fator tempo médio para a zona amolgada com dupla drenagem é:

$$T_v = \frac{(c_{vr})_a}{(0,2r_0)^2} t \quad (12)$$

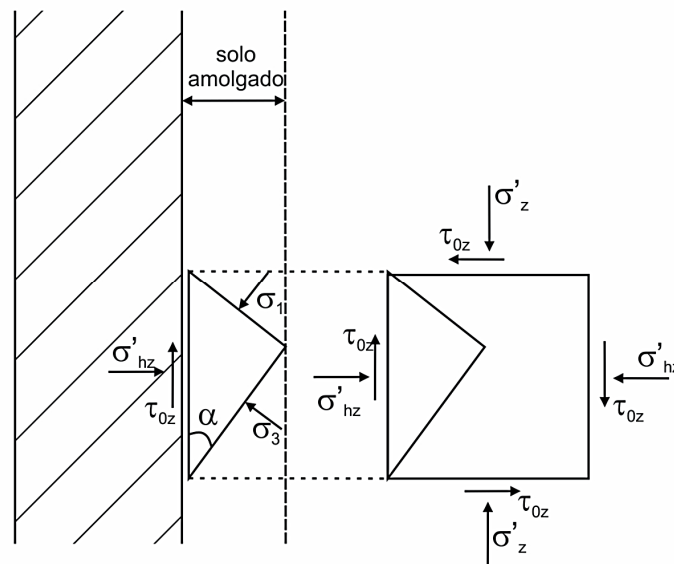
Onde $(c_{vr})_a$ é o coeficiente de adensamento médio da zona amolgada. Quando forem feitos ensaios de campo em estacas nos solos impermeáveis, o tempo é um fator muito importante para ser levado em conta. As estacas deverão ser instrumentadas com medidores de poropressão ao longo de seu fuste, pois tal

procedimento auxilia na estimativa adequada da tensão efetiva que, de fato, age ao redor fuste.

A tensão efetiva horizontal (σ'_h) sob condições plásticas ao redor do fuste está relacionada a tensão efetiva vertical (σ'_v). Ao se observar a Figura 6 e a teoria de Mohr-Coulomb para condição de tensão máxima, pode-se afirmar que a razão entre tensões efetivas horizontais e verticais são uma função das tensões principais, explicitado na equação (13).

$$\frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3) - (\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\alpha}{(\sigma_1 + \sigma_3) + (\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\alpha} \quad (13)$$

Figura 6: Estado de tensões no fuste da estaca



Fonte: adaptado de Zeevaert (1983)

A partir do círculo de tensão cisalhante máxima, pode-se encontrar $2\alpha = \frac{\pi}{2} - \phi_r$, e uma vez que $\text{sen}\phi_r = \cos 2\alpha$ e que $\text{sen}\phi_r = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$, ao fazer as devidas substituições e operações algébricas, tem-se:

$$\frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{1 - \text{sen}^2\phi_r}{1 + \text{sen}^2\phi_r} = \frac{1}{\bar{N}_\phi} \quad (14)$$

O valor que for encontrado na equação (14) pode ser considerado como o inverso de \bar{N}_ϕ , onde ϕ_r é o ângulo de atrito amolgado que se obtém entre o solo e

estaca no momento da cravação. É recomendado que este valor seja investigado através de ensaios laboratoriais. Sabendo-se que $tg\phi_r$ é o coeficiente de atrito entre solo e estaca, então o atrito no fuste da estaca será aproximadamente:

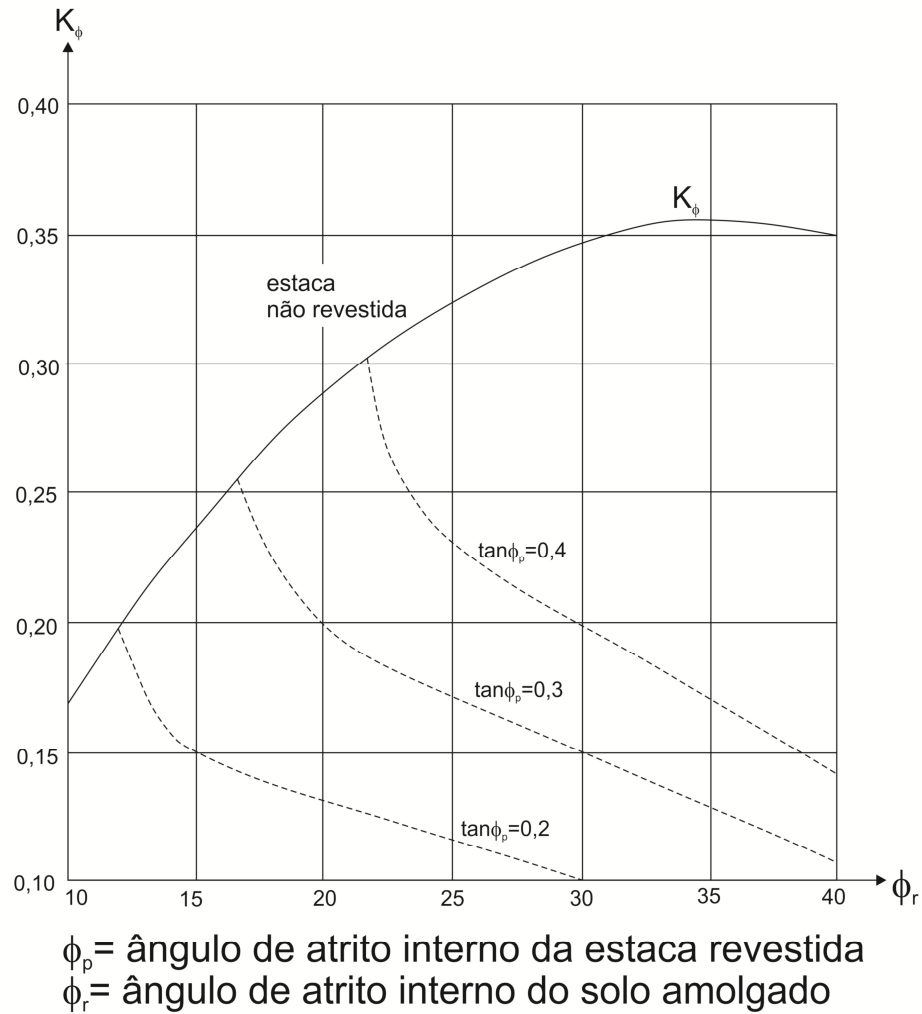
$$\tau_{0z} = \left(\frac{1 - \text{sen}^2\phi_r}{1 + \text{sen}^2\phi_r} \text{tg}\phi_r \right) \sigma'_z = K_{\phi_z} \sigma'_z \quad (15)$$

Onde

$$K_{\phi} = \frac{\text{tg}\phi_p}{N_{\phi}} \quad (16)$$

O atrito ao longo do fuste da estaca pode ser minorado usando-se produtos mitigadores, tais como mitigadores, tais como pinturas, betume, ou misturas de bentonita, sendo necessário a determinação a determinação do valor de $\text{tg}\phi_p$, onde ϕ_p é o ângulo de atrito entre o solo e a estaca pintada. Quando for esse o caso, os valores de K_{ϕ} podem ser encontrados na

Figura 7. Quando a estaca não está com produtos que diminuem o atrito, o valor de $\phi_r = \phi_p$. O atrito negativo só será diminuído se o material que cobrir o fuste da estaca for resistente e durável.

Figura 7: valores de K_ϕ para estacas pintadas

Fonte: adaptado de Zeevaert (1983)

Ao observar a Figura 8, é possível calcular aproximadamente o atrito negativo da estaca através da seguinte equação:

$$(AN)_d = \bar{\omega} K_\phi \int_0^d \sigma'_{0z} dz - \bar{\omega} K_\phi \int_0^d \Delta\sigma'_z dz \quad (17)$$

Tem-se:

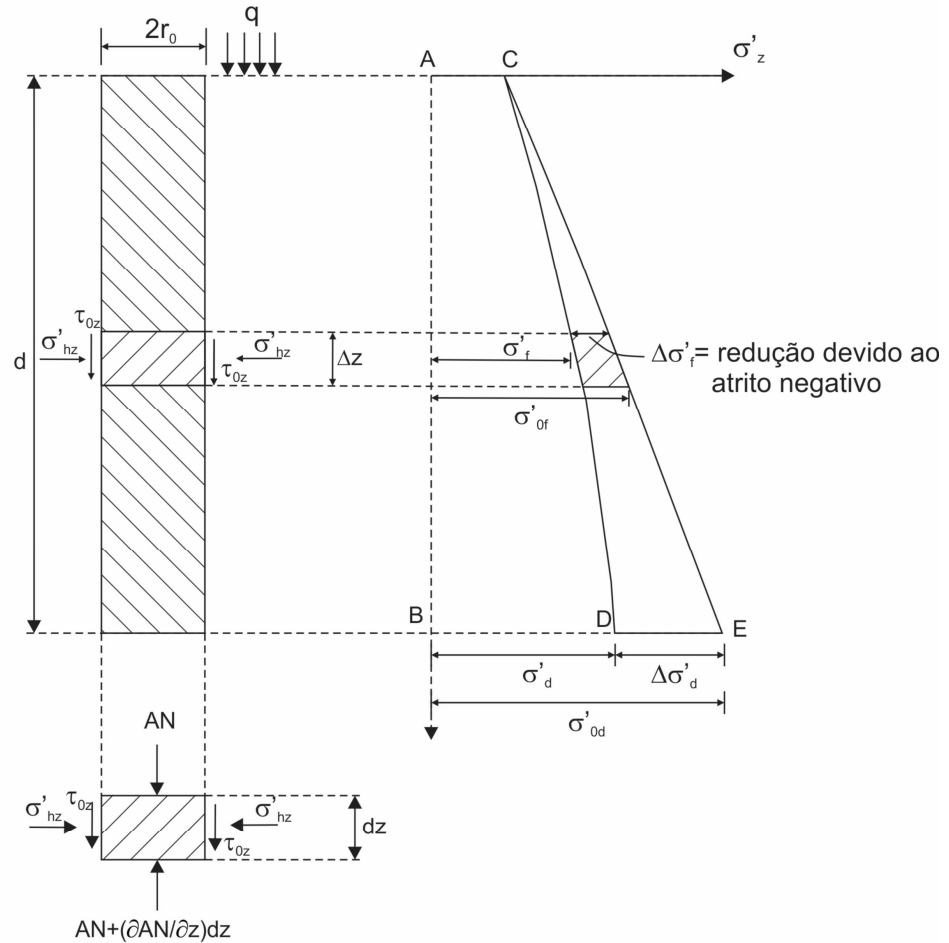
- $\int_0^d \sigma'_{0z} dz$: a área (ABEC) de tensão efetiva inicial
- $\int_0^d \Delta\sigma'_z dz$: a área (CDE) do alívio de tensões efetivas devido ao atrito negativo na estaca que pode ser assumido como aproximadamente igual a $\frac{1}{3} \Delta\sigma'_d d$

- $\bar{\omega} = 2\pi\bar{r}_0$: o perímetro da estaca.

Conseqüentemente, substituindo $\int_0^d \Delta\sigma'_z$ por $\frac{1}{3}\Delta\sigma'_d d$, tem-se:

$$(AN)_d = \bar{\omega}K_\phi \int_0^d \sigma'_{0z} dz - \bar{\omega}K_\phi \left(\frac{1}{3}\Delta\sigma'_d d \right) \quad (18)$$

Figura 8: Atrito negativo atuando em uma estaca



Fonte: adaptado de Zeevaert (1983)

Por outro lado, chamando de \bar{a} a área tributária efetiva e assumindo que ela é constante com a profundidade, $\bar{a} = \pi(12r_0)^2$, então:

$$\Delta\sigma'_d = \frac{(AN)_d}{\bar{a}} \quad (19)$$

Substituindo a equação (19) na equação (18) e colocando $(AN)_d$ em evidência, obtém-se:

$$(AN)_d = \frac{\bar{\omega}K_\phi}{1 + \frac{\bar{\omega}K_\phi d}{3\bar{a}}} \int_0^d \sigma'_{0z} dz \quad (20)$$

Para fins práticos, a equação (20) fornece estimativas satisfatórias. O valor de \bar{a} deve ser considerado como $\pi(12r_0)^2$ apenas para estacas isoladas. No caso de grupo de estacas, \bar{a} é a área nominal tributária para cada uma das estacas do grupo. A capacidade de carga de uma estaca deve ser calculada levando em consideração a média da tensão vertical confinante na base, $\sigma'_d = \sigma'_{0d} - \Delta\sigma'_d$. Em problemas que representam condições reais de campo, a área tributária não é constante com a profundidade. Além disso, o acréscimo de tensões $\Delta\sigma'_z$ não pode ser representado por uma simples função matemática relacionada à profundidade z . Se a área tributária equivalente \bar{a}_{e_z} e a tensão total (e a tensão efetiva) são relacionadas à profundidade, a integração que calcula o atrito negativo é obtida por um método numérico iterativo de acordo com os algoritmos descritos nos próximos parágrafos.

Suponha que a Figura 9 representa a tensão efetiva induzida pelo atrito negativo no elemento Δz_i do sistema solo-estaca na profundidade z .

A equação de equilíbrio sob condições de plasticidade será:

$$(\sigma'_{0i} - \sigma'_i)\bar{a}_i - (\sigma'_{0_{i-1}} - \sigma'_{i-1})\bar{a}_{i-1} = \bar{\omega}\tau_{0i}\Delta z_i \quad (21)$$

Mas o valor médio da resistência ao cisalhamento no fuste de uma estaca em qualquer profundidade $z = i$ pode ser descrita como:

$$\tau_{0i} = \frac{1}{2}K_{\phi_i}(\sigma'_i + \sigma'_{i-1}) \quad (22)$$

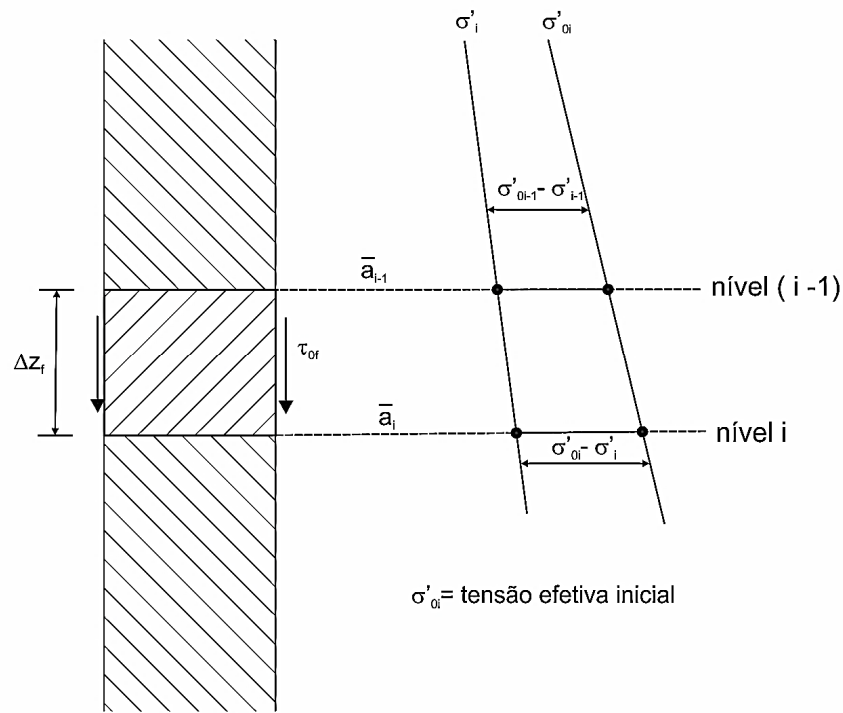
Como se sabe que:

$$(AN)_i = (\sigma'_{0i} - \sigma'_i)\bar{a}_i \quad (23)$$

E,

$$(AN)_{i-1} = (\sigma'_{0_{i-1}} - \sigma'_{i-1})\bar{a}_{i-1} \quad (24)$$

Figura 9: Decréscimo da tensão vertical por causa o atrito negativo



Fonte: adaptado de Zeevaert (1983)

Define-se que $\pi \bar{r}_0 K_\phi = m_i$ e assumindo que a integração inicia na superfície do terreno onde o atrito negativo é nulo, ou seja, $(AN)_{i-1} = 0$ e $\sigma'_{i-1} = \sigma'_{0i-1} = q$, e desde que os valores σ'_{0i} , m_i e \bar{a}_i sejam conhecidos com a profundidade, pode-se equacionar o seguinte:

$$\sigma'_{0i} \bar{a}_i - \sigma'_i \bar{a}_i - (AN)_{i-1} = m_i \sigma'_i \Delta z_i + m_i \sigma'_{i-1} \Delta z_i \quad (25)$$

Explicitando σ'_i da equação (25), tem-se:

$$\sigma'_i = \frac{\sigma'_{0i} \bar{a}_i - [(AN)_{i-1} + m_i \sigma'_{i-1} \Delta z_i]}{\bar{a}_i + m_i \Delta z_i} \quad (26)$$

A carga de atrito negativo na posição i deve ser calculada passo a passo na fórmula explicitada na equação (25), com o valor de σ'_i previamente computado pela equação (26). O processo de iteração começa na superfície do terreno e é repetido passo a passo até alcançar qualquer valor de z requerido.

A tensão efetiva na profundidade da ponta, para efeito da determinação da capacidade de carga unitária na ponta, é determinada por Zeevaert segundo a equação (27).

$$\sigma'_d = \sigma'_{0d} - \frac{(AN)_d}{\bar{a}_0} \quad (27)$$

Onde \bar{a}_0 é a área tributária nominal da estaca considerada, sendo ela isolada ou pertencente a um grupo de estacas.

1.3.6 Contribuições mais recentes

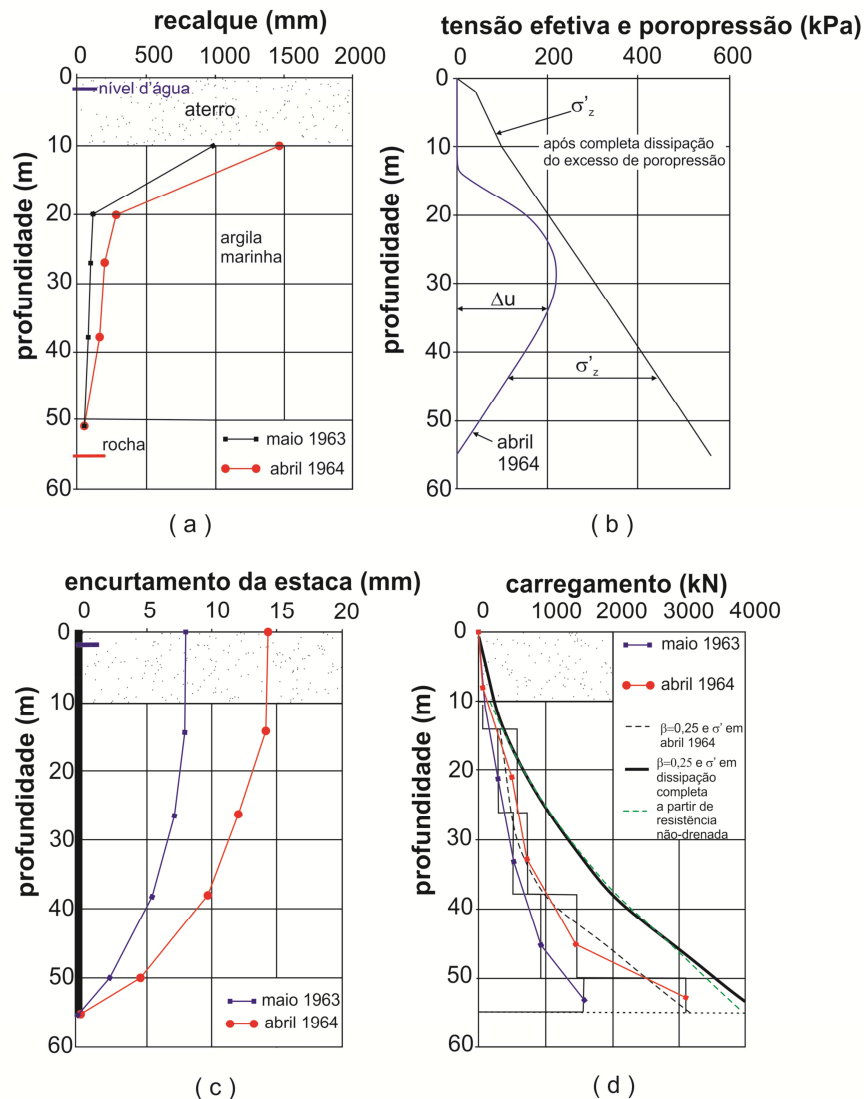
Uma vez que Santos Neto (1981) apresentou uma pesquisa bibliográfica bastante completa, a autora selecionou e resumiu os métodos anteriores, por serem os mais utilizados. Em seguida, a autora procurou neste item destacar e discutir algumas publicações mais recentes, posteriores a Santos Neto (1981).

1.3.6.1 Fellenius (2006)

Fellenius (2006) revisitou os dados publicados de instrumentações anteriores e destacou aspectos relevantes. A primeira instrumentação bem documentada foi a apresentada por Johannessen e Bjerrum (1965) em estacas tubulares metálicas de 0,47m de diâmetro que atingiram 55m de profundidade. Na Figura 10, respectivamente, estão ilustrados: a distribuição dos recalques medidos a várias profundidades, a distribuição das tensões efetivas e excesso de poro pressão, os deslocamentos elásticos sofridos pela estaca e o valor do atrito negativo medido e estimado, ao longo do tempo.

Os citados autores observaram que o atrito negativo calculado com um valor de β de 0,25 apresentou um ajuste razoável com o valor medido em abril de 1964, quando parte da poropressão gerada ainda não havia sido dissipada. Por outro lado, a estimativa de atrito negativo procedida com a resistência não drenada não reproduziu o valor medido em abril de 1964, mas apenas na situação final, após dissipação completa da poropressão. Os autores observaram também que o atrito negativo aumentou continuamente com a profundidade, indicando que a posição do ponto neutro se localizou próximo à ponta da estaca.

Figura 10: Johannessen e Bjerrum (1965) em a) Recalque do solo com a profundidade; b) tensões efetivas e poropressões; c) Deformação elástica (encurtamento) medida na estaca; d) Atrito negativo medido e calculado, ao longo do tempo

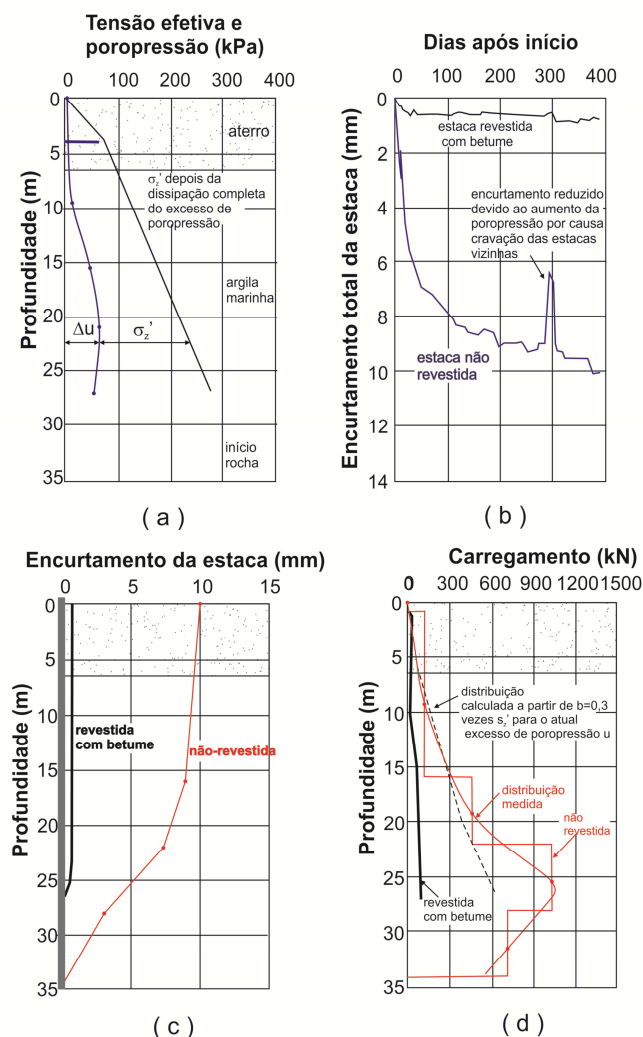


Fonte: adaptado de Fellenius (2006).

Já em Bjerrum et al (1969), resultados de instrumentação em estacas de três locais distintos foram reportados. A autora da presente pesquisa ressalta alguns aspectos observados. Em registro do Porto de Oslo, onde a camada de argila marinha apresenta 25m de espessura, a resistência não drenada, antes da colocação do aterro de 6,5m, era de 20 kPa, na superfície e 40kPa, acima da camada resistente subjacente. Após 2 anos, a resistência no trecho superficial passou a 40 kPa, mas não foi observado aumento da resistência não drenada no bordo inferior da camada. Foram cravadas 4 estacas de 0,3m de diâmetro com alargamento da ponta no trecho do assentamento em rocha. Registros de duas

destas estacas são ilustrados. Uma delas foi tratada com 1mm de cobertura de betume. Após decorrido 1 ano da cravação foi observado o recalque de 0,16m do terreno superficial. A Figura 11a ilustra o excesso de poro pressão medido 1 ano após a cravação e a tensão efetiva final estimada. A Figura 11b mostra os encurtamentos medidos para a estaca sem tratamento e para aquela tratada com betume. A Figura 11c ilustra o encurtamento registrado 400 dias após a cravação. Os autores observaram a efetividade do tratamento na redução das tensões cisalhantes desenvolvidas. A Figura 11d ilustra a distribuição do atrito negativo para as duas estacas. Na estaca sem tratamento betuminoso o atrito negativo chegou a 1100kN, mas a estimativa em tensões efetivas com um valor de β de 0,30 não indicou um ajuste adequado.

Figura 11: Bjerrum et al (1969) em a) Excesso de poropressão e tensão efetiva; b) Encurtamento da estaca com e sem tratamento com betume; c) Encurtamento medido em maio de 1967, sem e com betume; d) Atrito negativo medido e estimado

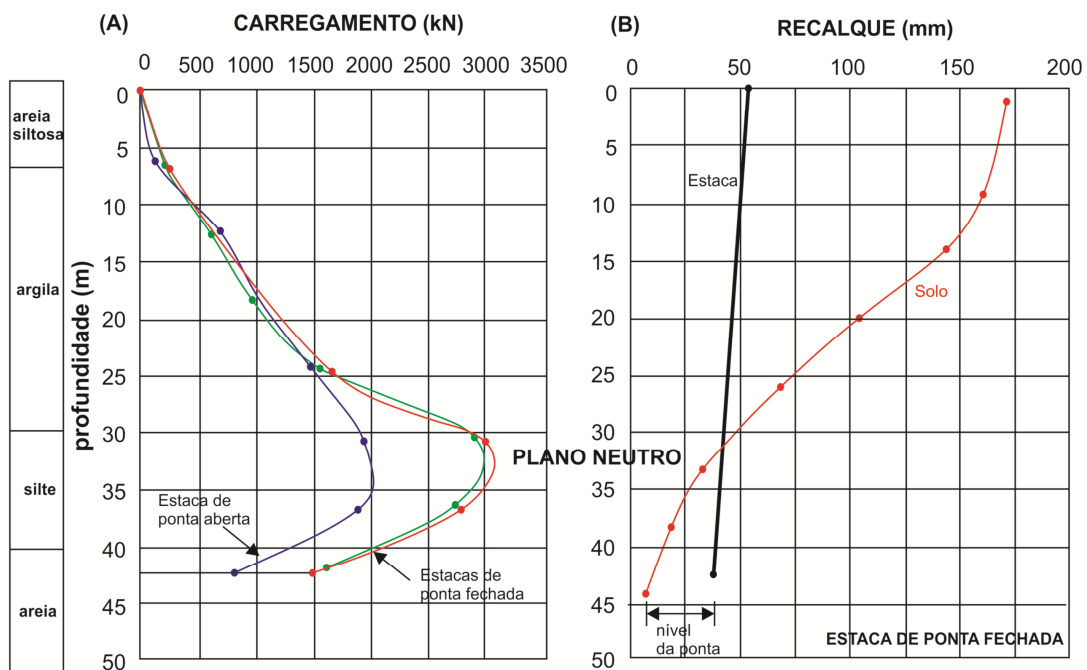


Outros resultados também reportados por Bjerrum et al (1969) indicam, da mesma forma, valores de atrito negativo elevados e estimativas adequadas em tensões efetivas para valores de β da ordem de 0,2 a 0,3.

Bjerrum et al (1969) observaram que em casos nos quais as estacas foram cravadas sem a colocação de aterro, pequenos recalques foram observados, causados pela reconsolidação da camada de argila, após dissipação das poropressões geradas com a cravação, e compressão secundária. Ainda assim, valores elevados de atrito negativo foram medidos. Os autores concluíram, no geral, que os valores de atrito negativo podem ser bastante elevados, que as tensões cisalhantes desenvolvidas dependem das tensões efetivas e que as forças de atrito negativo se equilibram em algum ponto (ponto neutro). Os autores verificaram que valores de deslocamento relativo pouco significativos já são suficientes para mobilizar as máximas tensões cisalhantes disponíveis.

Ao revisitar os registros de Endo et al (1969), que instrumentou estacas de ponta fechada e aberta, Fellenius (2006) ressaltou que até a profundidade de 25m a distribuição do atrito negativo foi a mesma, para ambas as situações, Figura 12a. Em uma extensão até 10m acima da ponta, o atrito lateral positivo, unitário, se mostrou similar. No entanto, na zona de transição entre 25 e 35m a estaca de ponta aberta exibiu uma transição mais longa, indicando uma menor magnitude do atrito negativo. A zona de transição é a região onde o atrito negativo começa a mudar para atrito positivo, e também aonde se encontra o ponto neutro. Fellenius (2006) também destaca que o artigo de Endo et al. (1969) foi o primeiro a indicar que a posição do ponto neutro é influenciada pela resistência mobilizada pela ponta, que é determinada pela magnitude da penetração da ponta da estaca, Figura 12b.

Figura 12: Endo et al (1969) em a) Distribuição do carregamento de atrito negativo ao longo das estacas; b) Recalque do solo e da estaca para a estaca de ponta fechada

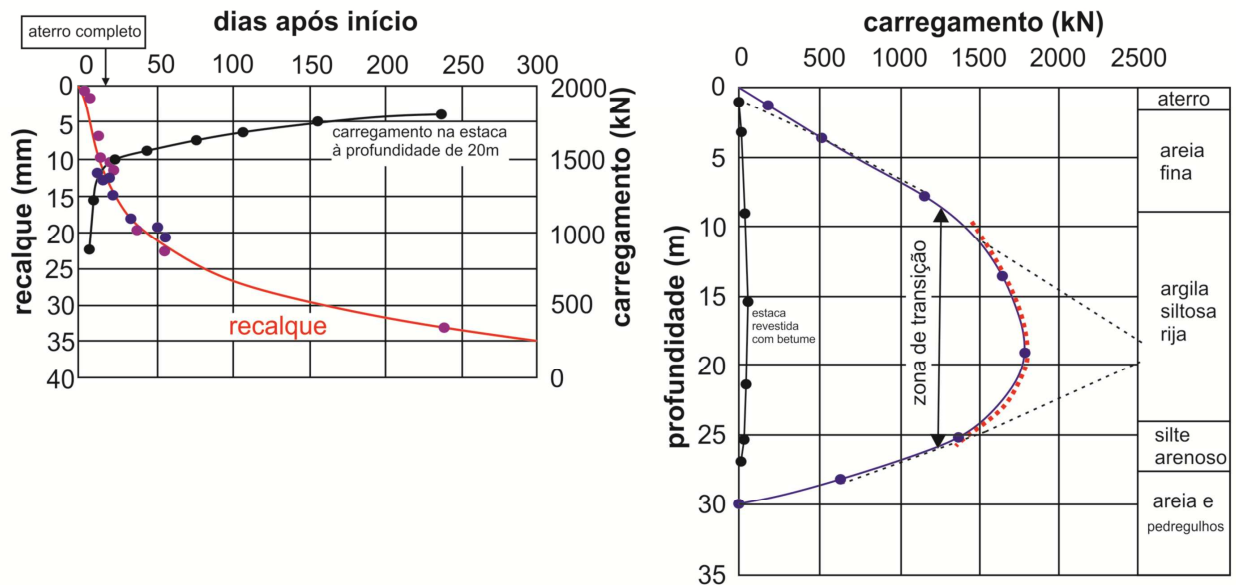


Fonte: adaptado de Fellenius (2006)

Fellenius (2006) resume os registros de Bozozuk (1970) (1972) (1981), realizados em Quebec, no Canadá, os quais confirmam os resultados dos ensaios anteriores realizados na Noruega e no Japão: a transferência da carga do atrito negativo é governada pelas tensões efetivas, sendo as tensões mobilizadas no sentido negativo iguais àquelas que ocorrem no sentido positivo, sendo iguais àquelas mobilizadas à curto prazo em ensaios estáticos. Os registros indicaram também que o coeficiente β é função não apenas da tensão efetiva vertical, mas também das tensões horizontais.

Walker et al (1973) apresentaram os registros da instrumentação de uma estaca metálica tubular de ponta fechada de 0,76m de diâmetro cravada em Melbourne, Austrália. Uma estaca idêntica foi tratada com 1,5mm de betume em todo o seu comprimento. A Figura 13a e b indicam, respectivamente, os recalques na superfície do solo, que atingiram 25mm e a carga a 20m de profundidade ao longo do tempo, bem como a carga de atrito negativo versus profundidade, tanto para a estaca sem tratamento como a que foi submetida a tratamento com betume.

Figura 13: Walker et al (1973) em a) recalque na superfície do terreno e desenvolvimento do carregamento com o tempo, a 20m de profundidade e b) carga medida na estaca sem e com betume



Fonte: adaptado de Fellenius (2006)

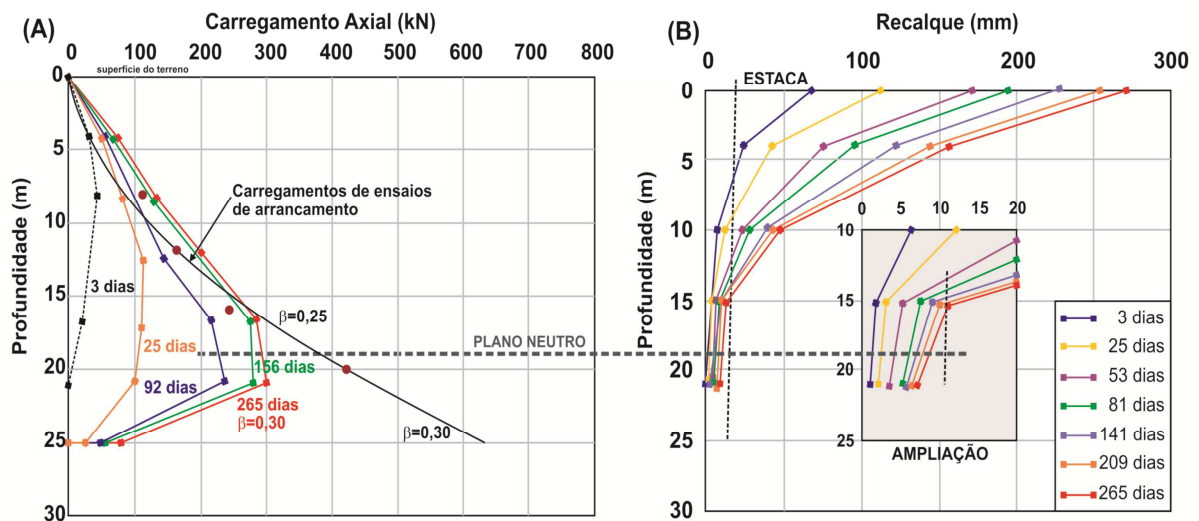
Foi observado que a aplicação de betume praticamente eliminou o atrito negativo, embora na estaca sem tratamento a carga atingiu o valor de 1800kN no plano neutro (a 20m de profundidade). Por conta do pequeno deslocamento relativo, a zona de transição se apresentou longa.

Fellenius (2006) cita ainda Clemente (1981) que instrumentou três estacas octogonais pré-moldadas, de 0,42m de diâmetro, executadas no Havaí. Este experimento também indicou que o tratamento com cerca de 1mm de cobertura de betume reduziu o atrito negativo para 20% do valor observado nas estacas não tratadas.

O próximo artigo revisitado por Fellenius (2006) foi o de Indraratna et al (1992), que apresentou a instrumentação de duas estacas pré-moldadas de 0,4m de diâmetro, cravadas na argila de Bangkok. Uma delas foi tratada com uma película de apenas 0,2mm de betume. As estacas foram cravadas em 5 estágios, intervalados nas profundidades de 8, 12, 16 e 20m. Foram realizadas provas de carga à tração, nestas profundidades, após um repouso de 9 dias. Após a cravação completa, foi colocado um aterro superficial de 2m de altura. Apesar do ensaio rápido e da cobertura muito fina de betume, houve uma redução de 50% do atrito lateral na tração, quando comparado ao da estaca sem tratamento.

Os autores verificaram que o atrito negativo medido 265 dias após a colocação do aterro, bem como sua distribuição com a profundidade, foi bem próximo à distribuição do atrito observado nas provas de carga. Estes resultados, bem como o ajuste da curva teórica para um valor de $\beta = 0,3$, são indicados na Figura 14a.

Figura 14: Indraratna et al (1992) em a) Distribuição do atrito negativo com a profundidade e b) Distribuição dos recalques.



Fonte: adaptado de Fellenius (2006).

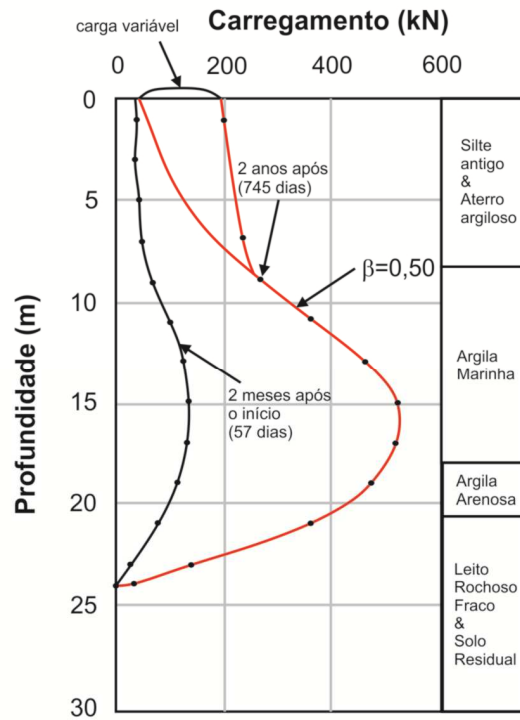
A Figura 14b mostra a distribuição dos recalques medidos do solo e da estaca. Os autores ressaltam que na profundidade entre 10 e 25m, destacada no desenho, observa-se um movimento relativo pequeno, porém capaz de mobilizar o deslocamento positivo da estaca abaixo do ponto neutro. Embora Fellenius (2006) não tenha comentado, o plano neutro indicado na Figura 14a não corresponde exatamente à mesma profundidade na qual o recalque do solo se iguala ao recalque da estaca. Na figura da direita, o plano neutro estaria posicionado mais acima. A autora da presente pesquisa considera que este fato decorre da falta de acurácia na determinação do deslocamento relativo, em face da grande diferença entre os recalques do solo e da estaca. A autora destaca ainda que embora a figura da direita mostre os recalques no maciço de solo em vários tempos, foi indicado apenas um perfil de recalque da estaca. Porém, o recalque na estaca também varia com o tempo, já que os esforços a ela transferidos também variam com o tempo. Talvez

esta falta de informação tenha resultado na aparente inconsistência, observada pela autora, da posição do plano neutro nas figuras a e b.

Leung et al (1991), citados também por Fellenius (2006), apresentaram a instrumentação de duas estacas pré-moldadas quadradas de 0,28m de lado, cravadas até 24m de profundidade, atravessando um aterro argilo-siltoso de 9,5m de espessura, sobrejacente a uma camada de argila marinha de 8,5m, atravessando também 3m de argila arenosa. A camada de argila arenosa é sobrejacente ao solo residual/ extrato rochoso de folhelho. A Figura 15 mostra as cargas medidas nas estacas, e sua distribuição com a profundidade, após a construção da plataforma do cais, 57 dias após a cravação das estacas, e dois anos após a cravação (745 dias). Os autores não reportaram sobre os registros de recalque das estacas e do solo.

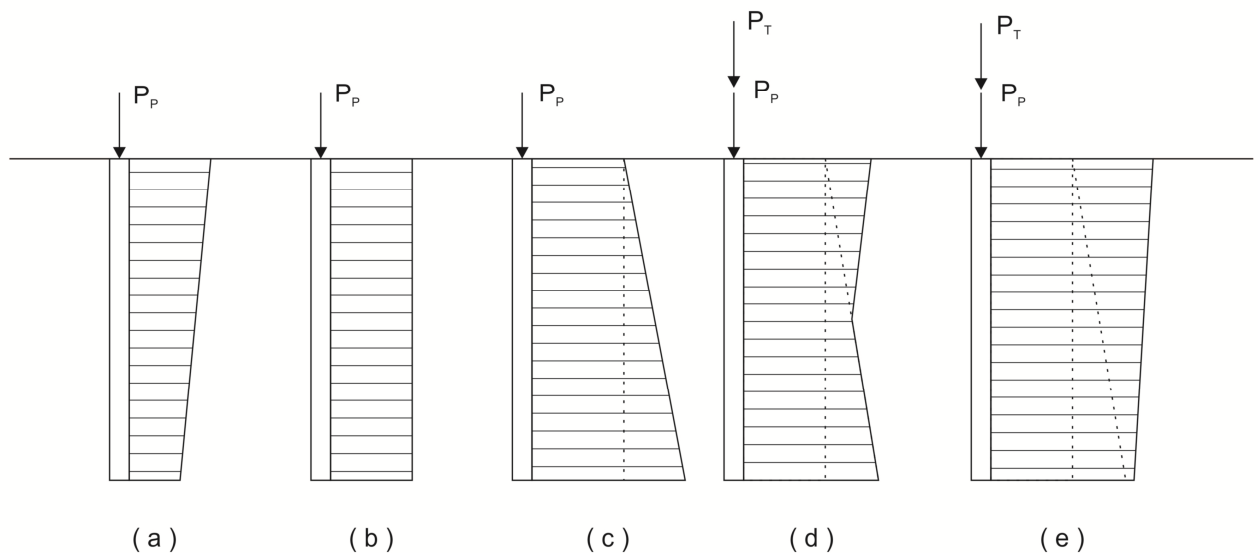
A carga admissível nas estacas era de 800kN, porém o carregamento chegou a apenas 200kN por estaca, de carga móvel, durante o período de medição, de cerca de 2 anos. A Figura 15 ilustra que as cargas só afetaram a distribuição de carregamento nos 9m iniciais das estacas, abaixo desta profundidade, a distribuição das cargas foi causada pelo atrito negativo. O plano neutro foi observado no trecho inferior da camada de argila marinha. A distribuição do atrito corresponde a um valor de β de cerca de 0,5 na camada de argila marinha. A autora desta dissertação salienta que a carga móvel atuante, de 200kN, não foi transferida ao trecho inferior da estaca, como já destacado por Fellenius (1971), cuja figura foi adaptada pela autora e reproduzida a seguir, Figura 16. Nesta figura se observa, de forma esquemática, que a atuação da carga transiente resulta numa parcial mobilização do atrito positivo no trecho superior da estaca. Apenas uma parcela da carga transiente seria transferida à ponta, caso seu valor supere o valor do atrito negativo máximo.

Figura 15: Leung et al (1991), distribuição das cargas nas estacas do porto de Singapura



Fonte: adaptado de Fellenius (2006).

Figura 16: Esquema da atuação da carga móvel



Legenda: (a) Carga permanente, só atrito positivo; (b) Carga permanente, pequeno recalque na ponta (estaca de ponta); (c) Carga permanente, atrito negativo; (d) Pequena carga transiente, somada ao caso c; (e) Carga transiente elevada, somada ao caso c.

Fonte: adaptado de Fellenius, 1971

O último caso instrumentado revisitado por Fellenius (2006) é o da instrumentação acompanhada por ele, publicada por Fellenius e Broms (1969) e Fellenius (1972). Trata-se de um ensaio em duas estacas pré-moldadas de 0,3m de diâmetro, de seção hexagonal, com 55 m de embutimento, instrumentadas com células de carga, cujas medições foram realizadas desde 1968 até 1983, num período total de 5500 dias. O objetivo da instrumentação foi a medição das forças desenvolvidas na estaca em razão do adensamento do solo após cravação, além dos esforços causados pelo recalque do maciço, após instalação de um aterro superficial.

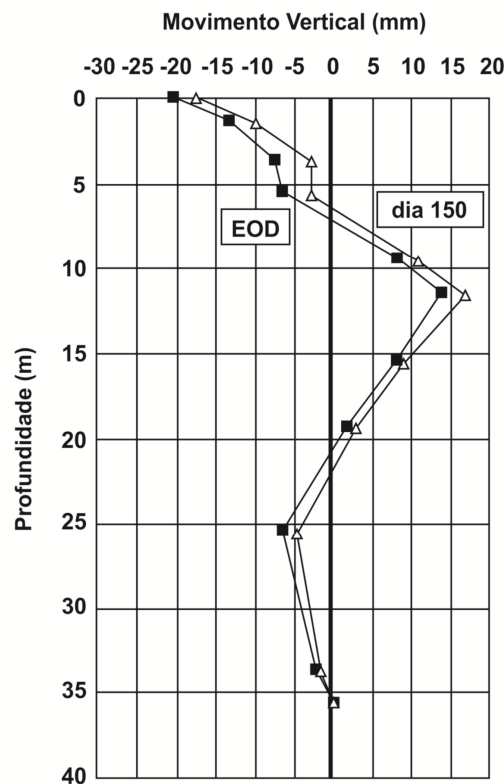
A área era virgem, não havendo qualquer construção anterior, já que o processo de sedimentação ocorreu após o período de degelo, com avanço dos sedimentos para o oceano. A camada de argila, de 40m de espessura, é de origem marinha, pós-glacial, sensível, seguida de camada areno siltosa até elevada profundidade. Até uma profundidade de 17m a umidade natural é da ordem de 90% e superior ao limite de liquidez. Abaixo dos 17m, a umidade natural reduz com a profundidade, mas se mantém próxima ao limite de liquidez. A argila tem consistência mole até 10m de profundidade e rija a partir de 10m. A poropressão original é hidrostática.

As células de carga empregadas foram desenvolvidas especialmente para as duas estacas testadas e foram projetadas para a medição direta da carga nas estacas, eliminando a necessidade de utilização do módulo de elasticidade do material para a obtenção da carga. As estacas foram compostas por elementos de 11m e as células de carga, dispostas entre os sucessivos elementos, consistindo em pequenos elementos de 0,6m. A estaca PII foi provida de célula de carga também no topo. Após cravação, um *tell tale* foi introduzido na ponta de cada uma das estacas para medição de seu encurtamento total.

Fellenius (2006) ressalta que a cravação das duas estacas causou elevado excesso de poropressão na camada de argila. Na profundidade de 23m a tensão efetiva vertical antes da cravação era de 120 kPa. Nos primeiros dias após cravação as estacas estavam envolvidas em uma argila altamente amolgada, com tensão efetiva nula, praticamente em um líquido. Apenas após 5 meses as poropressões voltaram às suas condições iniciais.

Os autores observaram que a cravação das estacas causou a compactação da camada de areia subjacente. Nivelamento de precisão realizado indicou que após o final da cravação a superfície da camada arenosa recalcou 9mm na estaca PI e 7mm na estaca PII. Um nivelamento simultâneo mostrou que a camada de argila sofreu um levantamento devido à cravação das estacas de deslocamento. A Figura 17 indica que os 5m superiores do terreno, junto à estaca, levantou cerca de 20mm em relação ao fundo da camada.

Figura 17: Fellenius e Broms (1969), levantamento (valores negativos) medidos na argila próximo a estaca PII durante os 150 dias iniciais após a cravação (EOD = end of driving)



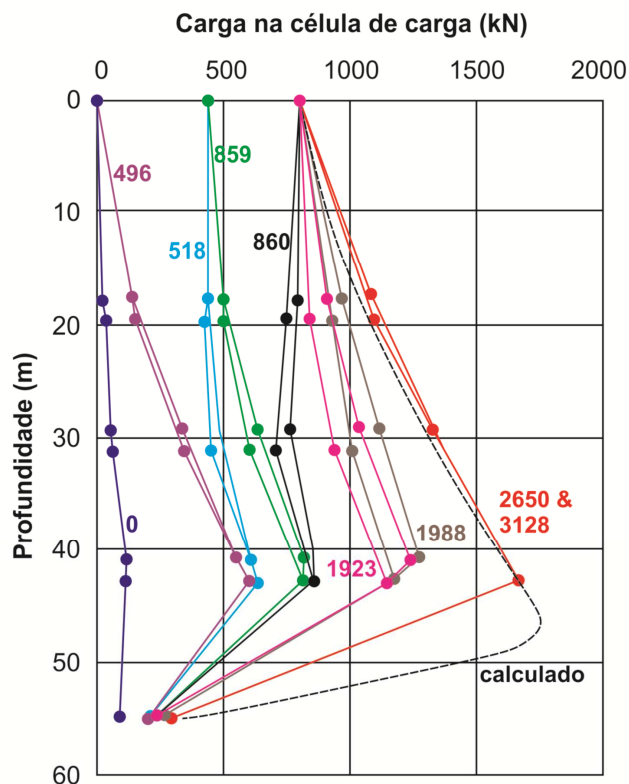
Fonte: modificado de Fellenius (2006)

Os autores observaram que durante os primeiros momentos quando a poropressão excedeu a tensão efetiva, não houve mudança nas respostas da célula de carga. Com o passar do tempo, as cargas medidas nas estacas começaram a aumentar, coincidindo com a dissipação das poropressões.

Durante os primeiros 5000 dias anteriores à aplicação de carga no topo das estacas, estas já apresentaram um encurtamento de 5mm e a penetração da ponta das estacas apresentou, basicamente, a mesma magnitude.

Ao final da cravação, as forças nas estacas eram equivalentes, ao seu peso submerso. À medida em que o atrito negativo aumentava, a mobilização de atrito positivo se dava no trecho inferior das estacas. Ao aplicar 440kN na cabeça da estaca, o atrito negativo foi praticamente eliminado. A autora da presente pesquisa observa que, de fato, a curva correspondente da Figura 18 indica um esforço normal constante, até cerca de 30m de profundidade, indicando que, ao sofrer o carregamento adicional no topo, a estaca se deformou, mudando o sentido dos deslocamentos relativos naquele trecho. Com os movimentos do solo aumentando ainda mais, os valores de atrito negativo continuam crescendo.

Figura 18: Distribuição de carga nas estacas



Legenda: Ao final da cravação (0 dias), após aplicação do primeiro carregamento (496 dias), após adicionar o segundo carregamento (859 dias), imediatamente após a colocação do aterro (dias 1923 e 1988) e as cargas finais estabilizadas, dia 2650, na estaca PI e 3128, na estaca PII.

Fonte: modificado de Fellenius (2006)

Fellenius (2006) observou que o aumento adicional rápido da carga de 360kN eliminou, de forma temporária, o atrito negativo, criando inclusive um pequeno atrito positivo nas estacas.

Após a colocação do aterro de 2m na superfície do terreno, o recalque do maciço aumentou, e também o desenvolvimento do atrito negativo. Após 2650 dias, a estaca PII foi danificada, e não se obteve mais registros desta estaca. O monitoramento da estaca PI continuou até 15 anos após a cravação. A carga máxima foi medida na célula M5 em 1670kN. Subtraindo da carga aplicada na superfície, decorrente da estrutura, resulta um valor total de 870kN de atrito negativo.

Uma análise em tensões efetivas foi ajustada à distribuição das cargas medidas na data de 2650 dias, para a estaca PII e 3128 dias, na estaca PI. O valor de β ajustado nas profundidades iniciais foi de 0,18; 0,15 e 0,14 para os três intervalos iniciais entre as células de carga. O valor previsto é o pontilhado. A inclinação da final da curva, correspondente ao atrito positivo no trecho final, em areia, foi estimado com um β de 0,6.

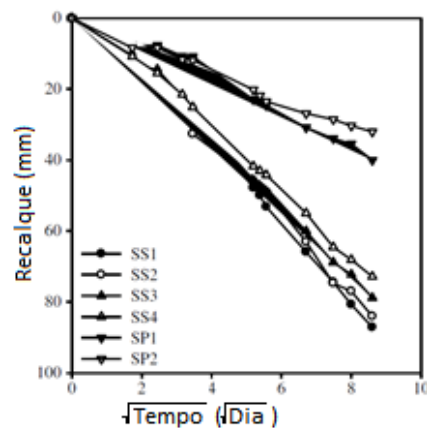
As principais conclusões de Fellenius (2006), após a análise destes diferentes casos de obra, foi de que: i) as tensões efetivas governam a transferência de carga da estaca ao solo e do solo à estaca; ii) a distribuição de cargas calculadas através da resistência não drenada pode ocasionalmente concordar com a distribuição medida quando não há excesso de poropressão, mas este resultado parece ser mais uma coincidência do que regra geral; iii) um plano neutro sempre ocorre, chamado por Fellenius de ponto de equilíbrio de forças; iv) se o recalque do solo é elevado e a estaca tem a ponta embutida em material rígido, o ponto neutro é localizado muito próximo da ponta; v) basta um pequeno movimento relativo entre a superfície da estaca e o solo para mobilizar a resistência lateral tanto na direção negativa como positiva; vi) o comprimento da zona de transição das tensões cisalhantes de negativa para positiva é função da magnitude dos movimentos entre a superfície da estaca e do solo. Um pequeno movimento relativo resultará numa longa zona de transição, e um movimento relativo grande resulta numa zona de transição mais curta; vi) uma carga temporária, como uma carga móvel, não aumentará a carga no ponto neutro. A carga no ponto neutro não mudará, a menos que a carga móvel seja tão alta que elimine totalmente o atrito negativo. Para tal, a carga móvel deve ser o dobro do atrito negativo no plano neutro, um carregamento muito pouco provável; vii) uma camada muito fina, cerca de um a dois milímetros, de cobertura de betume, com uma ampla faixa de viscosidade, irá reduzir de forma significativa as tensões cisalhantes ao longo da superfície da estaca.

1.3.6.2 Hong, Ng, Asce, Chen, Wang & Chan (2016)

Hong et al. (2016) analisaram os resultados de uma investigação de campo de dois pares de estacas escavadas na China. Os autores monitoraram o carregamento devido ao atrito negativo nas estacas, o recalque superficial, as poropressões e as tensões laterais nas estacas durante e após a colocação de 2,5m de aterro.

Os autores verificaram que o recalque superficial atingiu cerca de 80mm em região afastada das estacas testadas, enquanto que nas proximidades das estacas instrumentadas o recalque foi da ordem de 32mm (Figura 19). O menor recalque junto às estacas se deve ao fato do maciço transferir às estacas, por cisalhamento, parte do seu peso efetivo, o que reduz os recalques, como mostrou Zeevaert (1959, 1973). De fato, os autores citam também Ng et al. (2005, 2008), que encontraram o mesmo em seus estudos.

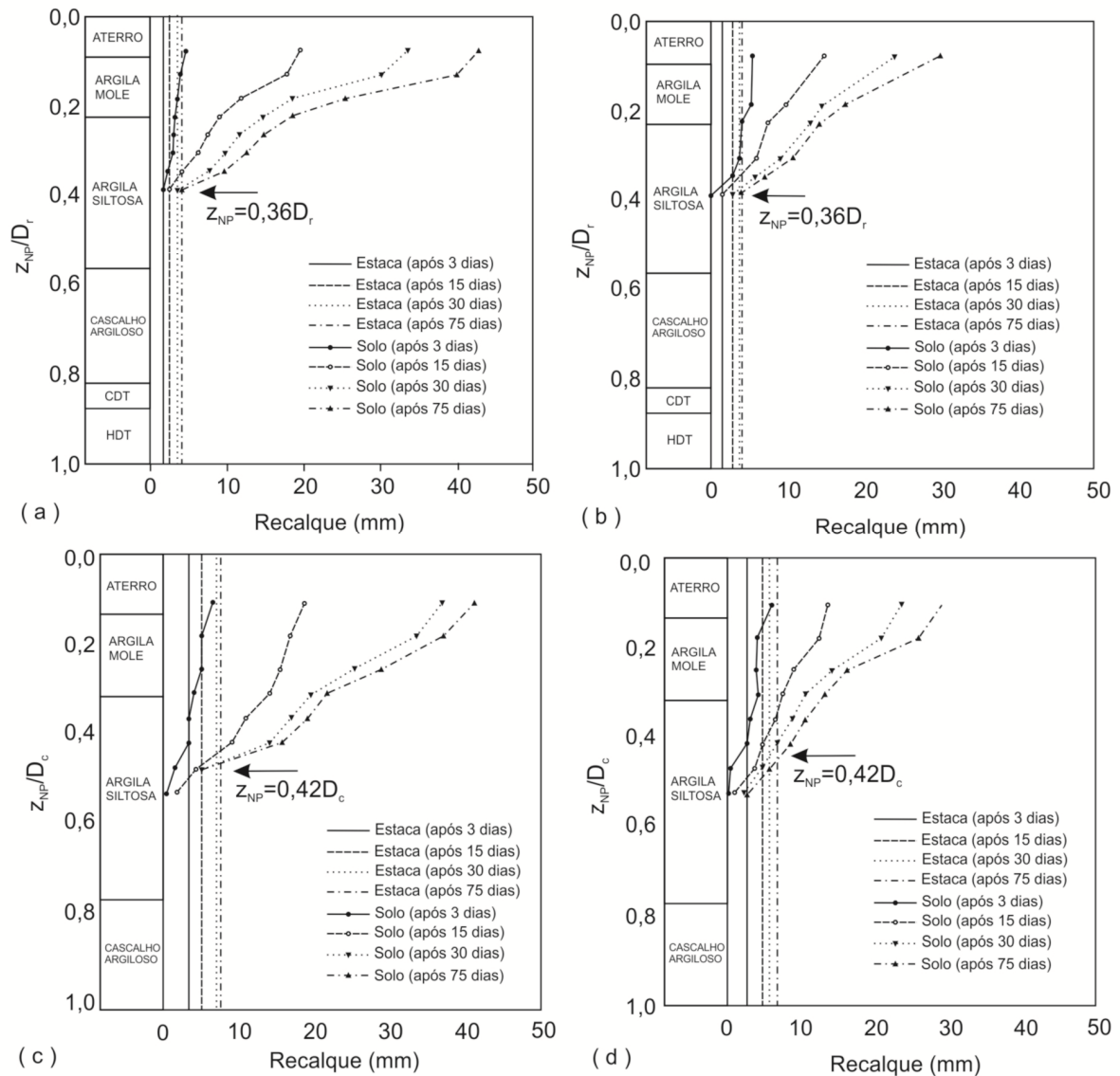
Figura 19: Recalque superficial do solo *versus* raiz quadrada do tempo



Fonte: adaptado de Hong et al (2016)

Hong et al. (2016) determinaram a posição do ponto neutro a partir do perfil de recalque do maciço e das estacas (Figura 20). As estacas PT1 e PT2 têm diâmetro de 1m e são mais profundas, atingem 37,1m, e as estacas PC1 e PC2 têm 0,8m de diâmetro e atingem a profundidade de 27,6m.

Figura 20: Recalque da estaca e do solo

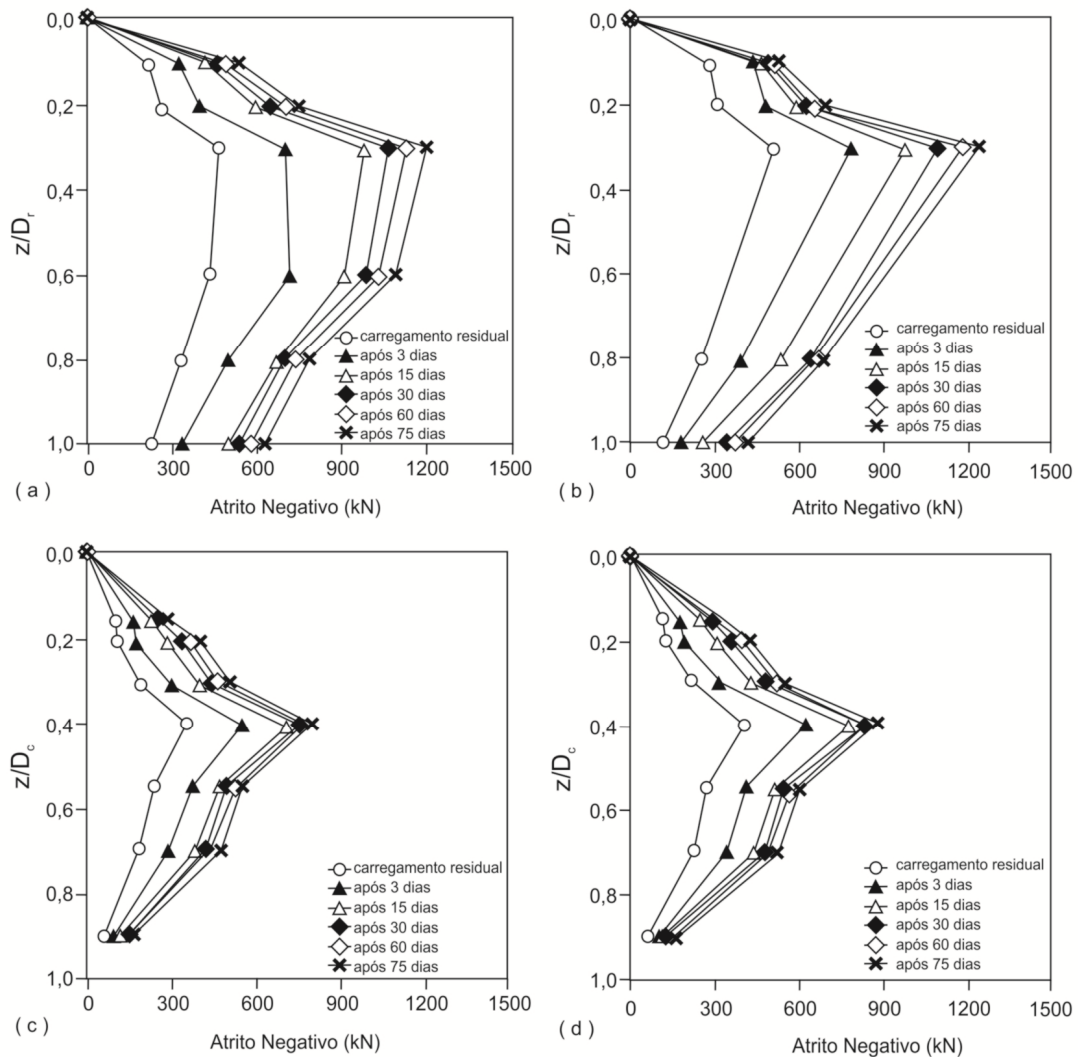


Fonte: adaptado de Hong et al (2016)

Na Figura 20, D_T e D_C correspondem aos comprimentos das estacas PT e PC abaixo do nível do terreno. Face à elevada rigidez das estacas, o perfil de recalque das estacas é praticamente vertical. Em geral, os autores observaram resultados consistentes com os ensaios em centrífuga reportados por Ng et al (2008), que analisaram o caso de estacas assentes em solos de diferentes compressibilidades. Ng et al (2008) variaram a posição da ponta das estacas e chamaram de estacas flutuantes aquelas assentes em camada de argila mole e estacas de ponta àquelas assentes em areia densa.

A Figura 21 ilustra que o recalque na vertical ES4, entre as estacas PC-1 e PC-2 foi menor, devido ao efeito da contribuição das duas estacas, quando comparado ao recalque da vertical ES3, que foi afetada principalmente pela estaca PC-1. Por conta do arranjo simétrico entre os dois pares de estacas (estacas PT e PC), o efeito da contribuição conjunta foi similar nas verticais ES1 e ES3. De forma similar, os recalques nas verticais ES2 e ES4 foram consistentes entre si.

Figura 21: Desenvolvimento do atrito negativo com o tempo, (a) PT1; (b) PT2; (c) PC1; (d) PC2



Fonte: adaptado de Hong et al (2016)

A Figura 21(a) e (b) mostram o desenvolvimento do atrito negativo nas estacas PT ao longo do tempo devido ao aterro de 2,5m, o que corresponde à uma sobrecarga de 40 kPa. Durante o período de 3,5 meses iniciais, as cargas medidas foram atribuídas a tensões residuais. Estas tensões residuais, segundo Hong et al.

(2016) foram causadas pelo adensamento devido à dissipação das poropressões que se desenvolveram durante o processo construtivo das estacas. A autora da presente pesquisa destaca que esta tensão não têm a mesma origem das tensões residuais de cravação. Estas tensões são referentes a um aterro anterior, colocado antes do início da instrumentação. As estacas reportadas por Hong et al. (2016) foram escavadas com lama de bentonita, como sistema de estabilização do furo, sendo estacas sem deslocamento, cuja poropressão gerada poderia ser considerada desprezível. A autora da presente pesquisa considera que tais tensões são devidas ao atrito negativo do aterro inicial, que os autores indicaram como uma etapa anterior de aterro, ainda não estabilizado. As tensões residuais não são ocasionadas por dissipação de poropressões, o que torna o artigo confuso neste ponto. Na figura, D_T e D_C correspondem aos comprimentos das estacas PT e PC abaixo do nível do terreno.

Com base na Figura 21, observa-se que o atrito negativo foi resistido por atrito positivo no trecho inferior das estacas e alguma resistência de ponta. Os autores salientam que como a distribuição das cargas residuais foram bastante semelhantes ao atrito negativo que ocorreu após o segundo carregamento, também de 2,5m de aterro, as cargas residuais podem ser tratadas também como atrito negativo (aliás, de acordo com a interpretação da autora desta pesquisa). Após a aplicação do carregamento do aterro, o atrito negativo aumentou com o tempo, mas a uma velocidade decrescente. Ao final do período de monitoramento, o atrito negativo máximo alcançou valores de 1198 e 1238kN, para as estacas PT1 e PT2, respectivamente, sendo cerca de 40% decorrente do valor ocorrido durante a cura do concreto das estacas (valor chamado como residual). Com o diagrama do atrito negativo, o ponto neutro foi encontrado, sugerindo um valor de 0,35 D_T para ambas as estacas.

A Figura 21(c) e (d) ilustram os resultados para as estacas PC1 e PC2, com valores máximos de 798 e 870kN, respectivamente, e a parcela residual responsável por 45% do valor máximo medido. O ponto neutro, para estas estacas, foi localizado a 0,40 D_C e, pela figura que indica o deslocamento relativo, a 0,42 D_C .

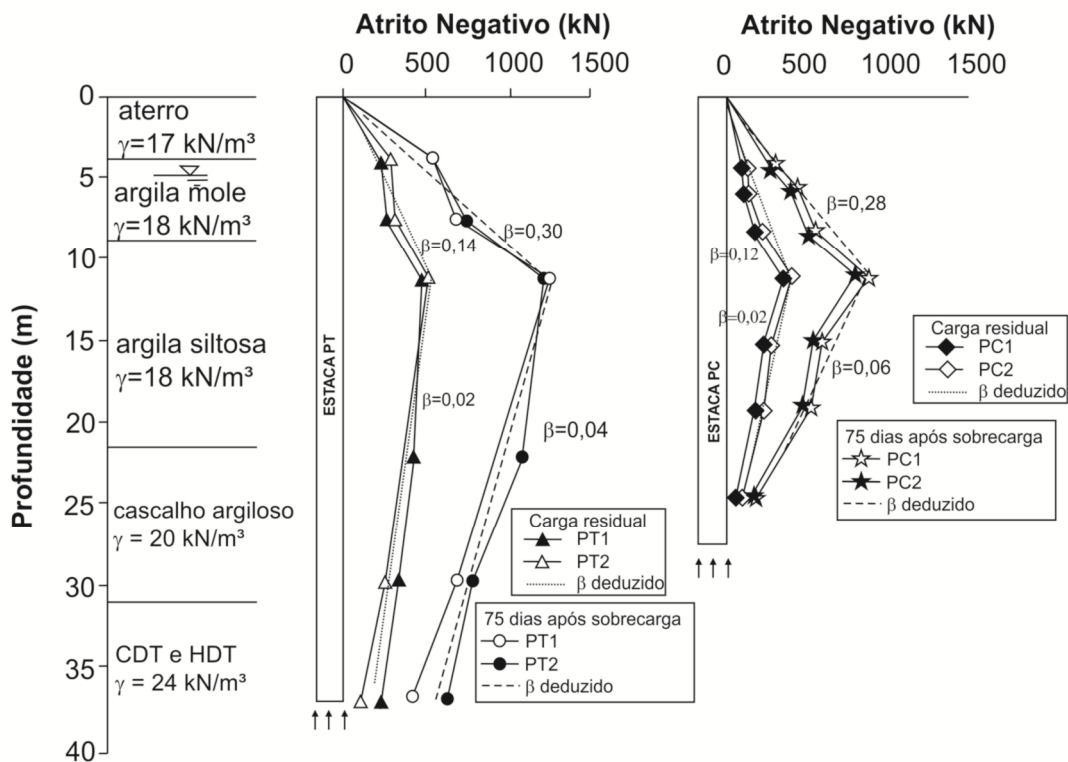
Ao final dos 75 dias de adensamento, a carga medida na ponta das estacas PT1 e PT2 foi, respectivamente, igual a 525kN e 400kN, cerca de 54% e 40% do atrito negativo máximo. Cerca de metade da resistência mobilizada foi provida pela resistência de ponta das estacas embutidas no solo mais resistente. Por outro lado,

as resistências mobilizadas nas estacas PC1 e PC2 foram de somente 120 e 150kN (20 a 24% da carga máxima de atrito negativo). Resultados similares foram observados por Little (1994) e por Ng et al (2008), este último em modelo físico em centrífuga.

Hong et al. (2016) esclarecem ainda que as estacas apresentaram espaçamento de 3m entre si (PT1 e PT2 e PC1 e PC2), da ordem de 3 diâmetros. Portanto, elas apresentaram muita interação, o que deve ter reduzido o atrito negativo.

Hong et al. (2016) ajustaram valores de β para as estacas e chegaram a 0,30, para as estacas de ponta (PT1 e PT2) e 0,28, para as estacas flutuantes (PC1 e PC2), Figura 22.

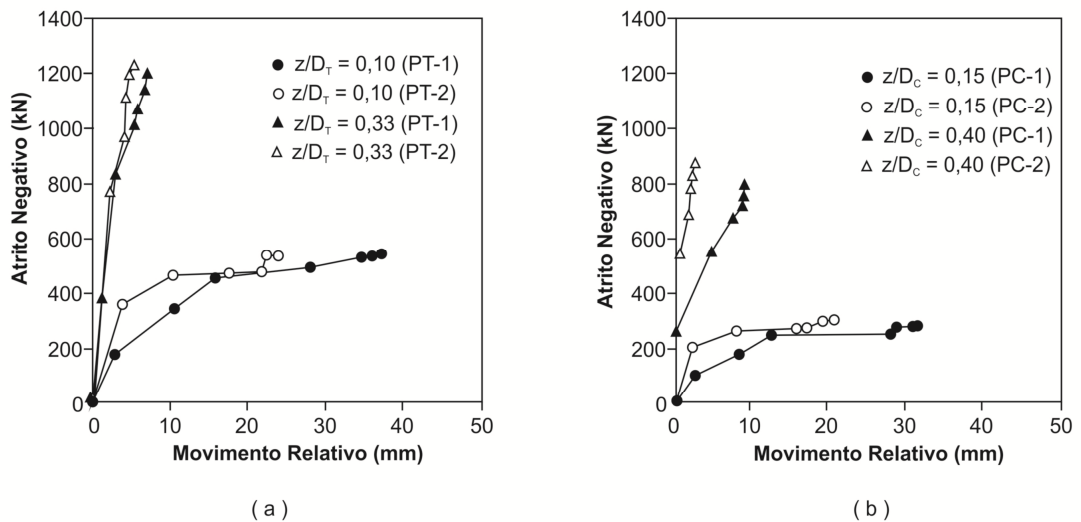
Figura 22: Comparação entre os resultados medidos e aferição de β



Fonte: adaptado de Hong et al (2016)

Os autores também observaram o desenvolvimento do atrito negativo com o recalque relativo entre as estacas e o maciço de solo nas proximidades do contato, ilustrado na Figura 23.

Figura 23: Relação entre atrito negativo e deslocamento relativo



Fonte: adaptado de Hong et al (2016)

Como esperado, o atrito negativo aumenta com o deslocamento relativo para todas as estacas. A pequenas profundidades, o atrito negativo praticamente atinge seu valor máximo. Observa-se que menores valores foram mobilizados nas estacas PT2 e PC2. Os autores justificam pelo maior efeito da transmissão das tensões efetivas, por arqueamento, à estas estacas, mas não explicitam a razão de tal arqueamento.

Dentre as conclusões de Hong et al (2016) cabe destacar que: i) o ponto neutro foi localizado a uma maior profundidade para as estacas de ponta; ii) um menor valor de atrito negativo foi mobilizado nas estacas flutuantes, em relação às estacas de ponta, conforme esperado; iii) acima do ponto neutro, o valor de β variou de 0,28 a 0,3, devido ao elevado deslocamento relativo observado. Por outro lado, menores valores de β , na faixa de 0,04 a 0,06, foram registrados abaixo do ponto neutro, onde o deslocamento relativo não foi suficiente para mobilizar completamente a resistência disponível por atrito.

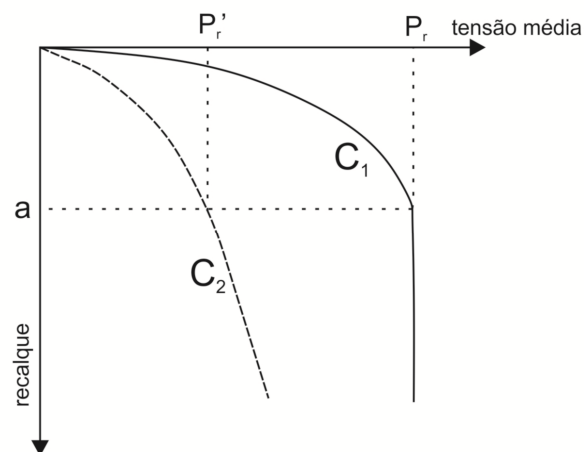
Uma vez que a autora, na análise do caso de obra, precisou estimar a capacidade de carga e a transferência da carga ao longo do tempo, alguns outros tópicos foram incluídos na revisão bibliográfica, de forma simplificada.

1.4 Capacidade de Carga

A capacidade de carga é a maior carga que uma estaca embutida no maciço de solo pode suportar sem que este se rompa. Sua determinação é um dos fatores mais importantes para um bom projeto de fundações. Por isso, aplicar os métodos adequados e prevê-la de forma verossímil à realidade de campo é imprescindível. Duas condições de comportamento fundamentais precisam ser consideradas: a ruptura e a deformação.

Terzaghi (1943) define ruptura por dois critérios que podem ser vistos na Figura 24 como ruptura generalizada e ruptura localizada. A primeira é considerada uma ruptura frágil e a segunda uma ruptura plástica.

Figura 24: Critério de ruptura de Terzaghi



Fonte: adaptado de Terzaghi, 1943

Em C_1 , à medida que a carga aumenta, o material resiste. Sua deformação é pequena ao longo da aplicação da carga e quando a carga chega ao seu valor máximo, a ruptura acontece de forma brusca, por isso é denominada como frágil. É como se toda a massa de solo tivesse rompido ao mesmo tempo e o valor de P_r é facilmente definido no gráfico. Uma vez atingido o valor máximo, as deformações tornam-se incessantes. Esse comportamento é tipicamente visto em solos pouco compressíveis.

Em C_2 as deformações do material são relativamente grandes de acordo com cada incremento de carga. A ruptura não é bem definida. A ruptura acontece através de um processo, de forma paulatina e constante, desde o início do carregamento. O termo ruptura plástica se dá ao fato do solo passar de seu estado elástico para o

estado plástico quando o estado máximo de tensões é atingido. O valor de P_r' , segundo Terzaghi, deve ser correspondente ao ponto “a”, onde há a mudança da curva, que se transformará em um trecho aproximadamente retilíneo após a ruptura. É denominada ruptura localizada sendo típica de solos compressíveis.

Vesic (1977) comenta que as características inerentes ao solo, ou seja, o grau de perturbação que o solo sofre quando uma estaca é executada, é crucial para a sua capacidade de suporte. Além disso, a capacidade de carga também varia de acordo com o tipo da fundação. Precisa-se levar em conta sua forma, seu processo executivo e o material pelo qual é feita. No caso de estacas cravadas, por exemplo, a região com amolgamento significativo é em torno do fuste. Se o solo circundante for argiloso, a região de perturbação se estende a uma distância equivalente ao diâmetro da estaca.

Quando se aplica um carregamento qualquer sobre uma estaca, este pode ser distribuído de duas formas:

- Ao longo do fuste, sendo assim conhecido como atrito lateral. Onde haverá a interação do perímetro lateral da estaca com o solo, gerando uma resistência contrária ao movimento implicado.
- Pela ponta da estaca.

Os métodos de cálculo de capacidade de carga podem tanto ser elaborados com fórmulas teóricas quanto fórmulas semi-empíricas. Também pode ser analisado experimentalmente a partir de provas de carga dinâmica ou estática. Para a melhor compreensão da capacidade de carga é preciso estudar o mecanismo de transferência de carga, que engloba o comportamento da estaca desde o início do carregamento até a ruptura.

Uma vez que o atrito negativo é calculado de forma similar ao atrito positivo, no próximo subitem será resumido como se dá a mobilização do atrito nas argilas.

1.4.1 Resistência Lateral

A resistência por atrito lateral é a segunda componente da capacidade de carga, explicitada na equação (28). Sua determinação teórica é análoga a resistência ao deslizamento de um sólido em contato com o solo. Sendo a soma de duas parcelas como pode ser visto na seguinte equação (VELLOSO & LOPES, 2010):

$$\tau_{l_{ult}} = a + \sigma'_h t g \delta \quad (28)$$

Onde a é a aderência entre estaca e solo, σ_h é a tensão efetiva horizontal contra a superfície lateral da estaca e δ é o ângulo de atrito solo-estaca. Os valores de a e δ podem ser encontrados através de ensaios laboratoriais, mas são parâmetros que dependem também do processo executivo. Em geral, estima-se $\tau_{l_{ult}}$ com base em dados empíricos decorrentes de observações de campo.

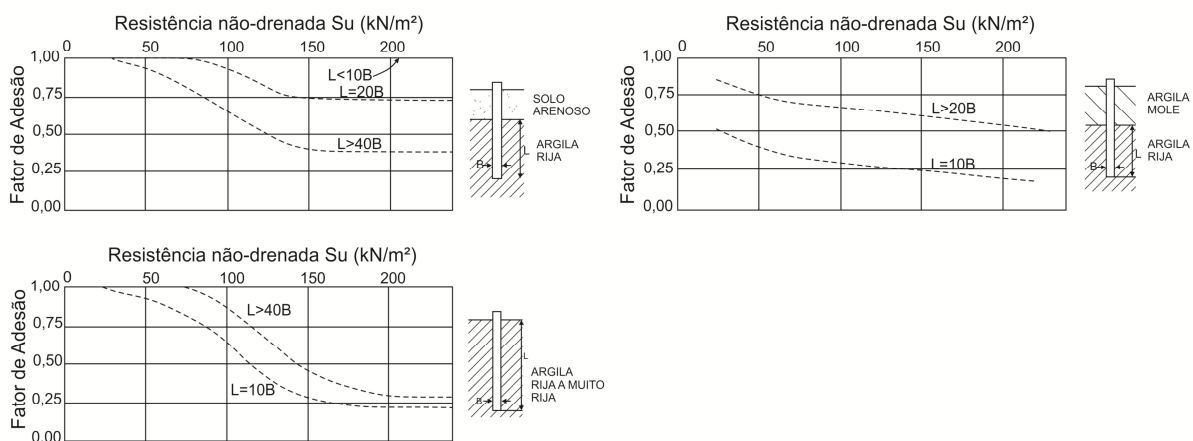
1.4.1.1 Soluções teóricas para resistência lateral de estacas em solos argilosos

A primeira proposta leva em conta a análise em tensões totais onde a resistência lateral está relacionada a resistência não-drenada.

$$\tau_{l_{ult}} = \alpha S_u \quad (29)$$

Tomlinson (1957, 1994) apresenta curvas para a determinação do valor de α com base na resistência não drenada S_u da argila e na natureza da camada subjacente. É possível estimar o valor de α , como mostra a Figura 25. Este método é conhecido como Método α e a resistência não-drenada considerada é o da argila antes da instalação da estaca. Esses valores são válidos para estacas cravadas.

Figura 25: Curvas para o coeficiente α , fator de adesão



Fonte: adaptado de Tomlinson (1994)

Visto que a análise em tensões totais não permite a avaliação adequada quando extrapolado para outros tipos de estacas e condições, fez-se necessário um

método de análise que se utiliza o conceito de tensões efetivas. Assim, nasceu o Método β , proposto por Chandler (1966, 1968) e Burland (1973).

Burland (1973) apresenta uma série de hipóteses para validar seu método. Antes do carregamento, os excessos de poropressão gerados na instalação da estaca estão completamente dissipados. Uma vez que a zona de maior distorção em torno do fuste é estreita, o carregamento ocorre em condições drenadas. Como consequência do amolgamento gerado durante a cravação, o solo não terá coesão efetiva. E a tensão horizontal efetiva será proporcional à tensão vertical efetiva inicial ($\sigma'_h = K\sigma'_{v_0}$). Assim, a equação (29) pode ser simplificada para:

$$\tau_{1_{ult}} = K\sigma'_{v_0} tg\delta \quad (30)$$

O produto $Ktg\delta$ foi designado pelo valor β , resultando na seguinte equação:

$$\tau_{1_{ult}} = \beta\sigma'_{v_0} \quad (31)$$

Pode-se dizer que o valor de β é análogo ao valor de α , visto no método anterior. A diferença consiste em que β depende dos valores de K e δ , e estes são mais fáceis de serem avaliados e é possível fazer estimativas razoáveis. O coeficiente K pode assumir uma ampla faixa de valores, sendo o valor do coeficiente de empuxo do solo (dependente da história de tensões da região e do método de execução da estaca) e δ depende do solo e da rugosidade da superfície da estaca.

A partir de provas de carga é possível obter valores médios para β , desde que tenha se passado algum tempo entre a execução da estaca e a execução do ensaio. Além disso, é necessário que a prova de carga tenha sido realizada lentamente.

Burland examina dois casos extremos: uma argila mole normalmente adensada e uma argila rija muito sobreadensada.

Nas argilas moles, admite-se que a ruptura do solo ocorra junto ao fuste da estaca, como já explicado por Tomlinson (1971). Logo o $\delta = \phi'_a$, onde ϕ'_a é o ângulo de atrito efetivo do solo amolgado.

Para as estacas cravadas, o valor de K deve ser maior que K_0 (coeficiente de empuxo no repouso), mas para fazer um cálculo a favor da segurança, adota-se $K = K_0$. Em argilas normalmente adensadas, pode-se utilizar a expressão de Jaky para empuxo no repouso:

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi' \quad (32)$$

Sendo assim, a equação (32) fica:

$$\tau_{l_{ult}} = [(1 - \text{sen}\phi')tg\phi'_a]\sigma'_{v_0} \quad (33)$$

Como os valores de ϕ'_a variam entre 15° e 30° , os valores de β variam entre 0,2 e 0,3 para as argilas normalmente adensadas.

Nas argilas rijas, a resistência lateral se torna mais complexa de ser avaliada. Tem-se uma dificuldade enorme em avaliar o valor de K , pois este depende de alguns fatores, entre eles, o processo executivo da estaca. Quando a argila está no estado de repouso (K_0), em geral o valor de K_0 varia de 3 (na superfície) e sendo menor que 1 (em grandes profundidades). Em uma situação teórica, onde a instalação da estaca não perturbe o solo, pode-se dizer que o valor médio da resistência lateral unitária será:

$$\bar{\tau}_{l_{ult}} = \frac{1}{L} \sum_0^L \sigma'_{v_0} K_0 tg\delta \Delta L \quad (34)$$

Onde L é o comprimento da estaca.

Como os métodos teóricos são muito utilizados nas obras *offshore*, as recomendações da API (American Petroleum Institute) foram desenvolvidas para guiar a boa prática da engenharia. Em API (2003), a resistência lateral unitária de estacas embutidas em solos coesivos deve ser calculada com a equação (35):

$$f = \alpha S_u \quad (35)$$

Onde α é um fator adimensional e S_u é a resistência não drenada do solo no ponto analisado. O valor de α é sempre menor ou igual a 1,0 e depende das condições encontradas nas equações (36) e (37):

$$\alpha = 0,5\psi^{-0,5} \quad \therefore \psi \leq 1,0 \quad (36)$$

$$\alpha = 0,5\psi^{-0,25} \quad \therefore \psi > 1,0 \quad (37)$$

O valor de ψ se refere à relação $\frac{S_u}{\sigma'_v}$ na profundidade analisada, sendo S_u a resistência não drenada. Para argilas sub adensadas (argilas com excesso de poropressão ainda em processo de dissipação, ou seja, com o fenômeno de adensamento em curso), α pode ser utilizado com o valor de 1. Mais detalhes sobre a API podem ser encontrados no Anexo A.

1.4.1.2 Soluções semi empíricas para resistência lateral de estacas em solos argilosos

Os métodos semi-empíricos se baseiam em correlações provenientes de ensaios de penetração no campo (SPT, CPT, CPTu). Estes, por sua vez, são executados no início da obra como um método de investigação do terreno, mas não são métodos sensíveis às mudanças de resistência que o solo sofre ao longo do tempo no decorrer da obra. Como o ganho ou a perda de resistência está relacionada à tensão efetiva do solo, para a presente pesquisa fez-se mais interessante a utilização de métodos teóricos.

Os métodos semi-empíricos mais utilizados no Brasil são o método Aoki-Velloso (1975) e o método Décourt-Quaresma (1978).

1.5 Transferência de Carga

Vesic (1977) elaborou uma análise matemática para o mecanismo de transferência de carga entre a estaca e o solo. Tal fenômeno é relativamente complexo e é afetado pelo comportamento tensão x deformação x tempo tanto do solo quanto da estaca, além das características de suas respectivas resistências, o que inclui o processo executivo de instalação da estaca. Alguns parâmetros que afetam a transferência de carga são muito difíceis de serem expressos numericamente, mas conhecer a transferência de carga da estaca ao solo é essencial para a previsão de recalques e para um projeto de fundações em estacas otimizado.

Utiliza-se a equação (38) para a análise da capacidade de carga de estacas, considerando que a ponta da estaca e todos os elementos do fuste sejam mobilizados conforme haja deslocamento com relação ao solo adjacente.

$$Q_{rup} = q_p A_p + f_s A_s \quad (38)$$

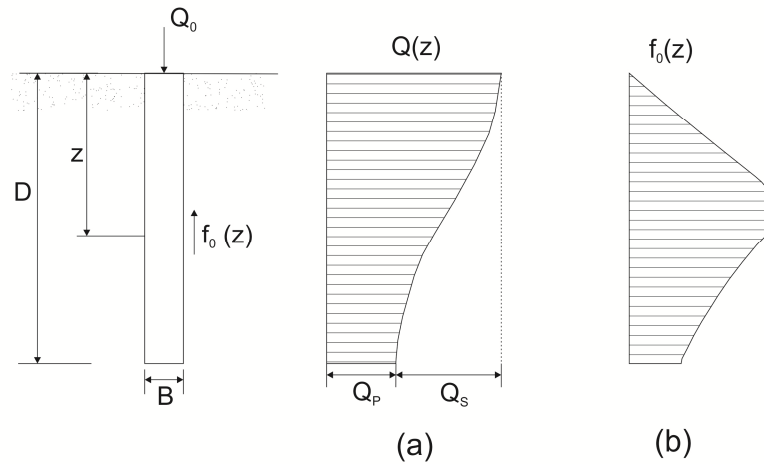
Entretanto, sabe-se que o deslocamento necessário para a mobilização do atrito lateral é na ordem de 10 mm, independentemente do tipo de solo, do tipo da estaca e de suas dimensões. Apesar disso, o deslocamento necessário para a mobilização da resistência de ponta pode ser relativamente alto. Para estacas de grande diâmetro, o deslocamento pode ser 8% do diâmetro da ponta, nas estacas cravadas, e de até 30% do diâmetro da ponta para as estacas escavadas. Sendo assim, mesmo quando a estaca é muito rígida – isso quer dizer que o deslocamento no topo não será muito diferente do deslocamento na ponta – a resistência por atrito lateral limite é mobilizada muito antes da resistência de ponta. Isso significa que grande parte da carga de trabalho será transferida através do atrito positivo e a fração da carga resistida pela ponta será muito menor.

No caso das estacas deformáveis, a transferência de carga é ainda mais complexa. Pois, como o deslocamento do topo pode ser consideravelmente superior ao da ponta, o atrito lateral pode ser mobilizado muito antes nos trechos superiores da estaca.

Na Figura 26 pode-se observar como o mecanismo de transferência de carga ocorre ao longo da profundidade. A figura considera o caso de uma estaca isolada de diâmetro B , cravada a uma profundidade D e carregada por uma carga centrada e vertical Q_0 . A forma mais simples de se obter uma ideia de como a transferência de carga funciona, seria instalando *strain-gages* em diferentes pontos ao longo da estaca. Se as forças axiais medidas fossem plotadas em um gráfico, seria possível visualizá-lo tal qual a Figura 26a: no topo se encontra a carga total aplicada e quando $z=D$, tem-se a carga na ponta da estaca (Q_p). A carga total Q_0 subtraída da carga Q_p resultaria na carga que se transmite ao longo do fuste (Q_s). A derivada da função $Q(z)$ dividida pelo perímetro da estaca (P) resulta na distribuição da resistência lateral unitária ($f_0(z)$), mostrada na Figura 26b.

$$f_0 = -\frac{1}{P} \frac{dQ}{dz} \quad (39)$$

Figura 26: Mecanismo de transferência de carga em estacas



Fonte: adaptado de Vesic, 1977

1.6 Recalque nas estacas

O recalque nas estacas possui algumas similaridades com o recalque nas fundações rasas, ambos são baseados nos mesmos princípios. Entretanto, é certo dizer que a influência das perturbações ao longo do fuste da estaca gera uma série de mudanças no estado de tensões no solo, ocasionando (até mesmo em solos homogêneos) variações nas tensões verticais e horizontais, e, também, em estacas cravadas pode ocorrer a existência de tensões residuais ao longo do fuste que irão influenciar às respostas ao carregamento e às características da curva de comportamento solo-recalque. Isso aumenta a complexibilidade da avaliação do recalque. Assim, até o presente momento, todo o conhecimento na área é composto por soluções aproximadas e possuem limitações de aplicação.

Vesic (1977) salienta que, por motivos de projeto, o recalque no topo da estaca (w_0) deve ser composto pela soma de três parcelas. A primeira é o recalque devido à deformação axial do material da estaca (w_s), seguido pelo recalque no nível da ponta gerado pela transferência de carga na ponta (w_{pp}) e o recalque no nível da ponta gerado pela transferência de carga ao longo do fuste (w_{ps}), explicitado na equação (40). Cada uma das parcelas pode ser determinada separadamente.

$$w_0 = w_s + w_{pp} + w_{ps} \quad (40)$$

O recalque gerado pela deformação do fuste da estaca (w_s) pode ser determinado facilmente se a magnitude e a distribuição do atrito no fuste forem conhecidas ou assumidas, como mostra a equação (41).

$$w_s = (Q_p + \alpha_s Q_s) \frac{L}{AE} \quad (41)$$

Onde Q_p e Q_s são, respectivamente, os valores das cargas transferidas pela estaca (ponta e lateral); L é o comprimento, A é a área transversal e E é o módulo de elasticidade da estaca. O coeficiente α_s depende da distribuição do atrito lateral ao longo do fuste. Para distribuições uniformes e parabólicas do atrito lateral unitário (Figura 27(a) e (d)), $\alpha_s = 0,5$, enquanto que para os dois casos extremos de distribuição linear (Figura 27 (b) e (c)), α_s pode atingir 0,67 ou ser tão pequeno quanto 0,33. Valores menores podem ser observados em estacas cravadas em virtude da possível tensão residual atuante.

Os valores de w_{pp} e w_{ps} podem ser calculados assumindo-se que o solo circunvizinho da estaca se comporta como um material elástico, isotrópico e definido pelo seu módulo de elasticidade E e pelo seu coeficiente de Poisson (ν). Após algumas considerações e simplificações, Vesic os apresenta, respectivamente, nas equações (42) e (43).

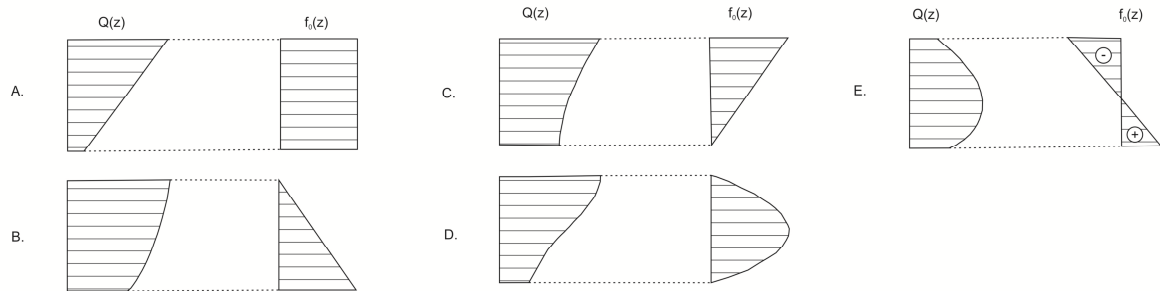
$$w_{pp} = \frac{C_p Q_p}{B q_p} \quad (42)$$

$$w_{ps} = \frac{C_s Q_s}{D q_p} \quad (43)$$

Os coeficientes C_p e C_s são empíricos e dependem do tipo de solo e do método executivo da estaca. Alguns valores típicos de C_p podem ser encontrados na Tabela 3. O valor de C_s pode ser calculado através da equação (44). Tanto B quanto D são termos referente a geometria da estaca, o primeiro é o diâmetro e o segundo é o comprimento cravado da estaca. O fator q_p representa a tensão de ruptura na ponta da estaca.

$$C_s = \left(0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) C_p \quad (44)$$

Figura 27: Distribuições típicas do atrito lateral



Fonte: Vesic (1977)

Tabela 3: Valores típicos de C_p

Tipo de solo	Estaca cravada	Estaca escavada
Arenoso	0,02 a 0,04	0,09 a 0,18
Argiloso	0,02 a 0,03	0,03 a 0,06
Siltoso	0,03 a 0,05	0,09 a 0,12

Fonte: Vesic (1977)

2 ESTUDO DE CASO

Neste capítulo será descrito o caso de obra de fundação na Barra da Tijuca, onde o perfil geotécnico apresenta uma camada muito mole, de baixíssima consistência, com recalques do solo instrumentados por mais de 15 anos. Além da compressão primária, uma parcela significativa do recalque ocorrido se deu por compressão secundária. Estudos anteriores foram desenvolvidos neste local por Baldez (2013) e Carneiro (2014). A disponibilidade dos dados do estaqueamento e as informações geotécnicas disponibilizadas motivaram a análise detalhada do atrito negativo.

2.1 Caracterização da região em estudo

A região em estudo está localizada na Av. Ayrton Senna, Barra da Tijuca, inserida na Baixada de Jacarepaguá, Rio de Janeiro (RJ). Refere-se a um centro comercial com aproximadamente 30.000 m² de área. Na Figura 28 encontra-se a localização via satélite do empreendimento.

Figura 28: Localização do empreendimento e estaqueamento estudado



Fonte: adaptado de Google Maps (2017)

A obra foi executada em 1998. Além de alguns inclinômetros, a obra foi instrumentada com 6 placas de recalque que foram aferidas até 2006, quando houve, aparentemente, estabilização dos recalques. Em 2013, Baldez fez um programa experimental na região e retroanalisou a previsão de recalques do terreno. Carneiro, em 2014, fez uma nova campanha de ensaios, a fim de verificar o comportamento da argila levando em conta recalques primário e secundário, além da análise do efeito de submersão.

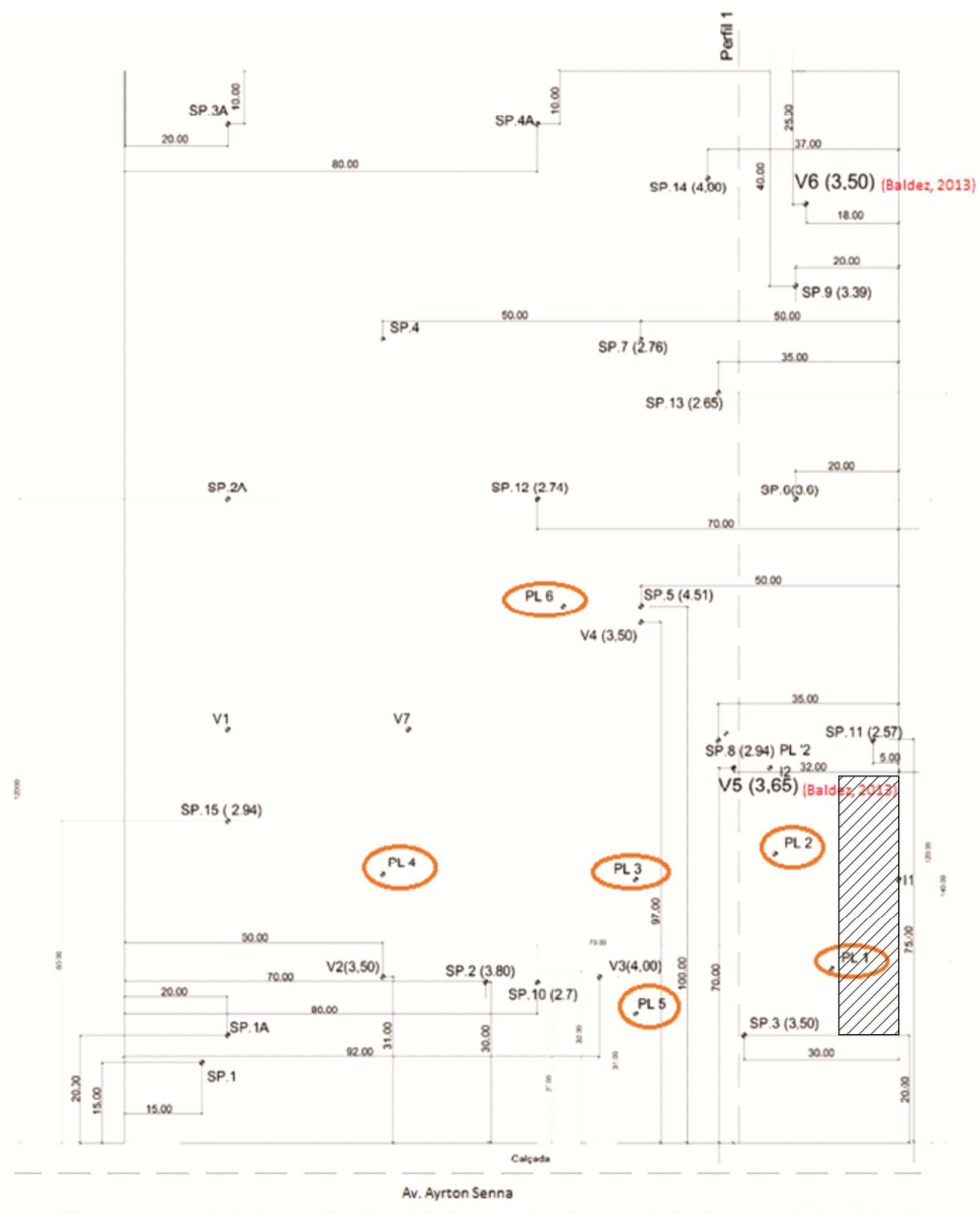
Segundo Cabral (1979), a Baixada de Jacarepaguá é caracterizada pela presença de depósitos arenosos e de argilas orgânicas. Estas podem apresentar uma camada de turfa muito espessa e teores de matéria orgânica. Os solos da Baixada de Jacarepaguá são problemáticos do ponto de vista geotécnico, pois, possuem drenagem muito lenta, baixa resistência e alta compressibilidade.

Na presente dissertação, o foco de análise é a previsão do atrito negativo ao longo do tempo, com base no histórico das medições de recalques realizadas no extenso período de observação. Como não se dispunha, nos documentos disponíveis, da planta exata de situação do estaqueamento que se irá estudar, mas apenas sua localização aproximada, a autora procurou desenhar, na Figura 28 o retângulo amarelo, onde se situa as fundações da laje do Lava Jato do Posto de gasolina situado no limite frontal direito do empreendimento. Algumas informações relevantes da locação do estaqueamento podem ser encontradas nos relatórios do projeto (DANZIGER, 1997 e 1998). Sabia-se que a planta se referia à pista estaqueada projetada na fronteira com o terreno vizinho, onde hoje existe a loja Etna.

As edificações foram todas construídas sobre estacas metálicas (trilhos), uma vez que as cargas são reduzidas. Essas estacas possuem resistência considerável a flexão, o que é uma vantagem em perfil de solo de baixíssima resistência, em que pequenos desníveis, durante a execução da obra, podem ser responsáveis por esforços de flexão elevados. A influência de recalques significativos decorrentes da construção do aterro deve ter ocasionado a ação do atrito negativo e do efeito Tschebotarioff. Os trechos de argila considerados críticos chegaram a ter 4m de espessura, na época da construção. O valor do recalque previsto variou em cerca de 1,2 a 1,35m, a depender da consideração, ou não, do efeito da submersão.

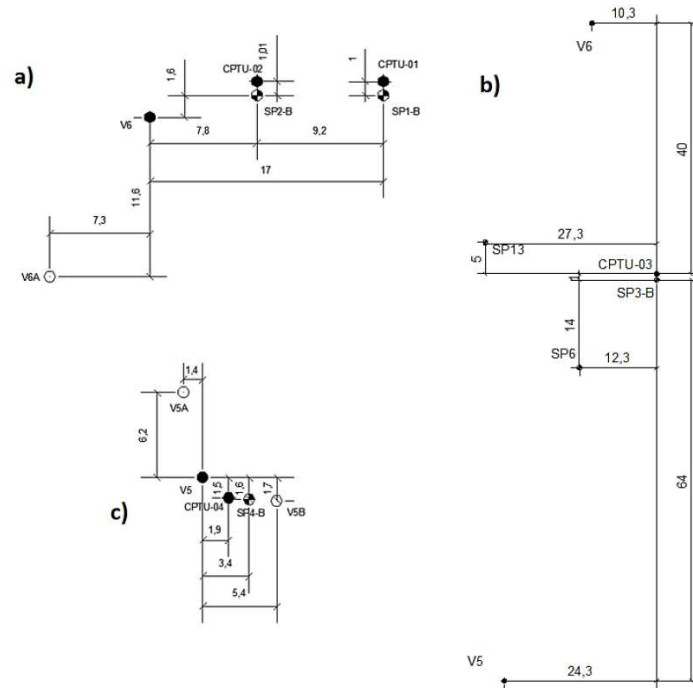
A localização da maioria das campanhas de ensaios de campo e laboratório mais recentes, feitas em 2013 e 2014, foi localizada próxima às placas de recalque. A Figura 29 mostra a localização das placas de recalque em todo o terreno, instaladas por ocasião da construção, e a localização aproximada do estaqueamento em estudo. Na Figura 30, tem-se a localização da campanha de ensaios de campo feita por Carneiro (2014), o qual fez o estudo do recalque do solo da região. Tal informação foi de extrema importância para o presente estudo.

Figura 29: Localização das placas de recalque



Fonte: adaptado de Baldez (2013)

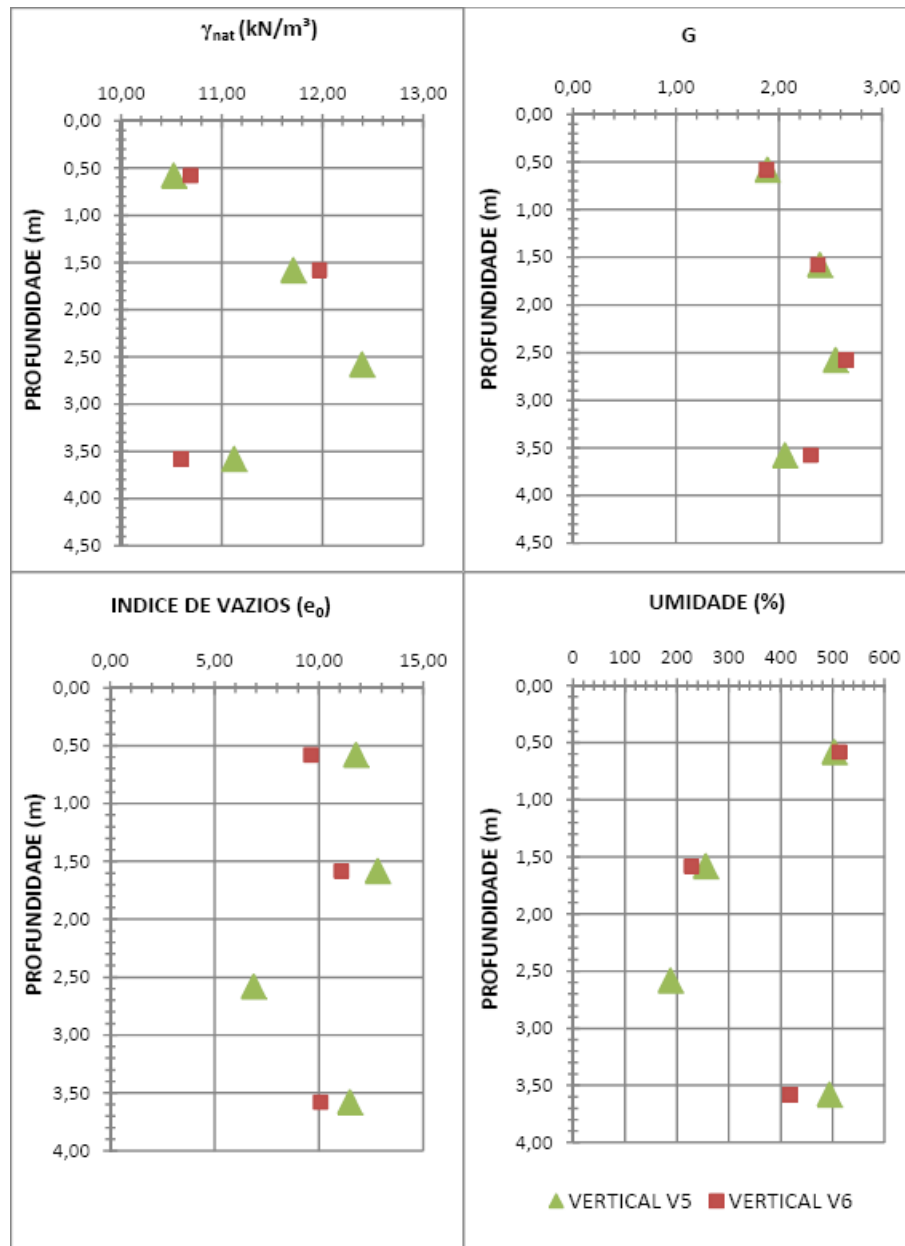
Figura 30: Localização dos ensaios de campo de 2014



Fonte: Carneiro (2014)

As condições originais do depósito podem ser observadas na Figura 31 que mostra a variação dos índices físicos com a profundidade. A umidade varia de forma brusca, sendo cerca de 500% na superfície até 1,00m de profundidade, reduzindo para 200% de 1,00 m a 3,00m, e voltando a valores elevados nas profundidades de 3,00 m a 4,00 m. Os valores de limite de liquidez variaram de 460% a 796%, limite de plasticidade de 103% a 181%, e o peso específico natural apresentou valores próximos e inferiores a 12kN/m^3 , valor este reduzido quando comparado a outros depósitos de argila mole já documentados. Os índices de vazios também apresentaram valores extremamente elevados, variando de 6 a 13.

Figura 31: Resultados dos ensaios de caracterização



Fonte: Baldez (2013)

Os parâmetros de compressibilidade e de adensamento, obtidos através dos ensaios de adensamento convencional, estão resumidos na Tabela 4 e apresentados em função da sua respectiva profundidade na Figura 32. Os resultados indicam a existência de uma crosta superficial, ressecada, face aos elevados valores de OCR nesta região. Para maiores profundidades, o valor de OCR varia entre 1,1 e 2. O coeficiente de adensamento (c_v) variou entre $0,2 \times 10^{-4}$ a $1,5 \times 10^{-4}$ cm²/s, sendo a maior dispersão observada na vertical V5. Os valores médios dos coeficientes de compressibilidade C_c e C_r foram da ordem de 5 e 1, respectivamente,

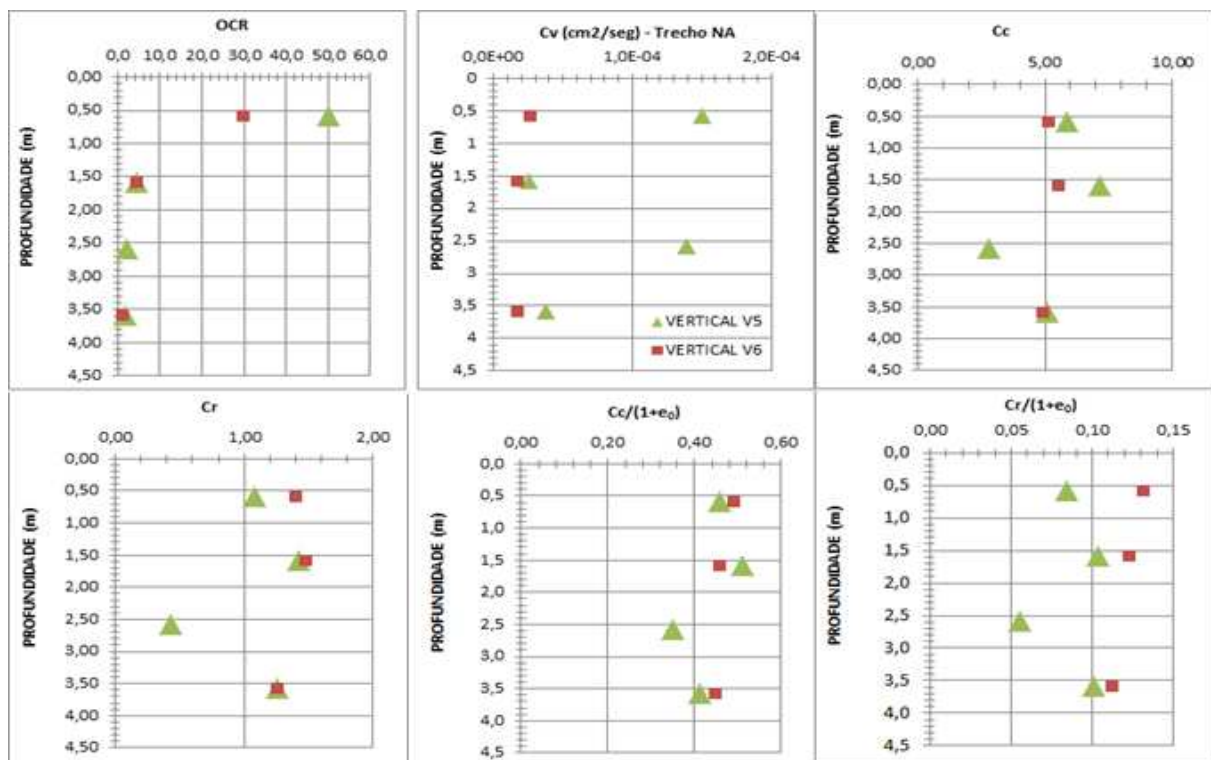
e se observou uma pequena redução na dispersão dos resultados quando os valores foram normalizados por $(1+e_0)$. A razão C_r / C_c se mostrou relativamente alta, o que também poderia indicar amolgamento da amostra.

Tabela 4: Parâmetros geotécnicos

AMOSTRA	C_c	C_r	γ_{nat}	e_0	OCR	$C_c/(1+e_0)$	$C_r/(1+e_0)$
V501	5,88	1,08	10,52	11,77	50	0,46	0,08
V502	7,1	1,42	11,71	12,82	4,6	0,51	0,10
V503	2,78	0,43	12,39	6,87	1,9	0,35	0,05
V504	5,12	1,25	11,12	11,48	1,7	0,41	0,10
V601	5,13	1,4	10,69	9,61	30	0,48	0,13
V602	5,52	1,48	11,97	11,06	4,6	0,46	0,12
V603	-	-	-	-	-	-	-
V604	4,93	1,25	10,59	10,07	1,1	0,45	0,11

Fonte: Baldez (2013)

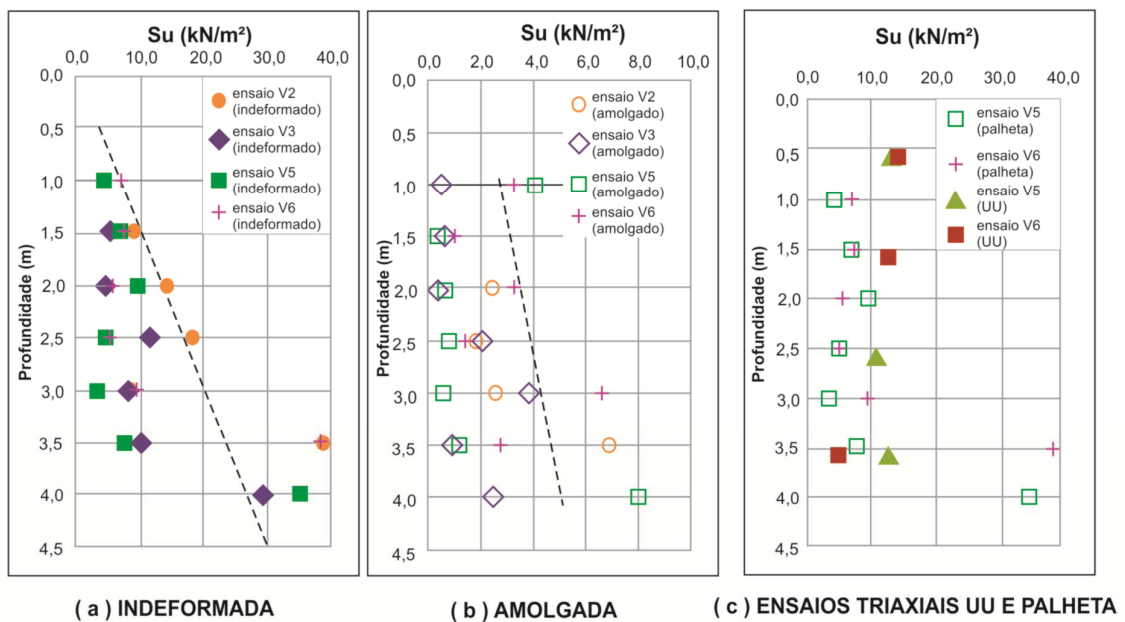
Figura 32: Variação dos parâmetros com a profundidade



Fonte: Baldez (2013)

A Resistência não drenada (S_u) foi obtida através de ensaios de palheta que foram executados com equipamento tipo SGI, com sapata protetora, segundo a MB 3122/89. Alguns dos locais de ensaio foram posicionados próximos às verticais de amostragem (V5 e V6), para possibilitar aferição das informações. Os resultados apresentados na Figura 33(a) e (b) mostram a tendência de leve crescimento de S_u com a profundidade, sendo a taxa de crescimento aproximadamente constante para as condições indeformada e amolgada. Na Figura 33(c) é mostrada a comparação entre os resultados dos ensaios triaxiais UU com os ensaios de palheta, próximos aos locais de extração das amostras. A resistência não drenada mostrou-se aproximadamente constante, da ordem de 8kPa.

Figura 33: Resistência não drenada obtidos

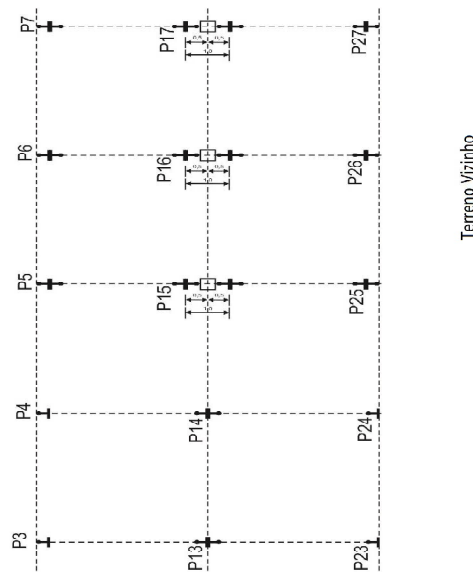


Fonte: adaptado de Baldez (2013)

2.2 Estacas

As estacas fazem parte da pista do posto de gasolina que se encontra na extremidade direita do terreno, fazendo fronteira com o lote vizinho. O estaqueamento é de pequeno porte, possuindo extensão de 10 x 45m com 30 estacas dispostas em 3 linhas, e espaçadas de 5m entre si (Figura 34).

Figura 34: Esquema do estaqueamento e disposição das estacas



Face à grande quantidade de estacas de mesma geometria, terreno similar e mesmo nível de carga aplicada, foram escolhidas apenas algumas estacas para fazer os cálculos e as análises desta dissertação. As estacas escolhidas para o estudo estão destacadas em vermelho na Figura 35. As estacas são do tipo trilhos metálicos TR37, TR37 duplo e TR57. Na Tabela 5, encontram-se detalhes, das estacas selecionadas para estudo, como: a carga de trabalho, espessura da camada de argila, a quantidade de embutimento na camada arenosa, o comprimento total e cravado da estaca, data de cravação e a nega. As informações de todas as estacas da obra podem ser obtidas no Anexo B.

O estaqueamento está próximo de duas sondagens SP3 e SP11, como mostrado na Figura 29. As estacas atravessaram camadas argilosas de 3,5 a 2,6m, respectivamente, para as duas sondagens, tendo sido embutida em solo arenoso subjacente. Os recalques do solo foram calculados para essas duas espessuras, com base nas informações das placas interpretadas por Carneiro (2014) e fornecidas por ele para a autora da presente dissertação.

Figura 35: Estacas escolhidas para estudo

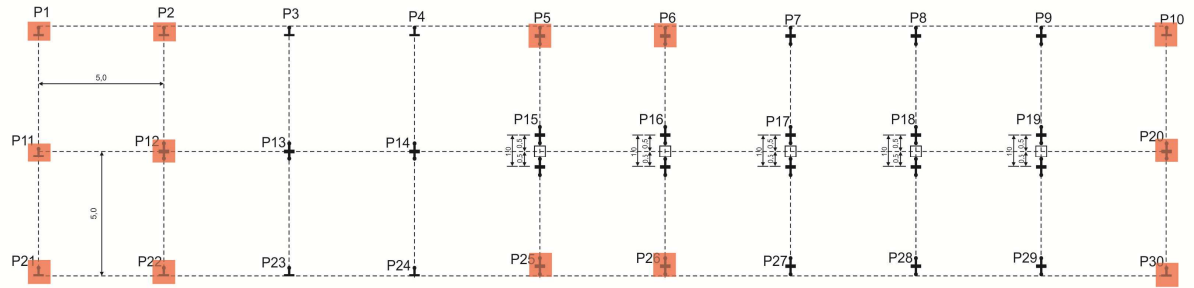


Tabela 5: Estacas selecionadas

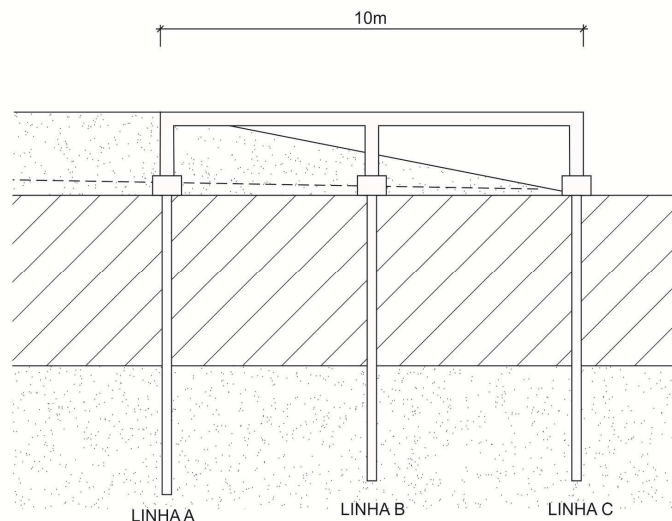
Estaca	Carga de trabalho (kN)	Tipo	Linha	Nega ¹ (m)	L (m)	Comprimento cravado (m)	areia (m)	argila (m)	Data de cravação
P1	127,49	TR37		0,015	9,66	7,00	3,50	3,50	18/03/1998
P2	254,97	TR57		0,010	10,00	8,00	4,50	3,50	19/03/1998
P5	411,88	TR37 duplo	A	0,010	8,00	7,10	3,60	3,50	20/03/1998
P6	470,72	TR37 duplo		0,015	8,00	7,10	4,53	2,57	20/03/1998
P10	225,55	TR57		0,013	8,00	7,20	4,63	2,57	23/03/1998
P11	225,55	TR57		0,010	8,00	7,25	3,75	3,50	27/03/1998
P12	460,91	TR37 duplo	B	0,015	8,00	7,20	3,70	3,50	26/03/1998
P20	421,69	TR37 duplo		0,005	8,00	7,05	4,48	2,57	24/03/1998
P21	127,49	TR37		0,013	8,00	7,35	3,85	3,50	27/03/1998
P22	254,97	TR57		0,015	8,00	7,30	3,80	3,50	27/03/1998
P25	411,88	TR37 duplo	C	0,012	8,00	7,20	3,70	3,50	30/03/1998
P26	470,72	TR37 duplo		0,005	8,00	7,20	4,63	2,57	30/03/1998
P30	225,55	TR57		0,014	8,00	7,20	4,63	2,57	31/03/1998

Nota: ¹ altura de queda do martelo: 1,00m e peso do martelo: 1290 kgf

2.3 Alinhamentos

Para facilitar a análise, as estacas foram localizadas e grupadas em relação a três alinhamentos assim identificados: A, B e C. A diferença entre eles está no acréscimo de tensão provocado pelo aterro, uma vez que a o estaqueamento da laje encontra-se na região do talude do aterro, conforme se observa na Figura 36.

Figura 36: Alinhamento esquemático das estacas



O cálculo do acréscimo de tensão ($\Delta\sigma_v$) foi realizado de acordo com os princípios da Teoria da Elasticidade pela equação (45):

$$\Delta\sigma_v = I(\gamma_{aterro} \cdot h_{aterro}) \quad (45)$$

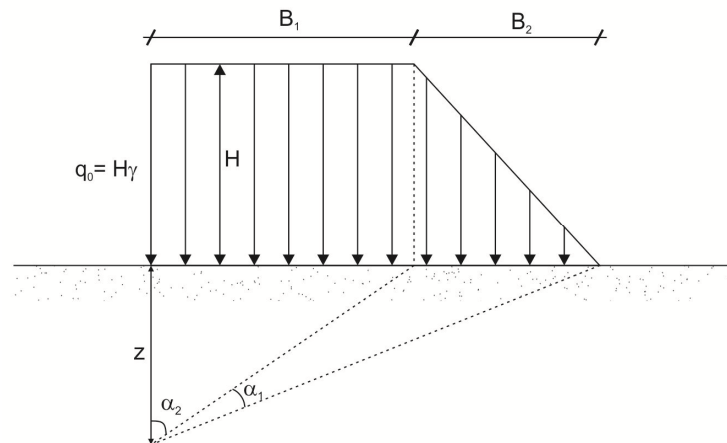
Onde γ_{aterro} é o peso específico do aterro, h_{aterro} é a sua espessura e I é o fator de influência em função da geometria do problema. O fator de influência I para o carregamento de aterro, segundo Das (Figura 37), pode ser expresso pela equação (46), onde z é a profundidade do ponto estudado, e as demais variáveis são indicadas na Figura 37.

$$I = \frac{1}{\pi} \left[\left(\frac{B_1 + B_2}{B_2} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{B_1}{B_2} \alpha_2 \right] \quad (46)$$

$$\alpha_1(\text{radianos}) = \text{tg}^{-1} \left(\frac{B_1 + B_2}{B_2} \right) - \text{tg}^{-1} \left(\frac{B_1}{z} \right) \quad (47)$$

$$\alpha_2(\text{radianos}) = \text{tg}^{-1} \left(\frac{B_1}{z} \right) \quad (48)$$

Figura 37: Carregamento do aterro

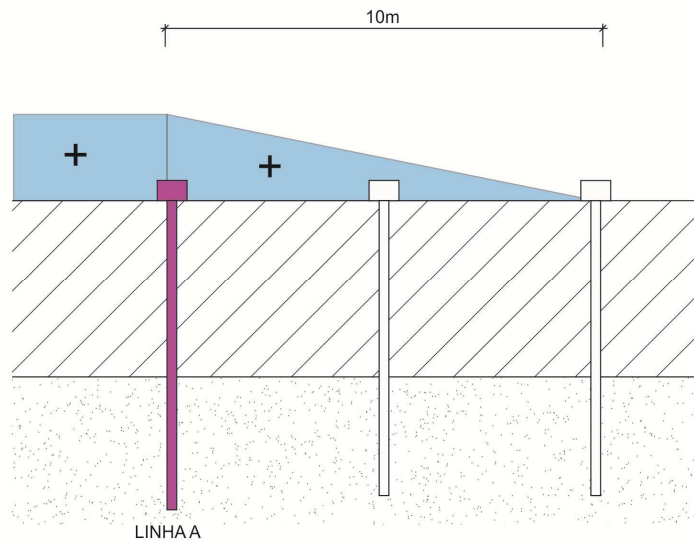


Fonte: adaptado de Das (2007)

A Linha A se encontra exatamente abaixo da crista do aterro. O acréscimo de tensão neste alinhamento será a soma da influência de uma área carregada retangular e uma área triangular, segundo a Figura 38. O fator de influência correspondente ao acréscimo de tensões devido ao aterro retangular, semi infinito, é

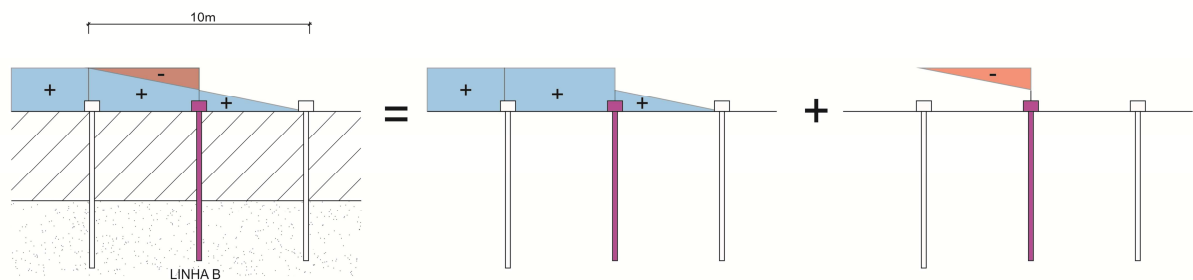
igual a 0,5. A este acréscimo deve ser superposto aquele calculado por Das (2007), como mostra a Figura 38. O valor de $B_1 = 0$, $B_2 = 10\text{m}$ e H é a altura do aterro.

Figura 38: Influência do aterro na linha A



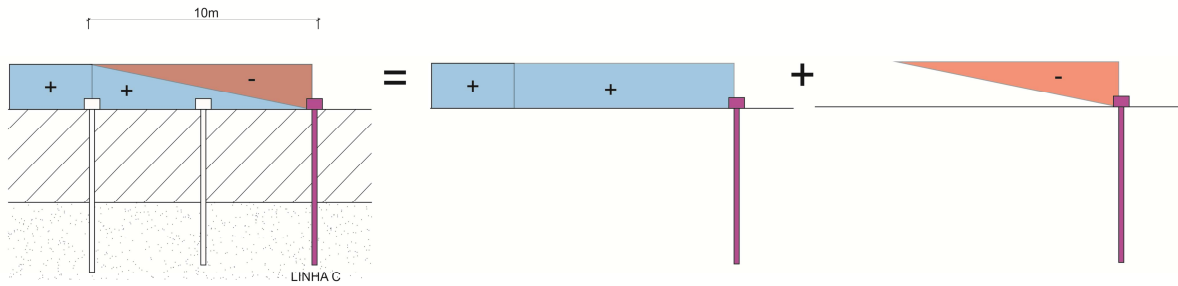
A Linha B de estacas, localizada no centro da área triangular do aterro (Figura 39), pode ser calculada pelo princípio da superposição de efeitos, como indica a própria figura, que é autoexplicativa.

Figura 39: Influência do aterro na linha B



A Linha C se encontra na extrema direita e faz fronteira com o terreno vizinho. O acréscimo de tensão neste alinhamento será equivalente ao acréscimo gerado pelo aterro semi-finito fictício, que vai até a linha C ($I = 0,5$), diminuído de um carregamento triangular negativo, com $B_1 = 0$, $B_2 = 10$ e $H =$ altura do aterro.

Figura 40: Influência do aterro na linha C



2.4 Registros de cravação

Junto aos relatórios sobre a obra, foram encontrados os boletins completos de cravação da referência tomada como o benchmark da obra, o da estaca P1 e o da estaca P2. O boletim completo da cravação da estaca que serviu de benchmark confirmou a espessura da camada argilosa da região em 3,5 a 4m e teve por objetivo servir como ponto fixo para as leituras das placas de recalque para o acompanhamento do recalque do aterro. Nas Figura 41, Figura 42 e Figura 43 estão os registros de cravação do Benchmark, da estaca P1 e estaca P2. Nas Figura 42 e Figura 43 também é indicado o valor da capacidade de carga das estacas aferido pela fórmula dos dinamarqueses, proposta por Sorensen e Hansen (1957), e muito usada na prática. Neste gráfico observa-se a baixa capacidade de carga, quando da cravação na argila muito mole, e o acréscimo brusco de resistência na penetração da camada de areia.

Figura 41: Registro de cravação do “benchmark”

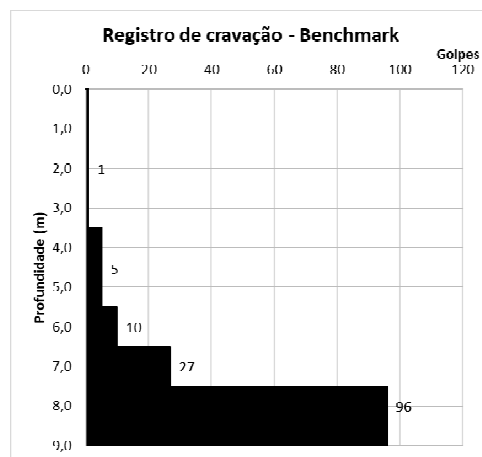


Figura 42: Registro de cravação estaca P1

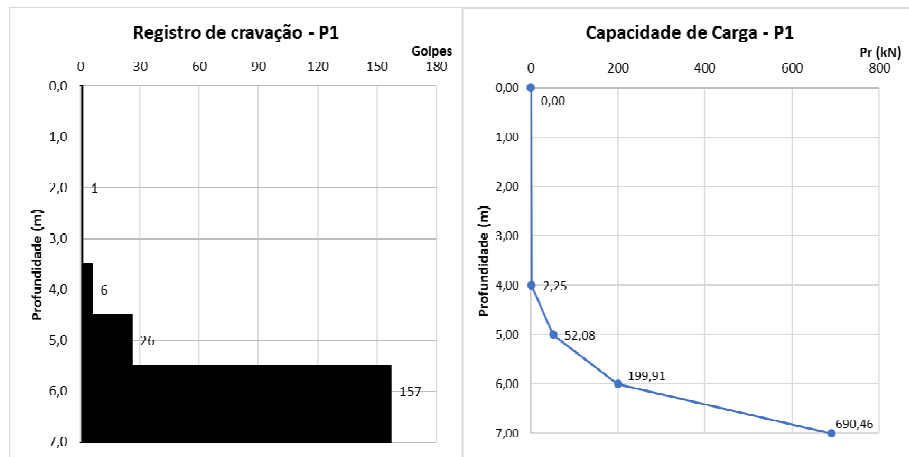
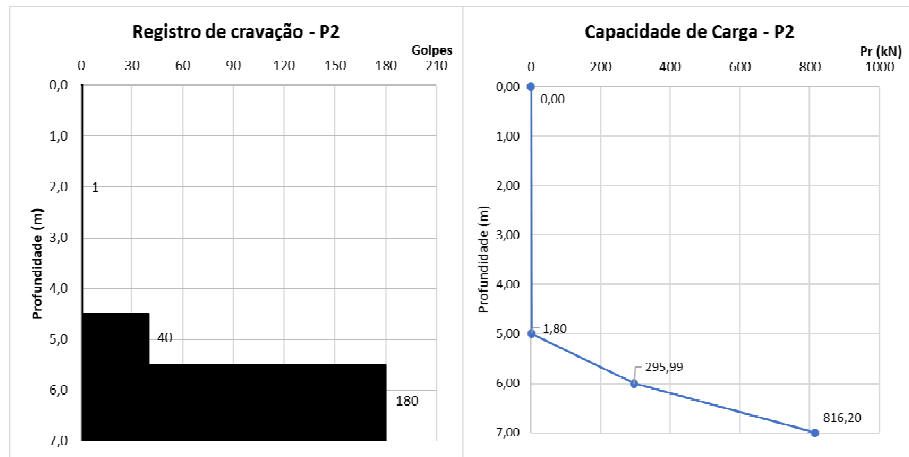


Figura 43: Registro de cravação estaca P2



3 PREVISÃO DE COMPORTAMENTO

Neste capítulo se analisa o caso de obra à luz dos conhecimentos obtidos na pesquisa bibliográfica. Alguns métodos foram propostos para a estimativa do atrito negativo, outros ilustram registros de resultados de medições feitas. Porém, as diferentes propostas divergem entre si. A posição do ponto neutro, sua variação ao longo do processo de adensamento, a influência de elevadas deformações e da compressão secundária são alguns aspectos que a autora da presente pesquisa objetivou quantificar. Os procedimentos adotados nesta previsão de comportamento estão detalhados nos próximos itens, com alguns resultados, cuja interpretação será apresentada no capítulo 4.

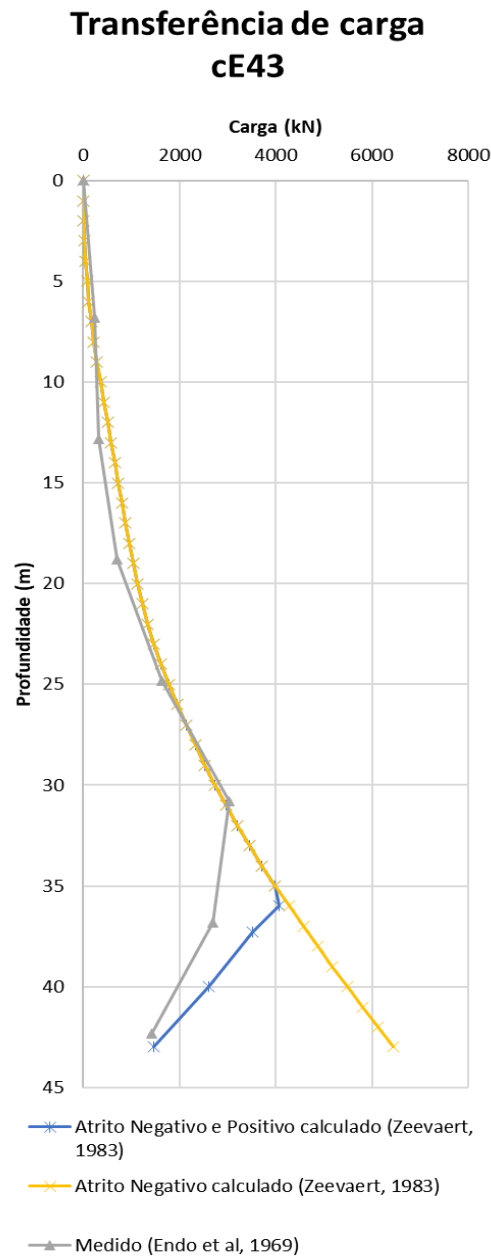
Antes de se proceder ao estudo do caso de obra, será procedida uma verificação do procedimento proposto para uma das estacas instrumentadas por Endo et al. (1969), que foi também verificado anteriormente por Zeevaert (1983).

3.1 Calibração da análise proposta

Antes de indicar o procedimento proposto pela autora, por motivo didático, resolveu-se apresentar a calibração da análise proposta aplicada a um caso bem documentado na literatura.

Para a calibração do procedimento proposto, a autora fez uso da instrumentação apresentada no capítulo 1 por Endo et al (1969), que mediram a força axial máxima de atrito negativo de 302 tf (aproximadamente 2961,61kN) com o ponto neutro localizado a uma profundidade de 33m na estaca cE43. Zeevaert (1983) para demonstrar a validade de seu método de cálculo, elaborou um algoritmo e calculou o atrito negativo para esta mesma estaca, e obteve o mesmo valor, apesar de constatar que seu método não possui acurácia para a definição do ponto neutro. Zeevaert (1983) verificou que a mobilização do atrito positivo não se comportou de forma similar aos registros instrumentados, como mostrado na Figura 44. Inclusive, Zeevaert relata que o valor máximo de atrito negativo que ele calculou levaria a estaca à ruptura estrutural. A curva amarela, da Figura 44, mostra o atrito negativo calculado ao longo de todo o fuste. A curva azul representa a transferência de carga completa com a previsão do atrito positivo. E a curva cinza é a transferência de carga medida por Endo et al (1969).

Figura 44: Comparação do atrito medido por Endo et al (1969) com o calculado por Zeevaert (1983)



Para a calibração do procedimento proposto, partiu-se de verificação similar à do professor Zeevaert, com base nos dados medidos da estaca cE43 de Endo et al. (1969). A autora procedeu a uma estimativa do atrito calculado com base na API, objetivando a obtenção da magnitude do atrito negativo máximo e do ponto neutro. Os valores são resumidos na Tabela 6, a seguir.

Tabela 6: Valores medidos e estimados de atrito negativo máximo ($AN_{m\acute{a}x}$) do estudo de caso de Endo et al (1969)

Autor		$AN_{m\acute{a}x}$ (kN)	Ponto Neutro (m)
Endo et al (1969) – valores medidos		2961,61	33
Zeevaert (1983) – valores estimados		4069,78	36
	Premissa 1: Ponto neutro calculado; limites recomendados API	2011,28	29
Autora da presente pesquisa	Premissa 2: Ponto neutro calculado; sem limites recomendados API	2595,22	29
	Premissa 3: Ponto neutro medido por Endo et al; limites recomendados API	2218,73	33

Com relação ao ponto neutro, o valor se encontra razoável, pois Endo et al (1969) verificaram uma faixa de profundidade relativa do ponto neutro entre 0,71 a 0,78 da profundidade até o fundo da camada compressível. Uma vez que a espessura da camada até o final do trecho compressível é de 39m, o valor de 29m está dentro dessa faixa, a uma profundidade relativa aproximada de 0,75.

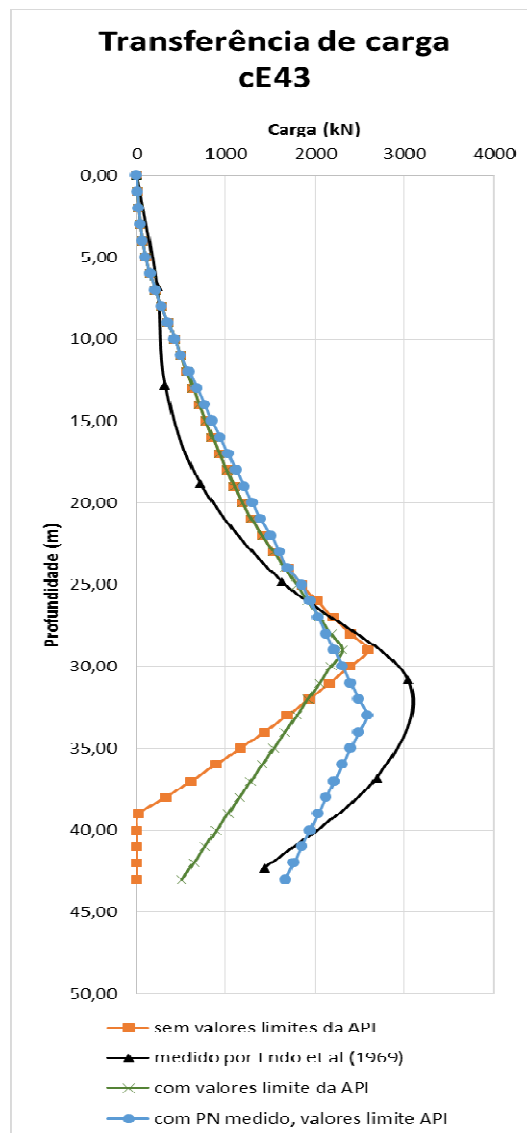
Zeevaert (1983) encontrou um valor de atrito negativo máximo 37% maior que o valor medido, enquanto a autora encontrou valores distintos para as diferentes premissas estudadas. A primeira premissa calcula o atrito negativo máximo no ponto neutro de 29m, entretanto leva em conta os valores limites de atrito unitário recomendados pela API (2003). O valor encontrado foi 32% inferior que o medido. A segunda premissa não utiliza esses valores limites, mas também é calculada para a mesma profundidade de ponto neutro, tendo sido o valor máximo calculado de 12% inferior ao medido. Já na terceira e última premissa, os valores limites foram utilizados, mas o cálculo do atrito negativo foi estimado para a profundidade do ponto neutro medido. Encontrou-se um valor 25% menor que o medido.

Segundo a API (2003), as tensões cisalhantes não aumentam continuamente com o aumento da profundidade, sendo limitadas aos valores propostos nesta norma. O mesmo conceito é abordado pelo método teórico *US Corps of Engineers*, só que ao invés de um valor de atrito limite, a proposta é a adoção de uma profundidade crítica. Esses valores limites são reproduzidos na Tabela 12 do Anexo A. Mais detalhes da norma da API podem ser consultados no referido anexo.

Os valores assim limitados se justificam como uma estimativa de projeto pela API. No entanto, a calibração está sendo procedida comparando as estimativas com

valores instrumentados, objetivando determinar valores próximos aos experimentais. Por este motivo, fez-se o cálculo sem utilizar essas limitações. Pode-se observar que, quando utilizada as limitações recomendadas, a transferência de carga obtida possui um comportamento suavizado, apesar de ainda estar distante do que foi medido em campo, como mostra a linha verde e azul da Figura 45. Assim como ocorreu com a verificação procedida por Zeevaert (1983), ao se proceder a estimativa pela API (2003) chegou-se a um valor de atrito negativo máximo muito próximo do medido, tendendo a ser um pouco conservativo. Porém, o atrito positivo não foi representado de forma totalmente eficaz, embora a transferência de carga mostre um certo paralelismo, indicando uma certa proximidade no valor de atrito positivo médio.

Figura 45: Comparação entre transferências de carga medidas por Endo et al (1969) e calculadas a partir das recomendações da API (2003)



3.2 Previsão do atrito negativo máximo e da capacidade de carga

A capacidade de carga da estaca foi calculada em vários momentos da análise, uma vez que ela varia ao longo do processo. Por este motivo, houve necessidade de se utilizar um método teórico, uma vez que os métodos semi-empíricos, muito empregados em projeto, só fornecem estimativas a longo prazo, uma vez terem sido aferidos por provas de carga que são realizadas algum tempo após execução.

Ao longo do processo de adensamento, o acréscimo de tensão efetiva resulta num acréscimo de capacidade de carga. Por outro lado, com a atuação do atrito negativo, o sentido das tensões cisalhantes mobilizadas se altera. No início do processo, antes da mobilização de atrito negativo na interface solo x estaca, o atrito é sempre positivo ao longo de todo o fuste da estaca. À medida que o adensamento da massa de solo se processa, o trecho do fuste submetido a atrito positivo é reduzido e aumentado o trecho submetido a atrito negativo, alterando, assim, a capacidade de carga e o carregamento transferido à estaca. Com isso, o fator de segurança também é alterado durante o processo.

A autora não verificou, na pesquisa bibliográfica efetuada, nenhuma análise focada na previsão do fenômeno ao longo do tempo, embora os registros documentados de casos instrumentados tenham acompanhado o fenômeno durante um certo intervalo, algumas vezes até longo. No total, foram analisados neste capítulo 6 momentos distintos da vida útil do caso de obra analisado.

O primeiro momento em que se avaliou a capacidade de carga foi pouco após a cravação, quando o adensamento ainda não havia sido registrado nas placas de recalque. Por se tratar de estaca de pequeno deslocamento, e em razão dos elevados recalques ocorridos na área, o adensamento provocado pela reconstituição da camada de argila amolgada junto ao fuste das estacas, após a cravação, foi desprezado. As demais avaliações foram feitas para a porcentagem do fenômeno ocorrido de 10%, 30%, 50%, 70% e 100%. A previsão da capacidade de carga foi calculada através do método teórico normatizado pela American Petroleum Institute – API (2003). No momento inicial, além do valor estimado pela API, pode-se verificar a capacidade de carga obtida também com os registros de campo, pela fórmula dinamarquesa, incluída no ANEXO C.

Como o número de sondagens da região estudada era muito pequeno, optou-se por comparar o valor dado pela API com a fórmula dos dinamarqueses. Visto que a nega é uma resposta à dificuldade oferecida à cravação face à resistência oferecida pelo solo na exata localização da vertical de cada estaca, sua aplicação pode aferir a variabilidade do perfil no trecho do estaqueamento. Na Tabela 7 são mostrados os valores da capacidade de carga calculados pela API, com base em apenas duas sondagens, para os comprimentos efetivamente cravados, e a capacidade de carga calculada pela fórmula dinamarquesa, no início da obra.

Tabela 7: Comparação da capacidade de carga inicial

Estaca	API			Fórmula
	Qs (kN)	Qp (kN)	Qt (kN)	Dinamarquesa
	Qt (kN)			Qt (kN)
P1	32,78	189,34	222,12	415,96
P2	74,48	354,85	429,33	582,29
P5	50,04	379,31	429,36	630,72
P6	70,32	453,55	523,87	467,46
P10	73,94	354,86	428,80	503,73
P11	54,19	301,50	355,69	604,97
P12	52,44	388,59	441,03	467,46
P20	68,90	448,91	517,81	969,19
P21	38,58	205,96	244,53	472,64
P22	55,44	305,06	360,50	453,17
P25	52,44	388,59	441,03	553,41
P26	73,21	462,83	536,04	969,19
P30	73,94	354,86	428,80	477,11
MÉDIA	59,28	352,94	412,22	582,10
CV	0,24	0,24	0,24	0,31

Embora as estacas sejam diferentes, a tabela indica valor médio calculado pelo diagrama de cravação de cerca de 41% superior ao estimado pela API, indicando um certo grau de conservadorismo da norma API (2003). O valor calculado pela fórmula dos dinamarqueses tem indicado boa concordância com valores medidos. Em termos de coeficiente de variação, observou-se uma maior variação nos valores obtidos dos diagramas de cravação e mesmo coeficiente de variação em relação à ponta e ao atrito pela norma API (2003). Estes resultados são diferentes do esperado, em que a variabilidade do atrito costuma ser bastante inferior à da ponta, que tem sido observado tanto nos métodos de previsão como nos ensaios que separam as parcelas de atrito e ponta (como o CAPWAP). Este

aspecto deve ser observado em outros casos de obra e outras previsões através da API (2003).

O método da API foi desenvolvido para estacas offshore, de grande diâmetro. De forma a adaptá-lo aos perfis de pequenas dimensões, procurou-se utilizar um fator de escala para a resistência de ponta.

O diâmetro da estaca influencia diretamente na resistência de ponta unitária q_p . Quanto maior for o seu diâmetro, menor será sua resistência de ponta unitária. Assim, a capacidade de carga calculada pela API, quando aplicada em estacas de pequeno diâmetro em terra, é inadequada devida ao fator de escala. Foi utilizado um fator de correção da escala para melhor representar a capacidade de ponta real das estacas da obra.

O fator de correção utilizado na presente pesquisa foi baseado no método de Velloso (1981), que para corrigir o fator de escala da resistência de ponta, utiliza a seguinte equação, inicialmente proposta por Kérisel (1961):

$$\beta = 1,016 - 0,016 \frac{B_b}{b} \quad (49)$$

Onde, B_b é o diâmetro da estaca estudada e b é o diâmetro da base padronizada do cone, do ensaio CPT, que é 3,6cm. Sabe-se que o valor corrigido deveria estar entre o q_c do cone e o q_p da estaca offshore. Utilizou-se, para fator de correção, a relação entre o valor de β encontrado para a estaca estudada e o β encontrado para diâmetros de estacas offshore usualmente utilizada (foi selecionado um diâmetro de aproximadamente 2m). A última coluna na Tabela 8 é o valor do fator de correção da resistência de ponta calculado para a adoção da norma da API.

Tabela 8: Cálculo do fator de correção de q_p

Tipo estaca	Diâmetro (cm)	β	Fator de Correção para a API
Estaca offshore qualquer	200	0,127	1
TR37	11,94	0,963	7,58
TR57	14,71	0,951	7,48
TR37 duplo	16,89	0,941	7,40

Para a estimativa do atrito lateral, de forma a se ter um valor para cada intervalo de tempo analisado, foi seguido o seguinte procedimento, assim justificado. Nos solos argilosos, a análise não drenada, utilizada na API, resulta na necessidade

de se estimar valores de S_u para cálculo da adesão em cada etapa analisada. De fato, o valor de S_u varia com o nível de tensões efetivas, e a tensão efetiva varia com o tempo e com a profundidade durante o processo de adensamento. O S_u inicial considerado foi aquele obtido do relatório do perfil de S_u do projeto original. Ao longo do tempo, à medida que a dissipação das poropressões ocorre, o valor considerado nas análises foi sendo alterado. Com o avanço do processo de adensamento, a razão de pré-adensamento do solo (OCR), originalmente elevada para pequenas profundidades e menor em profundidade, irá variar, tendendo a se aproximar do valor de OCR unitário.

Para a estimativa da relação entre a resistência não drenada S_u e a tensão efetiva vertical do solo normalmente adensado, foi utilizada a equação 50, citada por Sousa Pinto(2006) e, na Tabela 9, têm-se os valores utilizados para o cálculo do valor médio de $\left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}}\right)_{na}$ e $\left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}}\right)_{sa}$:

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}}\right)_{sa} = \left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}}\right)_{na} OCR^m \quad (50)$$

Onde m é um expoente cujo valor é da ordem de 0,8.

As colunas sequências da Tabela 9 representam: Peso específico do material natural, tensão total inicial, poropressão hidrostática, tensão efetiva inicial, tensão de pré adensamento, OCR, resistência não drenada medida, relação entre a resistência não-drenada e tensão efetiva inicial, e a relação entre a resistência não-drenada e tensão efetiva calculada pela equação (50). A média das estimativas da relação calculada na última coluna será utilizada para a atualização da resistência não drenada ao longo do processo de adensamento.

Tabela 9: Estimativas de S_u

Prof (m)	γ (kN/m ³)	σ_0 (kN/m ²)	u (kN/m ²)	σ'_0 (kN/m ²)	σ'_{vm} (kN/m ²)	OCR	S_u (kPa)	S_u/σ'_v	$(S_u/\sigma'_v)_{na}$
1,00	12,00	12,00	9,81	2,19	11,00	5,02	4,40	0,40	0,11
1,50	12,00	18,00	14,72	3,29	7,00	2,13	7,00	1,00	0,55
2,00	12,00	24,00	19,62	4,38	7,00	1,60	9,70	1,39	0,95
2,50	12,00	30,00	24,53	5,48	7,00	1,28	4,80	0,69	0,56
3,00	12,00	36,00	29,43	6,57	9,00	1,37	3,50	0,39	0,30
3,50	12,00	42,00	34,34	7,67	9,00	1,17	8,00	0,89	0,78
							MÉDIA	0,79	0,54

3.3 Previsão da transferência de carga e do atrito negativo do caso de obra em estudo

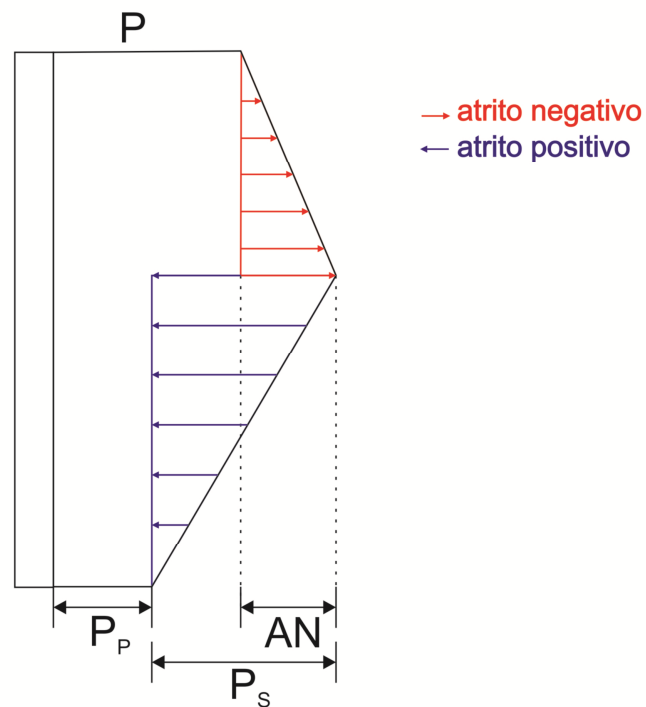
A previsão da transferência de carga é fundamental para as análises, pois a partir da transferência de carga é que são estimados os perfis de recalque das estacas. Os recalques estimados para a estaca, comparados ao recalque do solo, determinam a posição do ponto neutro, necessário à estimativa do atrito negativo. Todas estas estimativas variam ao longo do tempo e da profundidade, e estão ligadas ao fenômeno do adensamento, sendo função de duas variáveis, tempo e posição. A mobilização do atrito (positivo ou negativo), que varia ao longo do tempo e da profundidade, influencia a estimativa da capacidade de carga.

Nas análises efetuadas, a variável tempo foi considerada como uma função da porcentagem do fenômeno ocorrido. Foram acompanhadas e analisadas 10 diferentes profundidades, para a análise da variação do fenômeno ao longo do fuste das estacas analisadas.

A carga total de atrito negativo só pode ser quantificada após a estimativa da localização do ponto neutro. Embora a expectativa da autora fosse que o ponto neutro situasse em profundidade elevada, próximo à camada resistente, procedeu-se à rotina de cálculo iterativo como proposta inicialmente por Long e Healy (1974), adaptada à esta dissertação.

Na Figura 46 observa-se, de forma esquemática, que o atrito negativo aumenta o esforço normal atuante na estaca até atingir seu valor máximo (AN), localizado no ponto neutro. Abaixo desse ponto, a carga começa a ser absorvida por atrito positivo (P_s), até se atingir à carga transferida à ponta, (P_p).

Figura 46: Esquema de transferência de carga com influência de atrito negativo



O método proposto, nesta dissertação, é iterativo e compara o recalque da estaca com o recalque do maciço de solo circundante. As análises foram feitas para cada porcentagem do fenômeno ocorrido e acompanharam os seguintes passos:

- i) Uma primeira estimativa do diagrama de transferência de carga é feita, considerando o ponto neutro localizado no fundo da camada de argila. Considera-se, nesta estimativa, que a carga aplicada pela estrutura no topo da estaca seja acrescida das cargas transferidas pelo solo (negativas) estimadas pela API, até o fundo da camada compressível. No trecho arenoso de embutimento final das estacas, considera-se a atuação do atrito positivo e, desta forma, se verifica a carga que atinge a ponta.
- ii) Para este diagrama de transferência de carga, se procede à estimativa de recalques na estaca, ao longo de seu comprimento, pela proposta de Vesic (1977).
- iii) Compara-se a curva do recalque do solo, para a porcentagem do fenômeno ocorrido, com o recalque da estaca, determinando-se a profundidade do ponto neutro.

- iv) Definido o ponto neutro em iii), estima-se o atrito negativo. As tensões cisalhantes mobilizadas são previstas pelo procedimento da API, conforme detalhado anteriormente, tanto as negativas, como as positivas, respectivamente acima e abaixo do ponto neutro. Nestas estimativas, os valores de S_u considerados são aqueles atualizados para o intervalo de tempo da análise.
- v) Com base na localização do ponto neutro e do valor total do atrito negativo, determina-se a nova transferência de carga, para o intervalo de tempo considerado. Se esta é a primeira iteração, volta-se ao passo ii).
- vi) Procede-se à comparação da localização do ponto neutro assim calculado, com o determinado na etapa anterior. Caso sua diferença seja superior à tolerância, volta-se à etapa ii).
- vii) Chegou-se à estimativa do ponto neutro e do atrito negativo final para este intervalo (porcentagem do fenômeno ocorrido).
- viii) Calcula-se a capacidade de carga da estaca para este intervalo de tempo, que consiste na soma do atrito positivo, abaixo do ponto neutro, e a parcela de ponta da capacidade de carga.
- ix) Estima-se o fator de segurança, para este intervalo, pela relação entre a capacidade de carga e a carga máxima aplicada no ponto neutro (carga da estrutura somada ao atrito negativo máximo), compatível com a versão da NBR 6122(2010).

$$FS = \frac{Q_s + Q_p}{P + AN} \quad (51)$$

- x) Estima-se, em seguida, o fator de segurança de forma alternativa, compatível com a versão da NBR 6122(1996), conforme a equação (52).

$$FS = \frac{Q_s + Q_p - 1,5AN}{P} \quad (52)$$

Observações acerca do procedimento proposto aplicado ao caso em estudo:

Carneiro (2017) forneceu a planilha de cálculo de recalque do solo incluindo o adensamento primário, o efeito da submersão, o adensamento secundário, o efeito de grandes deformações e a distribuição do recalque ao longo da profundidade.

Na planilha de Carneiro (2017) é possível se optar pelo cálculo apenas do adensamento primário ou incluir também a parcela do secundário, com ou sem o efeito da submersão. A planilha fornece também o recalque para as diversas porcentagens do fenômeno ocorrido.

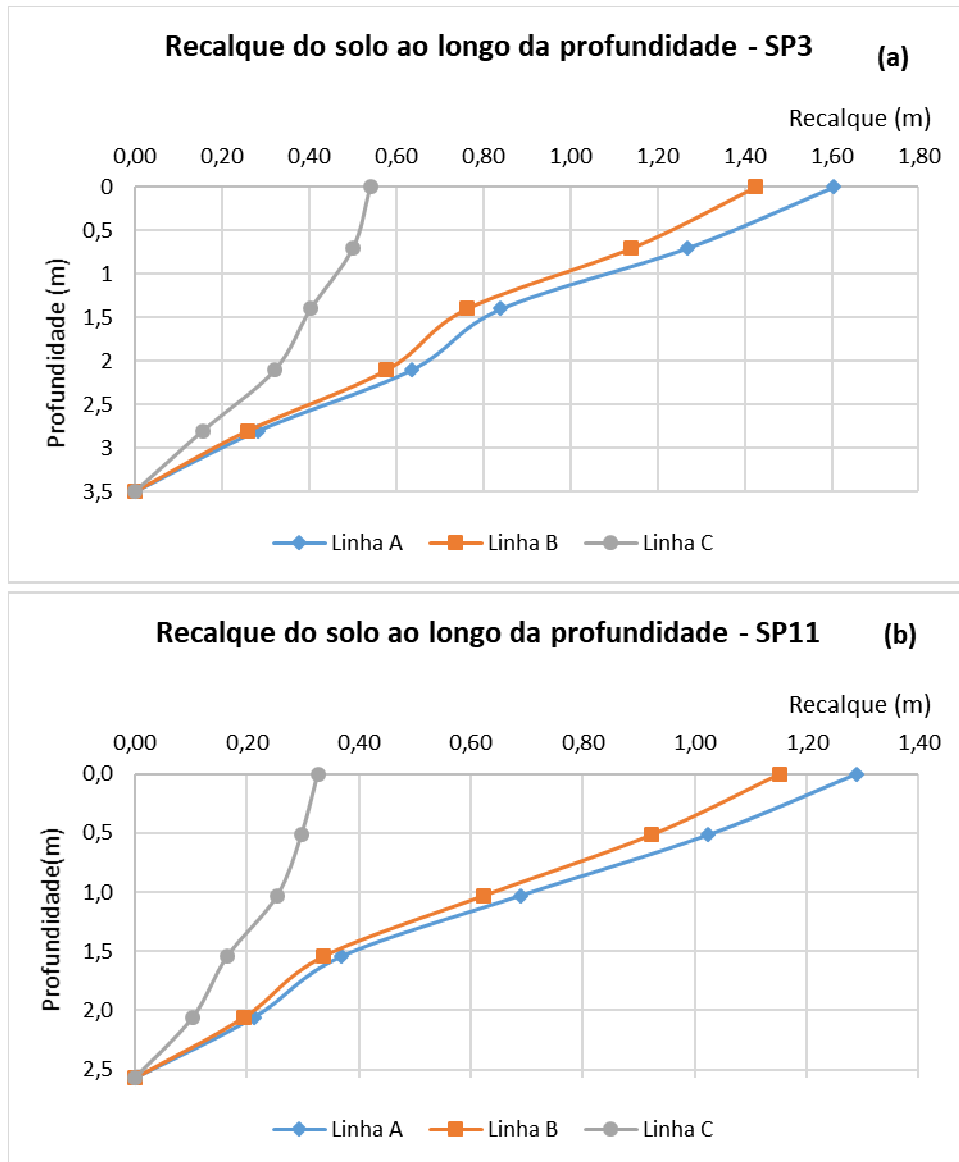
A autora da presente pesquisa procedeu às análises de previsão de comportamento da estaca (da posição do ponto neutro, do atrito negativo, do recalque e do fator de segurança) para os diferentes tempos, diferentes alinhamentos das estacas (A, B, C), tanto para a alternativa de inclusão como a de não inclusão do adensamento secundário.

3.4 Previsão da posição do ponto neutro

O ponto neutro, por definição, é o local onde o recalque sofrido pelo solo se iguala ao recalque sofrido pela estaca. Essa comparação se torna possível se a lei de variação do recalque ao longo da profundidade for conhecida.

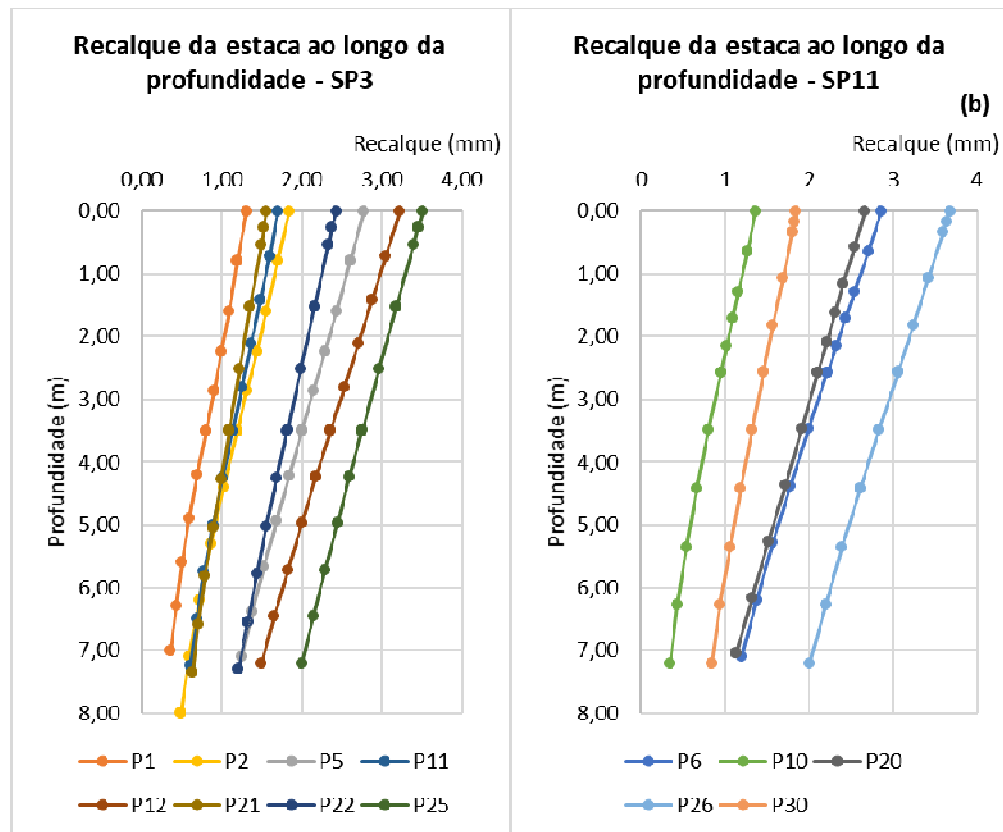
Na Figura 47, é mostrado como se comporta a distribuição de recalques do solo ao longo da profundidade, na camada argilosa, de acordo com o incremento de tensão aplicado. Na Figura 47(a), a espessura avaliada foi de 3,5m equivalente ao encontrado na sondagem SP3. Na Figura 47(b), a espessura de solo argiloso encontrado na sondagem SP11 foi de 2,57m. É possível observar um comportamento próximo do retilíneo. O gráfico foi feito com os dados de recalque já estabilizados, ou seja, muito tempo após o início do processo de adensamento.

Figura 47: Recalque do solo ao longo da profundidade; (a) com a espessura de 3,5m de argila referente à sondagem SP3; (b) com a espessura de 2,57m de argila referente à sondagem SP11



Na Figura 48, é possível observar o comportamento do recalque da estaca ao longo da profundidade. Este também pode ser aproximado a um comportamento retilíneo. Em Figura 48(a), estão representadas as estacas que estão próximas da sondagem SP3. Em Figura 48(b), encontram-se as estacas próximas da sondagem SP11. As diferenças de recalques entre as estacas se devem ao fato da carga aplicada em cada estaca serem variadas e suas geometrias serem diferentes.

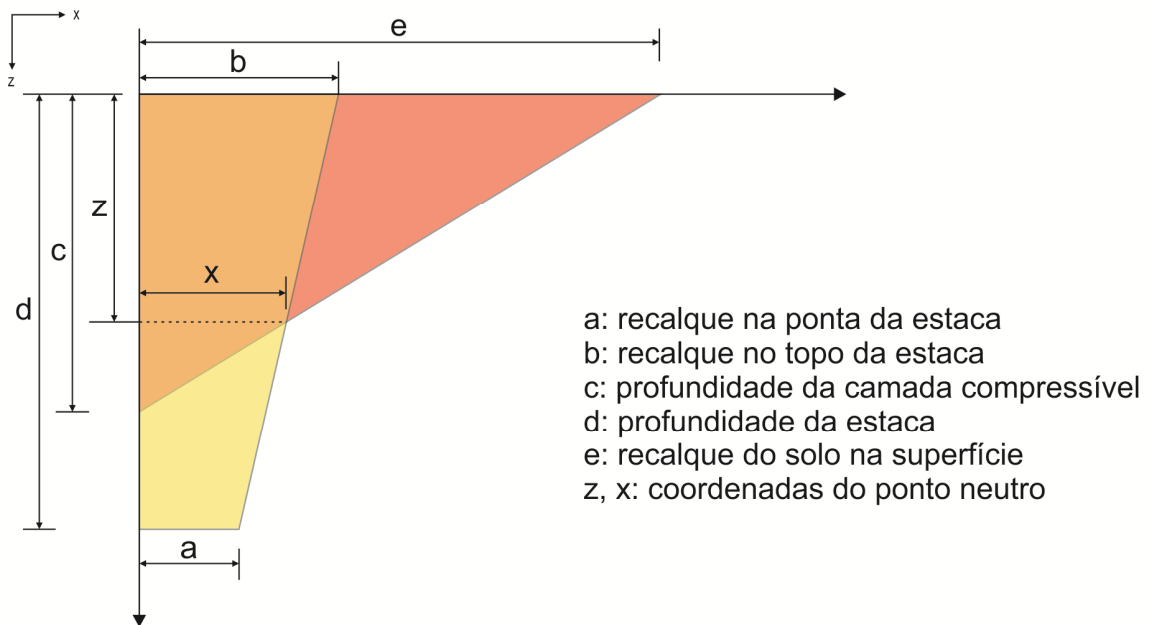
Figura 48: Recalque da estaca ao longo da profundidade; (a) estacas próximas à sondagem SP3; (b) estacas próximas à sondagem SP11



Assim, para a previsão da posição do ponto neutro, foi admitida uma aproximação retilínea como mostra a Figura 49. Lembrando que tal posição é obtida de forma iterativa, pois, o recalque depende da transferência de carga, a transferência de carga depende de como o atrito está se comportando ao longo do fuste e o atrito pode estar influenciando no aumento do recalque se for negativo e diminuindo o recalque se positivo.

Ou seja, encontrava-se uma profundidade para o ponto neutro, com esse valor era refeita a transferência de carga e a partir da nova distribuição do atrito era verificado se a posição do ponto neutro se mantinha no mesmo local. Caso contrário, o processo de iteração continuava. Para o presente estudo, não foram necessárias mais do que três iterações.

Figura 49: Previsão da posição do ponto neutro



A equação geral para o recalque da estaca ao longo da profundidade é dada pela equação a seguir:

$$z = -\frac{d}{a-b}x + \frac{bd}{a-b} \quad (53)$$

Para encontrar o eixo coordenado do ponto neutro tem-se as equações simplificadas seguintes:

$$x = \frac{bde + cae - cbe}{ca - cb + de} \quad (54)$$

$$z = \frac{c^2a - c^2b + cbd}{ca - cb + de} - c \quad (55)$$

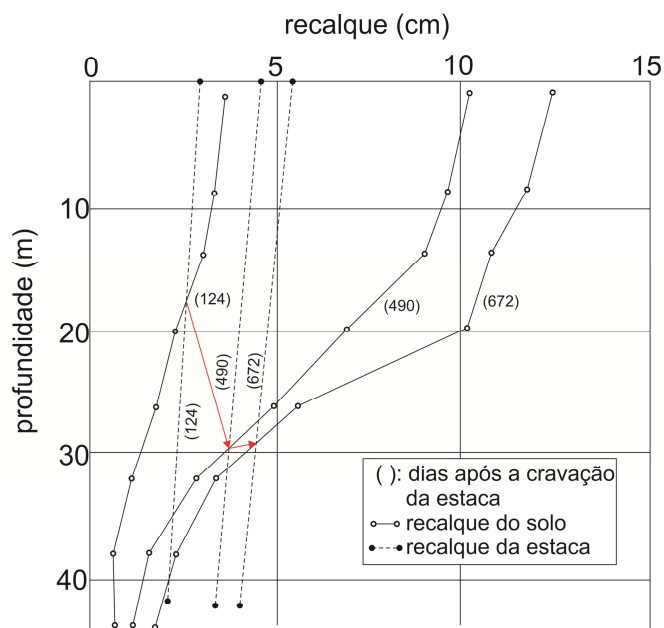
O desenvolvimento matemático das fórmulas apresentadas está detalhado no Anexo D.

4 INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

4.1 A evolução do ponto neutro ao longo do tempo

Observou-se que à medida que o recalque do solo se desenvolve, a posição do ponto neutro se altera, dependendo da compressibilidade do solo. Endo et al (1969) observaram nas estacas instrumentadas que o ponto neutro apresentou inicialmente uma movimentação descendente e, após certo intervalo de tempo, este movimento tornou-se levemente ascendente, como indicado na Figura 50. Observa-se que no caso instrumentado pelos autores, a ordem de grandeza dos recalques do solo e da estaca era similar. A autora inseriu as setas vermelhas representativas desta movimentação na figura, de forma a melhor ilustrar este comportamento.

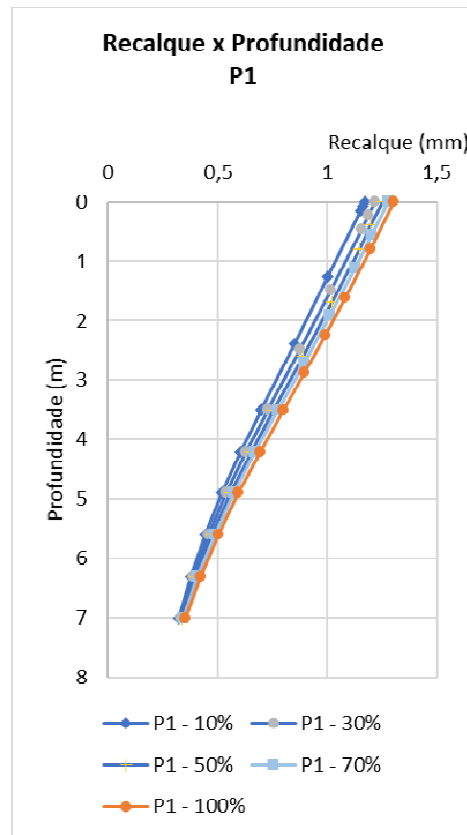
Figura 50: Comparação entre recalque do solo e da estaca ao longo do tempo na estaca cE43



Fonte: adaptado de Endo et al (1969)

No caso de obra analisado nesta dissertação, ocorre algo diferente. A inclinação da curva de variação do recalque da estaca com a profundidade é pequena (Figura 51), além de serem também reduzidos os valores de recalque no nível da ponta, uma vez que as estacas estão embutidas em um solo muito pouco compressível, quando comparado com a camada de argila. Ao contrário, o recalque da camada argilosa de consistência muito baixa é muito alto e aumenta consideravelmente ao longo do tempo. Assim, o ponto neutro tende a se aprofundar.

Figura 51: Recalque da estaca P1 ao longo do tempo



As Figura 52 e Figura 53 ilustram para os alinhamentos A, B e C, respectivamente, que logo no início do processo de adensamento (10% do fenômeno ocorrido) a posição do ponto neutro já se encontra no trecho inferior da camada de argila. Nas estacas posicionadas no alinhamento C, com maior afastamento da sobrecarga, o recalque do solo é menor. Portanto, o ponto neutro está situado acima daquele obtido para as estacas da linha B que, por outro lado, situam-se acima do obtido para as estacas da linha A.

Embora tenha sido observada esta diferença relativa entre os três alinhamentos de estacas, a profundidade do ponto neutro após estabilização dos recalques é sempre muito próxima do fundo da camada compressível. Isso se deve à grande diferença de recalque entre as estacas (da ordem de poucos milímetros) e o do solo, valores que apresentam outra ordem de grandeza (valores superiores a 1m nos alinhamentos A e B). Este panorama é completamente distinto dos artigos publicados descritos no capítulo 1.

Conclui-se, assim, que o valor de profundidade relativa do ponto neutro, sugerido por Endo et al (1969), de cerca de 0,75, é inadequado para a estimativa de atrito negativo no depósito argiloso de Jacarepaguá, de baixíssima consistência. A profundidade relativa, neste caso, se aproxima para 1.

Figura 52: Posição do ponto neutro ao longo do tempo para espessura de argila de 3,5m

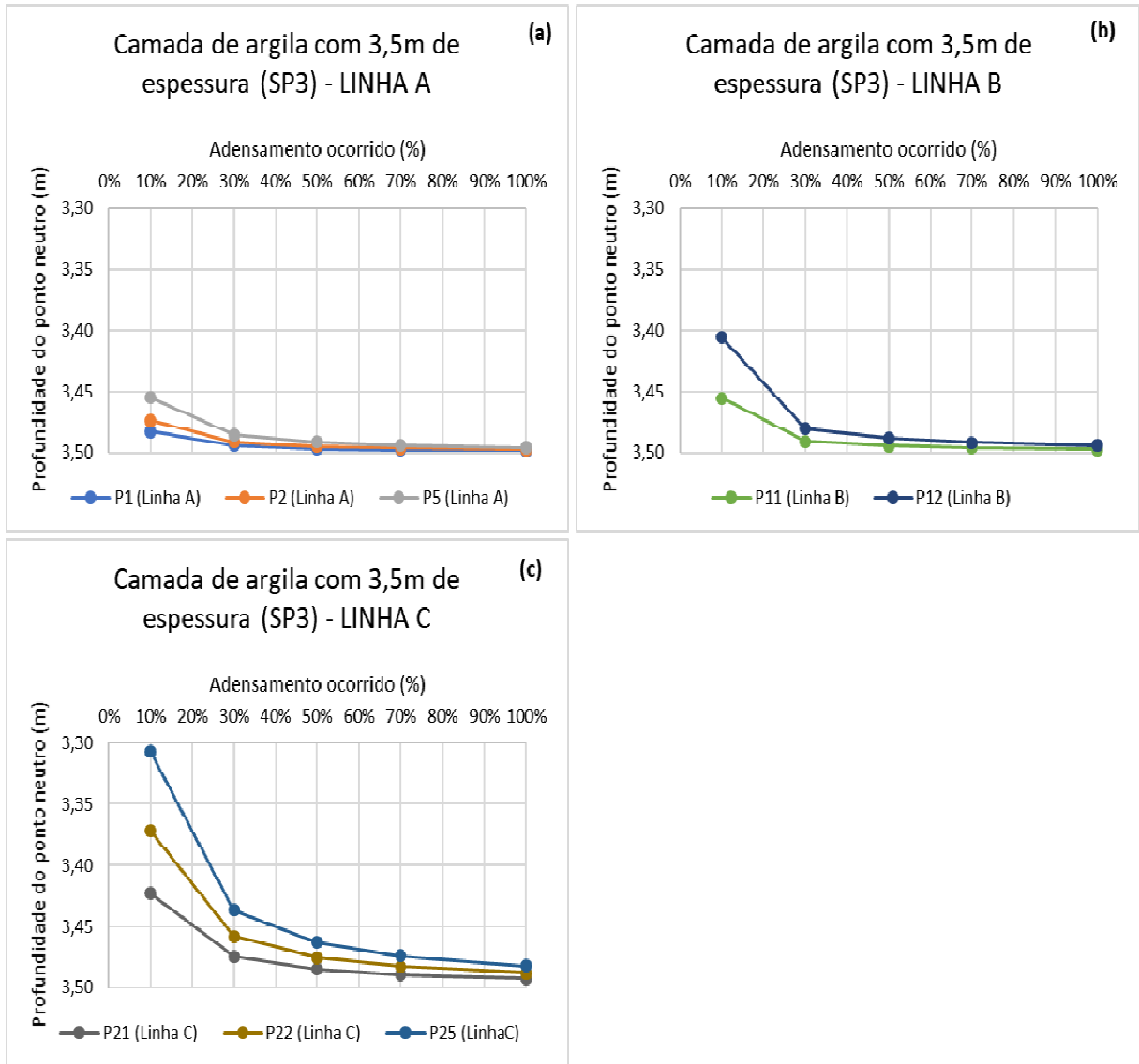
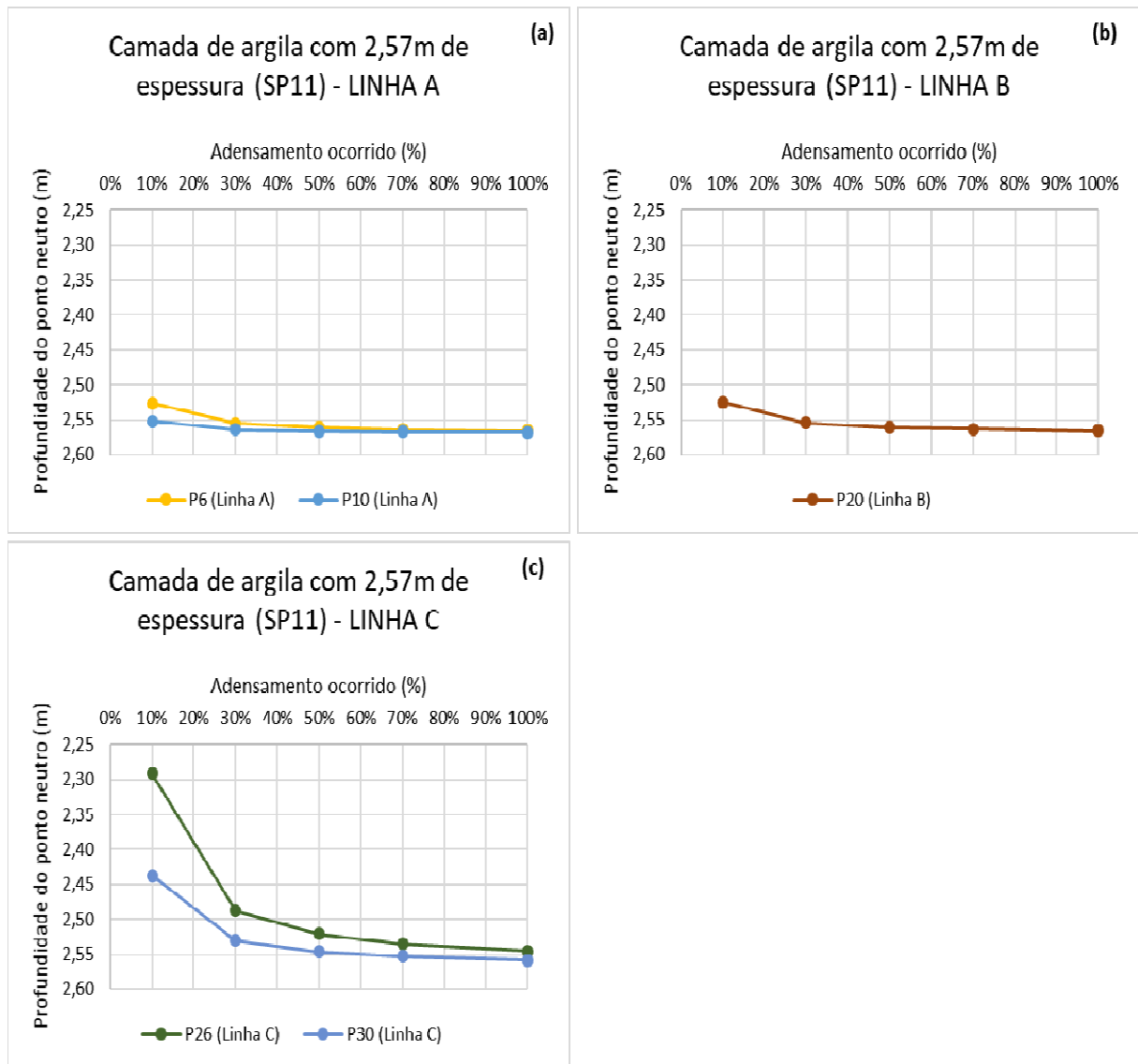


Figura 53: Posição do ponto neutro ao longo do tempo para espessura de argila de 2,57m



4.2 A evolução da magnitude do atrito negativo ao longo do tempo

A magnitude do atrito negativo foi calculada com base na norma API (2003) para os diversos intervalos de análise (diferentes porcentagens do fenômeno ocorrido). As Figura 54, Figura 55 e Figura 56 apresentam as curvas de evolução do atrito negativo nos alinhamentos A, B e C.

Figura 54: Atrito Negativo ao longo do tempo na Linha A para as estacas P1, P2, P5, P6 e P10.

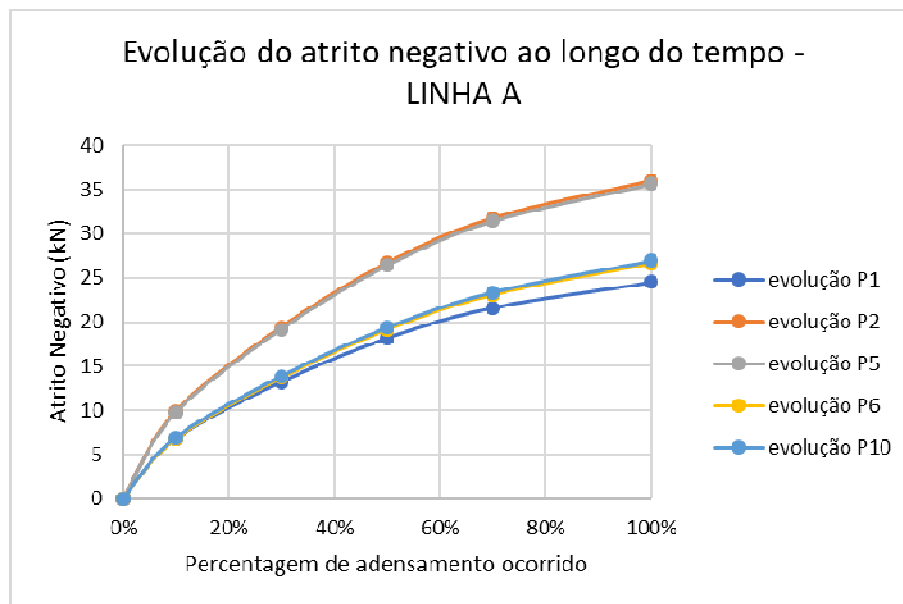


Figura 55: Atrito Negativo ao longo do tempo na Linha B para as estacas P11, P12 e P20.

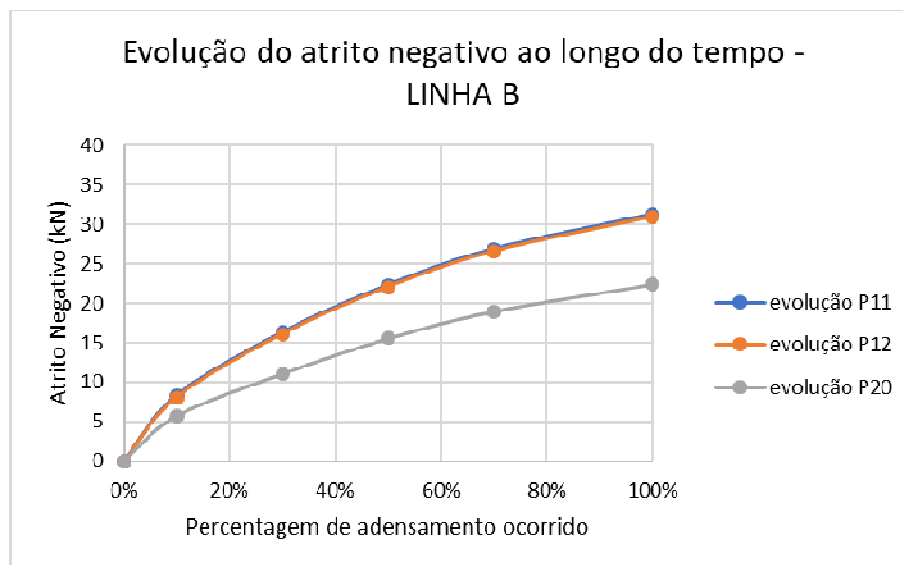
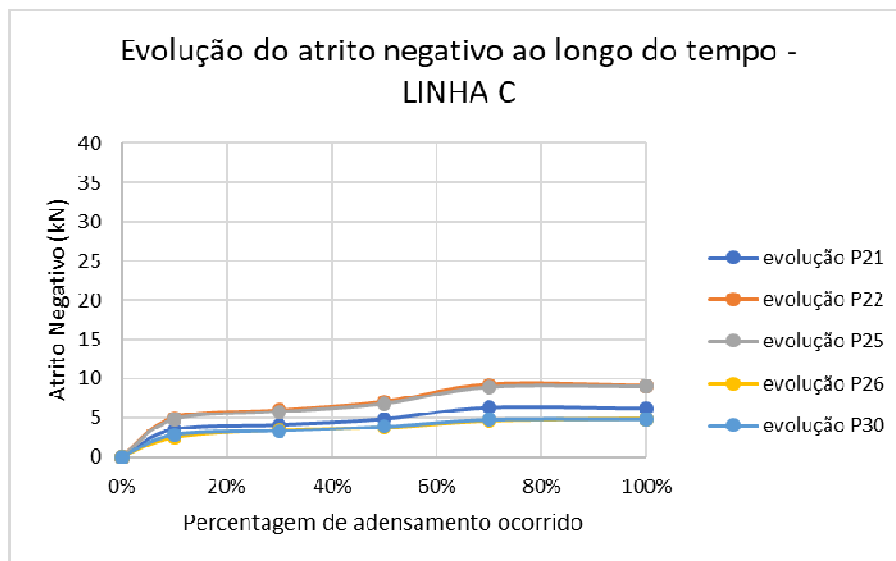


Figura 56: Atrito Negativo ao longo do tempo na Linha C para as estacas P21, P22, P25, P26 e P30.



Observa-se que a curva de evolução do atrito negativo com o tempo é similar, nos alinhamentos A e B, onde ocorreram os maiores recalques. O atrito negativo é sempre crescente com a porcentagem de adensamento. Já na linha C, os recalques são bem menores, e também são menores os valores de atrito negativo, tendendo-se a se estabilizar num intervalo menor. Atribui-se a razão desta diferença ao fato de que, no alinhamento C, a ação da sobrecarga do aterro não foi capaz de impor acréscimo de tensões superiores à tensão de pré-adensamento. Após dissipação das poropressões, a camada de argila ainda se mantém com tensões efetivas inferiores às de pré-adensamento, resultando numa variação mais tênue do acréscimo de atrito negativo com o tempo. Além deste aspecto, para a linha C os recalques secundários são mais significativos, e este aspecto deve ter contribuído também para um desenvolvimento do atrito negativo diferenciado com o passar do tempo, quando comparado aos alinhamentos A e B.

4.3 Comparação da magnitude de atrito negativo entre diferentes métodos

Foram comparadas as magnitudes de atrito negativo máximo, aplicadas ao caso de obra, por três métodos: Endo et al (1969), Zeevaert (1983) e o procedimento da presente pesquisa, que utilizou para o cálculo do atrito lateral, positivo e negativo, as considerações da API (2003). É importante frisar que os dois primeiros métodos dependem dos parâmetros drenados do solo. Sabe-se que as argilas moles possuem ϕ' compreendidos entre 15° a 30° e β entre 0,25 a 0,30 (VELLOSO &

LOPES, 2010). Cabe destacar que o valor de β varia muito pouco em relação à variação de ϕ' . Assim, será feita uma estimativa para a faixa de valores $[0,25; 0,30]$, para o método do Endo et al. (1969) e para a faixa de ϕ' entre 15° a 30° , para o método de Zeevaert (1983). A Tabela 10 reúne os resultados das aplicações dos 3 métodos.

Para o método de Endo et al (1969) foram avaliadas duas hipóteses: i) A primeira leva em consideração a posição relativa do ponto neutro de 0,75, que é o valor médio recomendado pelos autores; ii) A segunda hipótese considera a posição do ponto neutro calculada para a presente pesquisa, explicada no item 3.4 do capítulo anterior. Observa-se que ao considerar a posição do ponto neutro mais profundo (obtido no procedimento proposto), os valores de atrito negativo são muito maiores.

A Tabela 10 e a Figura 57 indicam também que o procedimento proposto estima valores muito maiores de atrito negativo para a argila de baixa consistência de Jacarepaguá. A autora da presente pesquisa considera que a maior profundidade do ponto neutro, a possível utilização de um valor de S_u com ganho de resistência em excesso ao valor real possam ser os responsáveis pelos valores elevados encontrados. No alinhamento C, onde a influência do aterro é bem menor, o que deve ter resultado em acréscimos pequenos de S_u , houve uma maior aproximação entre os resultados dos diferentes métodos. Esta observação é que levou à autora à conclusão de que o acréscimo e S_u estimado foi excessivo. Este acréscimo foi determinado segundo equação (50), explicada no item 3.2. Como a autora não dispunha de valores de parâmetros drenados, o procedimento utilizado apresentou falhas neste aspecto.

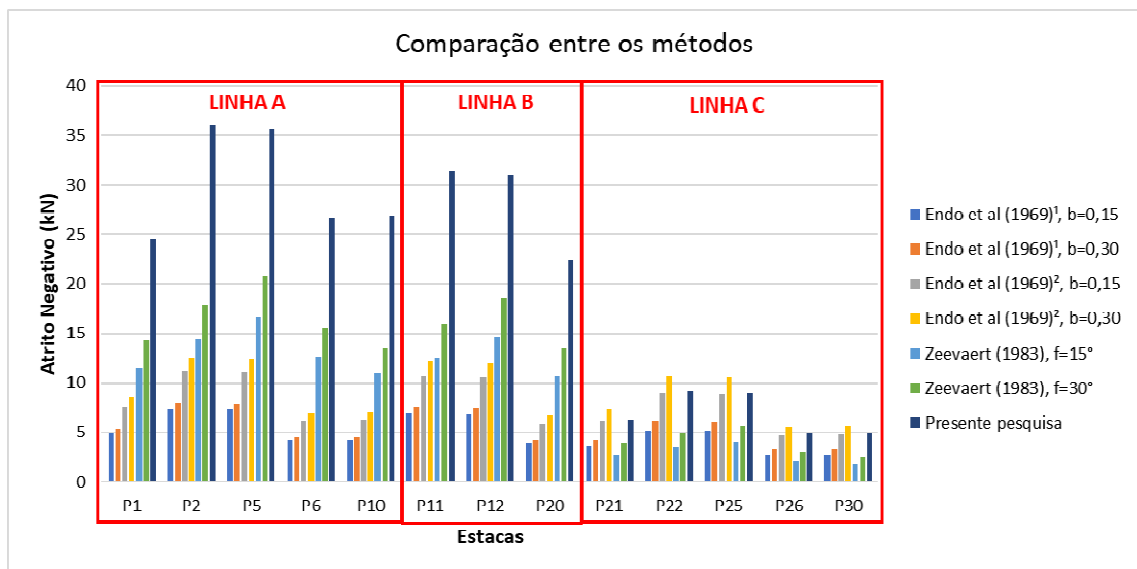
Tabela 10: Comparação entre os métodos

Estaca	Tipo	Linha	Atrito Negativo (kN)						Presente pesquisa
			Endo et al (1969) ¹		Endo et al (1969) ²		Zeevaert (1983)		
			$\beta=0,15$	$\beta=0,30$	$\beta=0,15$	$\beta=0,30$	15°	30°	
P1	TR37		5,01	5,43	7,61	8,56	11,50	14,23	24,50
P2	TR57		7,36	7,98	11,19	12,57	14,40	17,89	36,00
P5	TR37 duplo	A	7,29	7,90	11,07	12,44	16,68	20,77	35,63
P6	TR37 duplo		4,18	4,47	6,22	6,92	12,65	15,51	26,66
P10	TR57		4,23	4,52	6,29	7,00	10,96	13,41	26,95
P11	TR57		6,85	7,54	10,68	12,14	12,57	15,95	31,28
P12	TR37 duplo	B	6,78	7,47	10,56	12,00	14,55	18,51	30,94
P20	TR37 duplo		3,87	4,21	5,91	6,65	10,70	13,42	22,43
P21	TR37		3,55	4,19	6,14	7,30	2,77	3,90	6,23
P22	TR57		5,21	6,16	9,00	10,70	3,46	4,88	9,14
P25	TR37 duplo	C	5,16	6,10	8,88	10,56	3,99	5,65	9,02
P26	TR37 duplo		2,74	3,25	4,70	5,61	2,06	2,95	4,87
P30	TR57		2,76	3,28	4,79	5,72	1,80	2,57	4,84

Notas: ¹ posição do ponto neutro recomendada pelos autores

² posição do ponto neutro calculada nesta dissertação

Figura 57: Gráfico da comparação entre os métodos



Notas: ¹ posição do ponto neutro recomendada pelos autores

² posição do ponto neutro calculada nesta dissertação

b é equivalente a β

f é equivalente a ϕ

Embora estas observações não estejam fundamentadas em casos instrumentados, a autora sugere que, para estimativas de atrito negativo em projetos futuros na Baixada de Jacarepaguá, ou em outros locais onde ocorram argilas de baixíssima consistência, as profundidades de ponto neutro sejam consideradas até a base da camada compressível e valores conservativos de atrito negativos sejam considerados.

4.4 A influência da compressão secundária

A influência da compressão secundária foi avaliada pela comparação entre o comportamento com e sem a parcela do secundário. Em relação à profundidade do ponto neutro, embora a não consideração da compressão secundária resulte em profundidades um pouco inferiores às aquelas apresentadas na Figura 52 e Figura 53: Posição do ponto neutro ao longo do tempo para espessura de argila de 2,57m, a evolução da posição do ponto neutro com o tempo, bem como o desenvolvimento do atrito negativo com o tempo foram bastante similares. Porém, os valores de atrito negativo que ocorrem no ponto neutro são maiores quando se considera a compressão secundária. A Tabela 11 compara os resultados.

Tabela 11: Comparação da magnitude do atrito negativo (AN) com e sem a consideração do adensamento secundário

Estacas	Linha	Ponto Neutro sem secundário (m)	AN sem secundário (kN)	Ponto Neutro com secundário (m)	AN com secundário (kN)
P1		3,50	19,24	3,50	24,50
P2		3,49	28,27	3,50	36,00
P5	A	3,49	27,96	3,50	35,63
P6		2,56	20,42	2,57	26,66
P10		2,57	20,66	2,57	26,95
P11		3,49	24,28	3,50	31,28
P12	B	3,49	24,00	3,49	30,94
P20		2,56	17,04	2,57	22,43
P21		3,46	4,62	3,49	6,23
P22		3,43	6,70	3,49	9,14
P25	C	3,40	6,29	3,48	9,02
P26		2,45	3,53	2,55	4,87
P30		2,51	3,83	2,56	4,84

Observou-se um aumento do atrito negativo máximo quando a influência da compressão secundária foi avaliada, com valor de acréscimo médio de 28% na linha A, 30% na linha B e 37% na linha C. Interessante notar que na linha C, com menor

influência da sobrecarga, maior foi o efeito da compressão secundária. De fato, observa-se também que a diferença entre a profundidade do ponto neutro foi maior na linha C. Cabe ressaltar que o aumento do valor do atrito negativo com a compressão secundária pode ser atribuído, principalmente, à maior espessura de aterro considerada no cálculo. Quando se estimou o valor sem compressão secundária, a altura de aterro considerada foi a de projeto, 1,7m. Por outro lado, quando a influência do secundário foi avaliada, foi considerada a altura real de aterro colocada de 2,25m, comprovada por Carneiro (2014), através dos ensaios de piezocone nesta vertical. A autora da presente pesquisa observou que, apesar do adensamento secundário não ser relevante no valor do atrito negativo máximo e na localização do ponto neutro, ele parece influenciar o desenvolvimento do atrito ao longo do tempo. Este é um aspecto que poderá ser contemplado numa pesquisa futura, com inclusão de instrumentação com o tempo.

4.5 Verificação dos fatores de segurança ao longo do tempo

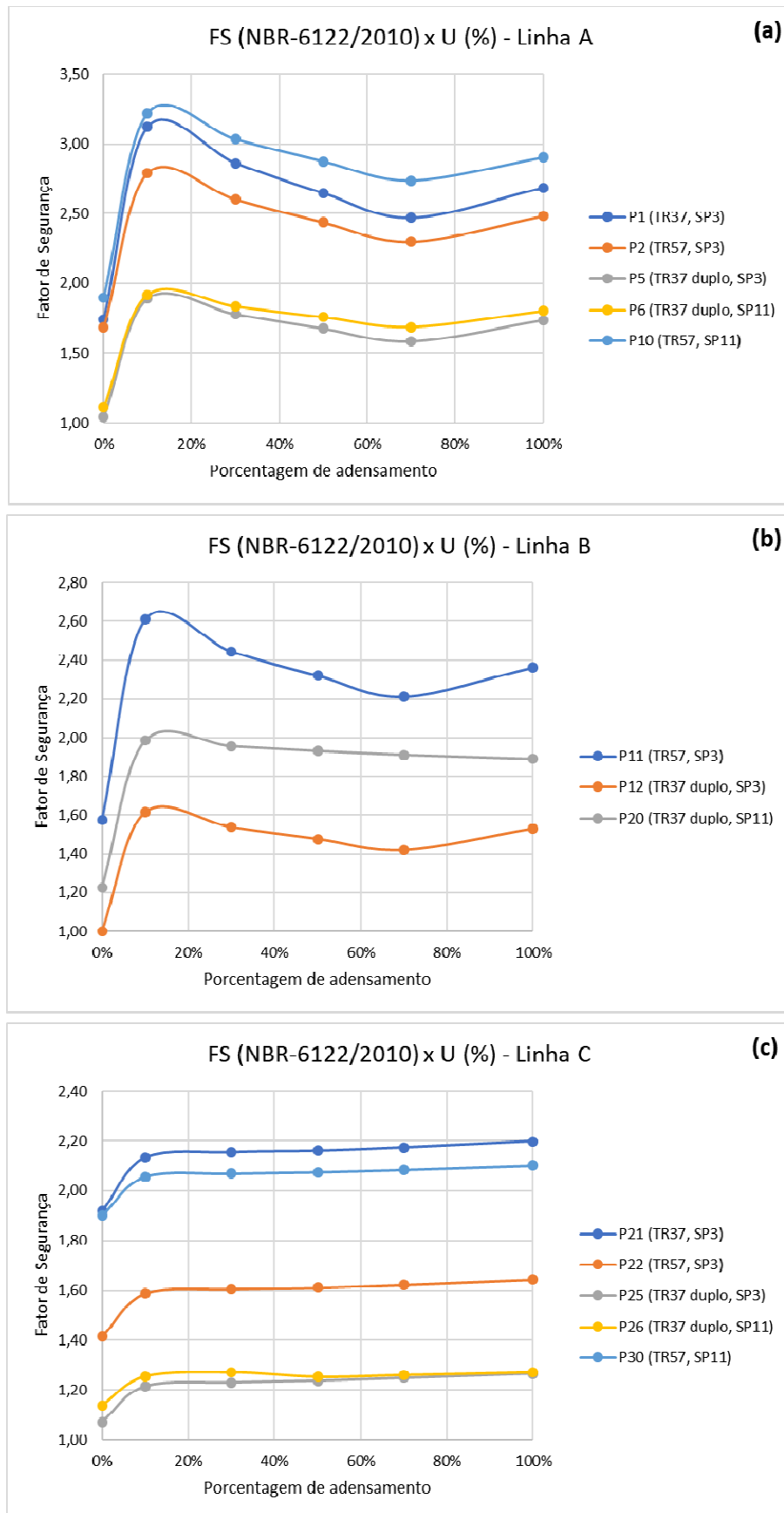
A capacidade de carga ao longo do tempo foi avaliada pelo método teórico da API. No início do processo, quando a porcentagem do fenômeno ocorrido ainda é pequena, a mobilização do atrito positivo se dá ao longo de todo o fuste, sendo um fator favorável à maior capacidade de carga. Por outro lado, neste momento, as tensões efetivas são ainda as iniciais do depósito, sendo um fator desfavorável à estimativa de uma maior capacidade de carga.

Com a evolução do processo, ocorre o atrito negativo e apenas uma parte do fuste da estaca contribui com a resistência, e a outra parte contribui para o aumento do carregamento. Com a evolução do fenômeno do adensamento, as tensões efetivas aumentam, aumentando a resistência de ponta e o atrito unitário positivo, sendo este um aspecto favorável à maior capacidade de carga. No entanto, o atrito negativo também aumenta com o tempo e, portanto, a carga total atuante no ponto neutro. Assim, o fator de segurança, que depende tanto da capacidade de carga (numerador) como da maior carga atuante (denominador), vai variar. A autora, neste item, procurou avaliar a variação do fator de segurança ao longo do processo. A autora utilizou duas expressões para esta estimativa de segurança, como se verá adiante.

Sendo o fator de segurança uma relação entre a capacidade de carga e as cargas atuantes, embora seu valor varie com o tempo, não se pode afirmar em que instante seu valor seria menor. No Anexo E, tem-se uma tabela comparativa com os valores calculados para fator de segurança utilizando duas expressões distintas. Neste item são apresentados gráficos resumindo, de forma direta, estes resultados. Desta forma, a autora procurou facilitar a visualização da evolução do fator de segurança ao longo do tempo.

A Figura 58 (a, b, c) ilustra a variação do fator de segurança com o tempo para as estacas dos três alinhamentos estudados. Nesta figura, o fator de segurança foi avaliado pela equação (51), mostrada no item 3.3, expressão atualizada em 2010 na norma NBR6122.

Figura 58: Fator de Segurança calculado pela NBR6122/2010 ao longo do tempo

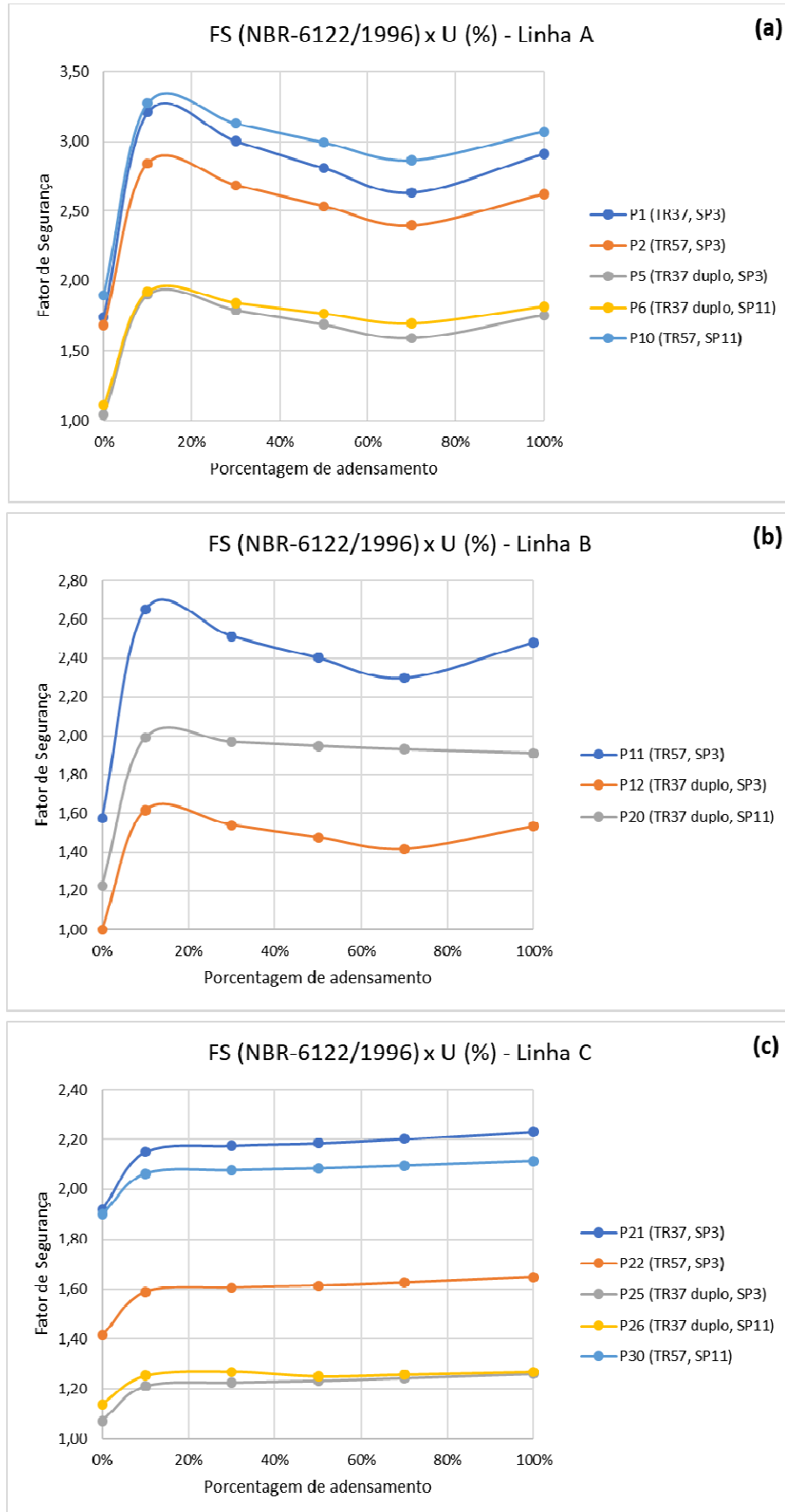


Observa-se um padrão diferente de comportamento entre as linhas A e B e a linha C. No caso das linhas A e B, os fatores de segurança inicialmente aumentam, com a porcentagem de adensamento, e depois reduzem, para depois voltar a crescer. A autora considera que este comportamento pode estar também associado a um acréscimo de S_u em excesso ao real. Apenas através de um caso instrumentado e com medidas de S_u em vários tempos poderia elucidar esta ocorrência.

A Figura 59 (a, b, c) ilustra a variação do fator de segurança com o tempo para as estacas dos três alinhamentos estudados. Nesta figura o fator de segurança foi avaliado pela expressão da NBR 6122 (1996), explicitada na equação (52), mostrada no item 3.3, que majora o atrito negativo em 1,5.

Observou-se o mesmo padrão de comportamento, com uma ligeira tendência de fatores de segurança maiores com a expressão da norma de 1996 (equação (52)), sendo a equação (51) mais conservativa.

Figura 59: Fator de Segurança ao longo do tempo, de acordo com NBR6122/1996



5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

O objetivo desta pesquisa foi elaborar a previsão do atrito negativo num caso de obra contemplando uma argila extremamente compressível, que tem manifestado patologias em diversas obras civis, incluindo as fundações.

Procurou-se acompanhar o desenvolvimento do atrito negativo com o tempo, a posição do ponto neutro, a influência do adensamento secundário, bem como a avaliação do fator de segurança com o tempo em três alinhamentos distintos.

Esta previsão foi procedida para um estaqueamento em estacas metálicas tipo trilho em um depósito de argila muito mole da Baixada de Jacarepaguá, mais especificamente, na Barra da Tijuca, às margens da Av. Ayrton Senna. As principais conclusões são resumidas a seguir.

5.1 Quanto à evolução do ponto neutro ao longo do tempo

- i) Em decorrência da alta compressibilidade do solo, o ponto neutro neste estudo de caso tendeu a se aprofundar em todo o período de tempo estimado;
- ii) O valor de profundidade relativa do ponto neutro, sugerido por Endo et al (1969), de cerca de 0,75, é inadequado para a estimativa de atrito negativo no depósito argiloso de Jacarepaguá, de baixíssima consistência. A profundidade relativa do ponto neutro, neste caso, se aproxima de 1.

5.2 Quanto à comparação da magnitude do atrito negativo entre diferentes métodos

- i) Os valores muito diferentes de atrito negativo entre o procedimento proposto e os demais métodos para as linhas A e B se deve, muito provavelmente, ao fato de uma estimativa excessiva do ganho de
- ii) resistência, ou seja, do valor de S_u com o tempo;
- iii) Apesar dos valores de atrito negativo muito maiores calculados pela API, a argila em questão é muito compressível, ocasionando recalques excessivos. Em vista desta observação, considera-se adequada a

consideração de uma maior segurança, utilizando-se um o valor mais conservativo para os projetos na região da Baixada de Jacarepaguá.

5.3 Quanto à influência da compressão secundária

- i) Observou-se que o aprofundamento na localização do ponto neutro foi pouco significativo nas linhas A e B, e um pouco mais expressiva na linha C;
- ii) De forma análoga, a influência da compressão secundária na avaliação do atrito negativo foi mais significativa no alinhamento C;
- iii) O aumento do valor do atrito negativo com a compressão secundária pode ser atribuído, principalmente, à maior espessura de aterro considerada nesta estimativa. Portanto, o efeito da compressão secundária mostrou-se desprezível.

5.4 Quanto à verificação dos fatores de segurança ao longo do tempo

- i) Conforme o fenômeno do adensamento ocorre, apesar da capacidade de carga aumentar pelo acréscimo da tensão efetiva, o ponto neutro se aprofunda e o atrito negativo aumenta, diminuindo o fator de segurança ao longo do processo;
- ii) Enquanto nas linhas A e B o fator de segurança é maior num tempo intermediário, ou seja, ele aumenta e depois diminui, na linha C o aumento foi observado de forma contínua;
- iii) Apesar das diferenças nas propostas das versões da NBR 6122 (1996) e (2010), os fatores de segurança encontrados, para este caso de obra, são equivalentes.

5.5 Sugestões para pesquisas futuras

- i) Avaliação de um caso de obra instrumentado, com medições ao longo do tempo;
- ii) Avaliação do atrito negativo ao longo do tempo para efeito de grupo;
- iii) Avaliação do comportamento do atrito negativo ao longo do tempo em outras obras na região da Baixada de Jacarepaguá, a fim de criar um

banco de dados amplo, para uma adequada calibração dos métodos de cálculo existentes e utilizados usualmente.

REFERÊNCIAS

- AOKI, N., & VELLOSO, D. (1975). An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles. *Pan American CSMFE*, v.1, p.367-376. Buenos Aires, Argentina.
- API. (2003). *Recommended Practice for Planning, Designing and Construction Fixed Offshore Platforms*. Washington: API Publishing Services.
- BALDEZ, B. (2013). Avaliação dos parâmetros de compressibilidade da camada de argila mole da Baixada de Jacarepaguá, após longo período de sobrecarga de aterro. *Dissertação de Mestrado*. Rio de Janeiro, RJ, Brasil: Universidade do Estado do Rio de Janeiro.
- BEGEMANN, H. K. (1969). Negative skin friction on a single pile. *7th ICSMFE, Special Session on Negative Skin Friction*, (p. paper nº1). México.
- BJERRUM, L. (1973). Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays. *8th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, (p. Seção Especial 8). Moscou.
- BJERRUM, L., JOHANNESSEN, I., & EIDE, O. (1969). Reduction of Negative Skin Friction on Steel Piles to Rock. *7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. México.
- BOWLES, J. (1968). *Foundations analysis and design*. New York: McGraw-Hill.
- BOZOZUK, M. (1970). Field observations of negative skin friction loads on long piles in marine clay. *Conference on Design and Installation of Pile Foundations and Cellular Structures* (pp. 13-15). Bethlehem: Lehigh University.
- BOZOZUK, M. (1972). Downdrag measurements on a 160-ft floating pipe pile in marine clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 127-136.
- BOZOZUK, M. (1981). Bearing capacity of a pile preloaded by downdrag. *10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (pp. 631-636). Estocolmo.

- BRINCH HANSEN, J. (1968). A theory for skin friction on piles. Em D. G. Institute, *Cop Bulletin 25* (pp. 5 - 12).
- BUISSON, M., AHU, J., & HABIB, P. (1960). Le frottement négatif. *AITBTP - Comité Français de la Mécanique des Sols*, (pp. 30-46).
- BURLAND, J. (1973). Shaft friction of piles in clay - a simple fundamental approach. *Ground Engineering*, v. 6, n.3.
- CABRAL, S. (1979). Mapeamento geológico-geotécnico da Baixada de Jacarepaguá e maciços circunvizinhos. *Dissertação de Mestrado*. Rio de Janeiro, RJ, Brasil: Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- CARNEIRO, R. (2014). Previsão de comportamento da argila mole da Baixada de Jacarepaguá: o efeito da submersão do aterro e do adensamento secundário. *Dissertação de mestrado*. Rio de Janeiro, RJ, Brasil: Universidade de Estado do Rio de Janeiro.
- CARNEIRO, R. (2017). *Comunicação Pessoal*.
- CHANDLER, R. (1966). Discussion. *I.C.E. Conference on Large Bored Piles*, p.95-97. Londres.
- CHANDLER, R. (1968). The shaft friction of piles in cohesive soils in term of effective stress. *Civil Engineering an Public Works Review*, v. 63, n. 1, p. 48-51. Londres.
- CLEMENTE, F. (1981). Downdrag on bitumen coated piles in a warm climate. *10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2, pp. 673-676. Estocolmo.
- COGNON, J. (1972). Measure in situ du frottement négatif. *ALTSTP*, nº 293, pp. 1 - 12.
- DANZIGER, B. R. (1997). *Estudos Geotécnicos para a Obra do Centro Comercial de Serviços BarraExpress*. Rio de Janeiro.
- DANZIGER, B. R. (1998). *Análise das Medições de Deslocamentos em Placas de Recalque e Inclínômetros em Terreno da R2 Engenharia na Av. Ayrton Senna*. Rio de Janeiro.

- DANZIGER, B. R., & FERREIRA, J. S. (2000). Back-analyses of steel pile driving records for quality assurance. *Application of Stress-Wave Theory to Piles*, (pp. 657-663). Balkema, Rotterdam.
- DAS, B. M. (2007). *Fundamentos de Engenharia Geotécnica*. São Paulo: Thomson Laearning.
- DE BEER, E., & WALLAYS, M. (1968). Quelques problèmes que posent les fondations sur pieux dans les zones portuaires . *La Technique des Travaux*.
- DÉCOURT, L., & QUARESMA, A. (1978). Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. *CBMSEF*, v.1, p.45-53. Rio de Janeiro, Brasil.
- ELMASRY, M. (1963). *The negative skin friction on bearing piles*. Zurique, Suíça: Tese apresentada no Swiss Federal Institute of Technology.
- ENDO, M., MINOU, A., KAWASAKI, T., & SHIBATA, T. (1969). Negative Skin Friction Acting on Steel Pipe in Clay. *7th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, 2, pp. 85-92. México.
- FELLENIOUS, B. (1971). *Negative Skin Friction on Long Piles Driven in Clay*. Results of full scale investigation on instrumented piles, Swedish Geotechnical Institute, Estocolmo.
- FELLENIOUS, B. (2006). Results from long-term measurement in piles of drag load and downdrag. *Canadian Geotechnical Journal*, 409-430.
- FELLENIOUS, B. H. (1972). Downdrag on piles in clay due to negative skin friction. *Canadian Geotechnical Journal*, 323-337.
- FELLENIOUS, B., & BROMS, B. (1969). Negative skin friction for long piles driven in clay. *7th ICSMFE*, (pp. 93 - 97). México.
- FLEMING, K., WELTMAN, A., RANDOLPH, M., & ELSON, K. (2009). *Piling Engineering*. New York: Taylor & Francis.
- GARLANGER, J. (1973). Prediction of the downdrag load at Culter Circle bridge. *Symp. on Downdrag of Piles*. MIT.

- GOOGLE MAPS. (maio de 2017). Fonte:
<https://www.google.com.br/maps/place/Av.+Ayrton+Senna,+3419+-+Barra+da+Tijuca,+Rio+de+Janeiro+-+RJ/@-22.9812539,-43.3660286,260m/data=!3m1!1e3!4m5!3m4!1s0x9bda2c8216ec41:0x3c1f452802cd589!8m2!3d-22.9808716!4d-43.3660141!6m1!1e1>
- HONG, Y., NG, C., ASCE, F., CHEN, Y., WANG, L., & CHAN, V. (2016). Field study of downdrag and dragload of bored piles in consolidating ground. *ASCE*.
- HORVART, E., & VAN DER VEEN, C. (1977). Negative Skin Friction and Safety Analysis of Piles. *9th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, (pp. 551-554). Tóquio.
- INDRARATNA, B., BALASUBRAMANIAM, A., PHAMVAN, P., & WONG, Y. (1992). Development of negative skin friction on driven piles in soft Bangkok clay . *Canadian Geotechnical Journal*, 393-404.
- JOHANNESSEN, I. J., & BJERRUM, L. (1965). Measurement of the Compression of a Steel Pile to Rock due to Settlement of the Surrounding Clay. *6th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, pp. 261-264.
- JOHNSON, S., & KAVANAGH, T. (1968). *The design of foundations for buildings*. Mc Graw Hill Book Co.
- KÉRISEL, J. (1961). Fondations profondes en milieu sableux: variation de la force portante limite en fonction de la densité, de la profondeur, du diamètre et de la vitesse d'enfoncemnt. *ICSMFE*, (pp. 73-83). Paris.
- KÉZDI, A. (1975). Pile Foundations. Em H. WINTERKORN, & H. FANG, *Foundation Engineering Handbook* (pp. 556 - 600). Van Nostrand Reinhold.
- LEUNG, C., RADHAKRISHNAN, R., & TAN, S. (1991). Performance of precast driven piles in marine clay. *ASCE*, 637 - 657.
- LITTLE, J. (1994). Downdrag on piles: Review and recent experimentation. *Proc., Settlement '94: Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankment*, (pp. 1805 - 1826).

- LONG, R., & HEALY, K. (1974). *Final Report on Negative Skin Friction on Piles*. School of Engineering - The University of Connecticut.
- MORETTO, O., & BOLOGNESI, A. (1959). Pile foundation stressed by negative friction. *First Pan. Am. Conf.*, (pp. 315-329). México.
- NG, C., CHAN, S., & LAM, S. (2005). Keynote paper: Centrifuge and numerical modeling of shielding effects on piles in consolidating soil. *Recent Developments of Geotechnical Engineering in Soft Ground, 2nd China-Japan Geotechnical Symp.*, (pp. 7 - 19). Tokyo.
- NG, C., POULOS, H., CHAN, V., LAM, S., & CHAN, G. (2008). Effects of tip location and shielding on piles in consolidating ground. *ASCE*, 1245 - 1260.
- POULOS, H., & DAVIS, E. (1975). Prediction of downdrag forces in end bearing piles. *ASCE*, 189 - 205.
- POULOS, H., & MATTES, N. (1969). The analysis of downdrag in end bearing piles. *7th ICSMFE*, (pp. 203 - 209). México.
- SALAS, J., & BELZUNCE, J. (1965). Résolution théorique de la distribution des forces dans des pieux. *6th ICSMFE*, (pp. 309 - 313). Montréal.
- SALOMÃO, V. N. (1979). Atrito Negativo. *Projeto Final de Graduação*. São Paulo: USP.
- SANTOS NETO, P. (1981). Métodos de Cálculo de Atrito Negativo em Estacas - Estudo e Discussão. *Dissertação de Mestrado*. Rio de Janeiro, RJ, Brasil: Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- SOARES, M. (1974). *Notas de aula*. COPPE/UFRJ.
- SORENSEN, T., & HANSEN, J. B. (1957). An investigation based on dimensional considerations and statistical analysis. *Pile driving formulae, vol.2*, pp. 61-65. Londres.
- SOUSA PINTO, C. (2006). *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. São Paulo: Oficina de Textos.

- SULTAN, H. (1969). Downdrag on Piles. *7th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, (p. seção especial 8). México.
- TERZAGHI, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. Nova Iorque: John Wiley & Sons.
- TERZAGHI, K., & PECK, R. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Nova Iorque: John Wiley and Son.
- TOMLINSON, M. (1971). Adhesion of piles in stiff clays. *C.I.R.I.A. Report n. 26*. Londres.
- TOMLINSON, M. (1994). *Pile Design and Construction Practice, 4 ed.* Londres: E&F.N Spon.
- TORSTENSON, B. A. (1973). The Behaviour of a Cohesion Pile Group in Soft Clay. *8th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, (pp. 237-242). Moscou.
- VELLOSO, D., & LOPES, F. (2010). *Fundações*. São Paulo: Oficina de Textos.
- VELLOSO, P. (1981). Estacas em solo: dados para a estimativa do comprimento. *Ciclo de Palestras sobre estacas escavadas*. Rio de Janeiro, Brasil: Clube de Engenharia.
- VERRUIJT, A. (1969). A simplified elastic method for the calculation of negative skin friction on piles. *7th ICSMFE, Special Session on Negative Skin Friction*, (p. paper nº 5). México.
- VESIC, A. (1977). Design of Pile Foundations. *National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Practice*. Washington D.C., Estados Unidos: Transportation Research Board.
- VITOR, K. (2012). Verificação do desempenho do ensaio de adensamento CRS comparado ao SIC. *Dissertação de mestrado*. Rio de Janeiro, Brasil: UERJ, Faculdade de Engenharia.
- WALKER, L. K., LE, P., & DARVALLI, L. (1973). Dragdown on coated and uncoated piles. *8th Internacional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 2*, pp. 257-262. Moscou: USSR National Society for Soils Mechanics and Foundation Engineering.

ZEEVAERT, L. (1959). Reduction of point bearing capacity of piles because of negative friction. *Congresso Panamericano de Mecânica de Suelos y Cimentaciones*, (pp. 331-347). México.

ZEEVAERT, L. (1972). *Foundation Engineering for difficult subsoil conditions*. New York: Van Nostrand Reinhold.

ZEEVAERT, L. (1983). *Foundation Engineering: For Difficult Subsoil Conditions*. Nova Iorque: Van Nostrand Reinhold Company Inc.

ANEXO A: MÉTODO TEÓRICO DESENVOLVIDO PELA API

A American Petroleum Institute (API) desenvolve diversas normas para a boa prática da engenharia geotécnica em obras offshore. A utilização da formulação teórica com os dados práticos obtidos ao longo dos anos, faz que suas normas sejam sempre atualizadas e condizentes com o que ocorre nas obras. Este anexo é um apanhado das principais recomendações da API-RP2A (API, 2003). Uma vez conhecido os parâmetros geotécnicos do solo, o cálculo da capacidade de carga feito por eles é de simples aplicação.

A capacidade de carga axial Q de uma estaca pode ser determinada pela equação (56):

$$Q = fA_s + qA_p \quad (56)$$

Onde f é a resistência lateral unitária (kPa), A_s é área lateral do fuste (m^2), q é a capacidade de carga na ponta unitária (kPa) e A_p é a área da ponta da estaca (m^2). A área da ponta deve ser observada, pois, algumas estacas possuem efeito de embuchamento.

Na determinação da capacidade de carga de uma estaca, é preciso considerar as deformações relativas entre solo-estaca, assim como a compressibilidade global do sistema. A equação (56) assume que toda a resistência lateral e toda resistência de ponta são mobilizados simultaneamente. Entretanto, os incrementos de resistência lateral ao longo da estaca não são necessariamente mobilizados diretamente, e nem a resistência de ponta é mobilizada assim que o último incremento de resistência lateral é acionado. Em alguns casos, esse efeito dará valores de capacidade de carga inferiores aos calculados pela equação (56).

A. Resistência lateral e resistência de ponta em solos coesivos

A resistência lateral unitária de estacas embutidas em solos coesivos deve ser calculada com a equação (61) e sua unidade de medida é kPa.

$$f = \alpha S_u \quad (57)$$

Onde α é um fator adimensional e S_u é a resistência não drenada do solo no ponto analisado. O valor de α é sempre menor ou igual a 1,0 e depende das condições encontradas nas equações (58) e (59):

$$\alpha = 0,5\psi^{-0,5} \therefore \psi \leq 1,0 \quad (58)$$

$$\alpha = 0,5\psi^{-0,25} \therefore \psi > 1,0 \quad (59)$$

O valor de ψ é a relação $\frac{S_u}{\sigma'_v}$ do ponto estudado. Para argilas sub adensadas (argilas com excesso de poropressão ainda em processo de dissipação, ou seja, o fenômeno de adensamento em curso), α pode ser utilizado com o valor de 1. Por causa da falta de provas de carga em solos que possuam $\frac{S_u}{\sigma'_v} > 3$, as equações (58) e (59) devem ser utilizadas com cautela e com o julgamento de engenharia adequado.

Para estacas muito longas, algumas reduções de capacidade de carga são esperadas, particularmente onde a resistência lateral diminuir para um valor residual menor no deslocamento contínuo.

No solo coesivo a resistência de ponta unitária será calculada pela equação (60) e sua unidade de medida será kPa.

$$q = 9S_u \quad (60)$$

B. Resistencia lateral e resistência de ponta em solos não coesivos

A resistência lateral unitária de estacas embutidas em solos não coesivos é obtido com a equação (61) e sua unidade de medida é kPa.

$$f = K\sigma'_v \tan \delta \quad (61)$$

Onde K é o coeficiente de empuxo, σ'_v é a tensão efetiva na profundidade estudada e δ é o ângulo de atrito entre solo-estaca.

Para estacas de ponta aberta, é usual utilizar o $K = 0,80$, tanto para carregamentos de compressão quanto de tração. Valores de K para estacas de ponta fechada o valor assumido é de 1. A Tabela 12 possui alguns valores de δ usuais, caso não se tenha este dado da obra estudada. Para estacas longas f não crescerá indefinidamente ao longo da profundidade. Faz-se necessário verificar os valores limites explicitados na Tabela 12.

A resistência de ponta unitária, em solos não-coesivos, será calculada pela equação (62) e sua unidade de medida é kPa.

$$q = \sigma'_v N_q \quad (62)$$

Onde σ'_v é a tensão efetiva vertical na ponta da estaca e N_q é um fator adimensional de capacidade de carga especificado na Tabela 12.

Tabela 12: Parâmetros de projeto para solos não-coesivos

Densidade	Descrição do solo	δ (°)	$f_{m\acute{a}x}$ (kPa)	N_q	$q_{m\acute{a}x}$ (MPa)
Muito fofo	Areia				
Fofo	Areia-siltosa / Silte-arenoso	15	47,8	8	1,9
Médio	Silte				
Fofo	Areia				
Médio	Areia-siltosa / Silte-arenoso	20	67,0	12	2,9
Denso	Silte				
Médio	Areia				
Denso	Areia-siltosa / Silte-arenoso	25	81,3	20	4,8
Denso	Areia				
Muito denso	Areia-siltosa / Silte-arenoso	30	95,7	40	9,6
Denso	Pedregulho				
Muito denso	Areia	35	114,8	50	12,0

Fonte: (API, 2003)

Os parâmetros listados na Tabela 12 devem ser utilizados como guia, apenas. Quando existir informações mais detalhadas como: ensaios de cone, ensaios de cisalhamento com amostras de boa qualidade, ensaios em modelos reduzidos e registros de cravação de estaca, os valores ensaiados são vistos como mais confiáveis e representativos. Nem todos os solos estarão bem representados, por exemplo, siltes muito fofos ou solos que possuam grandes quantidades de mica ou sedimentos vulcânicos, precisarão de ensaios laboratoriais ou de campo, para a melhor aferição de suas propriedades.

Areias que contém carboneto de cálcio também requerem atenção, pois, pesquisas já demonstraram que estacas cravadas nesse tipo de solo possuem parâmetros de resistência substancialmente menores que os valores demonstrados na Tabela 12. As suas características são muito variadas e o local deverá ditar os parâmetros de projeto selecionados.

Outro exemplo são os solos cimentados que possuem capacidade de carga na ponta alta, mas em compensação a resistência lateral da estaca é diminuída. Essas variações de comportamento de diferentes solos podem ser encontrados de forma mais detalhada na API (2003).

ANEXO B: INFORMAÇÕES DAS ESTACAS DA OBRA

Tabela 13: Estacas da obra

Estaca	Carga (kN)	Tipo	Nega (m)	L (m)	Comprimento cravado (m)	areia (m)	argila (m)	Sondagem mais próxima	Data de cravação
P1	127,49	TR37	0,015	9,66	7,00	3,50	3,50	SP3	18/03/1998
P2	254,97	TR57	0,010	10,00	8,00	4,50	3,50	SP3	19/03/1998
P3	235,36	TR57	0,012	10,00	7,40	3,90	3,50	SP3	19/03/1998
P4	235,36	TR57	0,015	10,00	7,45	3,95	3,50	SP3	19/03/1998
P5	411,88	TR37 duplo	0,010	8,00	7,10	3,60	3,50	SP3	20/03/1998
P6	470,72	TR37 duplo	0,015	8,00	7,10	4,53	2,57	SP11	20/03/1998
P7	470,72	TR37 duplo	0,012	8,00	7,00	4,43	2,57	SP11	20/03/1998
P8	470,72	TR37 duplo	0,015	8,00	7,10	4,53	2,57	SP11	23/03/1998
P9	490,34	TR37 duplo	0,014	8,00	7,10	4,53	2,57	SP11	23/03/1998
P10	225,55	TR57	0,013	8,00	7,20	4,63	2,57	SP11	23/03/1998
P11	225,55	TR57	0,010	8,00	7,25	3,75	3,50	SP3	27/03/1998
P12	460,91	TR37 duplo	0,015	8,00	7,20	3,70	3,50	SP3	26/03/1998
P13	411,88	TR37 duplo	0,012	8,00	7,25	3,75	3,50	SP3	26/03/1998
P14	411,88	TR37 duplo	0,010	8,00	7,20	3,70	3,50	SP3	26/03/1998
P15a	416,78	TR37 duplo	0,010	8,00	7,15	3,65	3,50	SP3	26/03/1998
P15b	416,78	TR37 duplo	0,012	8,00	7,10	3,60	3,50	SP3	26/03/1998
P16a	470,72	TR37 duplo	0,012	8,00	7,05	4,48	2,57	SP11	25/03/1998
P16b	470,72	TR37 duplo	0,010	8,00	7,05	4,48	2,57	SP11	25/03/1998
P17a	470,72	TR37 duplo	0,010	8,00	7,05	4,48	2,57	SP11	25/03/1998
P17b	470,72	TR37 duplo	0,012	8,00	7,05	4,48	2,57	SP11	25/03/1998
P18a	470,72	TR37 duplo	0,010	8,00	7,10	4,53	2,57	SP11	25/03/1998
P18b	470,72	TR37 duplo	0,016	8,00	7,10	4,53	2,57	SP11	25/03/1998
P19a	480,53	TR37 duplo	0,012	8,00	7,05	4,48	2,57	SP11	24/03/1998
P19b	480,53	TR37 duplo	0,014	8,00	7,05	4,48	2,57	SP11	24/03/1998
P20	421,69	TR37 duplo	0,005	8,00	7,05	4,48	2,57	SP11	24/03/1998
P21	127,49	TR37	0,013	8,00	7,35	3,85	3,50	SP3	27/03/1998
P22	254,97	TR57	0,015	8,00	7,30	3,80	3,50	SP3	27/03/1998
P23	235,36	TR57	0,014	8,00	7,30	3,80	3,50	SP3	27/03/1998
P24	235,36	TR57	0,012	8,00	7,30	3,80	3,50	SP3	27/03/1998
P25	411,88	TR37 duplo	0,012	8,00	7,20	3,70	3,50	SP3	30/03/1998
P26	470,72	TR37 duplo	0,005	8,00	7,20	4,63	2,57	SP11	30/03/1998
P27	470,72	TR37 duplo	0,010	8,00	7,10	4,53	2,57	SP11	30/03/1998
P28	470,72	TR37 duplo	0,016	8,00	7,00	4,43	2,57	SP11	30/03/1998
P29	490,34	TR37 duplo	0,013	8,00	7,10	4,53	2,57	SP11	31/03/1998
P30	225,55	TR57	0,014	8,00	7,20	4,63	2,57	SP11	31/03/1998

ANEXO C: FÓRMULA DINAMARQUESA (DANISH FORMULA)

Soresen e Hansen (1957) propuseram a fórmula dinamarquesa que é largamente utilizada para previsão da capacidade de carga das estacas metálicas no momento em que são cravadas. A fórmula já foi utilizada por outros autores que comprovaram sua acurácia. Dentre eles, Danziger e Ferreira (2000) compararam os valores encontrados pela fórmula com programas de equação da onda e obtiveram bons resultados.

A fórmula dinamarquesa é descrita pelas seguintes equações:

$$Q_u = \frac{\eta GH}{S + 0,5S_e} \quad (63)$$

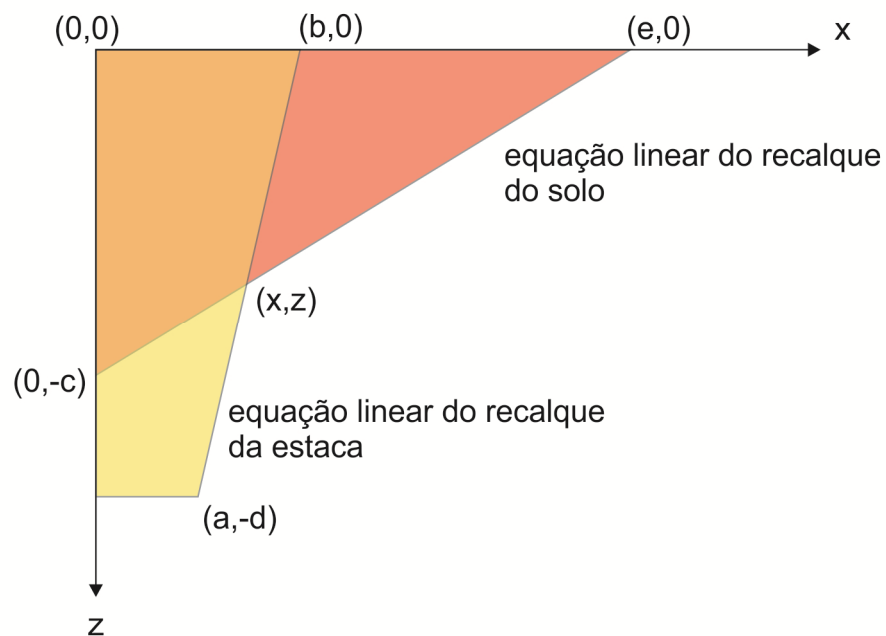
$$S_e = \sqrt{\frac{2\eta W_h HL}{AE}} \quad (64)$$

Onde Q_u é o valor da capacidade de carga dinâmica da estaca cravada, η é a eficiência do martelo de cravação (%), G é o peso do martelo (kN), H é a altura de queda do martelo (m), S é a nega da estaca equivalente a um golpe (m), S_e é o deslocamento elástico do fuste (m), L é o comprimento total da estaca (m), A é a área da seção da estaca (m²) e E é o módulo de elasticidade da estaca (kPa).

ANEXO D: FÓRMULA DA LOCALIZAÇÃO DO PONTO NEUTRO

Nesta dissertação a autora utilizou um procedimento para a estimativa do ponto neutro que consiste na determinação do perfil do recalque do solo e da estaca com a profundidade e na determinação da profundidade em que estes recalques são iguais. A seguir encontra-se o desenvolvimento das expressões que foram utilizadas nas planilhas desenvolvidas para as estimativas das diversas etapas dos cálculos elaborados. Na Figura 60, são explicitados os pontos coordenados principais que ajudarão a caracterizar as equações de variação do solo e da estaca.

Figura 60: Pontos coordenados estudados



Supondo que a equação linear do recalque do solo possui o valor genérico de:

$$z = \alpha x + \beta \quad (65)$$

Os dois pontos coordenados conhecidos para o solo são $(0,-c)$ e $(e,0)$. Respectivamente, no final da camada compressível, onde a profundidade é $-c$ e o recalque é 0; e na superfície do terreno onde a profundidade é 0 e o recalque é máximo com valor e .

Substituindo os valores conhecidos na equação (43), tem-se:

$$0 = e\alpha + \beta \quad (66)$$

$$\beta = -e\alpha \quad (67)$$

$$-c = 0\alpha + \beta \quad (68)$$

$$\beta = -c \quad (69)$$

Se igualar (67) e (69), tem-se:

$$-c = -e\alpha \quad (70)$$

$$\alpha = \frac{c}{e} \quad (71)$$

Logo, a equação geral para o recalque do solo ao longo da profundidade será:

$$z = \frac{c}{e}x - c \quad (72)$$

Supondo que a equação linear do recalque da estaca possui o valor genérico de:

$$z = \gamma x + \delta \quad (73)$$

Para a estaca, os dois pontos conhecidos são (b,0) e (a,-d). Quando o recalque no topo da estaca é b, a profundidade é 0 e quando o recalque na ponta da estaca é a, a profundidade equivale ao comprimento cravado da estaca no valor de d. Substituindo os valores conhecidos na equação (73), tem-se:

$$0 = b\gamma + \delta \quad (74)$$

$$\delta = -b\gamma \quad (75)$$

$$-d = a\gamma + \delta \quad (76)$$

$$\delta = -d - a\gamma \quad (77)$$

Igualando as equações (75) e (77):

$$-b\gamma = -d - a\gamma \quad (78)$$

$$\gamma = -\frac{d}{a-b} \quad (79)$$

Substituindo (79) em (77), tem-se:

$$\delta = \frac{bd}{a-b} \quad (80)$$

Assim, a equação geral para o recalque da estaca ao longo da profundidade será:

$$z = -\frac{d}{a-b}x + \frac{bd}{a-b} \quad (81)$$

Para encontrar no eixo coordenado das ordenadas a profundidade do ponto neutro basta igualar as equações (72) e (81), obtendo-se assim as equações simplificadas seguintes:

$$x = \frac{bde + cae - cbe}{ca - cb + de} \quad (82)$$

$$z = \frac{c^2a - c^2b + cbd}{ca - cb + de} - c \quad (83)$$

O valor de x é o valor do recalque no ponto neutro (valor igual de recalque no solo e na estaca) e o valor de z é a profundidade do ponto neutro.

ANEXO E: COMPARAÇÃO ENTRE FATORES DE SEGURANÇA

Este anexo indica os valores de fator de segurança ao longo do tempo com a utilização da equação (51) e da equação (52), mostradas no item 3.3. No corpo da dissertação são apresentados a Figura 58 e a Figura 59 cujos valores foram extraídos da Tabela 14, mostrada a seguir.

Tabela 14: Comparação entre fatores de segurança ao longo do tempo

Estaca	Carga atuante (kN)	Tipo	Área (m ²)	Inicial		com ponto neutro, 10%			com ponto neutro, 30%			com ponto neutro, 50%			com ponto neutro, 70%			100%		
				FS ¹	FS ²	AN (kN)	FS ¹	FS ²	AN (kN)	FS ¹	FS ²	AN (kN)	FS ¹	FS ²	AN (kN)	FS ¹	FS ²	AN (kN)	FS ¹	FS ²
P1	127,49	TR37	0,0112	1,74	1,74	6,73	3,12	3,21	13,21	2,86	3,00	18,16	2,65	2,81	21,62	2,47	2,63	24,50	2,68	2,91
P2	254,97	TR57	0,0170	1,68	1,68	9,87	2,79	2,84	19,41	2,60	2,69	26,68	2,44	2,54	31,77	2,30	2,40	36,00	2,48	2,62
P5	411,88	TR37 duplo	0,0224	1,04	1,04	9,70	1,89	1,90	19,19	1,78	1,79	26,39	1,68	1,69	31,44	1,58	1,59	35,63	1,74	1,76
P6	470,72	TR37 duplo	0,0224	1,11	1,11	6,75	1,92	1,92	13,68	1,83	1,84	19,13	1,76	1,77	23,12	1,69	1,70	26,66	1,80	1,82
P10	225,55	TR57	0,0170	1,90	1,90	6,89	3,22	3,27	13,86	3,03	3,13	19,36	2,88	2,99	23,37	2,74	2,87	26,95	2,90	3,07
P11	225,55	TR57	0,0170	1,58	1,58	8,33	2,61	2,65	16,31	2,45	2,51	22,31	2,32	2,40	26,87	2,21	2,30	31,28	2,36	2,48
P12	460,91	TR37 duplo	0,0224	1,00	1,00	8,08	1,61	1,62	16,10	1,54	1,54	22,05	1,48	1,48	26,57	1,42	1,42	30,94	1,53	1,53
P20	421,69	TR37 duplo	0,0224	1,23	1,23	5,70	1,98	1,99	11,06	1,96	1,97	15,53	1,93	1,95	18,99	1,91	1,93	22,43	1,89	1,91
P21	127,49	TR37	0,0112	1,92	1,92	3,52	2,13	2,15	4,12	2,15	2,18	4,83	2,16	2,19	5,53	2,17	2,20	6,23	2,20	2,23
P22	254,97	TR57	0,0170	1,41	1,41	5,04	1,59	1,59	6,00	1,60	1,61	7,07	1,61	1,61	8,10	1,62	1,63	9,14	1,64	1,65
P25	411,88	TR37 duplo	0,0224	1,07	1,07	4,80	1,21	1,21	5,78	1,23	1,23	6,81	1,24	1,23	7,80	1,25	1,24	9,02	1,27	1,26
P26	470,72	TR37 duplo	0,0224	1,14	1,14	2,48	1,25	1,25	3,44	1,27	1,27	3,74	1,25	1,25	4,28	1,26	1,26	4,87	1,27	1,27
P30	225,55	TR57	0,0170	1,90	1,90	2,82	2,06	2,06	3,35	2,07	2,08	3,88	2,08	2,08	4,41	2,08	2,10	4,84	2,10	2,11

Notas: ¹ NBR6122-2010
² NBR6122-1996