



UNIVERSIDADE FERDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

FRANCISCO VLADSON CARDINS GOMES FILHO

**PROPOSTA DE METODOLOGIAS DE PREVISÃO DE RECALQUES DE
GRUPOS DE ESTACAS UTILIZANDO FUNÇÕES DE TRASNFERÊNCIA DE
CARGA**

FORTALEZA

2020

FRANCISCO VLADSON CARDINS GOMES FILHO

PROPOSTA DE METODOLOGIAS DE PREVISÃO DE RECALQUES DE GRUPOS
DE ESTACAS UTILIZANDO FUNÇÕES DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

Dissertação apresentada à Coordenação do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia. Orientador: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura.

FORTALEZA

2020

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária

Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

- C257p Cardins Gomes Filho, Francisco Vladson.
PROPOSTA DE METODOLOGIAS DE PREVISÃO DE RECALQUES DE GRUPOS DE ESTACAS
UTILIZANDO FUNÇÕES DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA / Francisco Vladson Cardins Gomes Filho. –
2021.
112 f. : il. color.
- Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-
Graduação em Engenharia de Transportes, Fortaleza, 2021.
Orientação: Prof. Alfran Sampaio Moura.
1. Grupos de estacas. 2. Métodos de transferência de carga. 3. Recalques. I. Título.

CDD 388

FRANCISCO VLADSON CARDINS GOMES FILHO

PROPOSTA DE METODOLOGIAS DE PREVISÃO DE RECALQUES DE GRUPOS
DE ESTACAS UTILIZANDO FUNÇÕES DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

Dissertação apresentada à Coordenação do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia. Orientador: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura.

Aprovada em: 16/12/2020.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Paulo Marcelo Vieira Ribeiro
Universidade Federal de Pernambuco (UFPE)

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Nadja Mayra Cavalcanti e Silva de Moraes e Francisco Vladson Cardins Gomes. À minha família e aos meus amigos pelo apoio. À minha namorada, Ingrid Arruda pelo companheirismo.

Aos colegas de mestrado, Felipe Freitas, Ícaro Eufrásio, Matheus Calvante, Natália Canuto, Joyce Pascoal, Marlon Vieira, Abraham Augusto, Yuri Saraiva e Cintia Castro.

Ao meu orientador, Professor Alfran Sampaio Moura.

Ao Professor Augusto Albuquerque.

Ao examinador Professor Dr. Paulo Marcelo Vieira.

Aos professores do programa de mestrado, Silvrano Adonias, Francisco Chagas e Anderson Borghetti.

À CNPQ pela bolsa de mestrado e incentivo à pesquisa.

À CAPES pela bolsa de intercâmbio oferecida durante o curso de graduação.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Universidade Federal do Ceará.

RESUMO

Durante a elaboração de um projeto de fundações, é necessário garantir que os elementos atendam tanto ao estado limite último (ELU), quanto ao estado limite de serviço (ELS). Para tanto, são necessárias previsões de recalques e de capacidade de carga. Os métodos de transferências de carga são uma alternativa amplamente utilizada para a estimativa da relação carga-recalque de estacas, sendo empregados, por exemplo, em softwares que auxiliam na elaboração de projetos de fundações. Entretanto, os métodos de transferência de carga tradicionais não levam em consideração os efeitos interativos entre estacas em grupo. Diante disso, o presente trabalho propõe alterações nas curvas de transferência de carga desenvolvidas por Bohn et al. (2016) para que seja incorporado o efeito de grupo na análise da relação carga-recalque de grupos de estacas. São analisados três estudos de caso, realizando-se comparações com resultados experimentais obtidos mediante realização de provas de carga e com determinações realizadas por outros autores. De modo geral, conclui-se que as modificações propostas foram concordantes com os resultados experimentais das relações carga-recalque para a maioria dos grupos analisados.

Palavras-chave: Métodos de transferência de carga. Grupos de estacas. Recalques.

ABSTRACT

In a foundation project, it is necessary to ensure that the elements meet both the ultimate limit state (ELU) and the service limit state (ELS). For this, forecasts of settlement and bearing capacity are necessary. In order to obtain the load-settlement relationship, load transfer methods are a widely used alternative, for example, in computer programs for foundation projects. However, traditional load transfer methods do not take into account the interactive effects between group piles. The present work proposes changes in the load transfer curves developed by Bohn et al. (2016) to incorporate the group effect in the analysis of the load-settlement relationship of pile groups. Three case studies are analyzed, comparisons are made with experimental results obtained by carrying out load tests and with determinations made by other authors. In general, it is concluded that the proposed modifications were in good agreement with the experimental load-settlement relationships for most of the groups analyzed.

Keywords: Pile groups. Load transfer method. Settlements.

Sumário

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Objetivos.....	2
1.2.1 Objetivo geral.....	2
1.2.2 Objetivos específicos.....	2
1.3 Metodologia da pesquisa	2
1.4 Escopo da dissertação.....	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 Efeito de grupo.....	5
2.2. Métodos de transferência de carga para cálculo de recalques de estacas isoladas ..	23
2.4. Métodos de transferência de carga que levam em consideração o efeito de grupo .	43
3. CARACTERIZAÇÃO DOS CASOS SELECIONADOS	57
3.1 Caracterização dos casos analisados	57
3.1.1 Caso 1 - Dai et al. (2012).....	57
3.1.2 Caso 2 - O'Neill et al. (1982)	66
3.1.3 Caso 3 - Briaud et al. (1989).....	68
4. Desenvolvimento das propostas para a previsão de recalques de grupos de estacas..	71
4.1 Desenvolvimento da função de transferência de carga t-z para grupos de estacas...	71
4.3 Metodologia utilizada para o Caso 1	75
4.4 Metodologia utilizada para o Caso 2.....	80
4.5 Metodologia utilizada para o Caso 3.....	80
5. RESULTADOS DAS PREVISÕES E ANÁLISES.....	83
5.1 Caso 1 – Dai et al. (2012).....	83
5.2 – Caso 2 – O'Neill et al. (1982).....	95
5.3 – Caso 3 – Briaud et al. (1989)	98
6. CONCLUSÕES	101
7. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	102
REFERÊNCIAS	103

LISTA DE SÍMBOLOS

α = fator de interação;

R_s = razão de recalque;

P_m = força média atuante no bloco de coroamento;

R_g = razão de grupo;

ρ = coeficiente de homogeneidade do solo;

L = comprimento da estaca;

r_0 = raio da estaca;

ν = coeficiente de Poisson do solo;

s = espaçamento entre os eixos das estacas

H = espessura da camada de solo;

K = rigidez relativa;

ρ_g = recalque do grupo de estacas

ρ_l = recalque da estaca isolada;

r_m = distância a partir da qual as deformações do solo são desprezíveis;

$G_{1/2}$ = Módulo de cisalhamento na profundidade média do solo;

G_1 = Módulo de cisalhamento na base da estaca;

τ_0 = tensão de cisalhamento mobilizada;

$\tau_{s,ult}$ = resistência lateral unitária última;

$w(r)$ = recalque a uma distância r ;

w_b = deslocamento da base da estaca;

w_t = deslocamento do topo da estaca;

w_n = deslocamento do centro do elemento analisado;

p_b = força atuante na base da estaca;

P_t = carga atuante no topo da estaca;

E_p = módulo de elasticidade da estaca;

λ = razão entre o módulo de elasticidade da estaca e o módulo de cisalhamento do solo;

Δn = redução da porosidade do solo devido à cravação;

n_0 = porosidade inicial do solo;

A = área de seção transversal da estaca;

ε = deformação da estaca no trecho analisado;

D = diâmetro da estaca;

P_m = força axial atuante na metade do comprimento do elemento analisado;

E_f = módulo de elasticidade do solo no ponto analisado;

E_p = módulo de elasticidade do solo na profundidade da ponta da estaca;

R_f = razão de falha;

z_u = deslocamento correspondente à resistência de ponta última;

$G_{máx}$ = módulo de cisalhamento máximo das camadas de solo;

ε_r = deformação de referência;

k_1 = rigidez à compressão no primeiro estágio de carregamento;

k_2 = rigidez à compressão no segundo estágio de carregamento;

k_t = razão de acréscimo de carga pelo acréscimo de recalque;

M_s = parâmetro de deformabilidade para o fuste da estaca;

M_b = parâmetro de deformabilidade para a ponta da estaca;

a = inverso da rigidez inicial do solo;

b = inverso da capacidade de carga unitária do solo;

k_s = rigidez lateral do ponto do fuste analisado;

k_b = rigidez da ponta da estaca.

1. INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta as generalidades, os objetivos do presente estudo e a organização da dissertação.

1.1 Generalidades

Conforme definições presentes na NBR 6122/2019, fundações profundas são aquelas que transmitem carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta), ou pela superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, sendo a ponta apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e de, no mínimo, 3,0 m. Estacas são elementos de fundação profunda executados por equipamentos ou ferramentas sem trabalho manual em profundidade, podendo ser de madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in-loco*, argamassa, calda de cimento, ou combinações dos anteriores.

Durante a elaboração de um projeto de fundações, é necessário garantir que os elementos atendam tanto ao estado limite último (ELU), quanto ao estado limite de serviço (ELS). Nesse contexto, o estado limite último corresponde à capacidade de carga das estacas. A NBR 6122/2019 define como carga de ruptura de uma fundação como a carga que, se aplicada à fundação provoca perda de equilíbrio estático ou deslocamentos que comprometem sua segurança ou desempenho; corresponde à força resistente última (geotécnica) da fundação. Ainda segundo a NBR 6122/2019, em uma prova de carga, a carga de ruptura da estaca de prova deve ser considerada definida quando ocorrer ruptura nítida, caracterizada por deformações continuadas sem novos acréscimos de carga. Dessa forma, é necessário o emprego de métodos de estimativa de capacidade de carga e métodos de estimativa de recalques para que se evite o deslocamento excessivo dos apoios das estruturas projetadas.

Para o entendimento dos métodos empregados durante o projeto de fundações profundas, é fundamental o estudo dos mecanismos de transferência de carga da estaca para o solo. Nessa perspectiva, as cargas aplicadas no topo das estacas são transferidas ao solo tanto pelo fuste quanto pela ponta. De um modo geral, os deslocamentos necessários para mobilizar totalmente a resistência lateral são menores do que os necessários para mobilizar totalmente a resistência de ponta. Além disso, para o caso de estacas em grupo, é necessária a consideração da interação entre estacas vizinhas na estimativa do recalque e da capacidade de carga do grupo.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

O presente estudo tem como objetivo geral a realização de modificações nas funções de transferência de carga para estacas isoladas propostas por Bohn et al. (2016) para a incorporação do efeito de grupo na análise da relação carga-recalque de grupos de estacas.

1.2.2 Objetivos específicos

O presente estudo tem como objetivos específicos:

- Avaliação de métodos de transferência de carga para o cálculo de recalques de estacas;
- Desenvolver metodologias específicas para a avaliação do comportamento carga-recalque em casos de grupos de estacas escavadas ou cravadas em argilas e para estacas cravadas em areia;
- Utilizar as curvas modificadas para a análise das relações carga-recalque dos grupos de estacas estudados por Dai et al. (2012), realizando a comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pela primeira proposta de modificação das curvas t-z e q-z propostas Bohn et al. (2016);
- Utilizar as curvas modificadas para a análise das relações carga-recalque dos grupos de estacas estudados por O'Neill et al. (1982), realizando a comparação entre os resultados experimentais, os obtidos pelo presente método e os obtidos por Zhang et al. (2014) e Castelli e Maugeri (2002), avaliando-se a primeira proposta de modificação das curvas t-z e q-z propostas por Bohn et al. (2016);
- Utilizar as curvas modificadas para a análise da relação carga-recalque do grupo de 5 estacas estudado por Briaud et al. (1989), realizando a comparação entre os resultados experimentais, os obtidos pelo presente método e os obtidos por Zhang et al. (2014) e Castelli e Maugeri (2002), avaliando, assim, a segunda proposta de modificação.

1.3 Metodologia da pesquisa

Para o desenvolvimento da presente pesquisa, foram realizadas as seguintes etapas:

- Elaboração de revisão bibliográfica;
- Coleta de dados;
- Seleção dos casos analisados;
- Caracterização dos casos analisados;
- Desenvolvimento das propostas de pesquisa.

- Análise dos resultados e validação da proposta;
- Escrita da dissertação

Foi elaborada revisão bibliográfica sobre efeito de grupo em estacas e métodos de transferência de carga para a previsão de recalques de fundações profundas. Foram selecionados estudos consagrados sobre os assuntos, assim como pesquisas recentes.

Foram buscados na literatura estudos de casos com caracterização geotécnica suficiente para a aplicação e avaliação dos métodos de transferência de carga analisados na presente pesquisa. Dessa forma, foram buscados casos nos quais foram realizadas provas de carga instrumentadas em estacas isoladas e em grupo, para a comparação dos resultados experimentais com teóricos. Além disso, foram buscados casos nos quais os houvesse a execução de furos para a retirada de amostras do subsolo, para a realização da caracterização geotécnica, mediante ensaios de laboratório, como ensaio de granulometria. Além disso, foram buscados na literatura, estudos de casos nos quais tenham sido realizados ensaios *in-situ*, como ensaio de penetração estática (CPT) e sondagem à percussão SPT.

Foram selecionados três estudos de caso. O primeiro foi o estudado por Dai et al. (2012), o qual apresenta 2 provas de carga instrumentadas em estacas isoladas e 6 provas de carga instrumentadas realizadas em grupos de estacas. Além disso, nesse estudo, foram realizados 4 ensaios de penetração estática (CPT). Foi executado um de furo para a retirada de amostras de solo para a realização de ensaios de laboratório.

Os outros dois casos analisados foram os estudados por O'Neill et al. (1982) e Briaud et al. (1989), os quais foram analisados também por Zhang et al. (2014) e Castelli e Maugeri (2002), que utilizaram tais casos para a avaliação de métodos de previsão de recalques de grupos de estacas. Tais casos foram escolhidos devido ao fato de possuírem provas de carga realizada em grupos de estacas e pela possibilidade de comparação das previsões dos resultados com as dos outros autores.

Foi realizada a caracterização dos casos analisados, apresentada no item 3.1.

Foi desenvolvida a proposta da presente pesquisa, que consiste na modificação das funções de transferência de carga $t-z$ e $q-z$ propostas por Bohn et al. (2016) para a incorporação da interação entre as estacas na previsão da relação carga-recalque de grupos de estacas. Tal desenvolvimento apresentado no item 3.3. Foram apresentadas duas propostas distintas de modificação das curvas $t-z$ e $q-z$, uma para casos de estacas em geral em solos finos ou mistos e outra para o caso específico para estacas cravadas em areias fofas ou medianamente compactas.

Os casos 1 e 2 foram utilizados para avaliar a primeira proposta de modificação das curvas $t-z$ e $q-z$ propostas por Bohn et al. (2016) para o caso de solos finos ou mistos. O caso 3 foi utilizado para se avaliar a segunda proposta de modificação. Os métodos propostos foram aplicados aos casos analisados e realizou-se a validação da proposta, ao comparar os resultados calculados com os medidos experimentalmente com os obtidos mediante as aplicações dos métodos.

1.4 Escopo da dissertação

Este trabalho está organizado em sete capítulos. O primeiro apresenta definições gerais sobre o tema estudado, os objetivos e a estrutura da dissertação.

O segundo consiste na revisão bibliográfica sobre os temas efeito de grupo e métodos de transferência de carga para a estimativa de recalques em estacas. São apresentadas conceitos importantes e estudos sobre os temas.

O terceiro consiste na caracterização dos casos analisados, onde são apresentadas as características das estacas e dos campos experimentais estudados.

O quarto apresenta a metodologia utilizada na análise realizadas para a obtenção dos resultados.

O quinto consiste na apresentação e análises dos resultados obtidos.

O sexto apresenta as conclusões do estudo.

O sétimo consiste nas sugestões para pesquisas futuras.

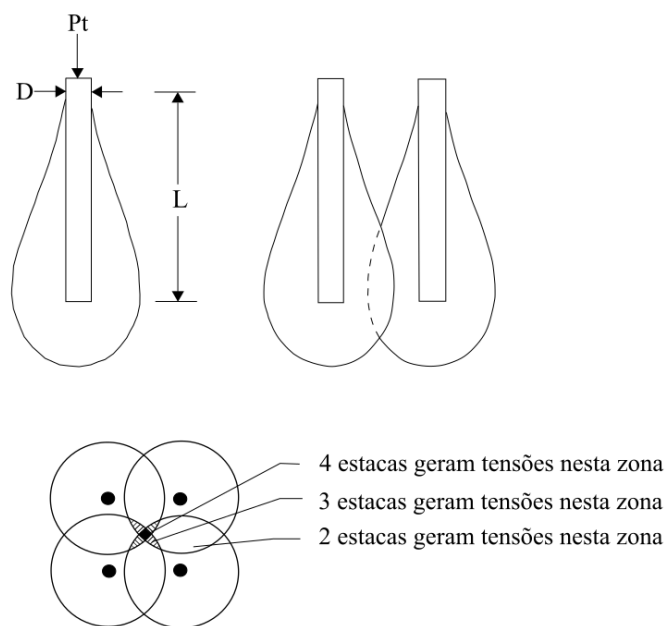
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Efeito de grupo

A maioria dos métodos existentes na literatura para cálculo de recalques são propostos para a estimativa do recalque de uma estaca isolada, sem influência de carregamentos de estacas vizinhas. Todavia, na prática corrente, na maioria das obras assentes sobre fundações profundas, é adotada a solução de estacas em grupo ligadas por um bloco de coroamento, podendo haver a ocorrência de efeito de grupo. A NBR 6122 define efeito de grupo como a interação entre diversas estacas ou tubulões constituintes de uma fundação, no processo de transmissão ao terreno de cargas que lhe são aplicadas (ABNT, 2019). Tal interação resulta em divergência no comportamento mecânico das estacas em grupo em relação a estacas isoladas, o que requer alterações no cálculo dos recalques e da capacidade de carga.

O agrupamento de estacas próximas, portanto, poderá resultar em sobreposição de tensões geradas pela solicitação do fuste e da ponta da estaca, como ilustrado na Figura 1. O acréscimo de tensão na fundação causado por tal sobreposição pode ser consideravelmente elevado, provocando ruptura por cisalhamento ou recalques excessivos. Para minimizar tal efeito, adota-se espaçamentos maiores entre as estacas, pois a sobreposição de tensões diminui à medida que o espaçamento aumenta. Dessa forma, espaçamento mais adequado é o menor valor no qual a capacidade de carga do grupo não seja inferior a soma das capacidades de carga das estacas isoladas. Por outro lado, blocos de estacas com espaçamentos elevados muitas vezes não são viáveis em muitos projetos, devido, por exemplo, a limitações de espaço no terreno ou a restrições econômicas. Dessa forma, verifica-se a importância do estudo sobre esse tema para a prática da engenharia geotécnica.

Figura 1. Sobreposição de tensões em grupos de estacas.



Fonte: Bowles (1997).

Conforme Chan (2006), a intensidade da sobreposição de tensões devido ao efeito de grupo de estacas varia de acordo com os seguintes fatores:

- Método de execução (cravação ou escavação);
- Material componente do sistema solo-fundação;
- Configuração espacial das estacas;
- Presença de bloco de coroamento;
- Diferença de rigidezes entre estacas, solo e estrutura.
- Modo predominante de transferência de cargas;

Estacas que tem uma parcela maior de transferência de carga pelo fuste são mais afetadas pelo efeito de grupo do que aquelas que tem uma parcela maior de transferência de carga pela ponta (Santana, 2008). A configuração espacial tem influência no efeito de grupo porque, a depender de como as estacas estão dispostas no grupo, pode-se obter diferentes distribuições de tensões no maciço.

A seguir são definidas importantes variáveis relevantes para o estudo do efeito de grupo de estacas.

Primeiramente, define-se o parâmetro α , denominado coeficiente de interação.

$$\alpha = \frac{\text{Recalque adicional causado pelo carregamento de uma estaca vizinha}}{\text{Recalque da estaca causado pelo seu próprio carregamento}} \quad (1)$$

Esse parâmetro é útil para avaliar a influência das interações das estacas no recalque do grupo. Quanto maior o valor de α , maior é o recalque adicional em uma estaca causado pelo carregamento de uma estaca em sua vizinhança.

O parâmetro R_s , denominado razão de recalque, é utilizado para comparar o recalque do grupo de estacas ao recalque da estaca isolada, quando submetida a uma mesma carga média que cada estaca do grupo.

$$R_s = \frac{\text{Recalque do grupo sob uma carga } P_t}{\text{Recalque da estaca isolada sob uma carga } P_m} \quad (2)$$

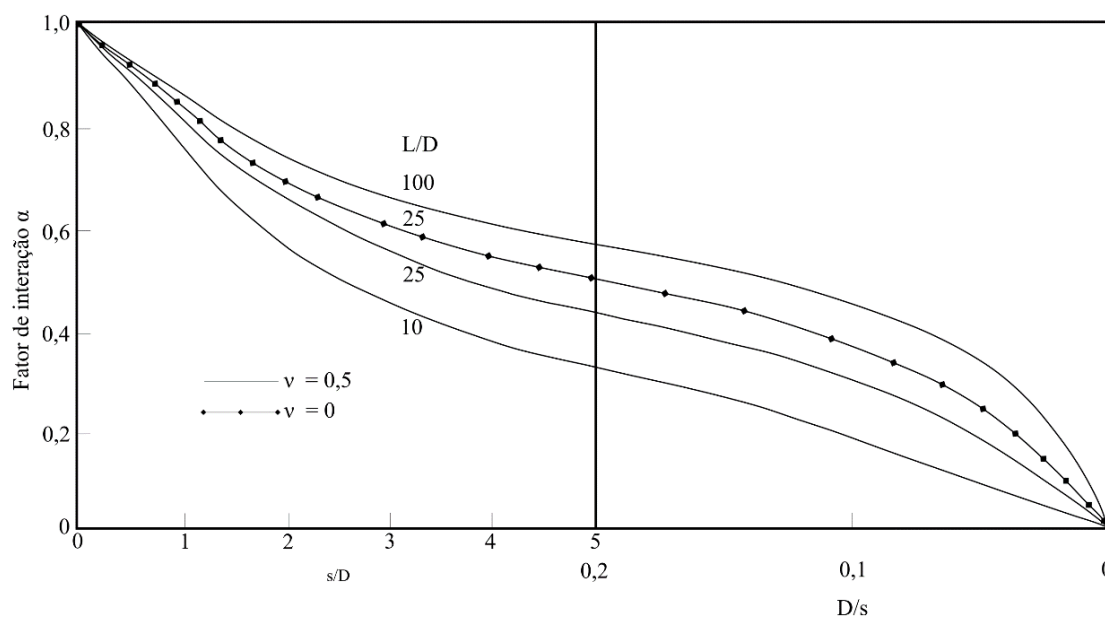
$$P_m = \frac{P_t}{\text{número de estacas do grupo}} \quad (3)$$

O parâmetro R_g é utilizado para comprar o recalque do grupo de estacas ao recalque da estaca isolada, quando submetida a mesma carga do grupo.

$$R_g = \frac{\text{Recalque do grupo sob uma carga } P_t}{\text{Recalque da estaca isolada sob a mesma carga } P_t} \quad (4)$$

Poulos (1968) propôs um modelo teórico para cálculo de recalques de grupos de estacas. Tal modelo considera que as estacas são incompressíveis e tem maior aplicabilidade em solos do tipo argila mole. Nesse trabalho, foram realizados estudos paramétricos de variáveis que influenciam a relação carga-recalque do grupo de estacas. A Figura 2 apresenta a relação entre fator de interação α x espaçamento sobre diâmetro do lado esquerdo e fator de interação α x diâmetro sobre espaçamento do lado direito, conforme modelo teórico de Poulos (1968) para estacas incompressíveis, onde D é o diâmetro das estacas e v é o coeficiente de Poisson do solo.

Figura 2. Fator de interação x espaçamento/diâmetro (Poulos, 1968).



Na Figura 2, é possível observar que, nesse modelo, o fator de interação decresce com o aumento do espaçamento. Nesse caso, portanto, quando se aumenta o espaçamento entre as estacas, ocorre uma redução do recalque causado pelo efeito de grupo devido à menor sobreposição dos bulbos de tensões, tornando o grupo de estacas mais rígido.

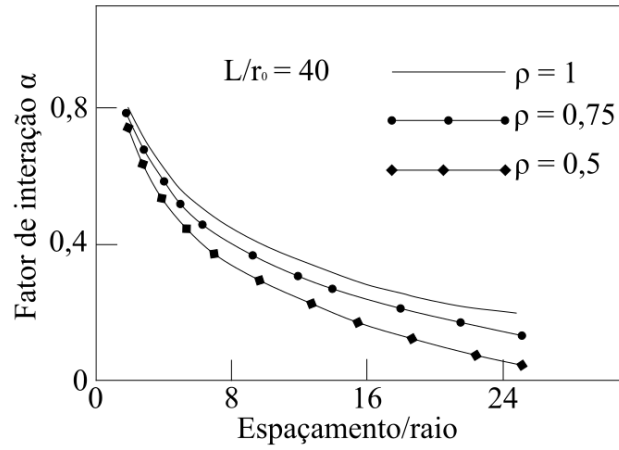
Randolph e Wroth (1979) avaliou o efeito do espaçamento em grupos de estacas em solo não homogêneo com coeficiente de Poisson igual a 0,4, apresentado na Figura 3.

Na Figura 3, ρ é o grau de homogeneidade do solo, definido como a razão entre o módulo de cisalhamento médio das camadas de solo e o maior módulo de cisalhamento dentre as camadas. Quanto mais próximo de 1 for o ρ , mais homogêneo será o solo. Para os casos de solo não homogêneo, Randolph e Wroth (1979) consideraram que o módulo de cisalhamento aumenta com a profundidade. Para todos os casos, nesse modelo, a interação entre as estacas diminui com o aumento do espaçamento entre elas, devido a menor superposição dos campos de tensões, seguindo a tendência observada em Poulos (1968).

Na Figura 2, do modelo proposto por Poulos (1968), é possível observar a influência do comprimento (L) da estaca através da relação comprimento sobre diâmetro (D). Conforme a relação L/D aumenta, maiores são os fatores de interação para um dado espaçamento. Dessa forma, nessa abordagem, quanto mais longas forem as estacas,

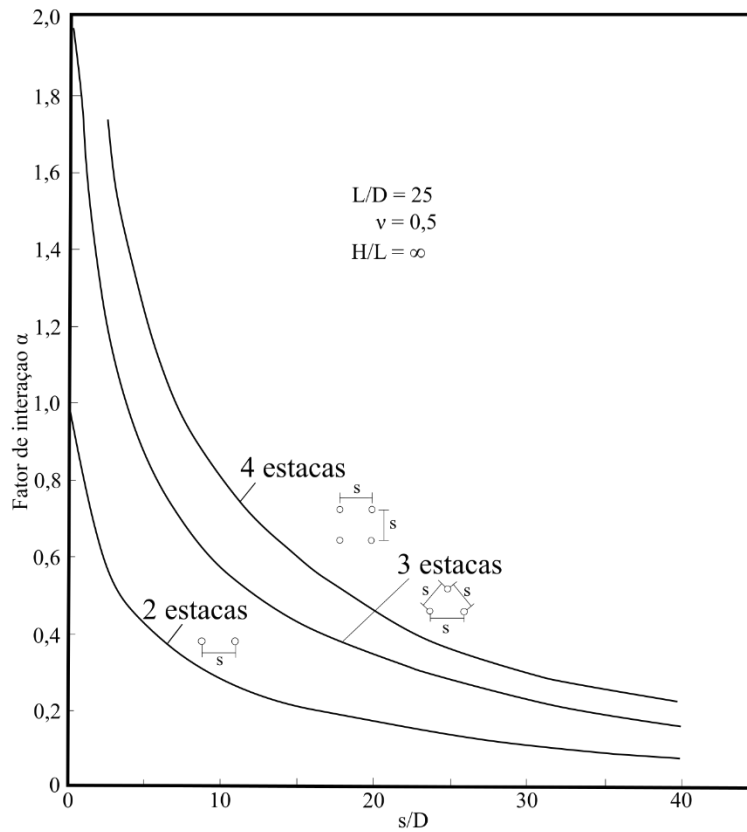
maiores serão os recalques causados pelo efeito de grupo, devido à maior área de interação ao longo do fuste das estacas.

Figura 3. Fator de interação x espaçamento/raio (Randolph e Wroth, 1979).



A Figura 4, referente ao modelo de Poulos (1968), relaciona o fator de interação α com o espaçamento para três grupos diferentes, de dois, três e quatro estacas, dispostos simetricamente.

Figura 4. Fator de interação x espaçamento/D para diferentes grupos (Poulos, 1968).



A partir da Figura 4, é possível observar que, para um dado espaçamento, o acréscimo do número de estacas em um grupo resulta em maiores fatores de interação. Para o grupo de três estacas, o fator de interação resultante pode ser calculado aproximadamente como duas vezes o fator de interação de uma estaca no grupo de duas estacas, conforme Equação 5.

$$\alpha_3 = 2\alpha_2 \quad (5)$$

Onde α_3 é o fator de interação de uma estaca no grupo de três estacas e α_2 é o fator de interação de uma estaca do grupo de duas estacas com espaçamento s . Para o grupo de quatro estacas, o fator de interação de uma estaca pode ser calculado a partir do fator de interação do grupo de duas estacas, conforme Equação 6.

$$\alpha_4 = 2\alpha_2 + \alpha_2' \quad (6)$$

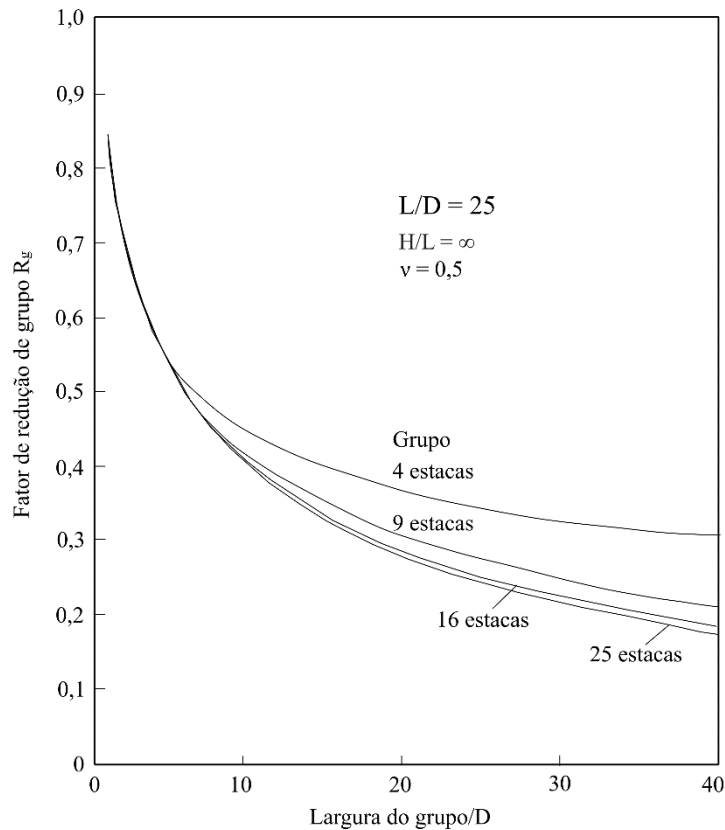
Onde α_4 é o fator de interação resultante de uma estaca no grupo de 4 estacas, α_2 é o fator de interação de uma estaca no grupo de duas estacas espaçadas de uma distância s e α_2' é o fator de interação de uma estaca no grupo de duas estacas espaçadas de uma distância $\sqrt{2}s$.

O aumento no número de estacas em um grupo é benéfico, em muitos casos, pois, ao se comparar o grupo com uma estaca isolada submetida a uma determinada carga, o grupo de estacas geralmente apresenta menores recalques quando submetido a essa mesma carga. Para a avaliação desse efeito foi definido, conforme a Equação 4, o fator de redução de grupo R_g . Poulos (1968) realizou um estudo paramétrico do R_g para grupos de 4, 9, 16 e 25 estacas, conforme apresentado na Figura 5.

Na Figura 5, H é a espessura da camada de solo na qual a estaca está instalada, $H/L = \infty$ significa que a espessura dessa camada é muito maior que o comprimento L da estaca, o que, na prática significa que uma camada que possa ser considerada uma base rígida não exerce influência para o caso analisado. A largura do grupo é definida por Poulos (1968) como a distância entre as estacas mais externas do grupo. É possível observar, na Figura 5, que no modelo de Poulos (1968), o aumento no número de estacas no grupo resulta na redução do recalque do grupo, para uma dada carga. Entretanto, para grupos com estacas pouco espaçadas, isto é, com larguras menores, o aumento no número de estacas não é efetivo para se reduzir os recalques. Para os casos dos grupos com 16 e 25 estacas, pode-se observar que o aumento do número de estacas não foi tão eficaz na redução dos recalques, para grupos com a mesma largura, devido ao pequeno espaçamento existente entre as estacas. Poulos (1968) conclui que, para um grupo com uma largura fixa, é preferível um número menor de estacas com grandes espaçamentos, do que um número maior de estacas pouco espaçadas. Na Figura 3, do modelo de Randolph e Wroth (1979), é possível observar que quanto mais homogêneo é o solo, maiores são os fatores de interação obtidos. Segundo Randolph e Wroth (1979), a diminuição da interação com a diminuição do grau de homogeneidade está relacionada com o fato de que uma maior porção do carregamento é absorvida pela ponta, resultando em menor superposição do campo de tensões ao longo do fuste. Essa maior parcela de

carga absorvida pela ponta é justificada pelo fato de que, nesse modelo, para solos não-homogêneos, considerou-se um aumento linear do módulo de cisalhamento com a profundidade, o que confere às camadas mais profundas uma maior rigidez. Dessa forma, menos interação ao longo do fuste da estaca é obtida.

Figura 5. Fator de redução de grupo R_g x Largura do grupo/D. Poulos (1968).



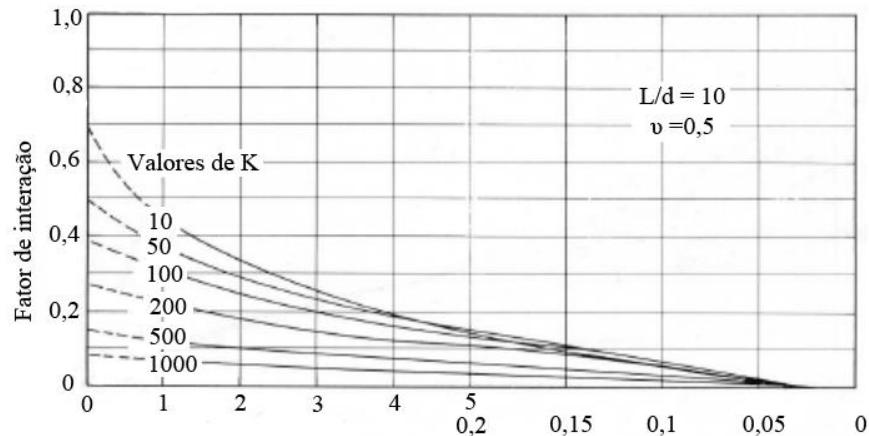
Poulos (1980) analisa a influência da rigidez relativa solo-estaca, isto é, a razão entre o módulo de elasticidade da estaca e do solo, denominada de K , no fator de interação. A Figura 6 apresenta os resultados para o caso de estacas com razão comprimento por diâmetro de 10, coeficiente de Poisson do solo de 0,5 e que apresentam maior parcela da capacidade de carga composta por resistência lateral (denominadas estacas flutuantes).

Observa-se que, quanto maior a rigidez relativa solo-estaca, menor tende a ser o fator de interação de grupo, para o caso das estacas flutuantes analisadas. Para o caso de estacas que apresentam maior parcela da capacidade de carga composta por resistência de ponta (denominadas estacas de ponta) o aumento da rigidez estaca-solo diminui o fator de interação de grupo.

Para grupos de estacas em solos arenosos, o efeito de grupo pode resultar em fatores de eficiência maiores que 1, o que significa que a capacidade de carga do grupo pode ser maior do que a capacidade de carga da estaca isolada multiplicada pelo número de estacas

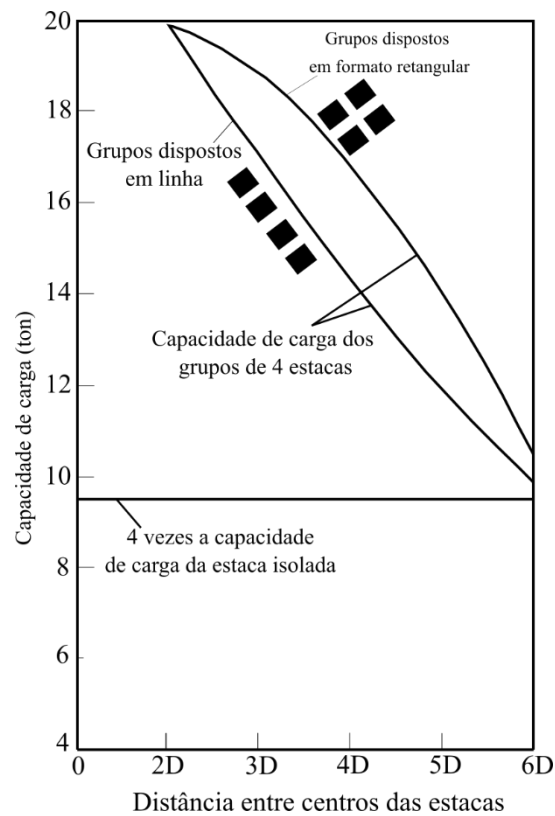
presentes no grupo. Nesse contexto, estacas em um grupo podem suportar maiores cargas que estacas isoladas. Kezdi (1957) apresenta resultados de provas de carga em grupos de estacas cravadas em areia que demonstram que a eficiência de grupo nesse tipo de solo pode ser maior que 1, conforme a Figura 7.

Figura 6. Influência da rigidez relativa no fator de interação de grupo.



Fonte: Poulos e Davis, 1980.

Figura 7. Resultados de capacidades de carga (Kezdi, 1957).

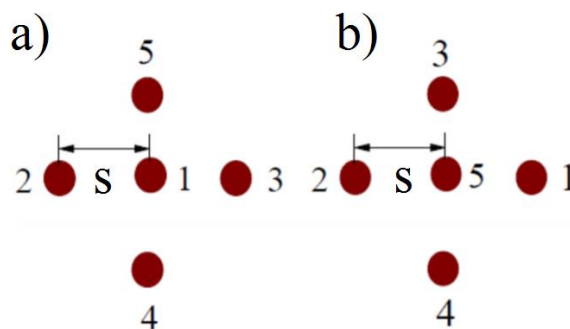


Pode-se observar, na Figura 7, que as capacidades de carga dos grupos de 4 estacas obtidas foram superiores a 4 vezes a capacidade de carga da estaca isolada, ou seja, o fator de eficiência é maior que 1 nesse caso. Além disso, a capacidade de carga dos grupos dispostos em forma retangular foram superiores às capacidades de carga obtidas para aqueles grupos dispostos em linha. Tal fato pode ser justificado pela maior compactação da areia causada pela cravação das estacas, que confere uma maior capacidade de carga ao sistema solo-fundação.

Le Kouby et al. (2016) realizou um estudo do efeito de grupo em estacas cravadas em areia, mediante o uso de estacas modelo instaladas em uma câmara de calibração e centrífuga. Nessa pesquisa, realizou-se um estudo paramétrico de fatores que influenciam o comportamento das estacas, tais como número de estacas no grupo e a sua ordem de instalação. Através da instrumentação das estacas-modelo, foi possível distinguir os fatores de eficiência das parcelas de capacidade de carga suportadas pelo fuste e pela ponta das estacas, verificando-se o a influência o efeito de grupo e da ordem de instalação em cada uma dessas parcelas. O estudo propõe fatores de eficiência para o fuste e para a base, de acordo com o espaçamento entre as estacas do grupo e a ordem de instalação.

Foram analisadas duas ordens de instalação das estacas cravadas, denominadas C1 e C5. Na ordem de instalação C1, a estaca central é instalada primeiro. Na ordem C5, a estaca central é instalada por último. As duas ordens de instalação são ilustradas na Figura 8, na qual a primeira estaca a ser instalada é indicada com o número 1, a segunda com o número 2 e assim por diante.

Figura 8. a) ordem de instalação C1. b) ordem de instalação C5.



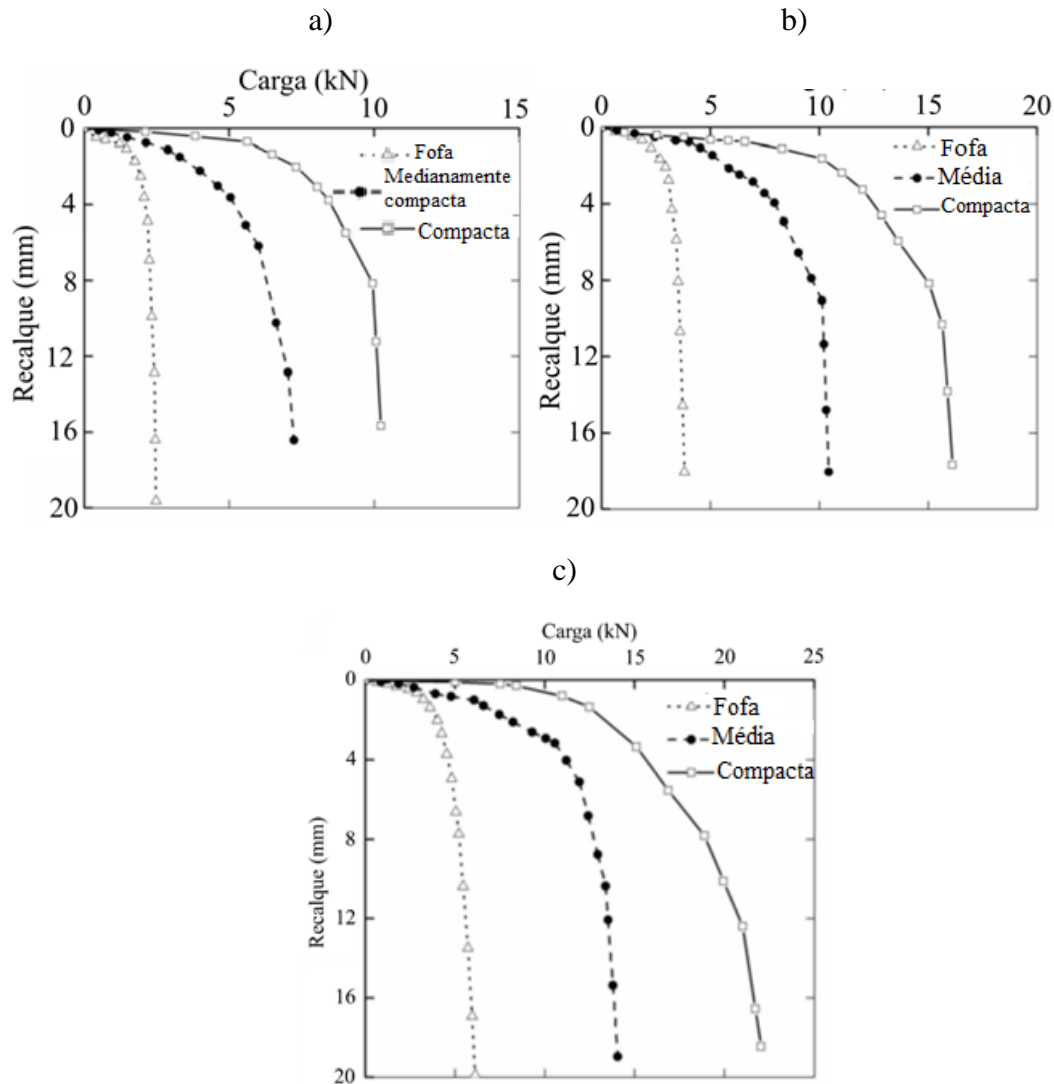
Fonte: Le Kouby et al. (2016).

Para a ordem de instalação C5, verificou-se um acréscimo na carga necessária para a cravação, conforme aumentava-se o número de estacas instaladas, devido à compactação da areia provocada pelo processo de cravação.

Sales et al. (2017) também realizou um estudo de grupos estacas modelo em areia em três densidades diferentes, mediante uso de uma câmara de calibração. Foram analisadas 16 estacas, de 1,2 m de comprimento, cravadas e escavadas para verificar a influência da configuração do grupo, do espaçamento entre as estacas, da densidade do solo e do método de instalação das estacas. Os grupos estudados eram constituídos por 4

estacas. Foi proposto um método para a previsão da relação carga recalque de grupos de estacas, que apresentou boa concordância com os resultados experimentais. A Figura 9 apresenta os resultados das provas de carga em estacas cravadas realizadas no estudo.

Figura 9. Curvas carga recalque a) grupo de duas estacas b) grupo de 3 estacas c) grupo de 4 estacas.

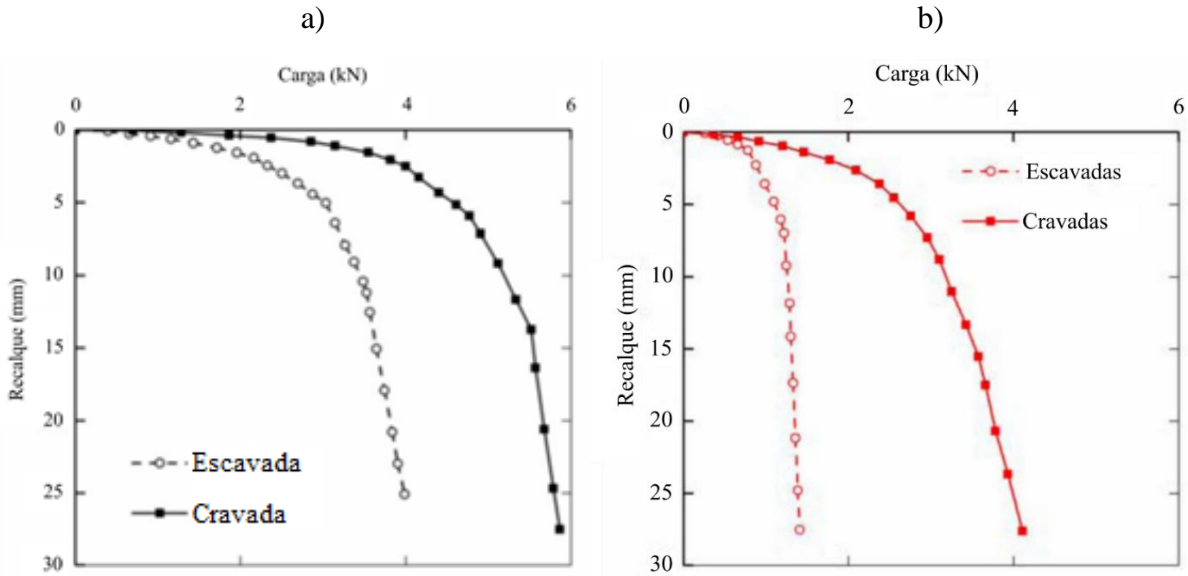


Observa-se, na Figura 10, que, conforme aumenta-se a compactidade da areia, maior é a rigidez do grupo de estacas, isto é, uma mesma carga gera recalques menores em grupos de estacas assentes em areias mais compactas. Verifica-se também o aumento da capacidade de carga com o aumento do número de estacas no grupo e com o aumento da compactidade da areia.

As relações carga-recalque das estacas cravadas e escavadas obtidas por Sales et al. (2017) são muito diferentes, conforme pode ser verificado nas Figuras 10a e 10b. As estacas cravadas ofereceram maior rigidez para o caso estudado e a maior discrepância foi verificada para as estacas instaladas em areia com menor grau de compactidade. Isso

pode ser explicado pelo fato de o processo de cravação aumentar a compactação da areia, tornando a resposta da fundação mais rígida.

Figura 10. Prova de carga em areia compacta (Sales et al., 2017) a) Areia compacta b) Areia medianamente compacta



Para as estacas instaladas em areia compacta, Sales et al. (2017) obteve fatores de eficiência menores que 1 para todos os espaçamentos analisados, o que significa que, para esse caso, a capacidade de carga do grupo dividida pelo número de estacas é menor que a capacidade de carga da estaca isolada. Entretanto, fatores de eficiência maiores que 1 foram obtidos para estacas instaladas em areia fofa para todos os espaçamentos analisados.

Sales et al. (2017) verificou que as o efeito de compactação devido à cravação tem maior influência nos grupos de estacas com espaçamentos menores, de 2 vezes o diâmetro, nos quais a sobreposição de tensões é maior devido a maior proximidade entre as estacas.

Os métodos para o cálculo de recalques de estacas em grupo são comumente divididos em empíricos, semi-empíricos, analíticos e métodos de elementos finitos. Skempton (1953) é um exemplo de método empírico e Randolph e Wroth (1979) é um exemplo de método analítico. A seguir são apresentados tais métodos.

Nesse sentido, Skempton (1953) propõe um método empírico para o cálculo de recalque de grupo de estacas em solo granular, a partir da estimativa do recalque de uma estaca isolada com mesmas características em solo similar, que pode ser calculado pela Equação 7.

$$\frac{\rho_g}{\rho_l} = \frac{(4B + 9)^2}{(B + 12)^2} \quad (7)$$

Onde:

B = menor largura do grupo de estacas em pés;

ρ_g = recalque do grupo de estacas;

ρ_l = recalque da estaca isolada.

Randolph e Wroth (1979) propõem um método analítico de cálculo de recalque de grupo de estacas submetidas a carregamento vertical com base na sobreposição de campos de deslocamentos, no qual o recalque de uma estaca é acrescido caso ela esteja no campo de deslocamento gerado pelo carregamento de uma estaca vizinha. Além disso, considera-se um padrão de deformação diferente entre pontos localizados ao nível do fuste da estaca e pontos localizados ao nível da ponta. Em tal abordagem, o solo é modelado como um material elástico caracterizado pelo módulo de cisalhamento que pode ser variável e pelo coeficiente de Poisson.

Os autores definem uma distância axial r_m , na qual os deslocamentos provocados pelo carregamento de uma estaca podem ser considerados desprezíveis por serem muito pequenos. O valor de r_m pode ser calculado conforme as Equações 8 e 9.

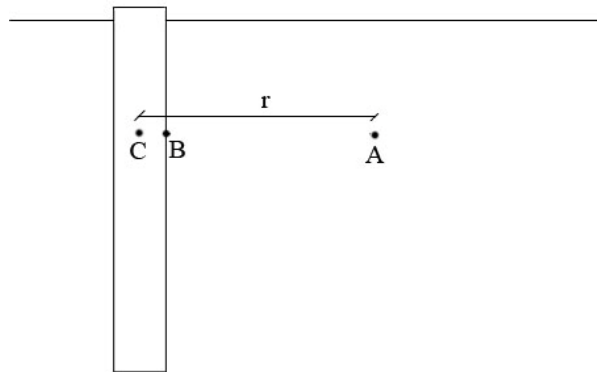
$$r_m = 2,5\rho l(1 - \nu) \quad (8)$$

$$\rho = \frac{G_{l/2}}{G_l} \quad (9)$$

Onde ρ é o coeficiente de não homogeneidade do solo, G_l é o maior módulo de cisalhamento dentre as camadas do solo, $G_{l/2}$ é o módulo de cisalhamento médio das camadas do solo, l é o comprimento da estaca e ν é o coeficiente de Poisson. Caso seja considerado um aumento linear do módulo de cisalhamento com a profundidade, $G_{l/2}$ será o módulo de cisalhamento do solo a uma profundidade igual a metade do comprimento da estaca e G_l será o módulo de cisalhamento do solo a uma altura igual ao comprimento da estaca.

Nesse método, os deslocamentos do solo provocados pelo carregamento de uma estaca decrescem com a distância radial do eixo da estaca. Dessa forma, o deslocamento vertical de um ponto A, ao nível do fuste da estaca, localizado a uma distância r do ponto C localizado no eixo da estaca, ilustrado na Figura 11, pode ser calculado conforme as Equações 10 e 11.

Figura 11. Esquema para o cálculo de deslocamentos do solo ao longo do fuste pelo método de Randolph e Wroth (1979).



Fonte: Randolph e Wroth (1979) adaptado pelo Autor (2020).

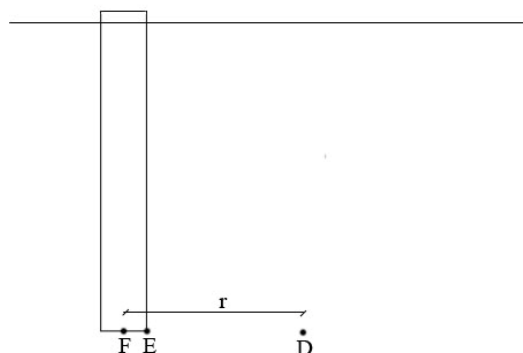
$$w(r) = \frac{\tau_0 r_0}{G} \ln\left(\frac{r_m}{r}\right), \quad r_0 \leq r \leq r_m \quad (10)$$

$$w(r) = 0, \quad r > r_m \quad (11)$$

Onde τ_0 é a tensão de cisalhamento no ponto B, localizado na interface solo-estaca, no fuste da estaca; r_0 é o raio da estaca; G é o módulo de cisalhamento do solo no ponto analisado; $w(r)$ é o deslocamento do ponto genérico A.

Para o caso de um ponto genérico D ao nível da ponta da estaca, ilustrado na Figura 12, localizado a uma distância r de um ponto F localizado no eixo da estaca, o deslocamento vertical é calculado pela Equação 12.

Figura 12. Esquema para o cálculo do deslocamento de um ponto ao nível da base pelo método de Randolph e Wroth (1979).



Fonte: Randolph e Wroth (1979) adaptado pelo Autor (2020).

$$w(r) = \frac{P_b(1 - \nu)}{2\pi rG} \quad (12)$$

Onde:

P_b é a carga axial mobilizada na ponta da estaca;

$w(r)$ é o deslocamento do ponto genérico D.

Em relação ao ponto B da Figura 11 localizado na interface solo-estaca, ao nível do fuste, o deslocamento vertical é calculado pela Equação 13.

$$w(r) = \frac{\tau_0 r_0}{G} \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) \quad (13)$$

Onde τ_0 é a tensão de cisalhamento no ponto B.

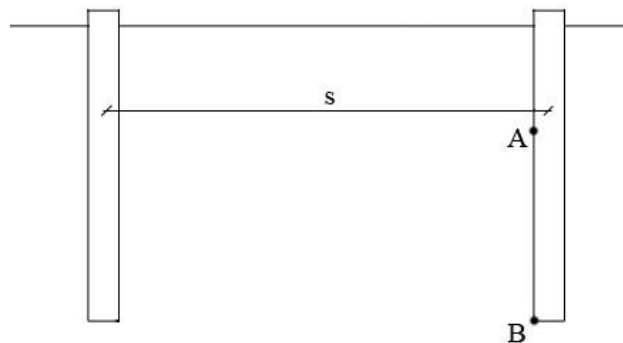
No caso do ponto E, localizado ao nível da base, na interface solo-estaca, o deslocamento vertical é calculado pela Equação 14.

$$w_b = \frac{p_b(1 - \nu)}{4r_0G} \quad (14)$$

Onde w_b é o deslocamento do ponto genérico E.

A partir dessa abordagem, é possível levar em consideração o efeito de grupo para o cálculo de deslocamentos no sistema solo-fundação, com a sobreposição dos campos de deslocamento. À título de ilustração, no caso específico de duas estacas rígidas similares de instalação e carregamento, ilustradas na Figura 13, o deslocamento do ponto A pode ser calculado pela Equação 15.

Figura 13. Esquema para Randolph e Wroth (1979).



$$w_a = \frac{\tau_0 r_0}{G} \left[\ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right) + \ln \left(\frac{r_m}{s} \right) \right] \quad (15)$$

Onde s é a distância entre os eixos das estacas.

De maneira similar, o deslocamento do ponto B da Figura 13, na base da estaca pode ser calculado pela Equação 16, levando-se em consideração os efeitos provocados pelo carregamento da estaca vizinha.

$$w_c = \frac{P_b(1 - \nu)}{4r_0 G} \left(1 + \frac{2r_0}{\pi s} \right) \quad (16)$$

Utilizando o método de Randolph e Wroth (1978a), o cálculo de recalques para estacas compressíveis isoladas pode ser realizado utilizando as Equações 17, 18 e 19.

$$\frac{P_t}{w_t \cdot r_0 \cdot G} = \left[\frac{\frac{4}{(1 - \nu)} + \frac{2\pi}{\ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right)} \cdot \frac{l}{r_0} \cdot \frac{tgh(\mu l)}{\mu l}}{1 + \frac{4}{(1 - \nu)} \cdot \frac{1}{\pi \lambda} \cdot \frac{L}{r_0} \cdot \frac{tgh(\mu l)}{\mu l}} \right] \quad (17)$$

$$\lambda = \frac{E_p}{G} \quad (18)$$

$$\mu = \frac{1}{r_0} \cdot \left(\frac{2}{\ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right)} \cdot \lambda \right)^{1/2} \quad (19)$$

Onde P_t é a carga no topo da estaca, w_t é o recalque da estaca e E_p é o módulo de elasticidade da estaca.

Randolph e Wroth (1978a) descrevem o procedimento iterativo de retroanálise para a obtenção do módulo de cisalhamento do solo (G) a partir dos resultados de provas de carga instrumentadas em estacas isoladas. Inicialmente, utiliza-se a Equação 20 para determinar o valor de μ .

$$w_t = w_b \cdot \cos(\mu l) \quad (20)$$

Onde w_t é o recalque no topo da estaca, w_b é o recalque da ponta da estaca, e l o comprimento da estaca. A diferença entre w_t e w_b é o encurtamento elástico do material da estaca. Em seguida, aplica-se o valor de μ na Equação 21 e determina-se o módulo de cisalhamento da camada de solo na qual a ponta da estaca está assentada G_1 .

$$\frac{P_t}{w_t} = \frac{G_l \cdot \rho}{\ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right)} \cdot 2 \cdot \pi \cdot l \cdot \frac{\tan(\mu l)}{\mu l} \quad (21)$$

Onde o valor de $\ln(r_m/r_0)$ pode ser admitido como 3,61 para a primeira iteração. Calcula-se o parâmetro denominado de rigidez relativa λ pela Equação 18. Com o valor de λ e μ , calcula-se um novo valor de $\ln(r_m/r_0)$ pela Equação 19. Substitui-se o novo valor de $\ln(r_m/r_0)$ na Equação 21 e realiza-se uma nova iteração para o cálculo do módulo de cisalhamento, aplicando-se a Equação 17 a partir da segunda iteração. O procedimento é repetido até que se obtenham resultados concordantes em duas iterações sucessivas.

Utilizando a premissa de superposição dos campos de deslocamentos gerados pelas estacas carregadas, Randolph e Wroth (1979) propõe equações para o cálculo de recalque de grupos de estacas rígidas. Para um grupo de 2 estacas espaçadas de uma distância de centro a centro de s , é proposta a Equação 22.

$$\left(\frac{P_t}{G_l \cdot r_0 \cdot w_t}\right)_2 = \frac{4}{1-\nu} \cdot \frac{s}{r_0 \cdot \frac{2}{\pi} + s} + \frac{2 \cdot \pi \cdot \rho}{\ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) + \ln\left(\frac{r_m}{s}\right)} \cdot \frac{l}{r_0} \quad (22)$$

Para um grupo de 3 estacas dispostas simetricamente em forma de triângulo equilátero de lado s (distância de centro a centro das estacas), é proposta a Equação 23.

$$\left(\frac{P_t}{G_l \cdot r_0 \cdot w_t}\right)_3 = \frac{4}{1-\nu} \cdot \frac{s}{2 \cdot r_0 \cdot \frac{2}{\pi} + s} + \frac{2 \cdot \pi \cdot \rho}{\ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) + 2 \cdot \ln\left(\frac{r_m}{s}\right)} \cdot \frac{l}{r_0} \quad (23)$$

Para um grupo de 4 estacas dispostas simetricamente em forma de quadrado de lado s , é proposta a Equação 24.

$$\left(\frac{P_t}{G_l \cdot r_p \cdot w_t}\right)_4 = \frac{4}{1-\nu} \cdot \frac{s}{2,707 \cdot r_0 \cdot \frac{2}{\pi} + s} + \frac{2 \cdot \pi \cdot \rho}{\ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) + \ln\left[\frac{r_m^3}{\sqrt{2}s^3}\right]} \cdot \frac{l}{r_0} \quad (24)$$

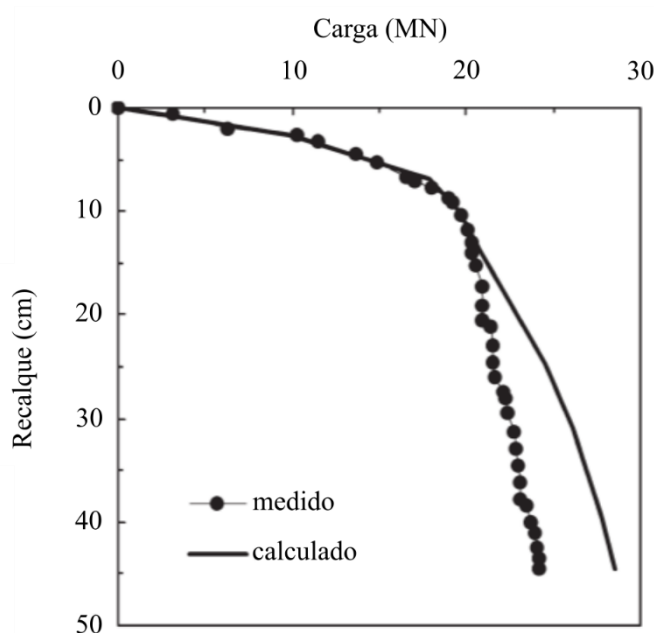
Lee (1993) propõe um método analítico baseado na teoria de Randolph para a determinação de fatores de interação para grupos de estacas rígidos e flexíveis.

Cairo e Conte (2006) propõem um método para o cálculo de recalques de grupo de estaca em solos não-homogêneos, levando-se em conta a relação não-linear de tensão-deformação dos solos. Na proposta, é utilizada a premissa de que a região do solo que apresenta comportamento não-linear está confinada a uma estreita região ao redor da estaca, enquanto que o comportamento de tensão-deformação do solo fora dessa região é

considerado linear. Segundo Cairo e Conte (2006), essa é uma premissa amplamente utilizada no cálculo de recalque de estacas em grupo. Tal método utiliza-se de matrizes de rigidez propostas por Kausel e Roësset (1981) para simular a resposta do solo heterogêneo.

Cairo e Conte (2006) aplicaram tal método a um radier estaqueado com 49 estacas. Foram utilizadas estacas com diâmetro de 0,63 m e de comprimento 18,5 m, espaçadas de 4 vezes o diâmetro e instaladas em argila rija. O fator de eficiência do grupo variou entre 0,82 e 0,9. O resultado da relação carga-recalque estimada em comparação com os resultados experimentais é apresentado na Figura 14.

Figura 14. Relação carga recalque medida e calculada (Cairo e Conte, 2006)



Observa-se uma boa concordância do método aplicado com os resultados obtidos experimentalmente na prova de carga, principalmente até a carga de 22 MN, o que indica a aplicabilidade do método proposto para a determinação da relação carga recalque para grupos com um elevado número de estacas.

Mylonakis e Gazetas (1998) estudaram a influência da interação entre as estacas na mobilização da resistência lateral e de ponta de estacas situadas em grupo. Segundo esse estudo, essa interação causa uma diminuição da rigidez do grupo, uma distribuição não-uniforme do carregamento entre as estacas, sendo as estacas de canto mais carregadas do que as estacas centrais, e altera o mecanismo de transferência de carga, produzindo acréscimos de tensões de cisalhamento ao longo do fuste da estaca e aumento na resistência mobilizada de ponta. Mylonakis e Gazetas (1998) complementam a teoria de Randolph e Wroth (1979) sobre a interação entre estacas vizinhas. Mylonakis e Gazetas (1998) propuseram uma função de atenuação do campo de deslocamentos gerado no solo devido a uma estaca carregada. Essa atenuação é provocada pela presença da estaca

vizinha, o que resulta em menores deslocamentos do solo e, conseqüentemente, menores deslocamentos causados pelo efeito de grupo.

Chow (1988) mostrou que o comportamento tensão-deformação não-linear ocorre para uma zona próxima da estaca e que as deformações causadas pelo efeito de grupo no solo podem ser analisadas considerando-se uma relação linear com as tensões. Mandolini e Viggiani (1997) também constatou que o deslocamento adicional de uma estaca provocado por uma estaca vizinha pode ser analisado de maneira linear.

Firoozfar et al. (2017) estudaram a otimização da configuração de grupos de estacas de concreto em solo granular, utilizando um software de elementos finitos, realizando análises com variações de comprimento, posicionamento, espaçamento e inclinação das estacas dos grupos analisados. Foi analisado primeiramente um bloco de 16 estacas, com diâmetros de 1 m, comprimentos de 8 m e distância entre eixos de 1 m. Na simulação, o grupo foi carregado gradualmente até sua ruptura, obtendo-se assim a capacidade de carga. Em seguida, foram analisadas outras situações, alterando o espaçamento entre as estacas para 1,5 e 2 metros e alterando os seus comprimentos para 10 e 12 metros para a comparação entre dos desempenhos das diferentes configurações. Em seguida, modelou-se um conjunto de 4 estacas, para analisar o reflexo da variação dos ângulos da posição das estacas relativos à vertical na sua capacidade de carga. Após as alterações, foi verificado qual configuração obteve melhores resultados.

Na mesma pesquisa, os autores concluíram que a maior capacidade de carga foi obtida para os grupos que possuem a razão diâmetro por espaçamento de 8. A inclinação ótima obtida foi de 45° para o grupo de 4 estacas, apresentando resistência última de até 6 vezes maior que o grupo de estacas posicionado na vertical. Segundo os autores, a diferença ocorre pelo fato de que, quando as estacas estão posicionadas a 45°, uma maior parte da carga solicitante é transferida ao solo, atuando apenas uma componente da força sobre a estaca.

Mandolini et al. (2005) analisou dados experimentais sobre o comportamento de grupos de estacas submetidos a carregamentos verticais e horizontais, sendo analisados dados sobre monitoramento estrutural de construções em escala real e também dados de pesquisas experimentais. A partir dessa análise, foi concluído que o aumento do número de estacas em um grupo geralmente é benéfico no que diz respeito à redução do recalque, porém nem sempre produz a solução ótima, pois existe um limite no qual a adição de mais estacas a um bloco não contribui significativamente para a redução dos recalques e que, na maioria dos casos práticos, esse limite é ultrapassado, adotando-se uma configuração com mais estacas do que a configuração ótima.

Santana (2008) realizou um estudo comparativo entre métodos de cálculo de recalques levando-se em consideração o efeito de grupo em fundações profundas. Foram realizadas comparações entre os métodos de Aoki-Lopes, Aoki-Lopes modificado, método da estaca equivalente, além dos programas *Piglet*, *Delfpig* e *Group 7.0* com resultados obtidos por monitoramento de recalques em obras, presentes na literatura. Foi verificada a influência do efeito de grupo para espaçamentos superiores a 3 diâmetros entre eixos de estacas, o que revela a importância da avaliação da interação entre estacas para esses espaçamentos. A aplicação do método da estaca equivalente obteve boas concordâncias para grupos de estacas pouco afastados, o que é de acordo com a sugestão

de Randolph (1994) que sugere a utilização dessa metodologia para estacas pouco espaçadas. Os programas *Piglet* e *Delfpig* e os métodos de Aoki-Lopes e Aoki-Lopes modificado apresentaram boa concordância na previsão de recalques de grupo de estacas em solos argilosos.

Han et al. (2019) executou análises numéricas em grupos de estacas com a utilização de um modelo constitutivo representado por superfície de plastificação, que foi utilizado para obter a resposta mecânica do solo em vários pontos entre os grupos de estacas, com a finalidade de avaliar o impacto da interação estaca-solo-estaca e do contato do bloco de coroamento com o solo na capacidade de carga da fundação. A análise tridimensional utiliza o método de elementos finitos e avalia a resposta de grupos de 2, 3, 4 e 16 estacas com espaçamento variável submetidos a estágios progressivos de carregamento axial.

Para os grupos de 2, 3 e 4 estacas, a sobreposição de tensões ocorreu principalmente ao longo da lateral das estacas, enquanto que a resistência mobilizada na base foi quase idêntica à mobilizada em estacas isoladas. A eficiência do grupo, isto é, a capacidade de carga de uma estaca em grupo dividida pela capacidade de carga da estaca similar isolada, variou com o recalque, sendo, no início do carregamento, muito abaixo de 1, devido a interação estaca-solo-estaca. Com o aumento do carregamento, até um recalque de 50 mm, as estacas apresentaram comportamento mais próximo de estacas isoladas. Em relação ao contato do bloco de coroamento com o solo, não foi observado um aumento significativo na resistência de ponta da estaca, porém foi verificado um leve aumento na resistência lateral mobilizada devido ao maior confinamento do solo provocado pelo bloco de coroamento.

Foram observados efeitos mais significativos devido à interação entre as estacas nos grupos com 16 estacas. Nos estágios iniciais de carregamento, a eficiência de grupo ficou abaixo daquela observada para os grupos de 2, 3 e 4 estacas. A intensidade da interação do grupo de estacas variou de acordo com a posição das estacas e com a densidade relativa do solo, resultando em diferentes valores de resistência lateral e de ponta mobilizadas.

Alves (1998) utilizou a curva normal de probabilidade para estimar a compactação em estacas cravadas em solo granular, assumindo que a função de densidade de probabilidade é equivalente à função de redução da porosidade do solo ao redor da estaca, com o grau de compactação máximo no eixo da estaca e sendo o solo isotrópico. Dessa forma, a redução da porosidade do solo devido à cravação (Δn) em um ponto distante r do eixo da estaca é função do diâmetro da estaca (d) e da porosidade inicial do solo (n_0), pela Equação 25

$$\Delta n = \frac{n_0^2 e^{-\frac{1}{2}r^2 n_0^2 / d^2}}{8} \quad (25)$$

A partir da proposta de Alves (1998), Freitas (2010) realizou um estudo sobre efeito de grupo em estacas cravadas em solo granular, levando em consideração as

modificações do solo causadas pela cravação dos elementos de fundação. Nesse contexto, a melhoria na resistência do solo provocada pela instalação das estacas foi estimada a partir de características iniciais do solo. Foram realizadas provas de carga e simulações numéricas para grupos de 9 estacas com espaçamentos variáveis para a comparação dos resultados. Em um conjunto de fundações, foram realizados o carregamento e a medição de deslocamentos apenas da estaca central do grupo de 9 estacas, com espaçamento variável. As análises numéricas realizadas com o software Plaxis 3D Foundation foram concordantes com a instrumentação, sendo verificado uma maior rigidez do sistema solo-fundação para um espaçamento relativo, isto é, espaçamento entre as estacas dividido pelo seu diâmetro, de 3.

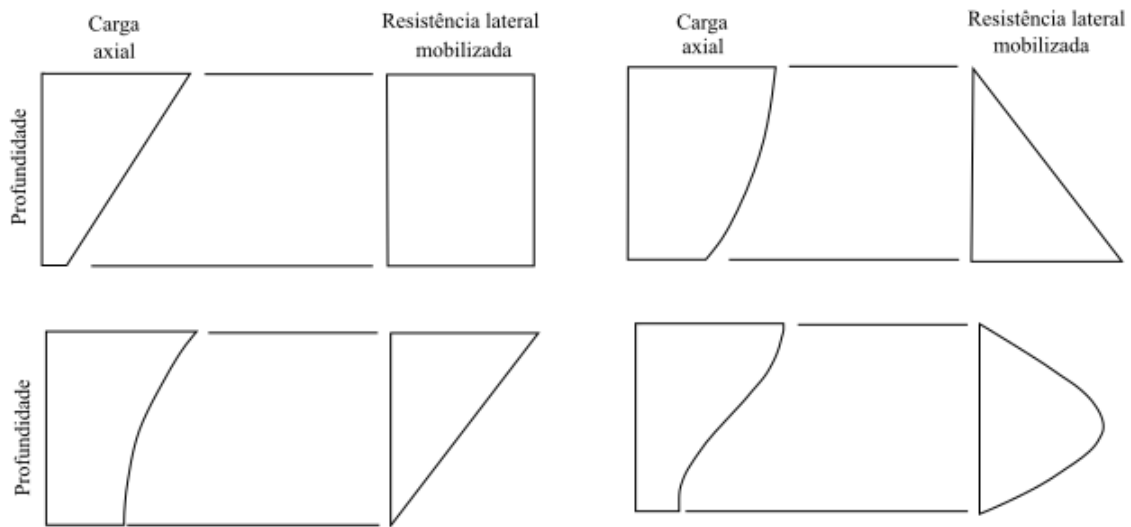
Almeida et al. (2019) realizou o comparativo entre provas de cargas estáticas e medições de recalques em edifícios, com fundações do tipo hélice contínua e metálica. Neste trabalho, os autores organizaram um banco de dados de 16 edifícios, nos quais foram realizadas provas de carga e medição de recalques durante a construção. Foram comparadas as curvas carga-recalque das estacas isoladas, obtidas por prova de carga estática, com as das estacas em grupo, obtidas pelo monitoramento. Com essa análise, o trabalho evidenciou o efeito de grupo mediante a não conformidade entre essas duas curvas. A relação entre o recalque do grupo e o recalque da estaca isolada foi definida como fator de recalque. O estudo concluiu que estacas metálicas possuem maiores semelhanças entre o comportamento de estacas isoladas e em grupo, com fator de grupo médio de 2, diferentemente de estacas hélice contínua, que apresentaram maiores divergências, com fator de grupo médio de aproximadamente 6. Segundo os autores, essa diferença ocorre porque as estacas metálicas tendem a apresentar a interferência dos bulbos de tensão no horizonte mais resistente, onde se localiza a ponta, pois a mobilização da resistência ocorre predominantemente nessa região, enquanto que as estacas hélice concentram sobreposição dos bulbos em estratos de média resistência, por apresentarem maior parcela de atrito lateral mobilizado, sendo mais susceptíveis ao efeito de grupo.

2.2. Métodos de transferência de carga para cálculo de recalques de estacas isoladas

Uma alternativa para a determinação da relação carga-recalque de uma estaca são os métodos que utilizam funções de transferência de carga, denominadas “t-z” e “q-z”.

As curvas de transferência de carga podem ser desenvolvidas por soluções teóricas e por observações empíricas. Para se levar em consideração os efeitos de instalação das estacas, é recomendado o uso dos resultados de provas de cargas instrumentadas na elaboração das curvas de transferência de carga. Os modelos de curvas t-z e q-z propostos na literatura são construídos a partir da análise de gráficos de distribuição de carga axial de estacas, que permitem identificar a resistência ao atrito lateral mobilizada em cada trecho do fuste da estaca, assim como a resistência de ponta mobilizada. Exemplos de gráficos de distribuição de carga axial são apresentados na Figura 15 com a correspondente resistência ao atrito lateral mobilizada. Pode-se observar que, para uma mobilização de resistência lateral constante ao longo do fuste da estaca, obtém-se uma distribuição de carga axial que varia linearmente.

Figura 15. Exemplos de distribuição de carga axial e resistência lateral mobilizada ao longo da profundidade.



Fonte: Velloso e Lopes (2010).

Para a obtenção experimental de gráficos de distribuição de carga axial, são realizadas provas de carga em estacas instrumentadas com extensômetros elétricos, denominados *strain gauges*. Os extensômetros consistem em uma resistência elétrica sobre um suporte isolante com dois terminais e sua função é permitir a medida de deformações. As deformações sofridas pelos *strain gages* provocam pequenas alterações na sua resistência elétrica interna, que podem ser aferidas ao instalá-los em uma configuração de ponte de Wheatstone, sendo a configuração de ponte completa a que fornece deformações por esforços axiais nas estacas (Cruz Junior, 2016). As variações de resistência elétrica são convertidas em deformações, lidas com um transdutor durante a execução das provas de carga instrumentadas.

Os extensômetros são instalados em vários níveis ao longo da profundidade da estaca, podendo, por exemplo, serem fixados diretamente sobre uma barra de aço, procedimento adotado por Nogueira (2004), ou fixados a sensores de alumínio presos à armadura da estaca, como realizado por Cruz Junior (2016).

Para a transformação das deformações medidas em tensões correspondentes, é necessário que seja estimado o módulo de elasticidade da estaca. Com essa finalidade, pode-se utilizar os resultados de deformações dos extensômetros localizados próximos ao topo da estaca, assumindo que toda a carga aplicada atua como esforço axial no ponto em que o *strain gage* está instalado. Dessa forma, o módulo de elasticidade é estimado relacionando a carga aplicada à deformação lida nesse extensômetro pela Equação 26, procedimento adotado por Cruz Junior (2016) e Albuquerque (2001).

$$E = \frac{A}{P} \varepsilon \quad (26)$$

Onde:

P = carga aplicada no topo da estaca;

A = área da seção transversal da estaca;

ε = deformação medida;

E = módulo de elasticidade estimado.

A fim de se obter o gráfico de distribuição de carga axial ao longo da estaca, utiliza-se a Equação 26, com as deformações medidas em cada nível nos quais foram instalados os extensômetros e obtém-se a carga axial atuante nesses níveis. A redução da carga axial atuante em cada trecho da estaca corresponde à parcela da resistência lateral mobilizada nesse trecho e a carga axial atuante na ponta da estaca é admitida como a resistência de ponta mobilizada.

Dessa forma, a partir da realização de provas de carga para diversos estágios de carga, que provoquem diferentes deslocamentos na estaca, é possível obter as funções de transferência de carga t - z , ao se relacionar, em um gráfico, os deslocamentos em vários trechos das estacas ensaiadas (comumente plotado no eixo horizontal) com as tensões de cisalhamento atuantes nesses trechos (comumente plotado no eixo vertical), assim como também é possível se obter as curvas q - z , ao se relacionar, em um gráfico, diversos deslocamentos nas pontas das estacas ensaiadas com as cargas axiais correspondentes.

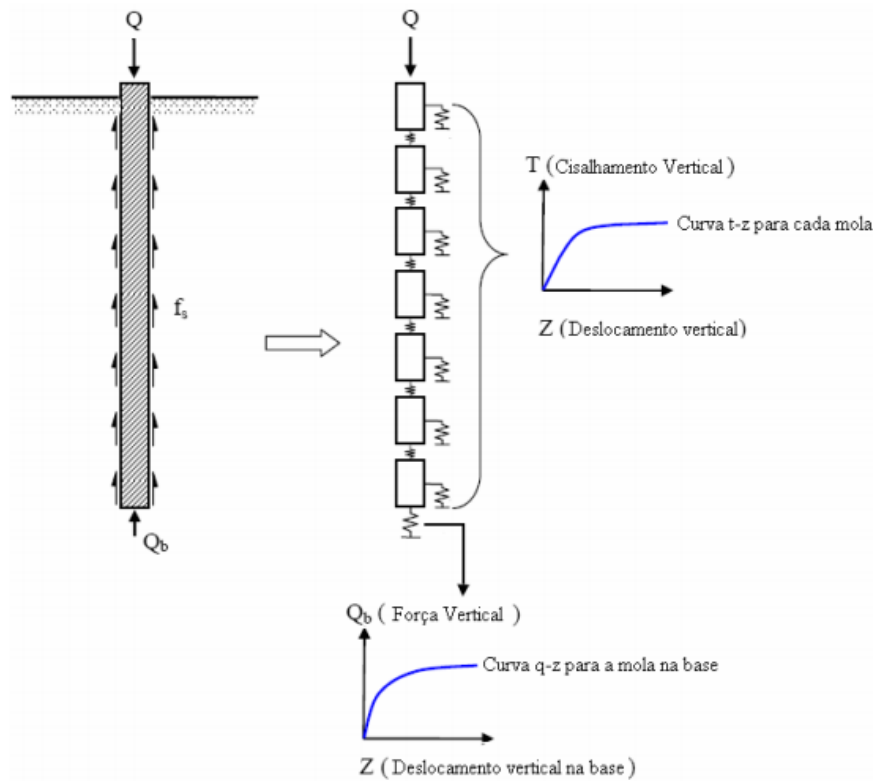
Nos métodos de transferência de carga, o sistema solo-estaca é substituído por um conjunto discreto de molas de rigidezes distintas, a serem calculadas a partir das funções de transferência de carga. Uma representação do modelo de molas distribuídas ao longo do fuste e na base da estaca é apresentado na Figura 16, onde Q é a carga aplicada no topo e Q_b é a força mobilizada na ponta da estaca.

Um método que utiliza tal abordagem foi primeiramente proposto por Coyle e Reese (1966), que coletaram dados de provas de carga de estacas instrumentadas para a obtenção da relação não-linear entre o deslocamento de pontos da estaca e a resistência mobilizada em tais ponto. Esse estudo propôs uma técnica iterativa baseada nos resultados experimentais para o cálculo de recalque em estacas carregadas axialmente. Esse método baseou-se em funções de transferência de carga introduzidas por Seed e Reese (1957) e sua metodologia iterativa é a base para alternativas mais recentes para a previsão de recalques que utilizam funções de transferência de carga.

Nesse procedimento, inicialmente, a estaca é subdividida em partes iguais, como ilustrado na Figura 16, na qual observa-se a subdivisão em 7 elementos apenas como exemplo. O diagrama de equilíbrio de corpo livre do elemento da base da estaca é representado na Figura 17.

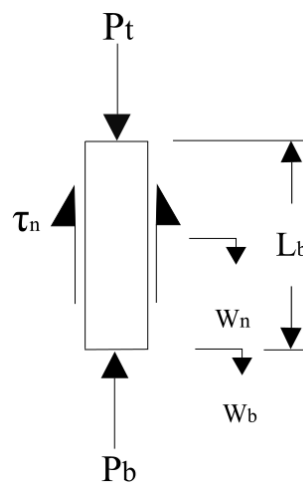
Em seguida, um deslocamento (w_b) na base do elemento da ponta é imposto e a sua força mobilizada correspondente (p_b) é calculada. Para tanto, Coyle e Reese (1966) utilizam a Equação de Boussinesq dada pela Equação 27.

Figura 16. Modelo matemático utilizado nos métodos de transferência de carga.



Fonte: Anjos, 2006.

Figura 17. Diagrama de corpo livre do elemento da base.



Fonte: Poulos e Davis (1980).

$$p_b = \frac{D \cdot E_s \cdot w_b}{(1 - \nu^2)} \quad (27)$$

Onde:

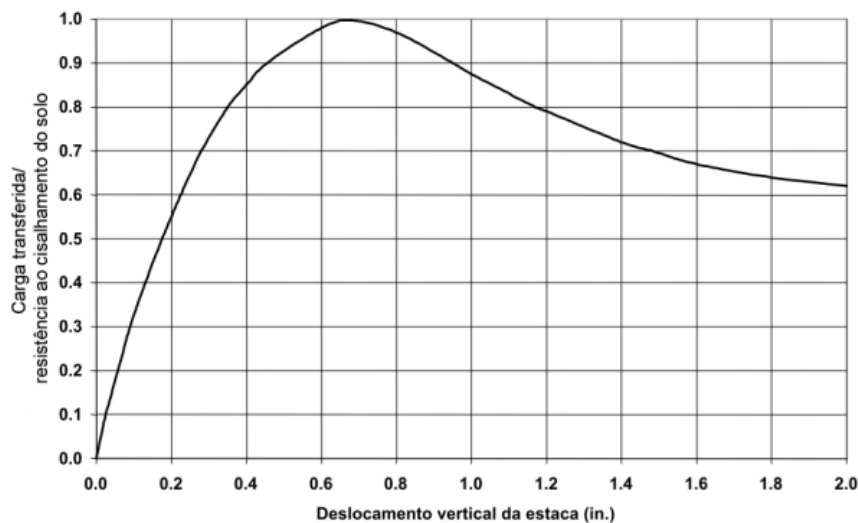
E_s = módulo de elasticidade da estaca;

D = diâmetro da estaca;

ν = coeficiente de Poisson do solo.

Posteriormente, assume-se um deslocamento w_n para o centro do elemento da ponta da estaca, que é considerado igual a w_b na primeira iteração. A partir do valor desse deslocamento e da tensão de cisalhamento unitária última do ponto em estudo, é calculada a tensão de cisalhamento mobilizada τ_n por esse elemento a partir da curva de transferência de carga t-z da Figura 18 proposta por Seed e Reese (1957). A tensão de cisalhamento unitária última para o ponto em estudo é extraída do diagrama de resistência ao cisalhamento versus profundidade do sistema estaca-solo, a ser calculado para o local de estudo e para o tipo de estaca utilizada. As curvas q-z e t-z geralmente são plotadas de forma normalizada, no qual o eixo vertical corresponde à divisão da resistência mobilizada pela resistência última e o eixo horizontal corresponde à divisão do deslocamento do ponto pelo diâmetro da estaca.

Figura 18. Curva t-z proposta por Seed e Reese (1957).



Fonte: Seed e Reese (1957).

Com o valor da tensão de cisalhamento mobilizada no elemento, calcula-se o valor da carga P_t aplicada ao topo desse elemento a partir da Equação 28.

$$P_t = p_b + \tau_a \cdot L_b \cdot \pi \cdot D \quad (28)$$

Onde L_b é o comprimento do elemento em análise.

Em seguida, é calculado o acréscimo do deslocamento do ponto médio do elemento dado pelo encurtamento elástico do concreto, a partir de uma variação linear da carga axial ao longo do elemento pelas Equações 29 e 30.

$$\Delta e = \left(\frac{P_m + pb}{2} \right) \left(\frac{L_b}{2 \cdot A \cdot E_p} \right) \quad (29)$$

$$P_m = \frac{P_t + pb}{2} \quad (30)$$

Onde:

$\Delta\rho$ = encurtamento elástico do elemento;

A = área da seção transversal do elemento.

Vale ressaltar que a variação da carga axial não é admitida como linear ao longo de todo o comprimento da estaca, apenas ao longo de cada elemento individualmente, podendo ser variável a taxa de variação de carga axial mobilizada com a profundidade em elementos distintos.

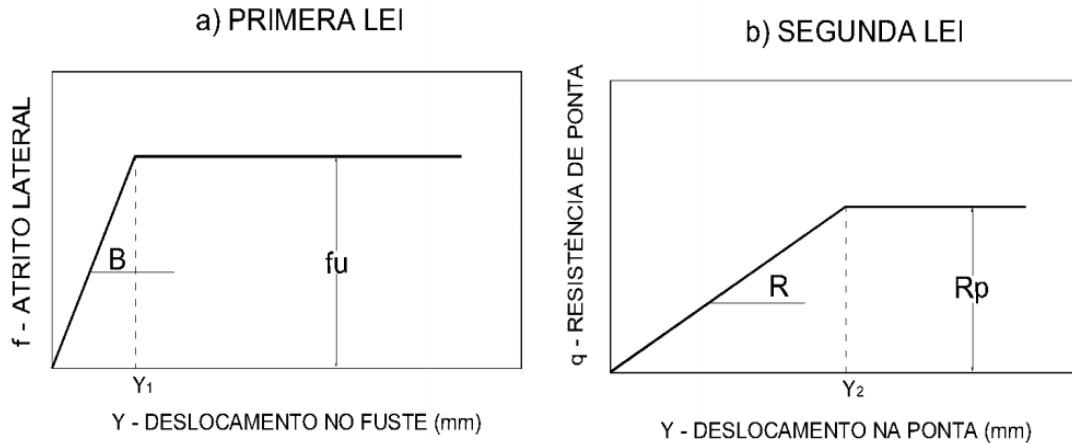
Adiciona-se o valor de $\Delta\rho$ ao valor do deslocamento w_b assumido, obtendo-se, assim, uma nova estimativa para o valor do deslocamento no centro do elemento w_n em questão. Caso esse valor seja diferente do valor assumido para o deslocamento no centro do elemento assumido anteriormente, com uma tolerância pequena de, por exemplo, 10^{-3} mm, o procedimento é realizado novamente usando-se o valor de w_n para o deslocamento do centro do elemento.

Ao se atingir a convergência, realiza-se o mesmo procedimento para o elemento superior, considerando que a força mobilizada em sua base é igual a força mobilizada no topo do elemento inferior. O procedimento é repetido até o último elemento, representativo do topo da estaca, obtendo-se assim o valor da carga aplicada ao topo da estaca e o recalque correspondente a esse valor. Os métodos de transferência de carga mais modernos aprimoram essa técnica e introduzem novas propostas de curvas q-z e t-z.

Além de Coyle e Reese (1966), outra abordagem precursora no uso de funções de transferência de carga para cálculo de recalques são as denominadas Leis de Cambefort, que consistem em funções propostas por Cambefort (1964) e simplificadas por Baguelim et al. (1971) e Cassan (1978). Tais funções modelam a fundação como um material rígido elastoplástico. Nessa abordagem, é considerada a possibilidade de rupturas progressivas, levando em consideração a possibilidade de haver rupturas não simultâneas em diferentes pontos do sistema solo-fundação. Os gráficos desses modelos são apresentados na Figura 19, na qual Y_1 é o deslocamento necessário para que a resistência ao atrito lateral seja totalmente mobilizada, Y_2 é o deslocamento necessário para que a resistência de ponta

seja plenamente mobilizada, f_u é a resistência ao atrito lateral última, R_p é a resistência de ponta última, B e R são os coeficientes angulares, que podem ser estimados pelas Equações 31 e 32.

Figura 19. Leis de Cambefort.



Fonte: Massad, 1995.

$$B = 2 \cdot E_f \quad (31)$$

$$R = 4 \cdot E_p \quad (32)$$

Onde:

E_f = Módulo de elasticidade do solo no ponto do fuste analisado.

E_p = Módulo de elasticidade do solo na profundidade da ponta da estaca.

Devido ao alto custo de provas de carga instrumentadas, necessárias para a confecção de curvas de transferência de carga, muitos estudos, além de Coyle e Reese (1966) e de Cambefort (1964), propõem curvas teóricas, como Chow (1986) e Kraft *et al* (1981).

Modelos hiperbólicos propostos por Chin (1970, 1972) são empregados para a extrapolação de resultados de provas de cargas estáticas para a obtenção da relação carga-recalque de estacas isoladas (Hemaida, 2007). Fleming (1992) analisou o comportamento de estacas carregadas axialmente a partir de modelos hiperbólicos combinados com o encurtamento elástico da estaca.

Um exemplo de curva q - z é a Equação 33 proposta por Chow (1986), sendo uma aproximação da solução de Boussinesq.

$$\rho_b = \frac{Q_b}{4Gr_0 \left[1 - R_f \frac{Q_b}{Q_{bmax}} \right]} \quad (33)$$

Onde:

ρ_b = deslocamento vertical na ponta da estaca;

Q_b = força axial atuante na ponta da estaca;

$Q_{b,max}$ = força axial última na ponta da estaca;

r_0 = raio da estaca;

G = módulo de cisalhamento da camada de solo onde está situada a ponta da estaca.

R_f = Razão de falha.

A razão de falha é um parâmetro empírico que varia entre 0,8 e 0,9 (Clough e Duncan, 1971).

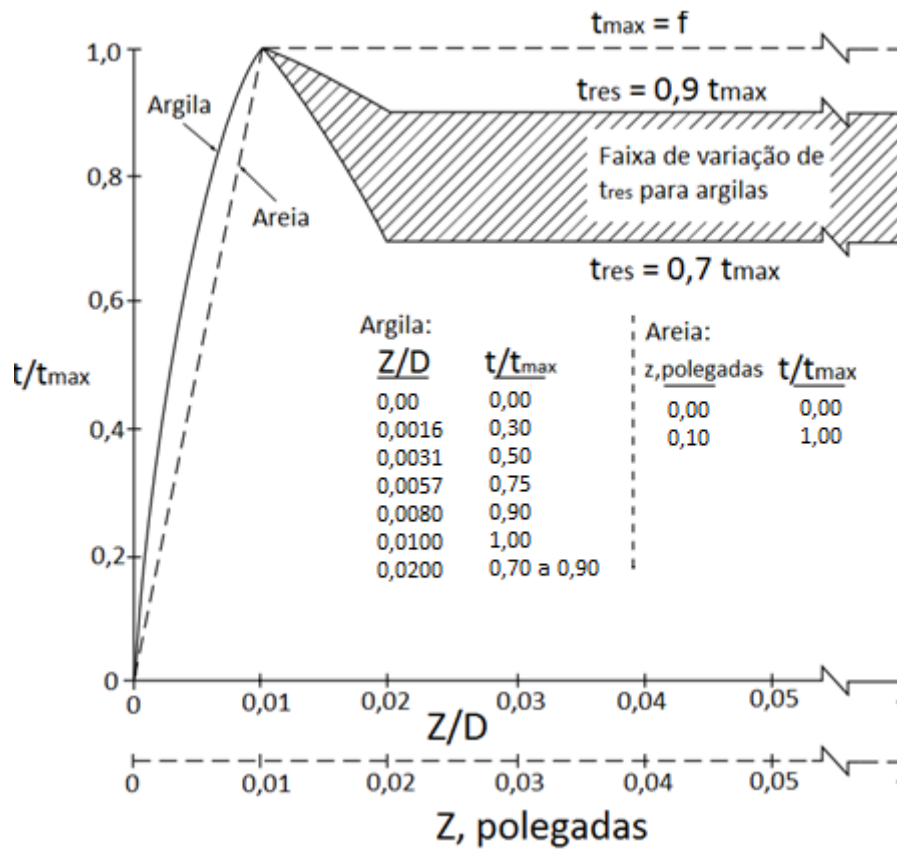
De acordo com API (2000), é necessário um deslocamento de cerca de 10% o diâmetro para haver a mobilização total da resistência de ponta. Muitos métodos empíricos e teóricos para a construção de curvas t-z estão presentes na literatura, como em Coyle e Reese (1966) que apresenta procedimentos para a construção de curvas t-z para solos argilosos e em Kraft, et al. (1981) que propõe curvas teóricas. Os métodos de transferência de carga fazem uso de tais curvas para a obtenção dos deslocamentos e da resistência mobilizada em cada ponto da estaca, destacando-se como um meio viável para a previsão de recalques de fundações profundas.

API (2000) sugere curvas gerais para projetos de fundações de plataformas de petróleo offshore, a serem utilizadas na ausência de curvas mais específicas para o local da obra. As curvas t-z sugeridas – tanto para solos arenosos, como para solos argilosos – são apresentadas na Figura 20 e a curva q-z é apresentada na Figura 21.

Segundo API (2000), a tensão residual (t_{res}) dividida pela tensão de pico (t_{max}) pode variar entre 0,7 e 0,9, conforme ilustrado na Figura 20 para solos argilosos, podendo esse valor ser definido por uma prova de carga instrumentada no solo de interesse.

Zhu e Chang (2002) propõe uma curva t-z que considera o comportamento não-linear da relação tensão deformação do solo e a degradação do módulo de cisalhamento. Para a avaliação da transferência de carga na ponta da estaca, nesse estudo, é utilizada uma relação q-z linear. A proposta da curva t-z é baseada na teoria desenvolvida por Randolph e Wroth (1978). A análise da degradação do módulo de cisalhamento, nesse estudo, é realizada a partir de ensaios pressiométricos. Segundo Zhu e Chang (2002), a relação tensão deformação de solos submetidos durante o cisalhamento é altamente não-linear e o módulo de elasticidade diminui com o acréscimo das tensões. Essa degradação do módulo de cisalhamento G tem grande influência na relação carga-recalque das fundações, principalmente em solos rígidos (Zhu e Chang, 2002). Dessa forma, verifica-se a importância de avaliar o módulo de cisalhamento de acordo com o nível de tensões ao qual o solo analisado está submetido.

Figura 20. Curva t-z geral (API, 2000)



Onde:

t = resistência mobilizada no ponto;

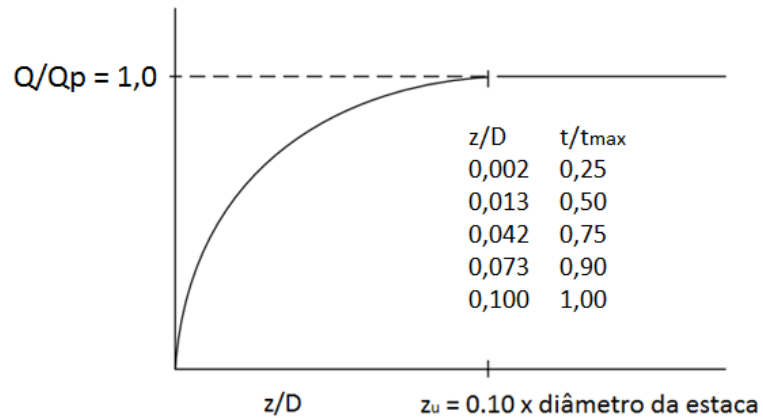
t_{max} = resistência última do ponto;

t_{res} = resistência residual do ponto;

z = deslocamento do ponto;

D = diâmetro da estaca.

Figura 21. Curva Q-z proposta por API (2000).



Onde:

Q = resistência de ponta mobilizada;

Q_p = resistência de ponta última;

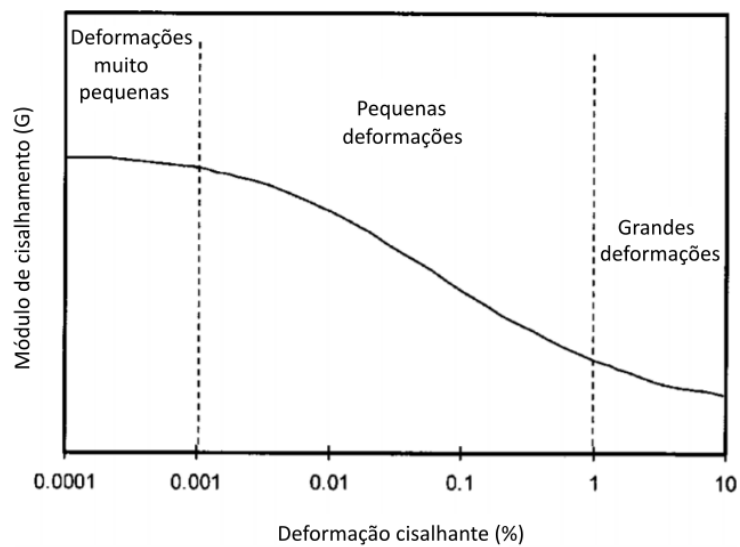
z = deslocamento da ponta;

z_u = deslocamento correspondente à resistência de ponta última;

D = diâmetro da estaca.

A Figura 22 apresenta uma curva típica de módulo de cisalhamento versus deformação cisalhante.

Figura 22. Redução do módulo de cisalhamento com a deformação.

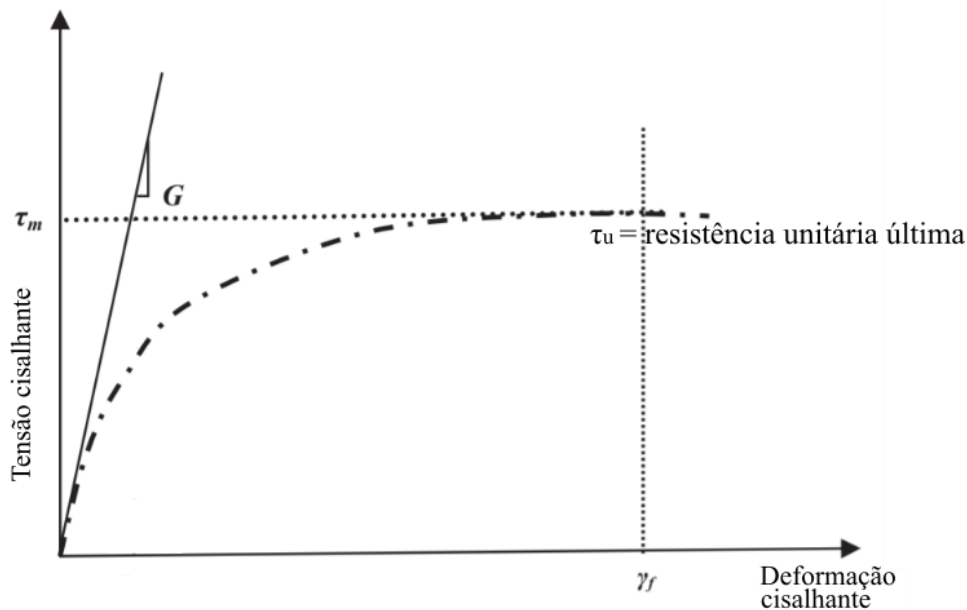


Fonte: Zhu e Chang (2002).

Na primeira região, para deformações muito pequenas, a rigidez do solo é máxima e o módulo de cisalhamento é praticamente constante, até o valor de 0,001 de deformação cisalhante. Na segunda e na terceira zona, ocorre a queda do módulo de cisalhamento com o acréscimo das deformações, sendo essa queda mais acentuada na segunda zona, entre os valores de 0,001 e 1 de deformação cisalhante.

A Figura 23 apresenta a relação teórica não-linear entre tensões e deformações cisalhantes.

Figura 23. Relação tensão deformação cisalhante.



Fonte: Nanda e Patra (2014).

Observa-se a redução do módulo com o acréscimo das deformações, o que mostra a importância da consideração do nível de deformações na determinação do módulo de cisalhamento.

Com o objetivo de relacionar o módulo de cisalhamento com tensões cisalhantes, Fahey e Carter (1993) propôs a Equação 34.

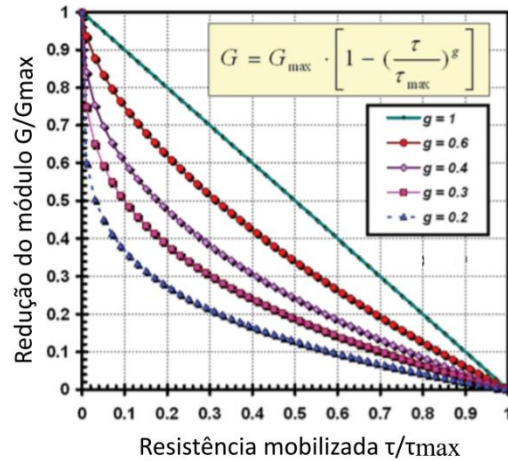
$$\frac{G}{G_{max}} = 1 - f \cdot \left(\frac{\tau}{\tau_{max}} \right)^g \quad (34)$$

Onde G é o módulo de cisalhamento do solo submetido a uma tensão τ . G_{max} é o módulo de cisalhamento máximo do solo, correspondente a baixas deformações, τ_{max} é a resistência de cisalhamento unitária última do solo e f e g são parâmetros de adequação da curva, que estão relacionados com a intensidade da degradação. O valor de f geralmente é próximo de 1 e os valores de g geralmente variam entre 0,2 e 0,4. Valores mais altos de g são obtidos em solos mais rígidos e valores mais altos de f são obtidos em

solos mais deformáveis. A Figura 24 apresenta a relação entre G/G_{\max} e τ/τ_{\max} , para $f = 1$ e para vários valores de g .

Para o caso de estacas submetidas a cargas axiais, a relação τ/τ_{\max} pode ser considerada aproximadamente Q/Q_{ult} , razão definida como o inverso do fator de segurança, onde Q é a carga sob a qual a estaca está submetida e Q_{ult} é a capacidade de carga da estaca. (Mayne, 1995; Zhu e Chang, 2002).

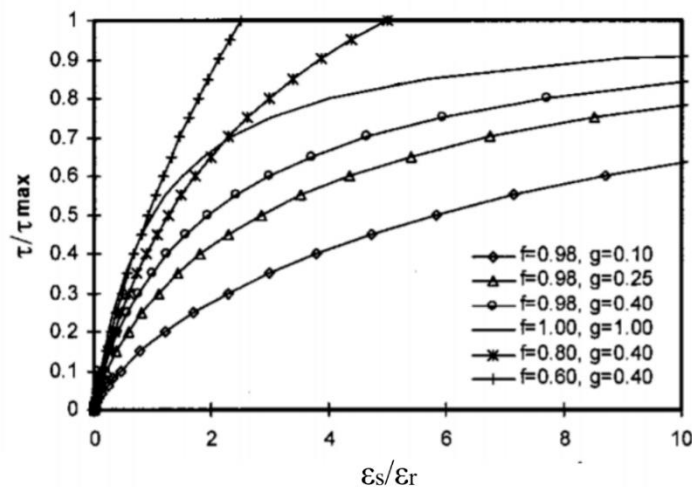
Figura 24. Curvas teóricas de degradação do módulo de cisalhamento.



Fonte: NCHRP (2007).

A partir da definição do módulo de cisalhamento, tensão de cisalhamento dividida por deformação de cisalhamento, utilizando-se a relação de Fahey e Carter (1993) foi obtida a relação entre τ/τ_{\max} e ϵ_s/ϵ_r apresentada na Figura 25, para vários valores de f e g .

Figura 25. Relação normalizada entre τ/τ_{\max} e ϵ_s/ϵ_r .



Fonte: Zhu e Chang (2002).

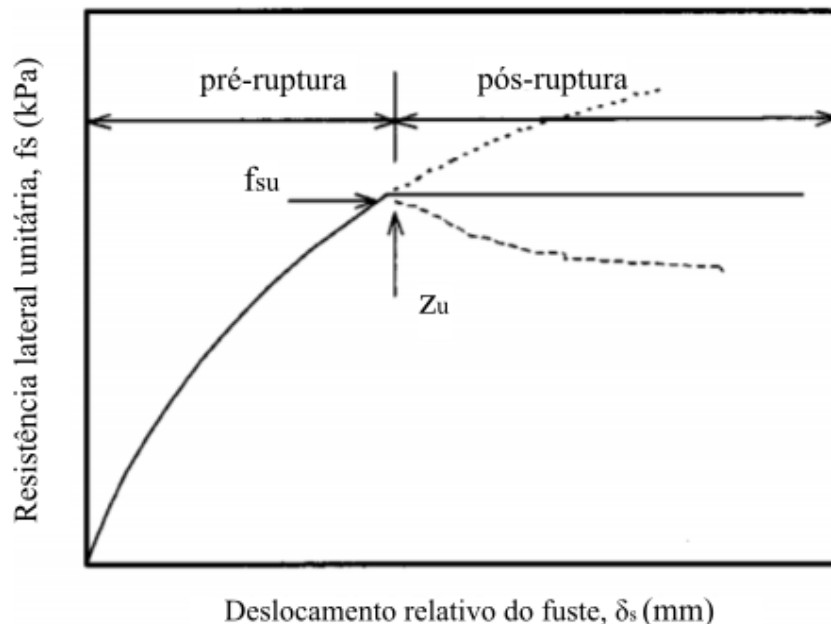
Onde ϵ_s é a deformação do solo a uma tensão τ e ϵ_r , variável denominada deformação de referência, é definida pela Equação 35.

$$\epsilon_r = \frac{\tau_{m\acute{a}x}}{G_{m\acute{a}x}} \quad (35)$$

Observa-se, na Figura 25, que a curva tensão-deformação normalizada teórica proposta tem o formato de uma hipérbole, onde, para baixos níveis de deformação, um acréscimo de tensão gera um pequeno acréscimo de deformação, mas, para níveis mais altos de deformação, o mesmo acréscimo de tensões gera um acréscimo de deformações bem maior, comportamento comumente observado em solos.

A curva t-z proposta por Zhu e Chang (2002) é ilustrada na Figura 26.

Figura 26. Curva t-z proposta por Zhu e Chang (2002).



Fonte: Zhu e Chang (2002).

Onde f_{su} é a resistência lateral unitária última e z_u é o deslocamento relativo do fuste correspondente a essa tensão.

Observa-se que, na Figura 26, que a curva proposta se divide em duas zonas: uma antes da ruptura e outra após. Na região pré-falha, a curva tem o formato de uma hipérbole. Após a falha, o material é modelado como perfeitamente plástico.

A partir da teoria desenvolvida por Randolph e Wroth (1978) e da Equação 34, Zhu e Chang (2002) propõe a Equação 36 para descrever a região pré-falha.

$$w_n = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G_{m\acute{a}x} \cdot g} \cdot \ln \left[\frac{\left(\frac{r_m}{r_0}\right)^g - f\left(\frac{\tau_0}{\tau_{m\acute{a}x}}\right)^g}{1 - f\left(\frac{\tau_0}{\tau_{m\acute{a}x}}\right)^g} \right] \quad (36)$$

Onde w_n é o deslocamento do elemento de estaca analisado, τ_0 é a tensão de cisalhamento mobilizada nesse elemento e r_m é a distância radial a partir da qual a tensão de cisalhamento mobilizada não gera mais deslocamentos no solo, definido por Randolph e Wroth (1978). Os outros parâmetros utilizados são os mesmos da Equação 34.

As curvas de degradação do módulo de cisalhamento podem ser obtidas através de retroanálise de provas de carga ou mediante ensaios de laboratório ou ensaios *in-situ* (Zhu e Chang, 2002), calculando-se o módulo de cisalhamento para diferentes níveis de tensões no solo. Para se obter a curva de degradação do módulo de cisalhamento mediante retroanálise de provas de carga, pode utilizar as Equações de Poulos e Davis (1980) e Randolph e Wroth (1978), conforme recomenda Zhu e Chang (2002). Para tanto, a carga e o recalque obtidos na prova de carga são utilizados como parâmetros de entrada na Equação 37 para a determinação do módulo de cisalhamento máximo.

$$\delta = \frac{P_t \cdot I_p}{2 \cdot (1 + \nu_s) \cdot G_{m\acute{a}x} \cdot \left[1 - f\left(\frac{P_t}{P_{t,ult}}\right)^g \right] d} \quad (37)$$

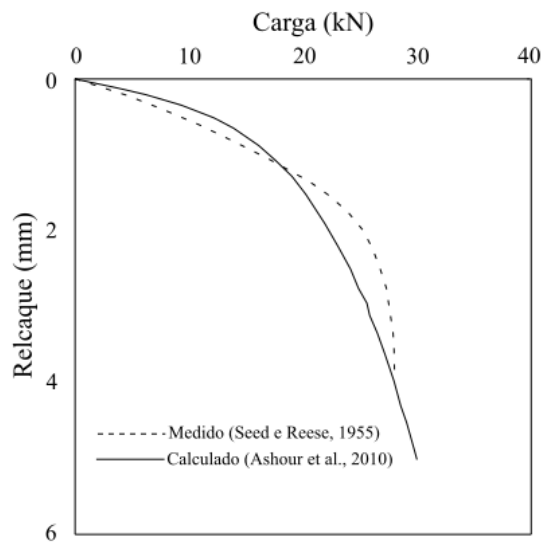
Onde I_p é o fator de influência que pode ser obtido pelos gráficos propostos por Poulos e Davis (1980).

Em laboratório, os módulos de cisalhamentos para diferentes níveis de tensão podem ser determinados através de ensaios de cisalhamento torsional. Em campo, pode-se realizar a análise do módulo de cisalhamento mediante ensaios de pressiómetro (PMT) e crosshole (Zhu e Chang, 2002).

Ashour et al. (2010) apresenta uma metodologia para obter a relação carga-recalque de uma estaca isolada através de curvas de transferência de carga t-z e q-z, levando em consideração as deformações elásticas da estaca e o comportamento não linear de solos argilosos normalmente adensados sob condição não-drenada. Assim como em outros métodos de transferência de carga, a estaca é discretizada em uma série de molas não-lineares ao longo do fuste e na ponta. A análise da resistência mobilizada inicia-se no segmento da ponta da estaca e finaliza-se no topo, obtendo-se o deslocamento e a carga atuante nesse ponto.

Ashour et al. (2010) aplicou o método proposto para o caso de uma prova de carga realizada em argila mole de São Francisco – Califórnia. A estaca analisada é do tipo tubular metálica cravada, de diâmetro 0,152 m, 6,7 m de comprimento e ponta em formato de cone. A Figura 27 apresenta a comparação entre o método proposto e os resultados experimentais.

Figura 27. Comparação entre os resultados medidos e calculados para a prova de carga realizada em São Francisco – Califórnia.

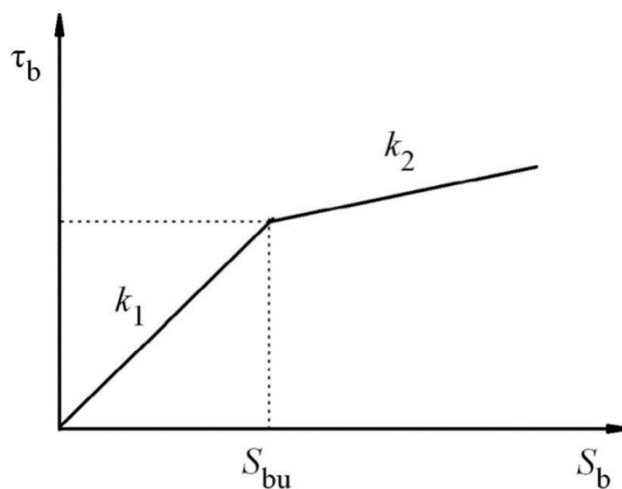


Fonte: Ashour et al. (2010).

Pode-se observar, na Figura 27, boa concordância entre os resultados medidos por Seed e Reese (1957) e calculados por Ashour et al. (2010), principalmente para cargas inferiores a 20 kN, o que é uma evidência da aplicabilidade de tal método de transferência de carga para a obtenção das relações carga-recalque de estacas isoladas em argilas moles sob condição não-drenada.

Zhang e Zhang (2012) elaboraram outro método de transferência de carga para cálculo de recalques em grupos de estacas. A curva t-z proposta é idêntica à utilizada em Zhang et al. (2014), entretanto outra relação q-z é proposta. Para modelar a relação entre deslocamento de ponta e resistência mobilizada na ponta, foi proposta uma função bilinear, apresentada na Figura 28.

Figura 28. Relação entre a resistência de ponta mobilizada e o deslocamento da ponta.



Fonte: Zhang e Zhang (2012).

A relação proposta é expressa pela Equação 38.

$$\tau_b = \begin{cases} k_1 \cdot S_b, & S_b < S_{bu} \\ k_1 \cdot S_{bu} + k_2(S_b - S_{bu}) & S_b \geq S_{bu} \end{cases} \quad (38)$$

Os parâmetros k_1 e k_2 representam a rigidez à compressão no primeiro e no segundo estágio do carregamento, respectivamente (Zhang e Zhang, 2012). O parâmetro k_1 é calculado a partir da teoria de Randolph e Wroth (1979), pela Equação 39.

$$k_1 = \frac{4 \cdot G_{sb}}{\pi \cdot r_0 \cdot (1 - \nu_b)} \quad (39)$$

Onde G_{sb} é o módulo de cisalhamento da camada de solo onde está situada a ponta da estaca. O valor de k_2 é calculado pela Equação 40, conforme recomenda Zhang e Zhang (2012).

$$k_2 = \frac{\Delta P_t}{\left(\Delta S_t - \frac{\Delta P_t L}{E_p A_p}\right) \cdot A_b} = \frac{k_t}{A_b \cdot \left(1 - \frac{k_t \cdot L}{E_p \cdot A_p}\right)} \quad (40)$$

Onde k_t é a razão do acréscimo de carga pelo acréscimo de recalque, E_p é o módulo de elasticidade da estaca, A_p é a área da seção transversal da estaca na região do fuste, A_b é a área de seção transversal da estaca na região da ponta, L é o comprimento da estaca ΔP_t é o acréscimo de carga no topo da estaca e ΔS_t é o acréscimo de recalque no topo da estaca.

A partir das relações t-z e q-z, aplica-se o procedimento iterativo apresentado neste tópico para a obtenção da relação carga-recalque.

Diversos outros trabalhos abordam o tema de curvas de transferência de carga para cálculo de recalques em estacas isoladas, como Fellenius (2013). A seguir, apresentam-se resumidamente alguns desses trabalhos. Fellenius (2013) propôs a Equação 41 como modelo de transferência de carga de um ponto de uma estaca, com parâmetros α , β e ψ a serem calibrados.

$$\tau(w) = \psi \cdot r_l \cdot [1 - e^{-(\alpha w + \beta)}] \quad (41)$$

Onde:

$\tau(w)$ é o atrito unitário mobilizado;

r_l é a resistência lateral unitária;

α , β e ψ são parâmetros de resistência de carga;

w o deslocamento do ponto.

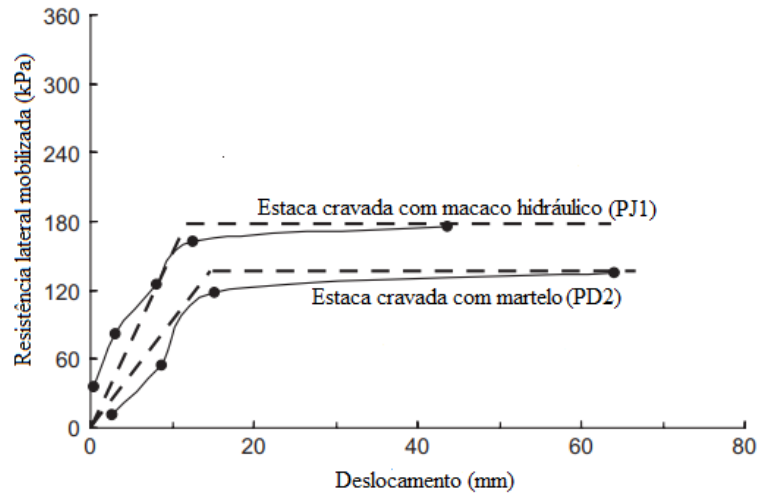
A partir da equação proposta por Fellenius (2013), Caviglione e Reis (2018) realizaram a calibração desse modelo para uma estaca instrumentada de 24,1 m de profundidade e 1,0 m de diâmetro executada no campo experimental de Araquari, em Santa Catarina. Para tanto, realizaram-se dois tipos de análise: a primeira, denominada de análise indireta, na qual a resistência ao atrito lateral da estaca foi estimada mediante a aplicação de métodos semi-empíricos com base em resultados de ensaios SPT e CPT, e a segunda, denominada de análise direta, na qual a mobilização da resistência lateral e de ponta foi determinada a partir do resultado de prova de carga instrumentada com uso de 8 *strain gages* instalados na estaca, com o intuito de mensurar a transferência de carga estaca-solo a partir do cálculo da redução da carga axial ao longo do comprimento da estaca. Foram realizadas simulações com diferentes valores de α , β e ψ sendo registrados aqueles que forneceram resultados mais próximos à curva carga-recalque obtida experimentalmente, extrapolada pelos métodos de Van der Veen e Chin Konder (1970) para a determinação da carga de ruptura. O estudo concluiu que, após a calibração, o modelo descreveu de maneira satisfatória a curva carga-recalque e que um aumento do N_{spt} resulta em um aumento dos parâmetros, indicando uma relação de dependência entre os valores.

Yang et al. (2006) realizou estudo mediante provas de carga com estacas instrumentadas com o intuito de realizar uma análise comparativa entre a performance de estacas cravadas por martelo com estacas cravadas com macaco hidráulico. As estacas estudadas variaram de 32 a 55 m de comprimento, tendo uma capacidade de carga de 3540 kN. Concluiu-se que as estacas cravadas com macaco hidráulico apresentaram resistência ao atrito lateral maior, enquanto que as estacas cravadas por martelo apresentaram maior resistência de ponta. Para um carregamento de duas vezes a capacidade de carga, as estacas cravadas com macaco hidráulico apresentaram uma resistência mobilizada de ponta de 2 a 10% da carga aplicada, com uma média de 6%, enquanto que as estacas cravadas com martelo apresentaram resistência mobilizada de base variando de 6% a 61%, com uma média de 38%. Os autores atribuem a diferença ao mecanismo de fadiga, pois as estacas cravadas por martelo recebem mais ciclo de carga e descarga, o que pode degradar a rigidez da interface solo-estaca, reduzindo a resistência lateral, aumentando, conseqüentemente, a parcela de carga resistida pela ponta. A Figura 29 apresenta a comparação entre a resistência lateral mobilizada entre as estacas cravadas com martelo e com macaco hidráulica, medida através de instrumentação com extensômetros elétricos, onde PJ1 e PD2 é a identificação das estacas. Foi estabelecida uma correlação entre a resistência lateral última e o N_{spt} , sendo adotado 1,5 a 2,0N (kPa) para essa estimativa.

Bohn et al. (2016) analisaram 50 provas de carga instrumentadas em estacas isoladas para desenvolver curvas de transferência de carga a partir dos resultados obtidos. O objetivo dos autores nesse estudo é propor curvas de transferência de carga que possam ser utilizadas em estacas escavadas e cravadas, tanto em solos finos como em solos granulares, sendo analisadas provas de carga instrumentadas realizadas nessas condições.

As curvas propostas foram utilizadas para a estimativa da relação carga-recalque de 72 estacas submetidas a provas de carga, obtendo-se, de modo geral, boa concordância com os resultados experimentais.

Figura 29. Comparação entre a resistência lateral mobilizada entre estacas cravadas com macaco hidráulico e com martelo.

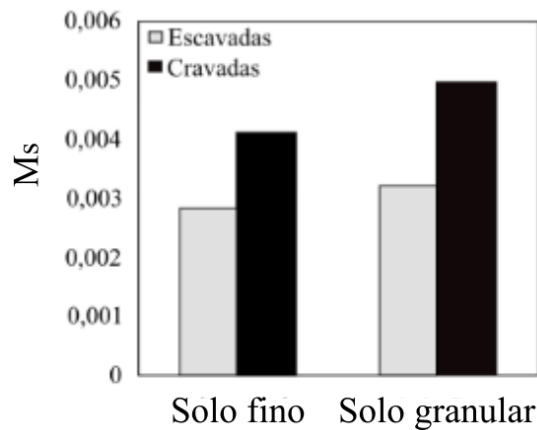


Fonte: Yang et al. (2006).

O modelo de curva t-z hiperbólico proposto por Bohn et al. (2016) é expresso pela Equação 42.

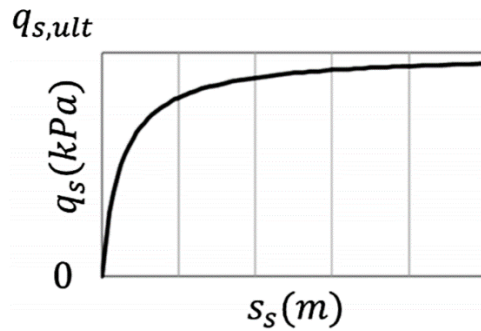
$$\tau_s = \frac{\tau_{s,ult} \cdot S_{Si}}{M_s \cdot B + S_{Si}} \quad (42)$$

Figura 30. Valores do parâmetro M_s .



O formato da curva t-z proposta é apresentado na Figura 31.

Figura 31. Curva t-z hiperbólica.



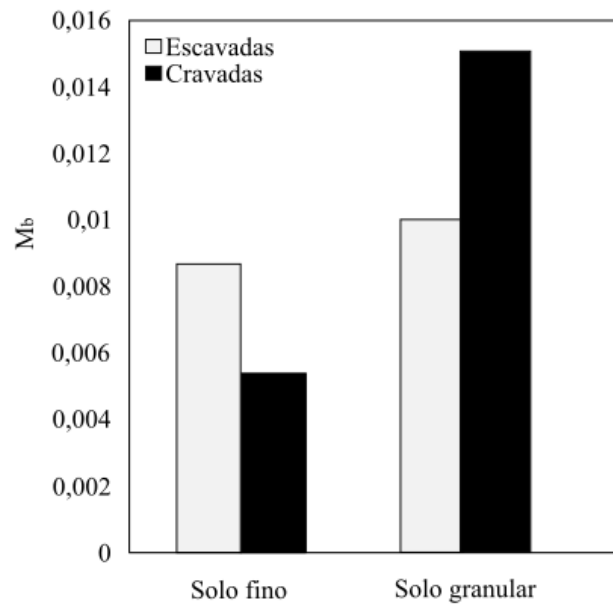
Fonte: Bohn et al. (2016)

O modelo de curva q-z hiperbólico proposto por Bohn et al. (2016) é expresso pela Equação 43.

$$q_b = \frac{q_{b,ult} \cdot s_{bi}}{M_b \cdot B + s_{bi}} \quad (43)$$

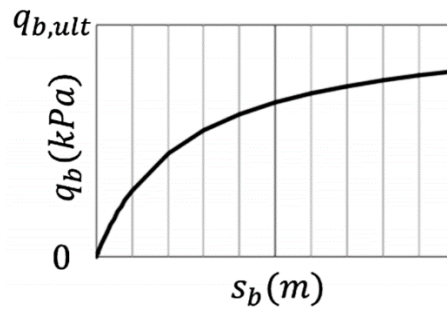
A variável q_b é a resistência mobilizada, $q_{b,ult}$ é a resistência última, s_{bi} é o deslocamento da ponta e M_b é o parâmetro de deformação da ponta. O valor de M_b é extraído da Figura 32.

Figura 32. Valores de M_b



O formato da curva q-z proposta é apresentado na Figura 33.

Figura 33. Curva q-z hiperbólica.



Fonte: Bohn et al. (2016).

Os valores de M_s e M_b foram obtidos a partir dos resultados das 50 provas de carga instrumentadas analisadas. Segundo Bohn et al. (2016), para que se obtenha bons resultados com a utilização dos métodos de transferência de carga, é imprescindível a determinação adequada das resistências últimas no fuste e na ponta. Esses valores podem ser obtidos, por exemplo, por correlações com resultados de ensaios realizados *in-situ*, como CPT e SPT. Além disso, Bohn et al. (2016) afirmaram que as curvas propostas podem ser modificadas para que seja incorporado a interação entre estacas vizinhas na análise, tornando, assim, o método aplicável a grupos de estacas.

2.4. Métodos de transferência de carga que levam em consideração o efeito de grupo

Os métodos convencionais apresentados anteriormente não levam em consideração a interação entre as estacas e não foram desenvolvidos para se avaliar a relação carga-recalque de grupos de estacas. Entretanto, os mecanismos de transferência de carga em estacas situadas em um grupo são diferentes daqueles de uma estaca isolada, devido a interação entre as estacas. Estudos recentes, como Pan et al. (2017) e Zhang et al. (2016), modificam métodos de transferência de carga convencionais, utilizados para cálculo de recalques em estacas isoladas, para que seja levada em consideração a influência da interação com estacas vizinhas. Tais modificações são de grande valia para a prática da engenharia geotécnica, uma vez que, na grande maioria das obras apoiadas sobre fundações profundas, são utilizados grupos de estacas, ao invés de apenas estacas isoladas.

Para que o efeito de grupo seja incorporado nas análises, pode-se utilizar o princípio da superposição dos deslocamentos, no qual o recalque de uma estaca é acrescido do deslocamento provocado no solo pelo carregamento das estacas vizinhas.

Zhang et al. (2014) propõem um método para o cálculo recalques em estacas isoladas e em grupo. Nessa abordagem, são utilizadas curvas hiperbólicas para modelar as relações não-lineares entre resistência lateral unitária e o deslocamento relativo do fuste, curva t-z, e entre a resistência de ponta e deslocamento da ponta da estaca, curva q-z. O solo é considerado um conjunto de camadas horizontais, cada uma com sua curva de transferência de carga característica. A estaca é modelada como um conjunto de segmentos apoiados em molas não-lineares. Nesse modelo, as molas distribuídas ao longo do fuste representam a relação entre tensão lateral mobilizada e o deslocamento dos segmentos do fuste e a mola situada na ponte representa a relação entre a resistência de ponta mobilizada e o deslocamento da ponta.

Primeiramente, apresenta-se o método desenvolvido por Zhang et al. (2014) para a obtenção da relação carga-recalque de estacas isoladas e, posteriormente, apresenta-se a adaptação deste método para grupos de estacas.

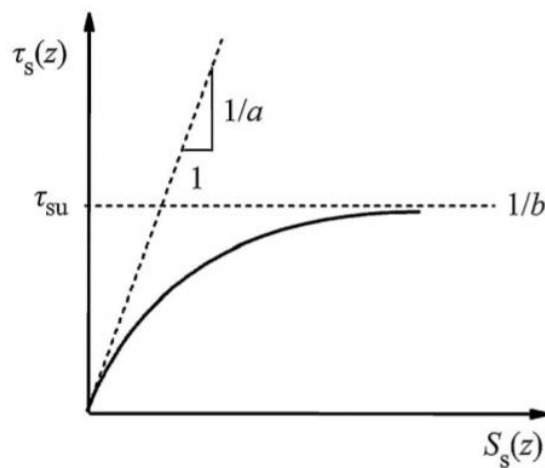
Para se definir uma curva t-z ou q-z hiperbólica, é necessária a determinação da inclinação inicial da curva e da resistência unitária máxima. A inclinação inicial é obtida relacionando-se as tensões e os deslocamentos iniciais da curva e a resistência unitária máxima é a assíntota da curva, conforme pode-se observar na Figura 34. Para avaliar tais valores e propor o modelo de curvas t-z e q-z, Zhang et al. (2014) coletaram pontos de tensão de cisalhamento mobilizada no fuste versus deslocamento de pontos do fuste e tensão de ponta mobilizada versus deslocamento de ponta, provenientes de 7 provas de carga instrumentadas. Na Figura 35 são plotados 808 pontos provenientes dessas provas de cargas instrumentadas dos trabalhos de Yang et al. (2006), Zhang et al. (2010) e Zhang et al. (2011). A provas de carga foram realizadas em solos diversos e diferentes tipos de estacas. Um resumo desses ensaios é apresentado na Tabela 1.

Tabela 1. Resumo dos ensaios de prova de carga utilizadas para a curva t-z.

Referência	Identificação da estaca	Tipo de estaca	Tipo de solo ao longo da estaca	Comprimento (m)	Diâmetro (m)
Yang et al. (2006)	P1	Metálica com perfil H cravada com macaco hidráulico	Areia fofa a média, silte, areia argilosa, granito altamente fragmentado	40,9	-
	PD2	Metálica com perfil H cravada com martelo		39,6	-
Zhang et al. (2010)	S1	Escavada	Silte, argila, areia siltosa, rocha altamente fragmentada	119,9	1,1
	S2	Escavada		88,2	1,1
	S3	Escavada		88,4	1,1
Zhang et al. (2011)	S1#	Escavada	Argila, areia fina, argila siltosa, diorito altamente fragmentado	109,7	1,1
	S3#	Escavada		103,7	1,1

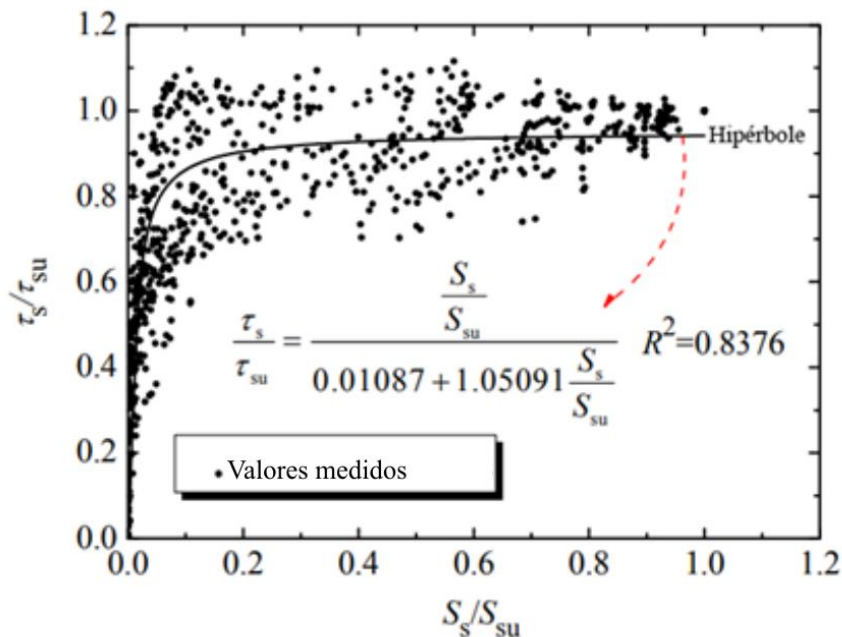
Fonte: Zhang et al. (2014).

Figura 34. Parâmetros a e b da curva t-z hiperbólica.



Fonte: Zhang e Zhang (2012)

Figura 35. Comparação entre curva hiperbólica e resultados experimentais de tensão de cisalhamento versus deslocamento do fuste.



Fonte: Zhang et al. (2014).

Nas Figura 34, S_s é o deslocamento de um ponto do fuste da estaca correspondente a tensão de cisalhamento τ_s atuante nesse ponto, S_{su} é o deslocamento de um ponto no fuste correspondente a tensão de ruptura τ_{su} desse ponto. De forma similar, na Figura 36, S_b é um deslocamento na base correspondente a uma tensão normal τ_b e S_{bu} é o deslocamento de um ponto na base correspondente à tensão de ruptura τ_{bu} desse ponto. A ruptura ocorre quando, para pequenos acréscimos de tensão, ocorrem grandes acréscimos de deslocamento do ponto, o que ocorre para relações τ_s/τ_{su} e τ_b/τ_{bu} próximas a 1,0.

Observa-se que as curvas hiperbólicas ajustadas aos resultados experimentais apresentaram boa concordância, o que é evidenciado pelo R^2 de 0,8378. Dessa forma, Zhang et al. (2014) propõe a Equação 44, que consiste em uma função hiperbólica, para relacionar o deslocamento dos pontos do fuste com a tensão de cisalhamento mobilizada nesses pontos.

$$\tau_s = \frac{S_s}{a + bS_s} \quad (44)$$

Onde a e b são coeficientes empíricos. O coeficiente a está relacionado com a rigidez inicial k_s do solo ao redor da estaca. Tal coeficiente é o inverso da inclinação da reta tangente ao trecho inicial da curva hiperbólica, conforme Figura 34.

Baseado na solução elástica de Randolph e Wroth (1979) apresentada anteriormente, o valor de a pode ser calculado. A partir dessa solução, a rigidez k_s do solo ao redor da estaca é expressa pela Equação 45.

$$k_s = \frac{\tau_s}{S_s} = \frac{G_s}{r_0 \cdot \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right)} \quad (45)$$

O coeficiente a pode então ser obtido pela Equação 46

$$a = \frac{1}{k_s} = \frac{r_0}{G_s} \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) \quad (46)$$

O coeficiente b está relacionado com a tensão de ruptura do ponto no fuste. A tensão unitária de ruptura pode ser estimada por uma vasta gama de métodos previsão de capacidade de carga, que podem utilizar resultados de ensaios de campo e de laboratório. Alguns exemplos são Meyerhof (1956), Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978), Phillipponnat (1980), Bustamante e Gianceselli (1982), Alonso (1983), Cabral (1986), Antunes e Cabral (1996), Holeyman et al. (1997), Velloso (1981), Teixeira (1996) e Salgado et al. (2011). Para a obtenção experimental da resistência lateral unitária e da resistência de ponta unitária, realiza-se provas de carga instrumentadas com *strain gauges* até a ruptura. Deve-se, portanto, adotar métodos apropriados às condições do local de estudo e ao tipo das estacas em questão. Dessa forma, o coeficiente b é dado pela Equação 47.

$$b = \frac{1}{\tau_f} = \frac{R_{sf}}{\tau_{su}} \quad (47)$$

Onde τ_f é tensão de cisalhamento mobilizada para um alto valor de deslocamento, sendo ligeiramente maior que a tensão unitária de ruptura τ_{su} . R_{sf} relaciona as duas variáveis e varia de 0,8 a 0,9.

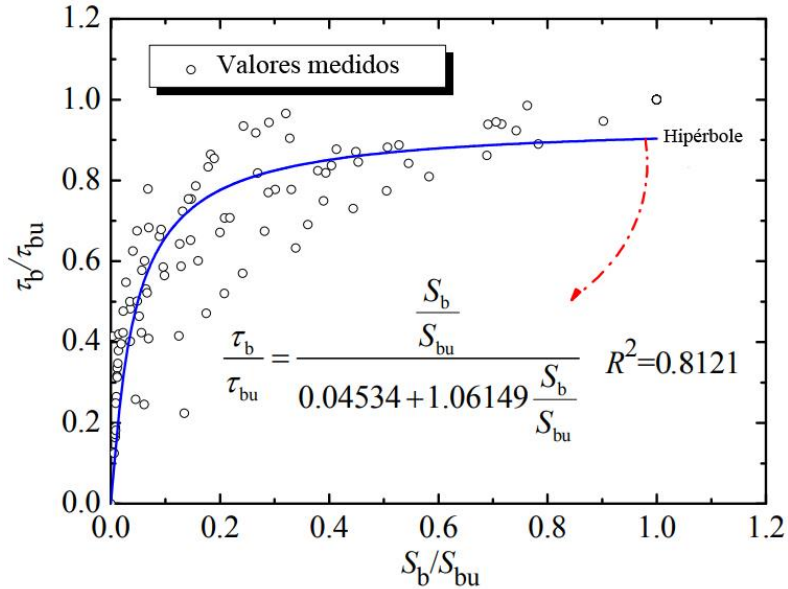
Na Figura 36, gráfico de deslocamento da base versus tensão normal da base da estaca, são plotados 108 pontos provenientes de provas de cargas instrumentadas. A Tabela 2 apresenta um resumo sobre as provas de carga utilizadas.

Tabela 2. Resumo das provas de carga utilizadas para a curva q-z.

Referência	Identificação da estaca	Tipo de estaca	Material na base da estaca	Comprimento da estaca (m)	Diâmetro da estaca (m)
Ji e Feng (1998)	2	Escavada	Rocha fragmentada	81,5	1,0
Bi et al. (2003)	1	Escavada	Areia grossa e rocha fragmentada	110,0	2,5
	2	Escavada			
Zhang et al. (2004)	SZ1	Escavada	Pedregulho	76,2	0,8
	SZ2	Escavada	Argila	59,3	
Yang et al. (2006)	PD2	Cravada com martelo	Rocha altamente fragmentada	39,6	-
	PD7	Cravada com martelo		45,1	
	PJ1	Cravada com macaco hidráulico		40,9	
	PJ6	Cravada com macaco hidráulico		39,0	
	PJ7	Cravada com macaco hidráulico		40,5	
Yao et al. (2007)	y1	Escavada	Rocha moderadamente fragmentada	70,0	2,0
Cheng et al. (2010)	S1	Escavada	Areia fina	84,0	1,5
	SZ4	Escavada		125,0	2,5
	N3	Escavada	Areia grossa	76,0	1,5

Fonte: Zhang et al. (2014).

Figura 36. Comparação entre curva hiperbólica e resultados experimentais de tensão de ponta mobilizada versus deslocamento de ponta.



Fonte: Zhang et al. (2014).

Conforme pode-se observar na Figura 36, os pontos seguem aproximadamente uma função hiperbólica. Nesse contexto, a função hiperbólica plotada na Figura 36 apresenta boa concordância, com R^2 de 0,8121. Dessa forma, é proposta a Equação 48 que relaciona a tensão normal na ponta da estaca com seu deslocamento.

$$q_b = \frac{S_b}{f + gS_b} \quad (48)$$

Onde, f e g são parâmetros empíricos. O parâmetro f está relacionado com a rigidez inicial do solo ao redor da base. Com base na solução de Randolph e Wroth (1979), tal coeficiente é dado pela Equação 49.

$$f = \frac{\pi r_0 (1 - \nu_b)}{4G_b} \quad (49)$$

O coeficiente g está relacionado com a ruptura do ponto, sendo definido como o inverso de uma tensão normal q_{bf} de ponta que é mobilizada por um deslocamento muito grande, ligeiramente maior que a tensão de ruptura q_{bu} . A tensão de ruptura pode ser calculada por métodos de capacidade de carga apropriados ao local de estudo e ao tipo de estaca utilizada. R_{bf} relaciona as duas tensões e varia de 0,8 a 0,9. Essas variáveis se relacionam entre si de acordo com a Equação 50.

$$g = \frac{1}{q_{bf}} = \frac{R_{bf}}{q_{bu}} \quad (50)$$

Tomando por base a metodologia iterativa de Coyle e Reese (1966) e fazendo modificações, Zhang et al. (2014) propõe o seguinte procedimento passo-a-passo para a estimativa de recalques em estacas submetidas a carregamentos axiais:

- 1) Dividir a estaca em n elementos ao longo de seu comprimento;
- 2) Assumir um pequeno deslocamento de ponta S_b para a base do segmento n (localizado na ponta da estaca).
- 3) A partir da Equação 48 e do deslocamento S_b , calcular a força atuante na base P_{bn} do elemento n .
- 4) Um deslocamento vertical S_{cn} é então assumido para o centro do elemento da base, sendo que, para primeira iteração, assume-se $S_{cn} = S_{bn}$. A partir da curva t - z proposta, a tensão de cisalhamento no elemento n τ_{sn} é calculada para esse deslocamento.
- 5) Calcula-se a força P_{tn} atuante no topo do elemento n pela Equação 51 e pela curva t - z expressa na Equação 44.

$$P_{tn} = P_{bn} + \pi d L_n \tau_{sn} \quad (51)$$

- 6) É calculada então o deslocamento S_e do ponto no centro do elemento n , causado pela sua deformação elástica, a partir da Equação 52.

$$S_e = \left(\frac{P_{tn} + P_b}{2} + P_{bn} \right) \left(\frac{0,5L}{2E_p A_p} \right) \quad (52)$$

- 7) Recalcula-se o deslocamento do centro do elemento n S'_{cn} a partir da Equação 53.

$$S'_{cn} = S_e + S_{bn} \quad (53)$$

- 8) O valor de S'_{cn} é comparado com o valor assumido de S_{cn} . Caso os valores não estejam distantes de uma certa tolerância mínima, como 1×10^{-6} m, são repetidos os passos 4 até 8, utilizando-se o valor de S'_{cn} como o novo valor para S_{cn} até que a subtração $S_{cn} - S'_{cn}$ atinja a tolerância.
- 9) Após a convergência, calcula-se o valor do deslocamento e da carga axial atuante no topo do elemento n a partir das Equações 54 e 55.

$$S_{tn} = S_{bn} + S'_{cn} \quad (54)$$

$$P_{tn} = P_{bn} + \pi d L_n \tau'_{sn} \quad (55)$$

- 10) Os passos 4 a 10 são repetidos para os demais elementos, sendo a carga de topo de um elemento considerada como a carga atuante na base do elemento superior. A carga do topo do último elemento é a carga aplicada no topo da estaca.
- 11) Esse procedimento é repetido para diferentes valores de S_{bn} até que seja obtido uma série de pontos da curva carga-recalque para a faixa de carregamento de interesse.

Para se levar em consideração o efeito de grupo Zhang et al. (2014) adapta o método apresentado, utilizando-se do princípio da superposição, no qual o recalque final de uma estaca é causado pelo seu próprio carregamento e também pelos carregamentos das estacas próximas. Na consideração do efeito de grupo entre as estacas, foi utilizada a metodologia presente em Randolph e Wroth (1979) para o cálculo de fatores de interação, modificando o modelo proposto para estacas isoladas com a incorporação desses fatores. Entretanto, a metodologia de Randolph e Wroth (1979) desconsidera o efeito de aumento da rigidez do solo causado pela presença de uma estaca, ao considerar o acréscimo do deslocamento de uma estaca provocado pelo carregamento de sua vizinha igual ao deslocamento que o solo sofreria se não houvesse a presença da estaca. Por essa razão, essa metodologia superestima os acréscimos de recalques causados pelo efeito de grupo. Para corrigir esse problema e considerar o aumento da rigidez provocada pela presença da estaca, utiliza-se a proposta de Mylonakis e Gazetas (1998) que complementa a teoria de Randolph e Wroth (1979), ao acrescentar, na equação do fator de interação, a parcela referente a esse aumento de rigidez.

A Figura 37 ilustra o modelo utilizado no método de transferência de carga proposto. As estacas são discretizadas por uma série de molas não-lineares dispostas ao longo do fuste e por uma mola não-linear na base. Nessa abordagem, estacas em diferentes posições relativas no grupo terão molas de rigidezes diferentes, dependendo da distância em que se encontram das outras estacas. As parcelas de rigidez k_{sii} e k_{bii} são calculadas a partir do carregamento da própria estaca, enquanto que as parcelas k_{sij} e k_{bij} são calculadas a partir da interação com as estacas vizinhas. A letra i representa o índice da estaca analisada, a letra j representa o índice da estaca vizinha e n é o número de estacas.

.Para a adaptação da curva t-z, o coeficiente a é substituído pelo coeficiente a_g . Tal coeficiente passa a ser calculado a partir das Equações 56, 57 e 58. A variável k_{sij} é calculada a partir da teoria de Randolph e Wroth (1979) e representa o acréscimo de deslocamento provocado pelo carregamento de estacas vizinhas.

$$k_{sij} = \sum_{j=1, j \neq i}^{np} \frac{G_s}{r_0 \ln \left(\frac{r_m}{r_{ij}} \right)} \quad (56)$$

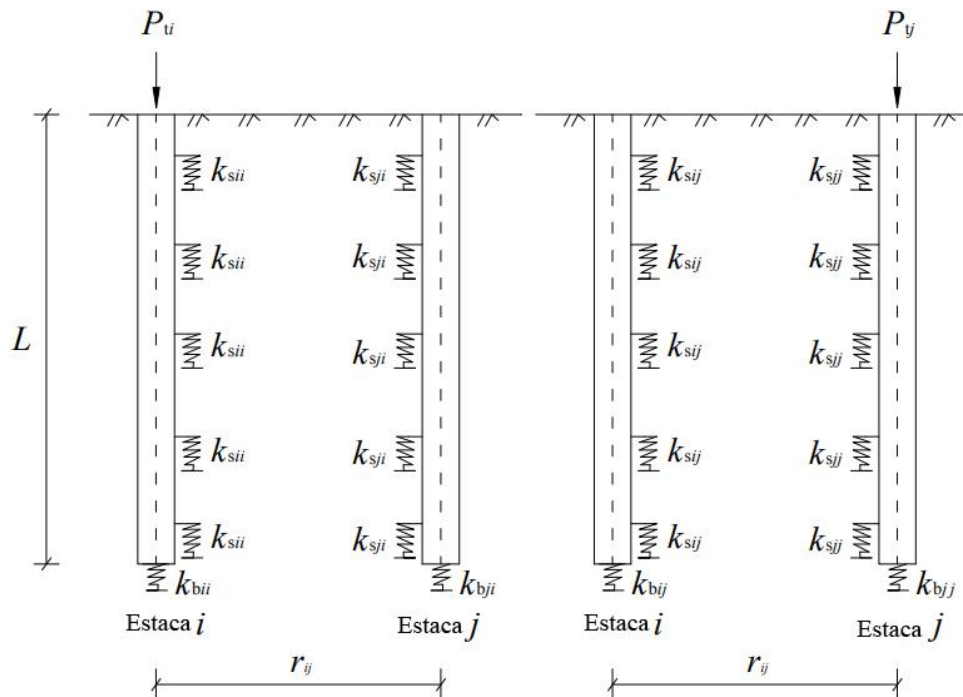
Onde r_{ij} é a distância entre as estacas. A variável k'_{sij} , apresentada na Equação 57, é calculada a partir da teoria desenvolvida por Mylonakis e Gazetas (1998) e representa o acréscimo de rigidez no solo provocado pela presença da estaca. Dessa forma, o inverso dessa variável é subtraído do valor de a_g , o que resulta em um acréscimo de rigidez na curva t-z.

$$k'_{sij} = \sum_{j=1, j \neq i}^{np} \frac{G_s r_{ij}}{r_0^2 \ln \left(\frac{r_m}{r_{ij}} \right)} \quad (57)$$

$$a_g = \frac{1}{k_{sii}} + \frac{1}{k_{sij}} - \frac{1}{k_{sji}'} \quad (58)$$

O valor do coeficiente b_g é calculado pela Equação 47.

Figura 37. Modelo para a consideração do efeito de grupo pelo princípio da superposição.



Fonte: Zhang et al. (2014).

Para a resistência de ponta, foi proposta a modificação da curva q-z com base na teoria de Randolph e Wroth (1979). Segundo essa teoria, o acréscimo no deslocamento

da base de uma estaca provocado pelo carregamento de uma estaca vizinha é função da distância entre as estacas e pode ser calculado pela Equação 59.

$$S_b(r) = \frac{q_b \cdot (1 - \nu_b)}{2 \cdot \pi \cdot G_b} \quad (59)$$

Para se considerar a interação com as demais estacas presentes no grupo, realiza-se o somatório dos acréscimos de deslocamentos provocados pelas estacas vizinhas a partir da Equação 60, onde q_{bj} é a tensão de ponta mobilizada na estaca j .

$$S_{bij}(r_{ij}) = \frac{(1 - \nu_b)}{2 \cdot \pi \cdot G_b} \sum_{j=1, j \neq i}^n \frac{q_{bj}}{r_{ij}} \quad (60)$$

Dessa forma, a parcela da rigidez k_{bij} pode ser calculada a partir da Equação 61.

$$k_{bij} = \frac{2 \cdot \pi \cdot G_b}{(1 - \nu_b) \sum_{j=1, j \neq i}^n \frac{1}{r_{ij}}} \quad (61)$$

O inverso da parcela da rigidez resultante k_{bi} é calculado a partir das parcelas k_{bii} e k_{bij} pela Equação 62 e o parâmetro da curva q-z f_g é calculado a partir da Equação 63.

$$\frac{1}{k_{bi}} = \frac{1}{k_{bii}} + \frac{1}{k_{bij}} \quad (62)$$

Onde k_{bi} , k_{bii} , e k_{bij} são as rigidezes das pontas das estacas representadas na Figura 37.

$$f_g = \frac{1}{k_{bi}} \quad (63)$$

O parâmetro g_g para a curva q-z modificada para estacas em grupo é calculado da mesma forma que o parâmetro g .

A curva t-z para estacas em grupo é expressa conforme a Equação 64, com o valor do parâmetro a modificado para a_g .

$$\tau_s = \frac{S_s}{a_g + b_g \cdot S_s} \quad (64)$$

A curva q-z para estacas em grupo é expressa conforme a Equação 65, com o valor do parâmetro f modificado para f_g .

$$q_b = \frac{S_b}{f_g + g_g \cdot S_b} \quad (65)$$

A partir das curvas t-z e q-z modificadas para incorporar o efeito de grupo na análise, aplicando-se o procedimento iterativo apresentado para estacas isolada, é possível se obter a relação carga-recalque para estacas em grupo.

Zhang et al. (2014) aplicou o método proposto nos estudos de caso de Briaud et al (1989) e O'Neill et al. (1982), obtendo boa concordância com os resultados experimentais das provas de carga em grupos de estacas cravadas, apresentando, assim, uma boa aplicabilidade tanto em solos granulares como em solos finos.

Pan et al. (2017) apresenta um método de transferência de carga para cálculo de recalques de grupos de estacas. Tal proposta se utiliza do método numérico de Runge-Kutta de quarta ordem para a obtenção da função deslocamento ao longo do comprimento da estaca a partir de sua derivada segunda. A curva t-z utilizada no método é expressa conforme a Equação 66.

$$\tau_{sz} = \frac{(a + \bar{c} + bS_z) - \sqrt{(a + \bar{c} + bS_z)^2 - 4 \cdot b \cdot \bar{c} \cdot S_z}}{2 \cdot b \cdot \bar{c}} \quad (66)$$

Onde a é calculado conforme a Equação 46 e b conforme a Equação 47. A interação entre as estacas é levada em consideração a partir do parâmetro \bar{c} , calculado com base na teoria de Randolph e Wroth (1979) e Mylonakis e Gazetas (1998).

$$\bar{c} = \sum_j^n \frac{r_0}{G_s} \cdot \ln\left(\frac{r_m}{r_{ij}}\right) - \sum_{j=1, j \neq 1}^n \frac{r_0^2}{G_s \cdot r_{ij}} \ln\left(\frac{r_m}{r_{ij}}\right) \quad (67)$$

A curva q-z utilizada por Pan et al. (2017) é expressa conforme a Equação 68.

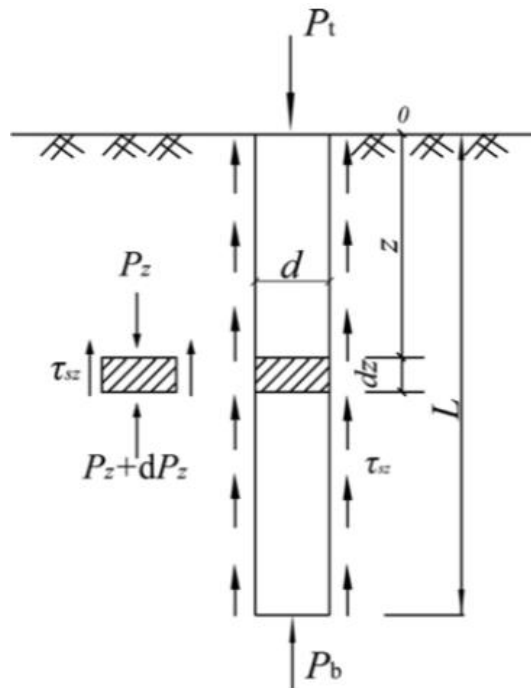
$$\tau_{bi} = \frac{(A + \bar{C} + BS_{bi}) - \sqrt{(A + \bar{C} + B \cdot S_{bi})^2 - 4 \cdot B \cdot \bar{C} \cdot S_{bi}}}{2 \cdot B \cdot \bar{C}} \quad (68)$$

Onde A é igual ao parâmetro f da Equação 49 e B é igual ao parâmetro g da Equação 50. O efeito de grupo é levado em consideração a partir do parâmetro \bar{C} expresso pela Equação 69.

$$\bar{C} = \sum_{j=1, j \neq i}^n \frac{1 - \nu_b}{2 \cdot \pi \cdot G_b \cdot r_{ij}} \quad (69)$$

Para a obtenção da função que relaciona o deslocamento dos pontos da estaca com a profundidade, Pan et al. (2017) realiza o equilíbrio de corpo livre de um segmento infinitesimal da estaca, conforme pode-se observar no diagrama apresentado na Figura 38 de uma estaca de comprimento L carregada com uma carga P_t .

Figura 38. Diagrama de corpo livre de um segmento infinitesimal da estaca.



Fonte: Pan et al. (2017).

A partir do diagrama de corpo livre da Figura 38, pode-se deduzir a relação entre a carga axial P_z e a resistência lateral unitária τ_{sz} , apresentada na Equação 70.

$$\pi \cdot d \cdot \tau_{sz} \cdot dz + P_z + dP_z = P_z$$

$$\frac{dP_z}{dz} = -\pi \cdot d \cdot \tau_{sz} \quad (70)$$

Conforme a Equação 70, a variação da força axial ao longo do fuste da estaca corresponde à carga lateral transferida ao solo. O deslocamento vertical de um ponto no fuste da estaca é igual ao deslocamento do topo subtraído do encurtamento elástico do topo até esse ponto, como é expresso na Equação 71.

$$S_z = S_t - \int_0^z \frac{P_z}{E_p \cdot A_p} dz \quad (71)$$

A derivada da função deslocamento S_z em relação a profundidade z é expressa na Equação 72.

$$dS_z = -\frac{P_z}{E_p \cdot A_p} dz \quad (72)$$

Conforme a Equação 72, a variação do deslocamento ao longo do comprimento da estaca corresponde ao encurtamento elástico. Para obter a curva t-z, que relaciona tensão de cisalhamento τ_{sz} do fuste com deslocamento S_z , deriva-se a Equação 72 em relação a z , obtém-se a Equação 73.

$$\frac{d^2 S_z}{dz^2} - \frac{\pi \cdot d \cdot \tau_{sz}}{E_p \cdot A_p} = 0 \quad (73)$$

Ao se substituir a tensão de cisalhamento τ_{sz} pela Equação 66 da curva t-z proposta, para relacionar S_z à sua derivada segunda, obtém-se a Equação 74.

$$\frac{d^2 S_z}{dz^2} = \lambda^2 \left[\frac{(a+c)}{b} + S_z - \frac{1}{b} \sqrt{(a+c+b \cdot S_z)^2 - 4bcS_z} \right] \quad (74)$$

Onde λ é calculado a partir da Equação 74.

$$\lambda = \sqrt{\frac{\pi \cdot d}{2 \cdot c \cdot E_p \cdot A_p}} \quad (75)$$

Pan et al. (2017) aplica o método numérico Runge-Kutta de quarta ordem para resolver a equação diferencial do segundo grau expressa pela Equação 74, obtendo-se assim, a função deslocamento ao longo do fuste da estaca a partir dos parâmetros a , b e \bar{c} .

3. CARACTERIZAÇÃO DOS CASOS SELECIONADOS

3.1 Caracterização dos casos analisados

Neste tópico serão apresentados e caracterizados os três casos analisados neste estudo. Os resultados experimentais utilizados nesta pesquisa são extraídos de Dai et al. (2012), O'Neill (1982) e Briaud et al. (1989). São apresentadas as características geotécnicas do solo em cada caso, assim como as características das estacas utilizadas.

3.1.1 Caso 1 - Dai et al. (2012)

Neste estudo, foram realizadas provas de carga em estacas isoladas e em grupos de 2, 4 e 9 estacas. O campo experimental está situado na província de Jiangsu, na China.

Neste campo, foram executadas 32 estacas escavadas, utilizando-se lama estabilizante. As provas de carga foram realizadas em uma estaca isolada de 20 m de comprimento, denominada DZ1, em uma estaca isolada de 24 m de comprimento, denominada DZ1L, em um grupo de duas estacas com espaçamento 2,5D e 20 m de comprimento, denominado QZ2, em um grupo de duas estacas com espaçamento 3,0D e 24 m de comprimento, denominado QZ2L, em um grupo de 4 estacas com espaçamento 2,5D e 20 m de comprimento, denominado QZ4, em um grupo de 4 estacas com espaçamento 3,0D e 24 m de comprimento, denominado QZ4L, em um grupo de 9 estacas com espaçamento 2,5D com 20 m de comprimento, denominado QZ9 e em um grupo de 9 estacas com espaçamento 3,0D e 24 m de comprimento, denominado QZ9L. A Tabela 3 apresenta um resumo com as características das estacas isoladas e dos grupos executados.

Tabela 3. Características das estacas.

Identificação	Número de estacas	Comprimento (m)	Espaçamento	Dimensões do bloco de coroamento (comprimento x largura x altura em m)
DZ1	1	20,0	-	0,4 x 0,4 x 0,4
DZ1L	1	24,0	-	0,4 x 0,4 x 0,4
QZ2	2	20,0	2,5D	1,8 x 0,8 x 0,8
QZ2L	2	24,0	3,0D	2,0 x 0,8 x 0,8
QZ4	4	20,0	2,5D	1,8 x 1,8 x 0,8
QZ4L	4	24,0	3,0D	2,0 x 2,0 x 0,8
QZ9	9	20,0	2,5D	2,8 x 2,8 x 1,2
QZ9L	9	24,0	3,0D	3,2 x 3,2 x 1,2

A resistência à compressão do concreto utilizado na execução das estacas e do bloco de coroamento foi de 25 MPa. O módulo de elasticidade do concreto foi de 29,2 GPa, obtido a partir de ensaios de compressão com 6 corpos de prova com dimensões 100 mm x 100 mm x 300 mm, 28 dias após sua execução. Conforme Dai et al. (2012), os blocos de coroamento podem ser considerados rígidos.

Foi executado um furo denominado BH até a profundidade de 29,50 m para a extração de amostras de solo e determinação da estratigrafia do maciço. Além disso, foram realizados 4 ensaios de cone, denominados CPT1, CPT2, CPT3 e CPT4. A disposição das estacas, do furo e dos ensaios de cone realizados é apresentada na Figura 39, com dimensões em mm. A Figura 39 apresenta também a numeração das estacas dentro dos blocos.

O maciço possui uma camada de argila mole, de 17,0 m até além do furo realizado. Camadas de argila e silte foram identificadas nas profundidades superiores, conforme apresentado na Tabela 4. O nível da água estava situado a 2,6 m da superfície do terreno, durante a investigação.

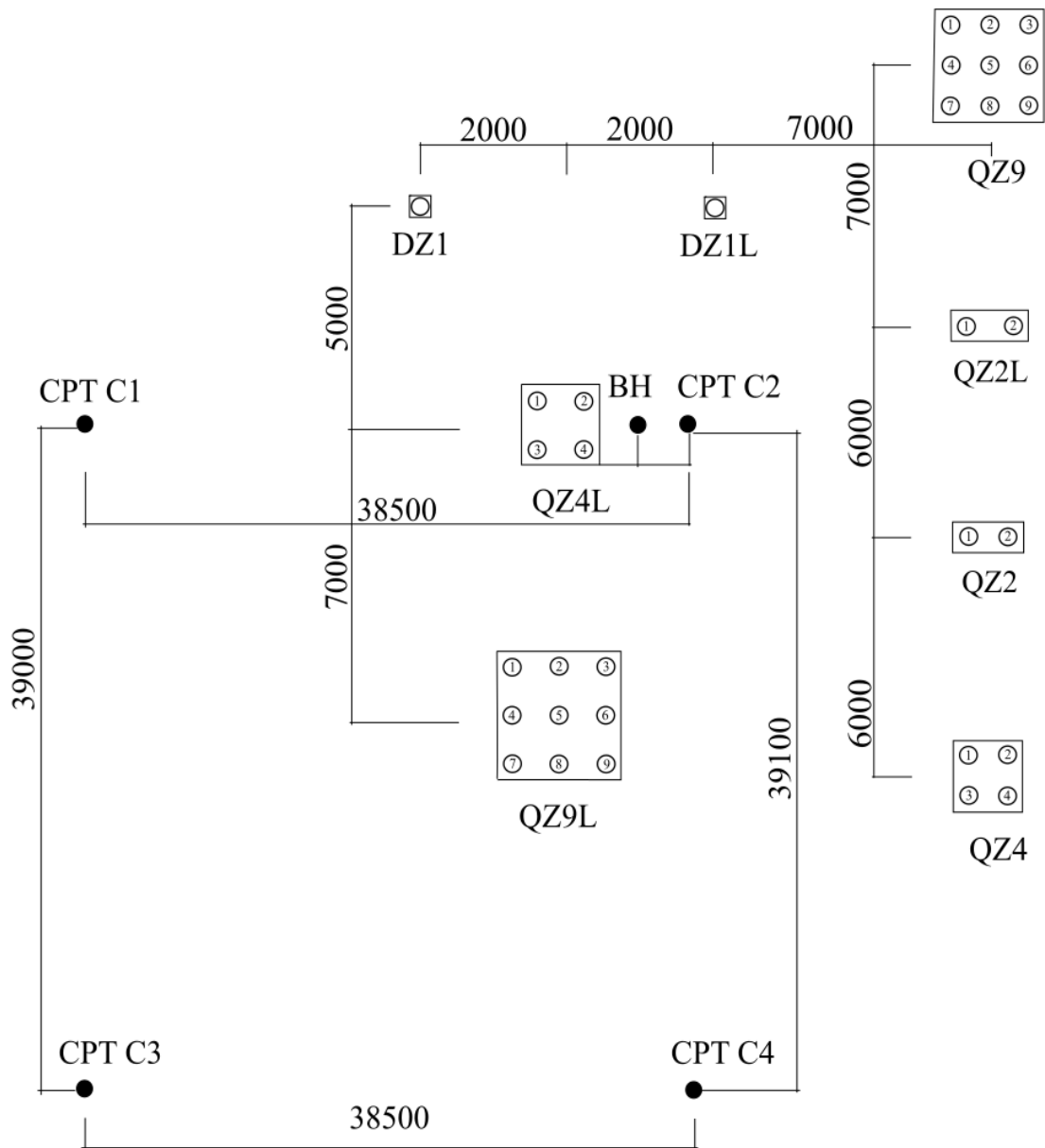
Tabela 4. Estratigrafia do terreno.

Tipo de solo	Espessura (m)	Peso específico γ (kN/m ³)
Argila	2,6	19,2
Argila	2,0	19,6
Silte	5,6	18,5
Silte e areia siltosa	7,3	18,8
Argila mole	11,6	17,4

Para a determinação da resistência mobilizada durante as provas de carga, 14 estacas foram instrumentadas com 6 *strain gauges* cada, foram elas: DZ1, DZ1L, QZ4-1, QZ4-4, QZ4L-1, QZ4L-4, QZ9-1, QZ9-4, QZ9-5, QZ9-6, QZ9-9, QZ9L-1, QZ9L-4, QZ9L-5, QZ9L-6, e QZ9L-9. A posição de instalação dos *strain gauges* é apresentada na Figura 40.

As estacas foram submetidas a provas de carga até a sua ruptura. O sistema de reação consistia em blocos prismáticos de concreto pré-moldado e de plataforma apoiada sobre as estacas de reação. As estacas de reação possuíam 12 m de comprimento e foram instaladas a 5 m do centro dos blocos ensaiados. A carga máxima aplicada foi de 1,2 vezes a capacidade de carga estimada para cada bloco. Os resultados de resistência lateral mobilizada ao longo de fuste são apresentados na Figura 41.

Figura 39. Campo experimental em Jiangsu, China.

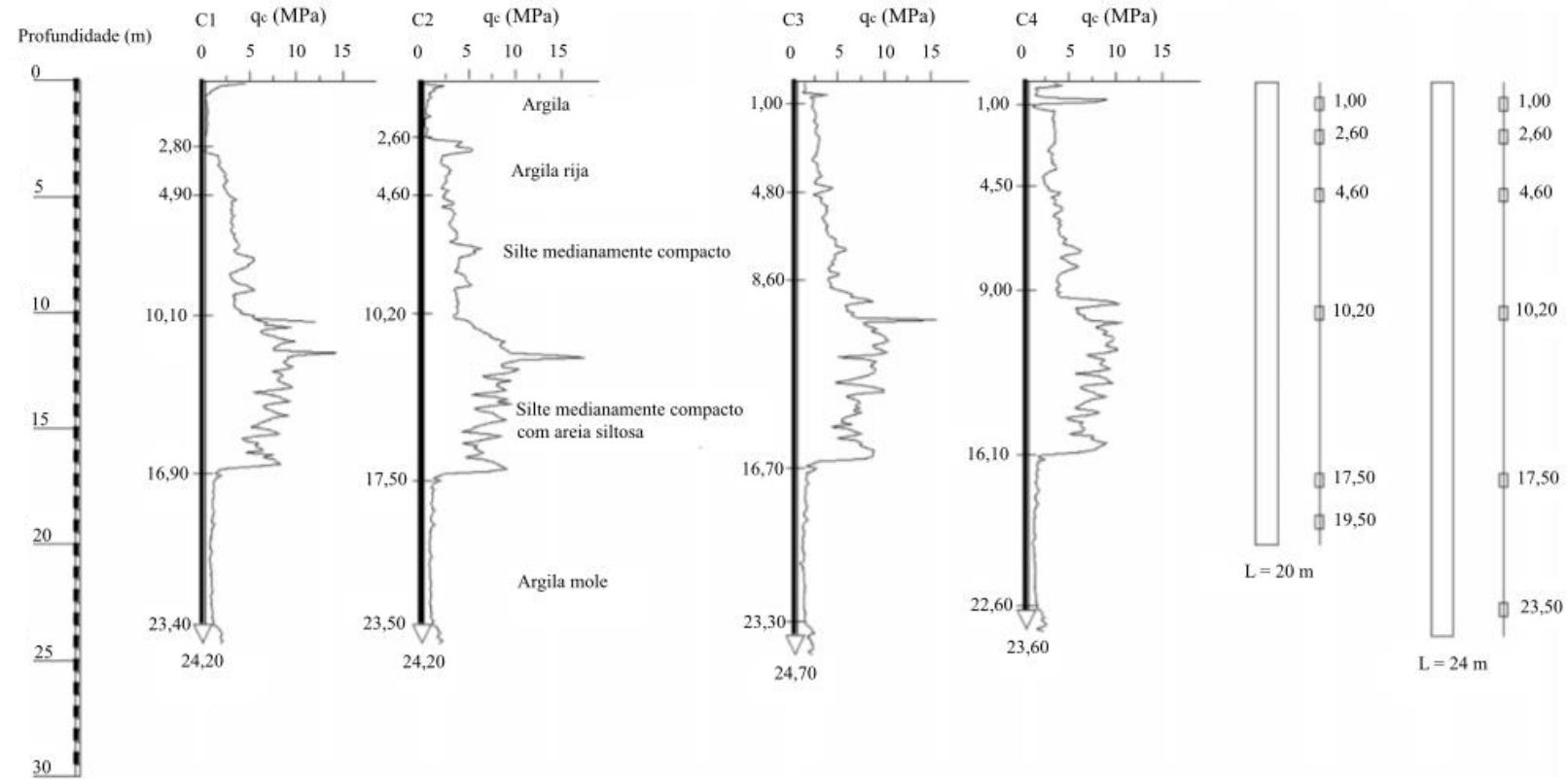


A Figura 40 apresenta os resultados de resistência a penetração q_c obtidas a partir da realização dos ensaios CPT. Em relação ao ensaio de cone, conforme a NBR 6122/2019, propriedades dos materiais ensaiados podem ser obtidas por correlações com seus resultados, sobretudo em depósitos de argilas moles e areias sedimentares.

Figura 40. a) Resistência à penetração do ensaio CPT. b) Local de instalação dos strain gauges.

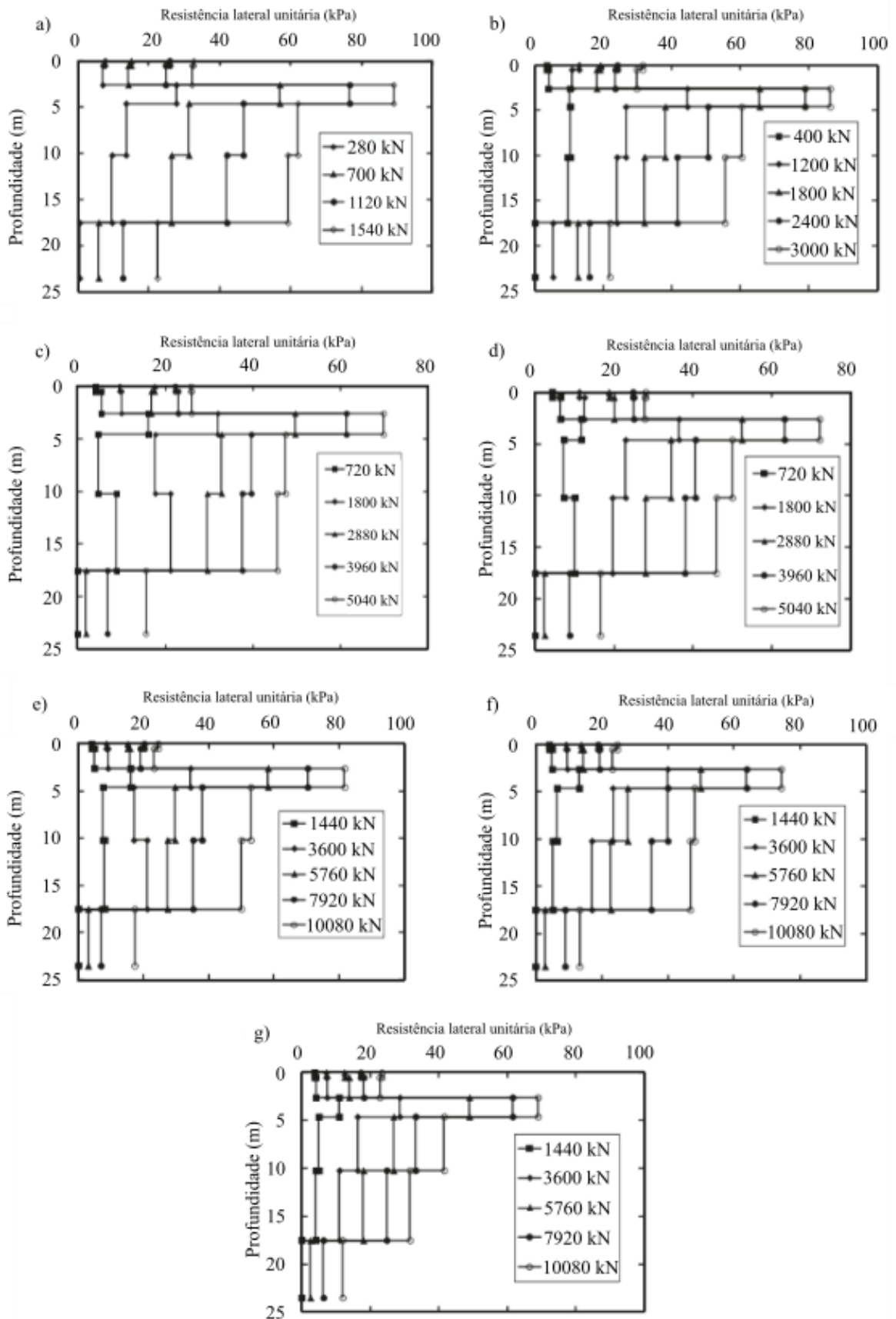
a)

b)



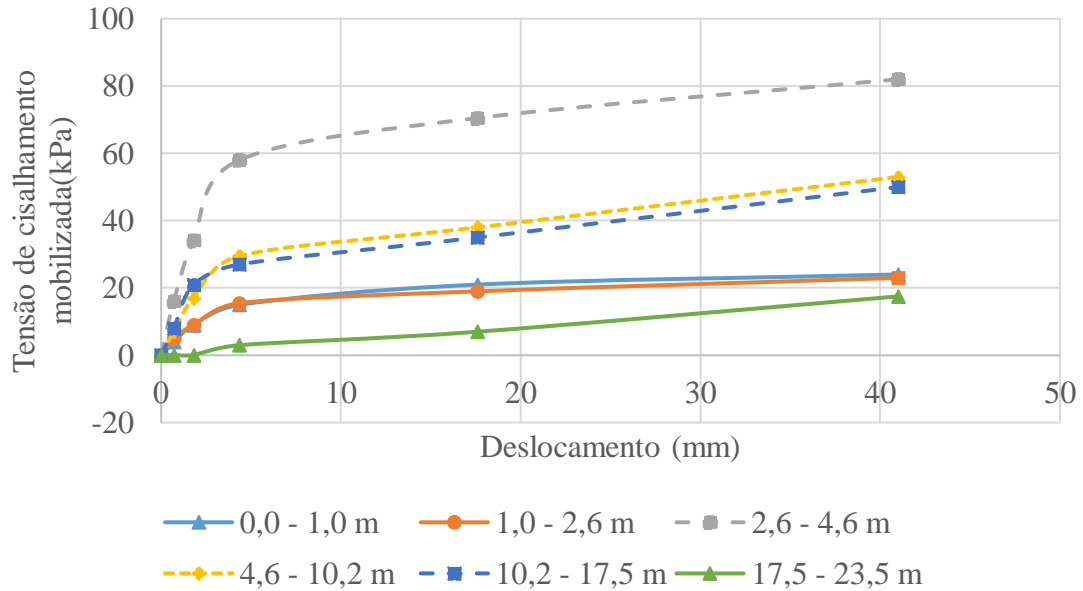
Fonte: Dai et al. (2012).

Figura 41. Distribuição da resistência lateral das estacas instrumentadas. a) DZ1L; b) QZ2L-1; c) QZ4L1; d) QZ4L-4; e) QZ9L-1; f) QZ9L-4; g) QZ9L-5.



A seguir, são apresentadas as curvas t-z experimentais, que relacionam a tensão de cisalhamento em cada trecho analisado com o deslocamento vertical desse mesmo trecho da estaca, para a estaca QZ9L-1.

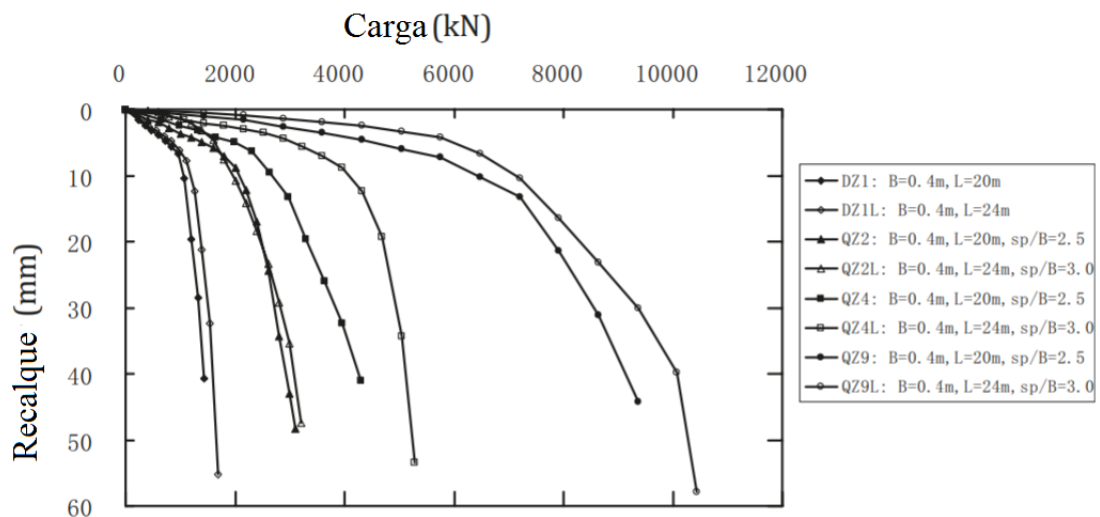
Figura 42. Curvas t-z experimentais da estaca QZ9L-1



Observa-se, na Figura 42, que o trecho de 2,6 m até 4,6 m, apresenta a maior tensão de cisalhamento mobilizada, o que é reflexo da menor deformabilidade e maior resistência do solo localizado nessa região. O trecho mais profundo, de 17,5 até 23,5 m, apresentou a menor tensão de cisalhamento mobilizada no decorrer da prova de carga, o que é reflexo da maior deformabilidade dessa camada de argila mole.

A Figura 43 apresenta os resultados das provas de carga realizadas nesse estudo.

Figura 43. Curvas carga-recalque das estacas ensaiadas (Dai et al., 2012).

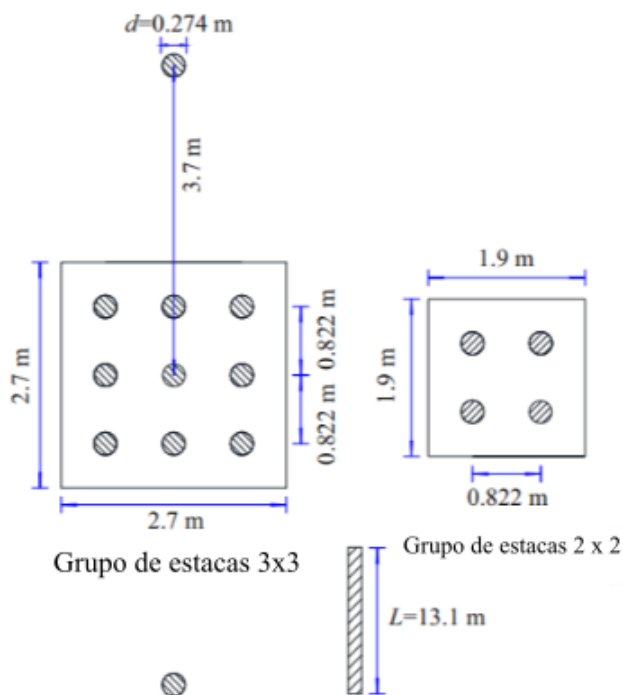


Os resultados experimentais apresentados na Figura 43 serão utilizados para comparação com resultados previstos, no capítulo 5.

3.1.2 Caso 2 - O'Neill et al. (1982)

O segundo caso analisado, apresentando por O'Neill et al. (1982), consiste em grupos de estacas tubulares metálicas cravadas que foram submetidas a provas de carga em um campo experimental na cidade de Houston, Texas, nos Estados Unidos da América. As estacas têm 274 mm de diâmetro, com parede de espessura de 9,3 mm e foram cravadas até a profundidade de 13,1 m. Foram instaladas duas estacas isoladas, um grupo de nove estacas e outro grupo de 4 estacas no campo experimental. O espaçamento entre as estacas nos grupos foi de 3 vezes o diâmetro, como pode-se observar na Figura 44, que apresenta a configuração das estacas isoladas e dos grupos.

Figura 44. Configuração dos grupos de estacas.



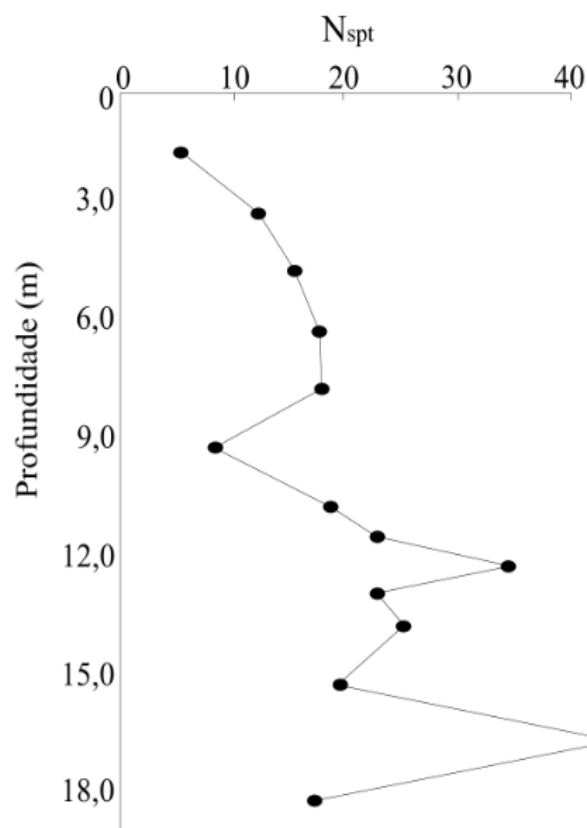
Fonte: Zhang et al. (2016).

O solo consiste em uma argila rija sobreadensada. O nível da água situava-se a 2,1 m da superfície durante os ensaios. Foi realizado uma sondagem a percussão no local de estudo, cujo resultado é apresentado na Figura 45.

Pode-se observar, na Figura 45, uma tendência geral de aumento do N_{spt} com o aumento da profundidade, obtendo-se o valor máximo de N_{spt} para a profundidade de 17,0 m.

Os grupos de estacas foram submetidos a provas de carga, utilizando-se macacos hidráulicos para a aplicação da carga. Os incrementos de carga foram da magnitude de 1/8 da capacidade de carga estimada, aplicados a cada 1 hora. As leituras dos deslocamentos e das instrumentações foram realizadas 5, 30 e 55 minutos após a aplicação de cada estágio de carga. Cada ensaio durou em média 12 horas.

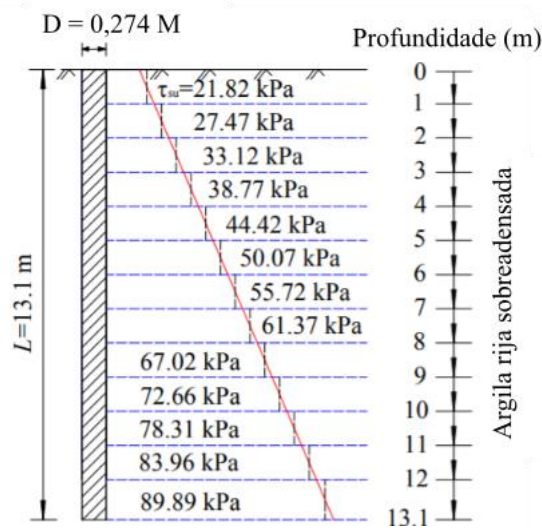
Figura 45. Perfil N_{spt} (O'Neill, 1982).



Fonte: O'Neill (1982).

De acordo com os resultados obtidos pela realização da prova de carga instrumentada nas estacas isoladas, a resistência de ponta da estaca isolada é de 130 kN e a resistência lateral na superfície é de 19 kPa, com um aumento linear até 93 kPa na ponta da estaca, conforme ilustrado na Figura 46. O módulo de elasticidade do solo retroanalisado é de 195 MPa para o nível médio de deformações do solo, o coeficiente de Poisson é de 0,35 e o módulo de elasticidade das estacas de aço é de 210 GPa (Castelli e Maugeri, 2002; Zhang et al., 2016). A partir do módulo de elasticidade retroanalisado e do coeficiente de Poisson, é obtido o módulo de cisalhamento de 72,2 MPa.

Figura 46. Perfil de resistência lateral última.



Fonte: Zhang et al. (2013).

3.1.3 Caso 3 - Briaud et al. (1989)

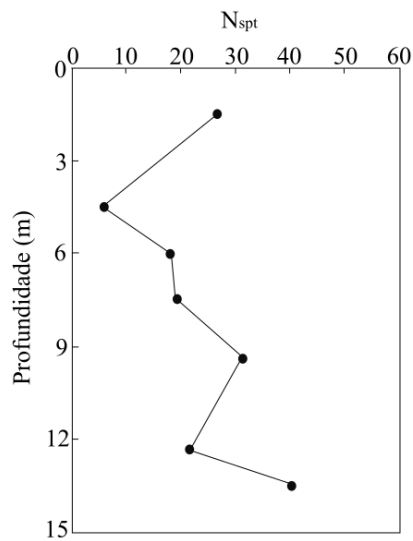
O terceiro caso analisado, apresentando por Briaud et al. (1989), consiste em um grupo de 5 estacas tubulares metálicas cravadas que foram submetidas a provas de carga em um campo experimental na cidade de São Francisco, Califórnia, nos Estados Unidos da América.

O solo consiste em uma areia medianamente compacta. A capacidade de carga da estaca isolada é de 441 kN, obtida pela prova de carga. A resistência lateral unitária última da estaca isolada é considerada 0 na superfície do terreno, aumentando linearmente até o valor de 45 kPa na profundidade da ponta da estaca (Zhang et al., 2012) e a resistência de ponta é de 269 kN. O perfil de resistência lateral unitária para a estaca isolada é apresentado na Figura 46. Tal separação entre resistência lateral e de ponta é possível devido a instrumentação das provas de carga que permitem essa determinação. O ângulo de atrito da areia é de 35,4°, o módulo de elasticidade é de 63 MPa e o módulo de cisalhamento para o nível médio de deformações do solo é de 38,3 MPa. O nível d'água estava a 2,4 m da superfície no momento da investigação geotécnica.

Na Figura 47, é apresentado o perfil de resistência a penetração, obtida pela realização de sondagem à percussão SPT.

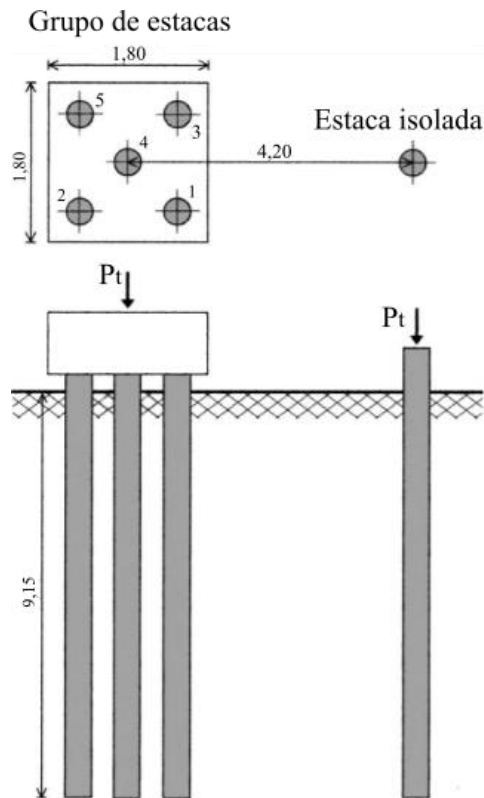
A distância centro-a-centro da estaca central para as demais estacas é de 3 vezes o diâmetro. Foi instalada, a 4,2 m do centro do grupo, uma estaca isolada, que também foi submetida à prova de carga até a falha. As estacas possuem diâmetro externo de 0,273 m e espessura de 9,3 mm. O comprimento das estacas é de 9,15 m, conforme a Figura 48. O módulo de elasticidade da estaca é de 210 GPa.

Figura 47. Perfil de resistência à penetração SPT.



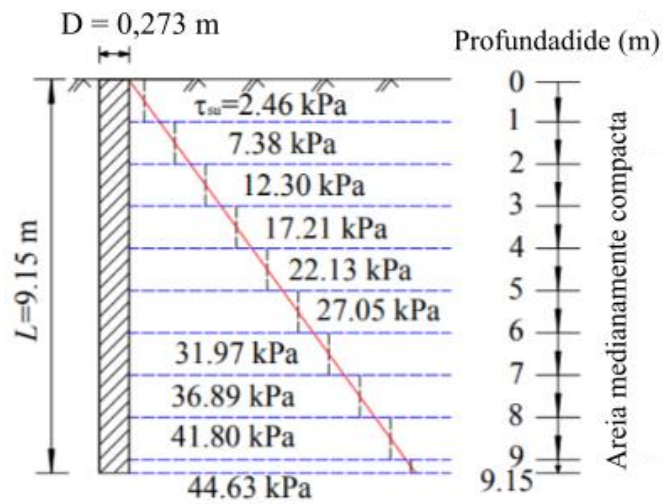
O grupo de estacas foi submetido à prova de carga após 38 dias da cravação. Os estágios de carga consistiram em incrementos de 267 kN, sendo mantidos por 30 minutos. Foram registrados os deslocamentos e os resultados da instrumentação a cada 5 minutos. O tempo total de ensaio foi de 9,7 horas;

Figura 48. Configuração das estacas.



Fonte: Castelli e Maugeri (2002).

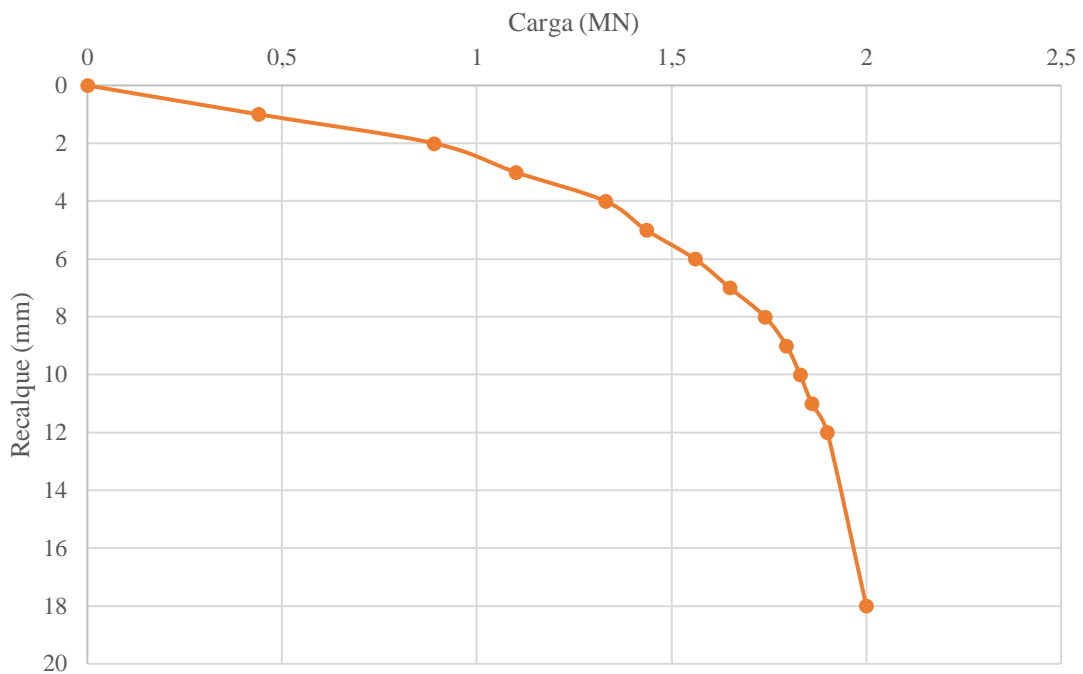
Figura 49. Perfil de resistência lateral unitária última.



Fonte: Zhang et al. (2013).

A Figura 50 apresenta a relação carga-recalque para o grupo de 5 estacas submetido à prova de carga.

Figura 50. Prova de carga para o grupo de 5 estacas.



Fonte: Briaud et al. (1989)

4. Desenvolvimento das propostas para a previsão de recalques de grupos de estacas

O presente estudo propõe a modificação das curvas t-z e q-z hiperbólicas apresentadas em Bohn et al. (2016) para que seja incorporado o efeito de grupo na análise da relação carga-recalque de grupos de estacas. O desenvolvimento das expressões para as curvas t-z e q-z modificadas é apresentado nos tópicos a seguir.

4.1 Desenvolvimento da função de transferência de carga t-z para grupos de estacas

A função de transferência de carga t-z hiperbólica apresentada por Bohn et al. (2016) para o cálculo do recalque de estacas isoladas pode ser expressa na forma da Equação 76.

$$\tau_s = \frac{\tau_{s,ult} \cdot s_{si}}{M_s \cdot D + s_{si}} \quad (76)$$

Onde s_i é o deslocamento do ponto do fuste da estaca isolada, τ_s é a resistência lateral mobilizada, $\tau_{s,ult}$ é a resistência última, s_{si} é o deslocamento do elemento analisado, B é o diâmetro da estaca e M_s é o parâmetro de deformação. O parâmetro M_s é obtido a partir do gráfico da Figura 30.

Com o objetivo de se considerar o efeito de grupo na função, primeiramente, isola-se o termo s_s , de forma que:

$$s_{si} = \frac{\tau_s \cdot M_s \cdot D}{(\tau_{s,ult} - \tau_s)} \quad (77)$$

Em seguida, acrescenta-se a parcela do deslocamento induzido pela tensão q_s das estacas vizinhas, seguindo o procedimento sugerido por Zhang (2010), Zhang (2012), Zhang (2016), Pan (2017) e Lee (2001). A parcela adicional do recalque é calculada conforme formulações de Randolph e Wroth (1979) e Mylonakis e Gazetas (1998), conforme expresso nas Equações 78 e 79;

$$\Delta S_s = \zeta_s \cdot \tau_s \quad (78)$$

Onde ζ_s é calculado pela Equação 79.

$$\zeta_s = \sum_{j \neq i, j=1}^n \frac{r_0}{G_s} \ln \left(\frac{r_m}{r_{ij}} \right) - \sum_{j \neq i, j=1}^n \frac{r_0^2}{G_s r_{ij}} \ln \left(\frac{r_m}{r_{ij}} \right) \quad (79)$$

O deslocamento total do ponto do fuste, provocado pelas cargas da estaca em questão e das estacas vizinhas pode então ser escrito conforme a Equação 80. na qual é acrescida a parcela adicional do recalque provocado pelo efeito de grupo.

$$s_s = \frac{\tau_s \cdot M_s \cdot D}{(\tau_{s,ult} - q_s)} + \zeta_s \cdot \tau_s \quad (80)$$

Em seguida, isola-se o termo τ_s , conforme as Equações 81, 82, 83 e 84.

$$s_s = \frac{\tau_s \cdot M_s \cdot D + (\tau_{s,ult} - \tau_s) \zeta_s \cdot \tau_s}{(\tau_{s,ult} - \tau_s)} \quad (81)$$

$$s_s \cdot \tau_{s,ult} - s_s \cdot \tau_s = \tau_s \cdot M_s \cdot D + \zeta_s \cdot \tau_{s,ult} \cdot \tau_s - \zeta_s \cdot \tau_s^2 \quad (82)$$

$$\tau_s \cdot M_s \cdot D + \zeta_s \cdot \tau_{s,ult} \cdot \tau_s - \zeta_s \cdot \tau_s^2 + s_s \cdot \tau_s - s_s \cdot \tau_{s,ult} = 0 \quad (83)$$

$$-\zeta_s \cdot \tau_s^2 + \tau_s (M_s \cdot D + \zeta_s \cdot \tau_{s,ult} + s_s) - s_s \cdot \tau_{s,ult} = 0 \quad (84)$$

Para resolver a Equação 84 e determinar τ_s , aplica-se a fórmula de Bhaskara, conforme mostram as Equações 85 até 94.

$$a' = -\zeta_s \quad (85)$$

$$b' = M_s \cdot D + \tau_{s,ult} \cdot \zeta_s + s_s \quad (86)$$

$$c' = -s_s \cdot \tau_{s,ult} \quad (87)$$

Substituindo-se os valores de a' , b' e c' , a Equação 87 pode ser reescrita como a Equação 90, ou seja:

$$a' \cdot \tau_s^2 + b' \cdot \tau_s + c' = 0 \quad (88)$$

A solução que fornece $(s_s, \tau_s) = (0,0)$ é a seguinte:

$$\tau_s = \frac{-b' + \sqrt{b'^2 - 4a'c'}}{2a'} \quad (89)$$

Substituindo-se os valores de a' , b' e c' , obtém-se:

$$\tau_s = \frac{-(M_s \cdot D + \tau_{s,ult} \cdot \zeta_s + s_s) + \sqrt{(M_s \cdot D + \tau_{s,ult} \cdot \zeta_s + s_s)^2 - 4 \cdot (-\zeta_s) \cdot (-s_s \cdot \tau_{s,ult})}}{-2\zeta_s} \quad (90)$$

A Equação 90 pode ser escrita como a Equação 91, a seguir:

$$\tau_s = \frac{(M_s \cdot D + \tau_{s,ult} \cdot \zeta_s + s_s) - \sqrt{(M_s \cdot D + \tau_{s,ult} \cdot \zeta_s + s_s)^2 - 4 \cdot (-\zeta_s) \cdot (-s_s \cdot \tau_{s,ult})}}{2 \cdot \zeta_s} \quad (91)$$

Para simplificar a equação, define-se os termos a_{gs} e b_{gs} , conforme as Equações 92 e 93.

$$a_{gs} = M_s \cdot D + \tau_{s,ult} \cdot \zeta_s \quad (92)$$

$$b_{gs} = -4 \cdot \zeta_s \cdot \tau_{s,ult} \quad (93)$$

Substituindo-se os valores de a_{gs} e b_{gs} , a Equação 94 pode ser reescrita como a Equação 94, obtendo-se, assim, a expressão para a função de transferência de carga t - z modificada.

$$\tau_s = \frac{(a_{gs} + s_s) - \sqrt{(a_{gs} + s_s)^2 + b_{gs} \cdot s_s}}{2 \cdot \zeta_s} \quad (94)$$

Onde a_{gs} é definido pela Equação 95, b_{gs} é definido pela Equação 96, s_s é o deslocamento vertical do elemento do fuste analisado, τ_s é a tensão de cisalhamento mobilizada no fuste do elemento de estaca analisado, ζ_s é o fator inserido na equação para se levar em consideração o efeito de grupo, definido pela Equação 82.

Esse desenvolvimento foi implementado por Zhang (2010) para as curvas de transferência de carga para estacas isoladas propostas pelo próprio autor. O presente

trabalho realiza o mesmo desenvolvimento, porém aplicando a modificação às funções de transferência de carga propostas por Bohn et al. (2016). Alguns dos fatores que foram levados em consideração para a escolha das funções propostas por Bohn et al. (2016) é o fato de essas funções terem sido desenvolvidas a partir de um maior número de provas de carga, ao se comparar com as funções utilizadas por Zhang (2010), além de terem sido utilizadas um maior número de provas de carga na fase de teste das mesmas. Além disso, foram utilizadas também provas de carga realizadas em solo brasileiro, o que contribui para a relevância do trabalho no contexto nacional.

4.2 Desenvolvimento da função de transferência de carga q-z para grupos de estacas

A função de transferência de carga q-z hiperbólica desenvolvida por Bohn et al. (2016) para o cálculo de recalque de estacas isoladas pode ser escrita conforme a Equação 95.

$$q_b = \frac{q_{b,ult} \cdot s_{bi}}{M_b \cdot D + s_{bi}} \quad (95)$$

De maneira análoga ao procedimento realizado para a curva t-z, isola-se o termo s_{bi} , conforme a Equação 96.

$$s_{bi} = \frac{q_b \cdot M_b \cdot D}{(q_{b,ult} - q_b)} \quad (96)$$

A parcela adicional do recalque é calculada conforme formulações de Randolph e Wroth (1979), a partir das Equações 100 e 101. A variável q_b é a resistência mobilizada, $q_{b,ult}$ é a resistência última, s_{bi} é o deslocamento da ponta e M_b é o parâmetro de deformação da ponta. O valor de M_b é extraído da Figura 32.

$$\Delta S_b = \zeta_b \cdot q_b \quad (97)$$

Onde ζ_b é definido pela Equação 98.

$$\zeta_b = \sum_{j=1, j \neq i}^n \frac{1 - \nu_b}{2 \cdot \pi \cdot G_b \cdot r_{ij}} \quad (98)$$

O deslocamento da base devido ao carregamento da ponta da estaca em questão e das estacas vizinhas pode, então, ser expresso pela Equação 99.

$$s_b = \frac{q_b \cdot M_b \cdot D}{(q_{b,ult} - q_b)} + q_b \cdot \zeta_b \quad (99)$$

De maneira análoga ao procedimento realizado para a curva t-z, isola-se o termo q_b e obtém-se a solução expressa na Equação 100, que corresponde à função de transferência de carga q-z modificada.

$$q_b = \frac{(a_{gb} + s_b) - \sqrt{(a_{gb} + s_b)^2 + b_{gb} \cdot s_b}}{2 \cdot \zeta_b} \quad (100)$$

Onde a_{gb} e b_{gb} são definidos pelas Equações 101 e 102, respectivamente:

$$a_{gb} = M_b \cdot D + q_{b,ult} \cdot \zeta_b \quad (101)$$

$$b_{gb} = -4 \cdot \zeta_b \cdot q_{b,ult} \quad (102)$$

Dessa forma, a partir das Equações 97 e 103 propostas, pode-se considerar o efeito de grupo na previsão dos recalques para grupos de estacas.

4.3 Metodologia utilizada para o Caso 1

Para se analisar o Caso 1 e obter as relações carga-recalque para os grupos de estacas analisados por Dai et al. (2012), utiliza-se as curvas t-z e q-z modificadas apresentadas nos tópicos 4.1 e 4.2. Para tanto, as estacas foram subdivididas em segmentos de 1 m de comprimento. Vale mencionar que a discretização da estaca em trechos de 1 m também foi utilizada nos estudos de Zhang et al. (2016) e Pan et al. (2017). Cada segmento do fuste tem uma curva t-z correspondente, determinada a partir das propriedades da camada de solo em que o segmento está situado.

No capítulo 5, são apresentadas e avaliadas as curvas t-z e q-z utilizadas nas estimativas das curvas carga-recalque dos grupos de estacas avaliados.

Os valores da resistência lateral unitária última de cada camada utilizado é o obtido a partir das provas de carga instrumentadas das estacas isoladas, não das provas de carga realizadas em grupos, apresentados na Figura 41. É importante ressaltar que os valores utilizados nessa análise não são obtidos a partir das provas de carga realizadas nos grupos de estacas, pois são os resultados dessas provas de carga que deseja-se prever. Os valores de M_s são obtidos a partir da Figura 30. O módulo de Poisson é de 0,45, conforme Dai et al. (2012). A Tabela 5 apresenta os valores da resistência unitária última

e de M_s por trecho para as estacas dos grupos QZ2, QZ4 e QZ9 que possuem 20 m de comprimento.

Tabela 5. Valores de $q_{s,ult}$ e M_s para os grupos de 20 m.

Trecho (m)	Tipo de solo	$q_{s,ult}$ medido (kPa)	M_s
0 - 1	Argila	30,7	0.00280
1 - 2	Argila	29,6	0.00280
2 - 3	Argila	52,4	0.00280
3 - 4	Argila	86,6	0.00280
4 - 5	Argila e Silte	77,8	0.0030
5 - 6	Silte	64,8	0.00330
6 - 7	Silte	64,8	0.00330
7 - 8	Silte	64,8	0.00330
8 - 9	Silte	64,8	0.00330
9 - 10	Silte	64,8	0.00330
10 - 11	Silte e areia siltosa	62,9	0.00330
11 - 12	Silte e areia siltosa	62,5	0.00330
12 - 13	Silte e areia siltosa	62,5	0.00330
13 - 14	Silte e areia siltosa	62,5	0.00330
14 - 15	Silte e areia siltosa	62,5	0.00330
15 - 16	Silte e areia siltosa	62,5	0.00330
16 - 17	Silte e areia siltosa	62,5	0.00330
17 - 18	Silte, areia siltosa e argila mole	44,0	0.00305
18 - 19	Argila mole	25,5	0.00280
19 - 20	Argila mole	25,5	0.00280

É importante ressaltar que, neste método, os valores das resistências laterais unitárias últimas utilizadas como parâmetros de entrada são os das estacas isoladas, conforme apresentado na Tabela 5. Assim, para os grupos de estacas com 20 m de comprimento, foram utilizados os valores de resistências laterais unitárias últimas obtidas para a estaca DZ1 e, para os grupos de 24 m, os da estaca DZ1L. Dessa forma, a partir do desenvolvimento apresentado nos itens 4.1 e 4.2, as curvas t-z e q-z para estacas isoladas são convertidas para estacas situadas em um grupo a partir da inclusão dos efeitos interativos nas expressões. Dessa forma, o método tem maior aplicabilidade, visto que provas de carga instrumentadas em grupos de estacas são raramente realizadas na prática.

A Tabela 6 apresenta os valores da resistência unitária última e de M_s por trecho para as estacas dos grupos QZ2L, QZ4L e QZ9L que possuem 24 m de comprimento.

Tabela 6. Valores de $q_{s,ult}$ e M_s para os grupos de 24 m.

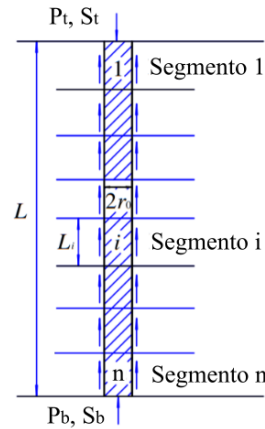
Trecho (m)	Tipo de solo	$q_{s,ult}$ medido (kPa)	M_s
0 - 1	Argila	32,35	0,0028
1 - 2	Argila	32,10	0,0028
2 - 3	Argila	54,90	0,0028
3 - 4	Argila	89,10	0,0028
4 - 5	Argila e silte	78,30	0,0030
5 - 6	Silte	62,10	0,0033
6 - 7	Silte	62,10	0,0033
7 - 8	Silte	62,10	0,0033
8 - 9	Silte	62,10	0,0033
9 - 10	Silte	62,10	0,0033
10 - 11	Silte e areia siltosa	59,78	0,0033
11 - 12	Silte e areia siltosa	59,20	0,0033
12 - 13	Silte e areia siltosa	59,20	0,0033
13 - 14	Silte e areia siltosa	59,20	0,0033
14 - 15	Silte e areia siltosa	59,20	0,0033
15 - 16	Silte e areia siltosa	59,20	0,0033
16 - 17	Silte e areia siltosa	59,20	0,0033
17 - 18	Silte, areia siltosa e argila mole	40,80	0,00305
18 - 19	Argila mole	22,40	0,0028
19 - 20	Argila mole	22,40	0,0028
20 - 21	Argila mole	22,40	0,0028
21 - 22	Argila mole	22,40	0,0028
22 - 23	Argila mole	22,40	0,0028
23 - 24	Argila mole	22,40	0,0028

O valor de M_b adotado é de 0,0088, tanto para as estacas de 20 m, quanto para as estacas de 24 m. A capacidade de carga obtida por Dai et al. (2012) para a estaca isolada DZ1 de 20 m é de 1430 kN e para a estaca isolada DZ1L de 24 m é de 1540 kN, obtidas pela realização das provas de carga. A maior parcela da carga é absorvida pelo fuste, sendo a resistência de ponta mobilizada na ruptura de 4,73 kN para a DZ1 e de 78,54 kN para a DZ1L. Tais valores são utilizados nas funções de transferência de carga q-z.

Na presente abordagem, as relações carga-recalque das estacas são obtidas mediante procedimento iterativo, semelhante ao proposto por Coyle e Reese (1966) e ao utilizado nos trabalhos de Zhang et al. (2012) e Zhang et al. (2016). O procedimento utilizado no presente trabalho é apresentado a seguir.

Primeiramente, a estaca é subdividida em uma quantidade n segmentos, conforme a Figura 51.

Figura 51. Estaca discretizada em n segmentos.



Fonte: Zhang e Zhang (2012).

1. Escolhe-se um deslocamento S_b para a ponta da estaca analisada, no segmento n. A partir desse deslocamento e utilizando-se a curva q-z, expressa pela Equação 100, calcula-se a carga mobilizada P_b na ponta da estaca.
2. Estima-se um deslocamento para o ponto médio do segmento analisado, S_s . Para a primeira iteração, estima-se $S_s = S_b$.
3. A partir da curva t-z, expressa pela Equação 97, e com o deslocamento S_s , calcula-se a tensão de cisalhamento q_s mobilizada na área lateral do segmento analisado.
4. É calculada a força devido ao atrito ΔP_n atuante na lateral do segmento analisado a partir da Equação 103.

$$\Delta P_n = \tau_s \cdot \pi \cdot L_i D \quad (103)$$

5. Calcula-se, então, a força atuante no topo do segmento analisado, a partir da Equação 104.

$$P_{tn} = P_b + \Delta P_n \quad (104)$$

6. É calculado o encurtamento elástico da metade inferior do segmento analisado a partir da Equação 106, utilizando-se a força axial atuante no ponto médio $P_{n,med}$ e a força atuante na sua base P_b .

$$P_{n,med} = \frac{P_{tn} + P_b}{2} \quad (105)$$

$$\Delta e/2 = \frac{P_{n,med} + P_b}{2} \cdot \frac{(\Delta L_n/2)}{E_p \cdot A_p} \quad (106)$$

7. Calcula-se um novo deslocamento para o ponto médio do segmento analisado S_s' , somando-se o encurtamento elástico $\Delta e/2$ ao deslocamento da base do segmento S_b , conforme a Equação 107.

$$S_s' = S_b + \Delta e/2 \quad (107)$$

8. Compara-se o valor de S_s' com o valor de S_s . Se os valores divergirem em mais de 10^{-6} m, repete-se o procedimento dos passos 2 até 7, admitindo S_s' como novo valor de S_s até que seja atingida a convergência para o segmento analisado.
9. Após a convergência ser atingida, calcula-se o deslocamento no topo do segmento analisado, a partir da equação 108.

$$S_{tn} = S_b + \Delta e \quad (108)$$

10. O deslocamento do topo do segmento analisado é o deslocamento da base do segmento superior. Dessa forma, repete-se o procedimento até que sejam obtidos os valores de carga e recalque para o topo da estaca.

O procedimento é repetido para vários valores de S_b para a obtenção da relação carga-recalque na faixa de cargas de interesse.

Para que sejam aplicadas as Equações 97 e 103, é necessária a determinação do módulo de cisalhamento do solo. O módulo de cisalhamento de cada camada do solo, neste caso, foi estimado para cada nível de tensão. Para tanto, a velocidade da onda cisalhante V_s do solo foi determinada a partir das Equações 112 e 113, propostas, respectivamente por Baldi et al. (1989) e por Mayne e Rix (1995). Tais equações correlacionam a resistência à penetração do ensaio CPT com a velocidade da onda cisalhante. Sendo a Equação 109 utilizada para as camadas de solo granular e a Equação 110 utilizada para as camadas de solo fino.

$$V_s = 277. q_c^{0,13} \cdot \sigma'_{vo}{}^{0,27} \quad (109)$$

$$V_s = 1,75. q_c^{0,627} \quad (110)$$

Onde σ'_{vo} é a tensão geostática efetiva do solo no centro da camada analisada.

A partir dos valores de onda cisalhante de cada camada, calcula-se o valor do módulo de cisalhamento máximo, a partir da Equação 111.

$$G_{m\acute{a}x} = \frac{\gamma_n}{g} \cdot V_s^2 \quad (111)$$

Onde g é a aceleração da gravidade.

A partir dos valores de G_{max} é calculado o módulo de cisalhamento G para cada carga analisada. Dessa forma, é realizado outro procedimento iterativo, descrito a seguir.

1. Estima-se uma carga no topo da estaca P_t' . A partir da capacidade de carga da estaca isolada, estima-se FS .
2. Utiliza-se a Equação 112 (Fahey e Carter, 1998) para a estimativa do módulo de cisalhamento de cada camada.

$$\frac{G}{G_{máx}} = 1 - \left(\frac{1}{FS}\right)^{0,3} \quad (112)$$

3. Realiza-se o procedimento iterativo descrito anteriormente com os valores de G calculados e obtém-se uma nova carga P_t .
4. Compara-se a carga P_t obtida com a estimada. Caso o valor obtido seja menor que o estima, utiliza-se um deslocamento S_b maior no início do procedimento. Caso o valor de P_t obtido seja maior que o escolhido, utiliza-se um deslocamento S_b menor.
O procedimento é repetido até que a diferença entre o valor de P_t' escolhido e o valor de P_t obtido não seja maior que 0,1 kN.

4.4 Metodologia utilizada para o Caso 2

Para a análise dos dois grupos de estacas estudados por O'Neill et al. (1982), as estacas foram subdivididas em 13 segmentos, sendo 12 de 1 m e 1 de 1,1 m, conforme a Figura 46. As resistências laterais unitárias últimas da estaca isolada utilizadas são apresentadas também na Figura 46.

Nesta análise, é utilizado o primeiro procedimento iterativo já apresentado no tópico 4.3, com as variáveis de resistência unitárias, espaçamentos e parâmetros de deformabilidade apresentados no tópico 3.2. Os valores de M_s e M_b adotados são, respectivamente, 0,0042 para todo o fuste e 0,0052 para a base.

4.5 Metodologia utilizada para o Caso 3

Para o grupo de 5 estacas estudado do por Briaud et al. (1989), é adotada uma modificação diferente das curvas $t-z$ e $q-z$ propostas por Bohn et al (2016). É necessária uma abordagem diferente dos outros dois casos anteriormente apresentados, pois para o caso 3, um bloco de estacas cravadas em areia é analisado. A cravação de estacas em areias fofas ou mediantemente compactas resulta, de forma geral, em um aumento da rigidez na região do solo localizada entre o fuste das estacas, o que não ocorre nos casos anteriores por se tratarem de estacas em argila e solo misto. Na modificação proposta das curvas $t-z$ e $q-z$ desenvolvidas por Bohn et al. (2016) para esse caso, os valores de $\tau_{s,ult}$ e $q_{b,ult}$ são multiplicados pelos fatores de eficiência obtidos por Le Kouby et al. (2016) para grupos de estacas cravadas em areia, apresentados nas Figuras 52 e 53.

Figura 52. Fatores de eficiência (Base).

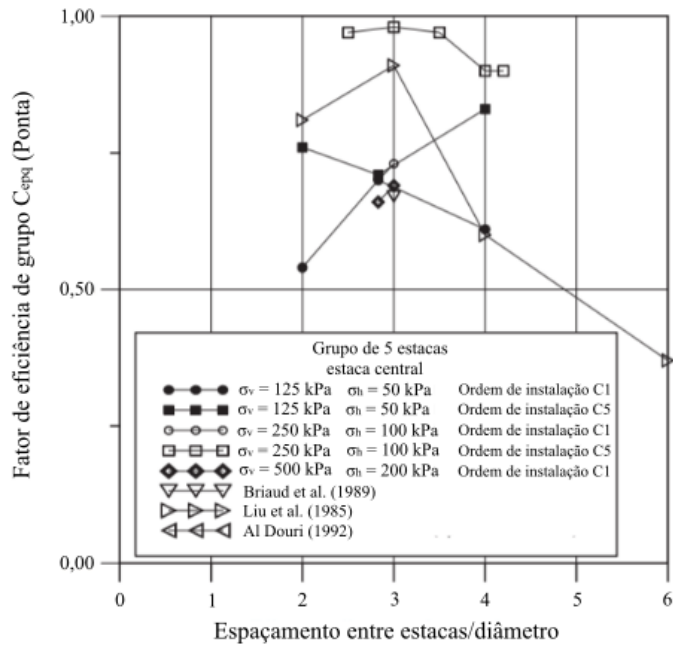
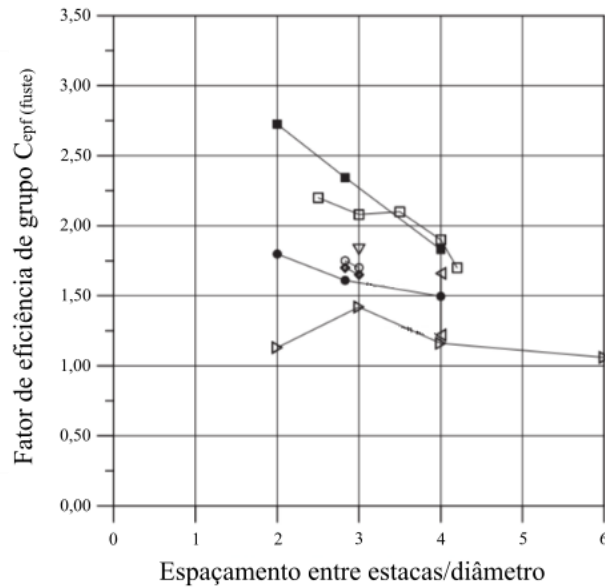


Figura 53. Fatores de eficiência (fuste)



Fonte: Le Kouby et al. (2016).

O grupo de estacas analisado é executado na ordem de instalação C1, isto é, a estaca central foi a primeira a ser instalada. Ao se analisar a Figura 52, verifica-se que Le Kouby et al. (2016) obteve valores para o fator C_{epf} (fuste) em torno de 1,68 para os ensaios realizados com estacas espaçadas de 3 vezes o diâmetro. Verifica-se também, que é obtido o valor em torno de 0,69 para o valor do fator C_{epq} (ponta). Esses valores se referem às eficiências do fuste e da base das estacas centrais nos grupos de 5 estacas. Na presente metodologia, esses valores são adotados como valores de eficiência para todas

as estacas do grupo analisado. É possível verificar que essa premissa está próxima da realidade, uma vez que os valores de eficiência obtidos por Briaud et al. (1989) para o fuste e para a base foram, respectivamente, 1,83 e 0,67.

Observa-se que o fator de eficiência para o fuste é maior que 1, o que implica um ganho de resistência lateral devido ao efeito de grupo. Isso ocorre devido à compactação provocada pela cravação de estacas, que confere à areia presente entre as estacas maior rigidez. Segundo Le Kouby et al. (2016), a diminuição da resistência de ponta se deve ao fato de a cravação da estaca vizinha gerar um movimento ascendente na região do solo situado abaixo da estaca analisada, o que gera uma descompressão nessa zona.

As curvas t-z e q-z propostas por Bohn et al. (2016) modificadas para este caso podem ser expressas conforme as Equações 113 e 114, respectivamente.

$$\tau_s = \frac{(\tau_{s,ult} \cdot C_{epf}) \cdot s_{si}}{M_s \cdot D + s_{si}} \quad (113)$$

$$q_b = \frac{(q_{b,ult} \cdot C_{epq}) \cdot s_{bi}}{M_b \cdot D + s_{bi}} \quad (114)$$

É utilizado o mesmo procedimento iterativo aplicado no Caso 1, substituindo-se as Equações 97 e 103 pelas Equações 116 e 117 com os parâmetros apresentados no tópico 3.3, obtendo-se, assim, a relação carga-recalque para o grupo analisado.

5. RESULTADOS DAS PREVISÕES E ANÁLISES

Neste capítulo, são apresentadas estimativas das relações carga-recalque para os 3 casos analisados. As previsões são avaliadas mediante comparação com os resultados experimentais. Nos casos 2 e 3, são realizadas comparações com previsões de outros autores. São realizadas também análises dos resultados obtidos. As previsões são obtidas mediante o uso das funções de transferência t-z e q-z de Bohn et al. (2016) modificadas, apresentadas anteriormente no capítulo 4.

As curvas t-z e q-z para o caso de estacas isoladas e em grupo são também apresentadas no presente capítulo. São apresentadas também, para o Caso 1, comparações entre as curvas t-z medidas experimentalmente e as teóricas utilizadas para se obter as curvas carga-recalque estimadas para os grupos de estacas. Para os casos 2 e 3, são apresentadas comparações de curvas t-z e q-z teóricas para estacas isoladas e estacas em grupo para se avaliar o efeito de grupo nas funções de transferência de carga.

Vale ressaltar que, conforme explicado anteriormente no capítulo 4, a metodologia dos casos 1 e 2 são similares, entretanto a metodologia utilizada no caso 3 é distinta, devido ao aumento da rigidez que ocorre no solo localizado na região do fuste das estacas resultante do processo de cravação das estacas que ocorre no caso 3, o que não ocorre nos outros dois casos, pois, nos casos 1 e 2, o efeito de grupo resulta em uma redução da rigidez do solo situado na região do fuste, devido à sobreposição de tensões.

5.1 Caso 1 – Dai et al. (2012)

Neste tópico são apresentadas as análises para o Caso 1, obtidas utilizando-se as curvas t-z e q-z modificadas e a metodologia proposta apresentada no capítulo 4. Ao final, são apresentadas algumas possíveis causas para divergências entre os resultados previstos e medidos.

A Figura 54 apresenta a curva carga-recalque estimada para o bloco de 2 estacas QZ2. Nesta mesma Figura, apresenta-se a curva carga-recalque obtida experimentalmente por Dai et al. (2012) para comparação com a curva prevista.

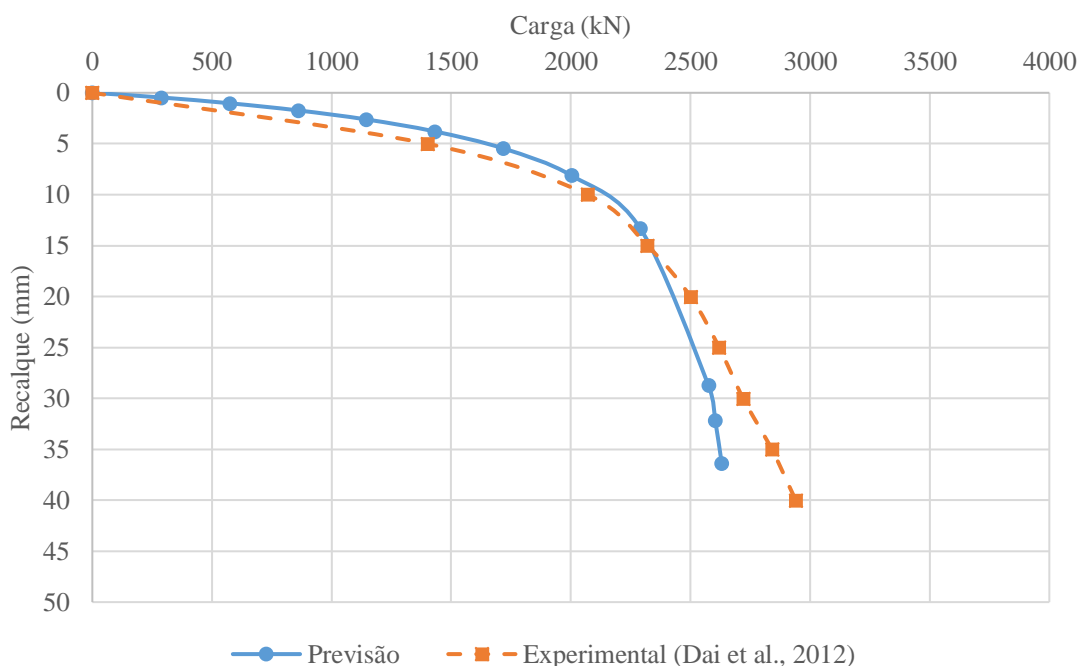
Observa-se, na Figura 54, que utilizando o método proposto no presente trabalho, obteve-se estimativas concordantes com relação aos resultados experimentais mostrados, especialmente até a carga de 2.500 kN. Para níveis de carga acima de 2.400 kN, foram previstos recalques ligeiramente maiores que os medidos experimentalmente. Considerando-se um FS de 2,0 e adotando-se, portanto, uma carga de trabalho de 1.250 kN, observa-se uma diferença absoluta de apenas 1,5 mm entre o recalque previsto e medido experimentalmente.

A Figura 55 apresenta uma comparação entre as curvas carga-recalque medida e estimada para o bloco de 2 estacas QZ2L.

Observa-se, na Figura 55, resultados previstos muito concordantes com os experimentais até a carga de 1500 kN. O resultado obtido foi o mais próximo do medido

para a carga de 1.100 kN. Entre 1.500 kN e 2.800 kN, os resultados obtidos experimentalmente foram ligeiramente maiores que os calculados. A partir da carga de 2.800 kN, o método utilizado forneceu valores de recalques maiores que os obtidos experimentalmente.

Figura 54. Curvas carga-recalque – QZ2 prevista e experimental.



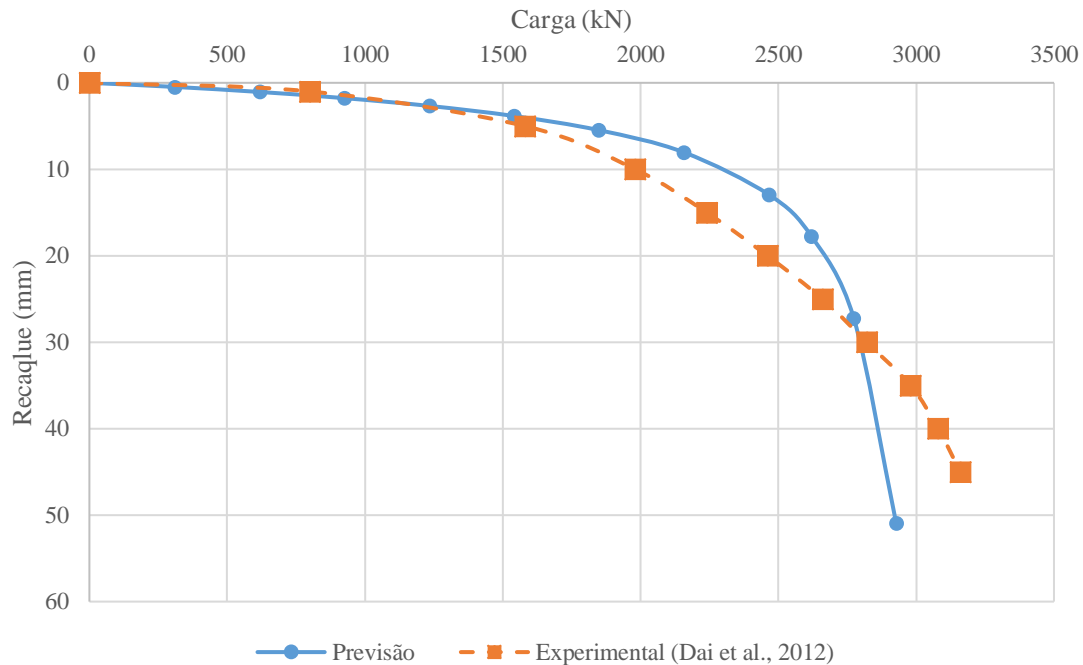
A Figura 56 apresenta as relações carga-recalque calculada e obtida experimentalmente para o bloco de 4 estacas QZ4. Observa-se boa concordância entre os resultados até a carga de 1.500 kN. Para níveis mais elevados de carga, os resultados de recalques obtidos experimentalmente foram maiores que o previsto, sendo esse o resultado mais discordante entre todos os blocos analisados. Uma das possíveis causas para a divergência pode ser uma menor rigidez de solo na área de instalação desse bloco, em comparação à área de instalação das estacas isoladas.

A Figura 57 apresenta as relações carga-recalque medida e calculada para o bloco QZ4L, que possui estacas de 24 m. Os resultados calculados foram bastante próximos dos resultados obtidos experimentalmente mediante prova de carga, principalmente até a carga de 5.000 kN. Para níveis de carga mais altos, os resultados obtidos experimentalmente foram ligeiramente maiores que os calculados.

A Figura 58 apresente as relações carga-recalque medida e calculada para a estaca QZ9-1, de 20 m de comprimento, situada no canto do bloco de coroamento. A numeração das estacas pode ser visualizada na Figura 39. É observada boa concordância entre os resultados medidos e calculados, principalmente até a carga de 600 kN. A Figura 59 apresenta as relações carga-recalque medida e calculada para a estaca QZ9-4, de 20 m de comprimento, situada na borda do bloco de coroamento. É obtida boa concordância entre os resultados calculados e experimentais, principalmente até a carga de 800 kN. Para

níveis mais altos de carga, os resultados experimentais para os recalques são maiores que os calculados.

Figura 55. Curvas carga-recalque – QZ2L prevista e experimental.



A Figura 60, apresenta as relações carga-recalque para a estaca QZ9-5, de 20 m de comprimento, situada na posição central do bloco QZ9. É obtida boa concordância com entre os resultados calculados e os obtidos experimentalmente mediante provas de carga, principalmente até a carga de 800 kN.

Observa-se que a estaca central do grupo QZ9-5 é a menos carregada, enquanto que as estacas localizadas nos cantos do bloco, como a QZ9-1, são as mais carregadas. Por exemplo, para um recalque de 16,6 mm do bloco, a carga atuante na estaca central QZ9-5 é de 797,8 kN, a carga atuante na estaca de borda QZ9-4 é de 838,8 kN e a carga atuante na estaca de canto QZ9-1 é de 858,5, conforme resultados calculados. Essa é uma tendência observada por outros autores, como Zhang et al. (2014) e Castelli e Maugeri (2002), em que as estacas mais externas dos grupos recebem maiores cargas. Segundo Zhang et al. (2014), essa tendência é provavelmente causada pelo nível de interação entre as estacas, visto que, o efeito da interação é maior na estaca central do que nas estacas de borda e de canto.

A Figura 61 apresenta as relações carga-recalque obtida experimentalmente e pela aplicação do método do presente estudo para o grupo de estacas QZ9. É obtida excelente concordância, principalmente até a carga de 7.500 kN. Para níveis de carga maiores, os resultados obtidos experimentalmente são ligeiramente maiores que os calculados.

A Figura 62 apresenta as relações carga-recalque obtida experimentalmente e calculada para a estaca QZ9L-1, de 24 m, situada no canto do bloco QZ9L. De modo geral, é obtida boa concordância entre os resultados experimentais e calculados, inclusive para níveis de carga próximos da ruptura, como para a carga de 1.200 kN.

A Figura 63 apresenta as relações carga-recalque obtida mediante realização de provas de carga e estimada mediante o método aplicado no presente trabalho para a estaca QZ9L-4. De modo geral, é obtida boa concordância entre os resultados. Para cargas acima de 1.100 kN, os resultados experimentais para os recalques são ligeiramente menores que os estimados.

A Figura 64 apresenta as relações carga-recalque obtida experimentalmente e calculada para a estaca QZ9L-5. É obtida boa concordância até a carga de 700 kN. Para níveis de carga mais altos, os resultados experimentais são maiores que os estimados.

Observa-se que, no grupo QZ9L, de estacas de 24 m, a estaca menos carregada é a central QZ9L-5 e a mais carregada é a de canto, QZ9L-1. Por exemplo, para um recalque de 10,3 mm, a carga atuante na estaca central QZ9L-5 é de 690,7 kN, a carga atuante na estaca de borda QZ9L-4 é de 736,6 kN e a carga atuante na estaca de canto QZ9L-1 é de 770,1 kN. Essa mesma tendência é observada no bloco QZ9.

A Figura 65 apresenta as relações carga-recalque obtida experimentalmente em comparação com a calculada pelo presente método para o grupo QZ9L. É obtida boa concordância entre os resultados. A partir da carga de 8.000 kN, os resultados experimentais de recalques são ligeiramente superiores aos calculados. Para a carga de 6.000 kN, os recalques calculados são ligeiramente superiores aos obtidos experimentalmente. O trecho mais concordante é entre 0 e 3.000 kN.

Figura 56. Curvas carga-recalque - QZ4 prevista e experimental.

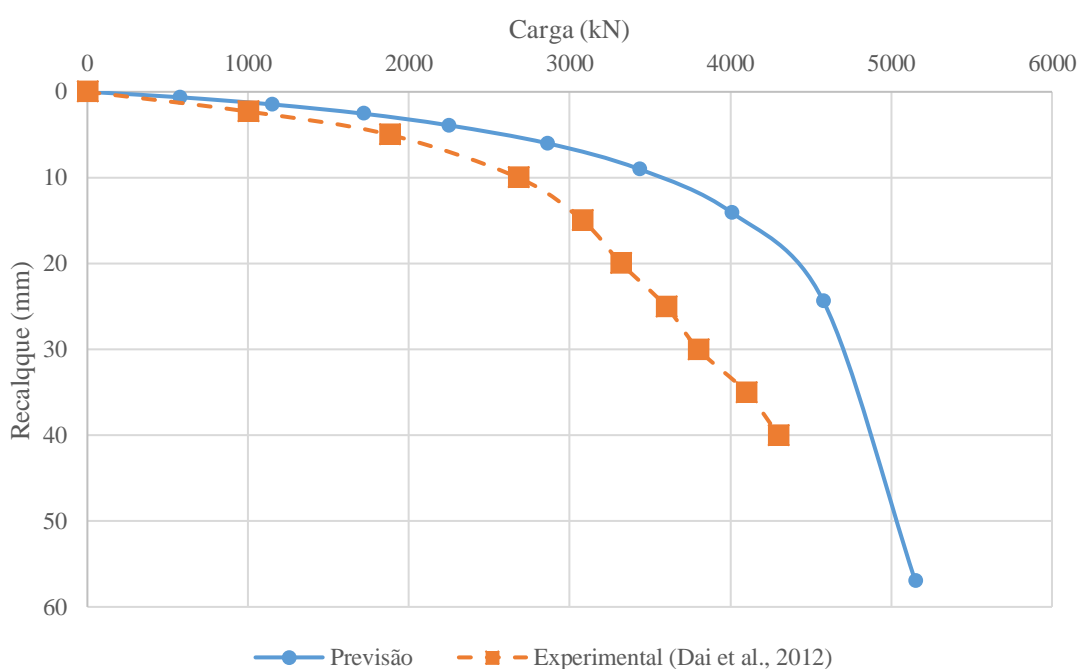


Figura 57. Curvas carga-recalque – QZ4L prevista e experimental.

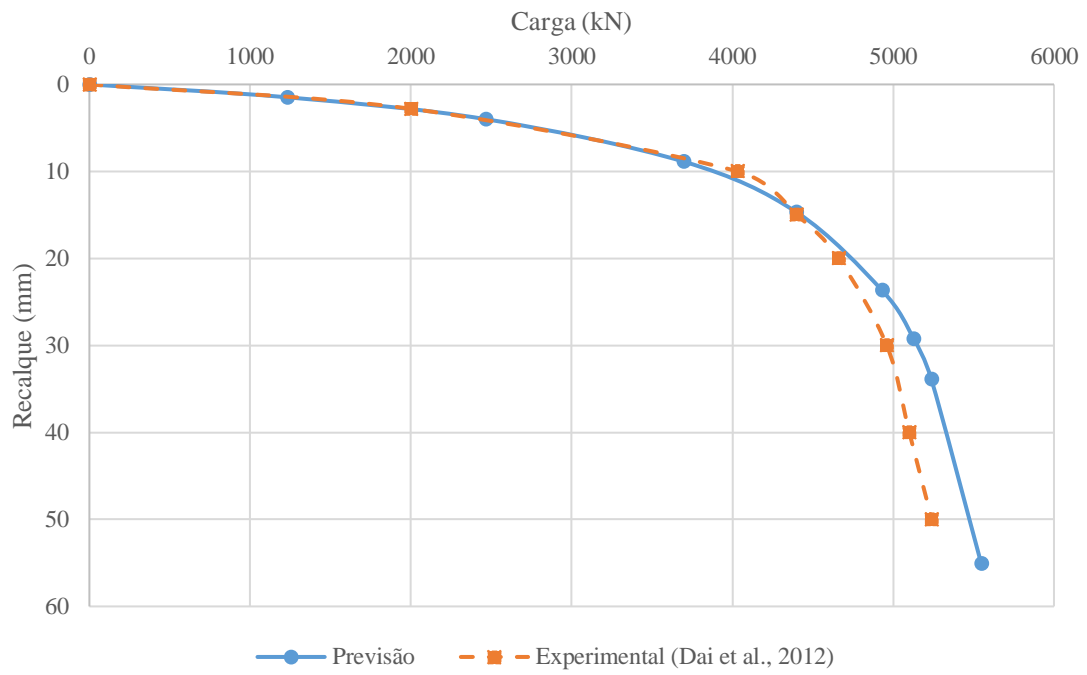


Figura 58. Curvas carga-recalque – QZ9-1 prevista e experimental.

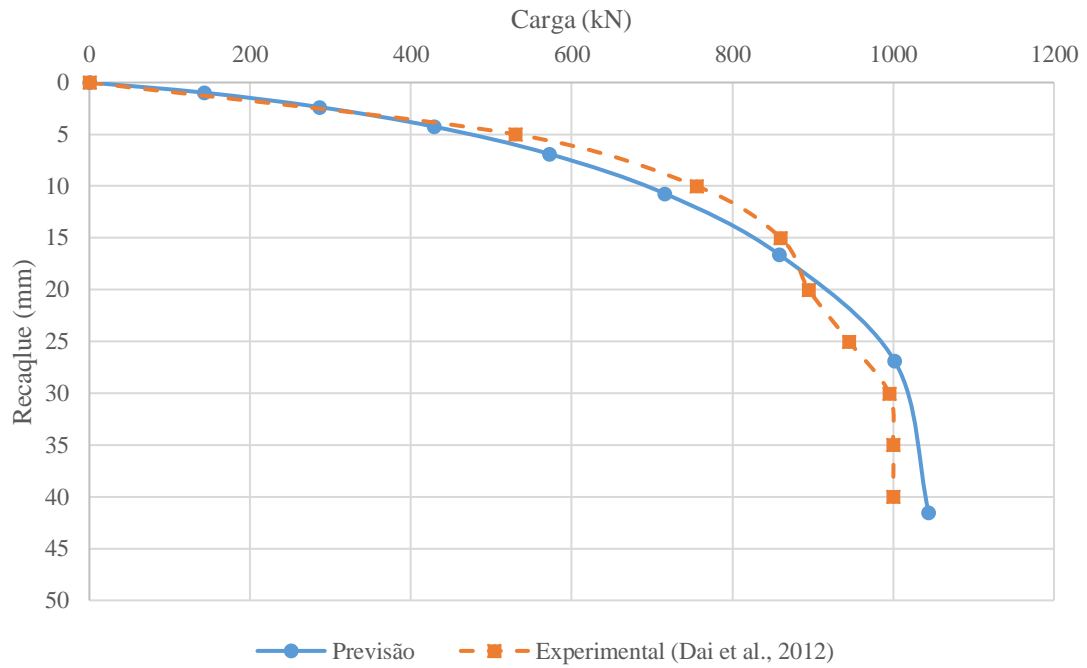


Figura 59. Curvas carga-recalque QZ9-4 prevista e experimental.

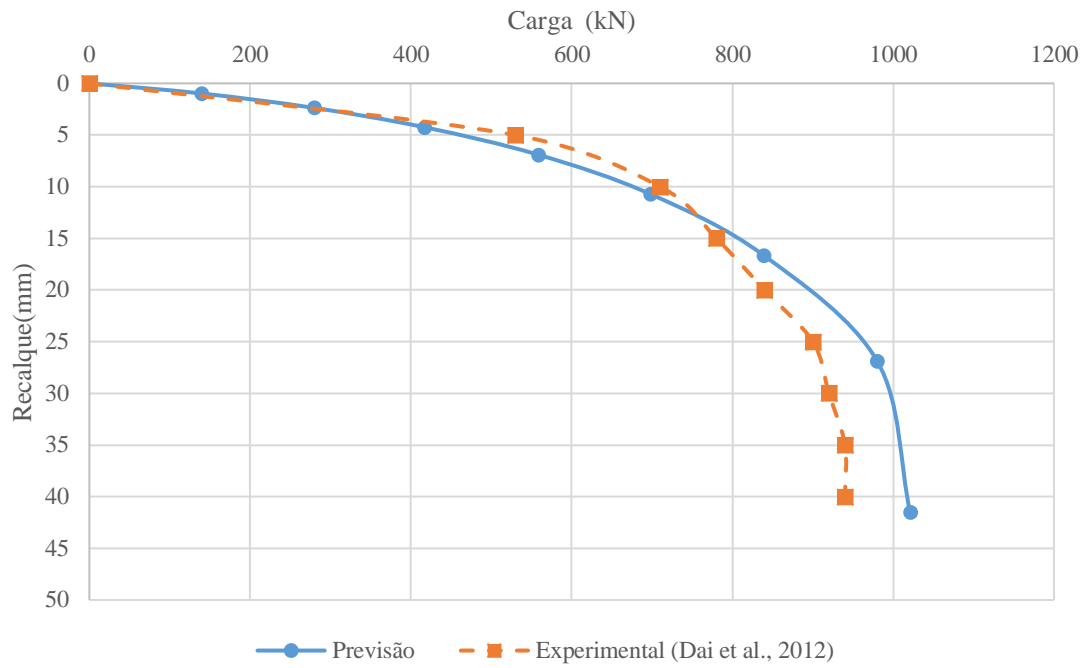


Figura 60. Curvas carga-recalque – QZ9-5 prevista e experimental.

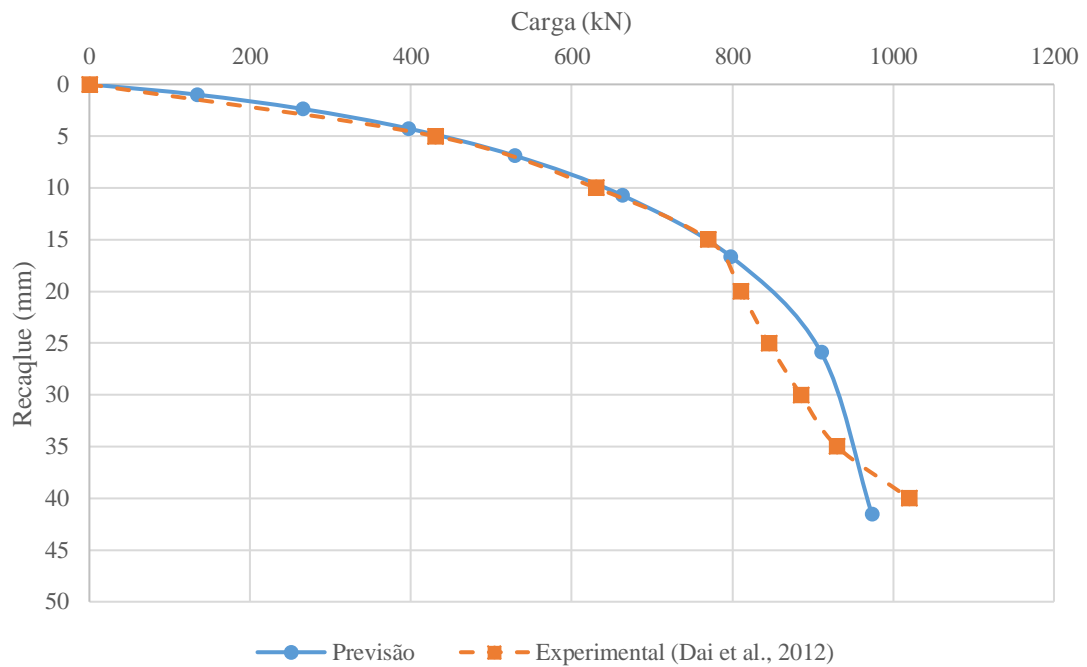


Figura 61. Curvas carga-recalque – QZ9 prevista e experimental.

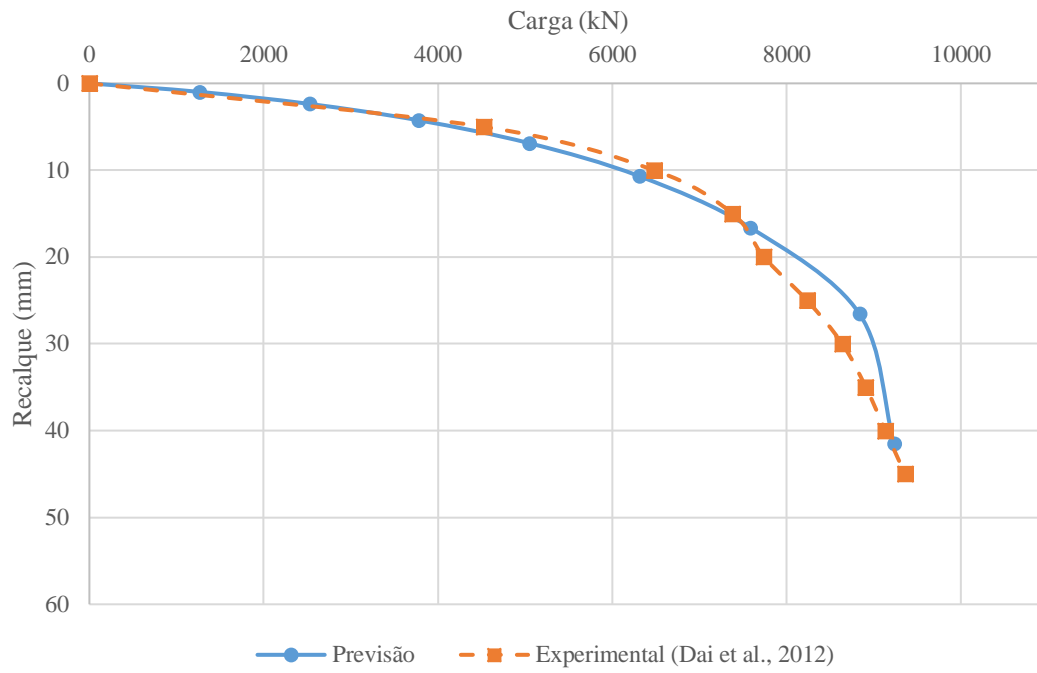


Figura 62. Curvas carga-recalque – QZ9L-1 prevista e experimental.

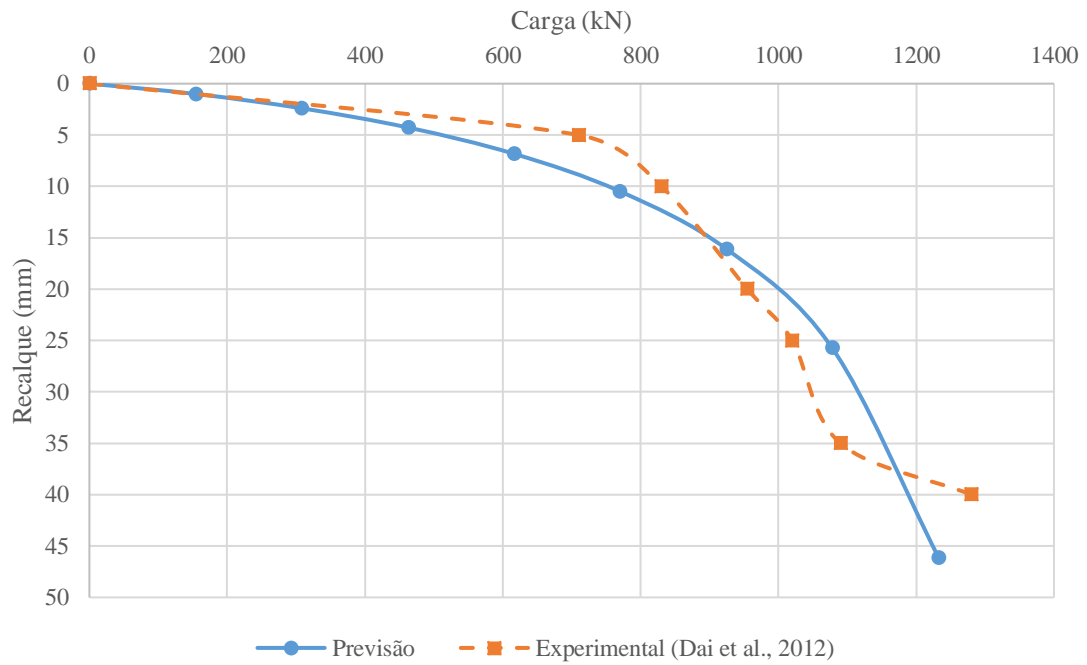


Figura 63. Curvas carga-recalque QZ9L-4 prevista e experimental.

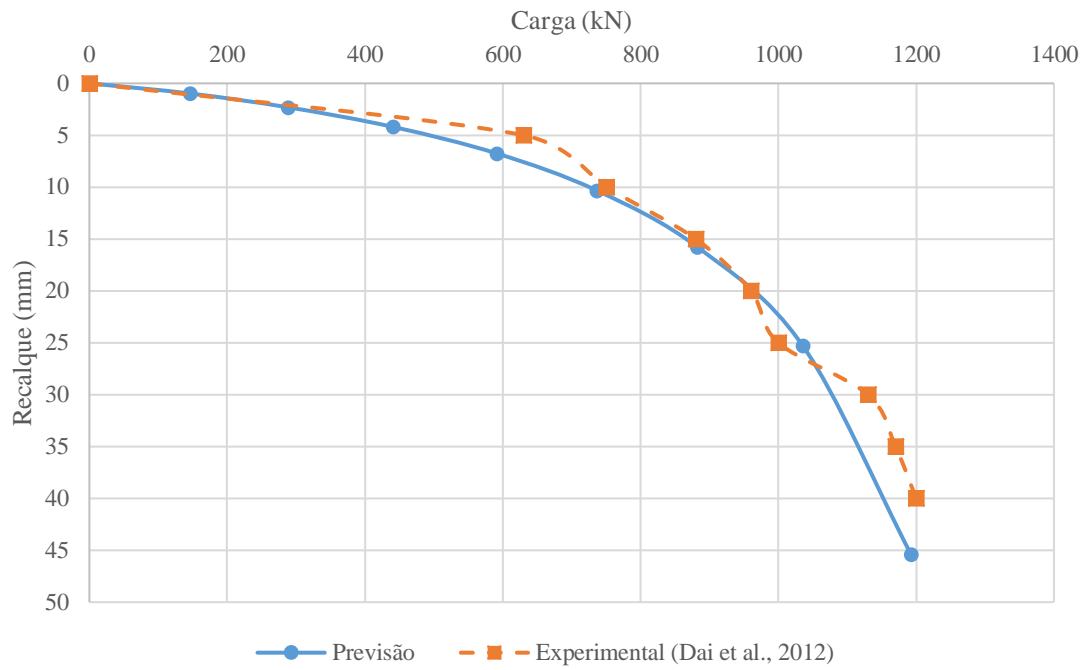


Figura 64. Curvas carga-recalque QZ9L-5 prevista e experimental.

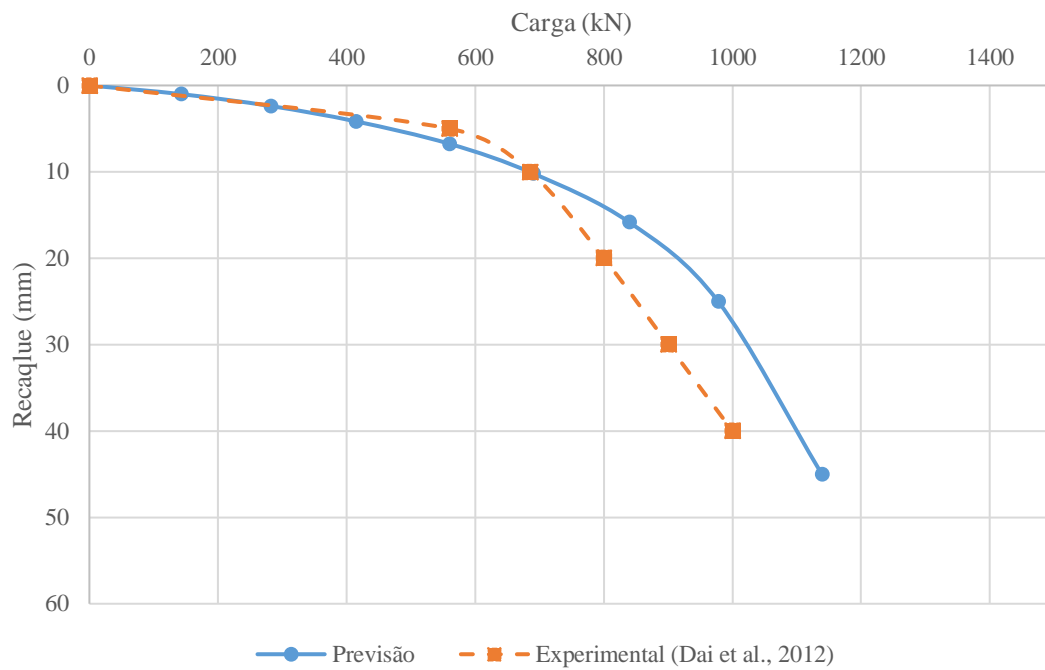
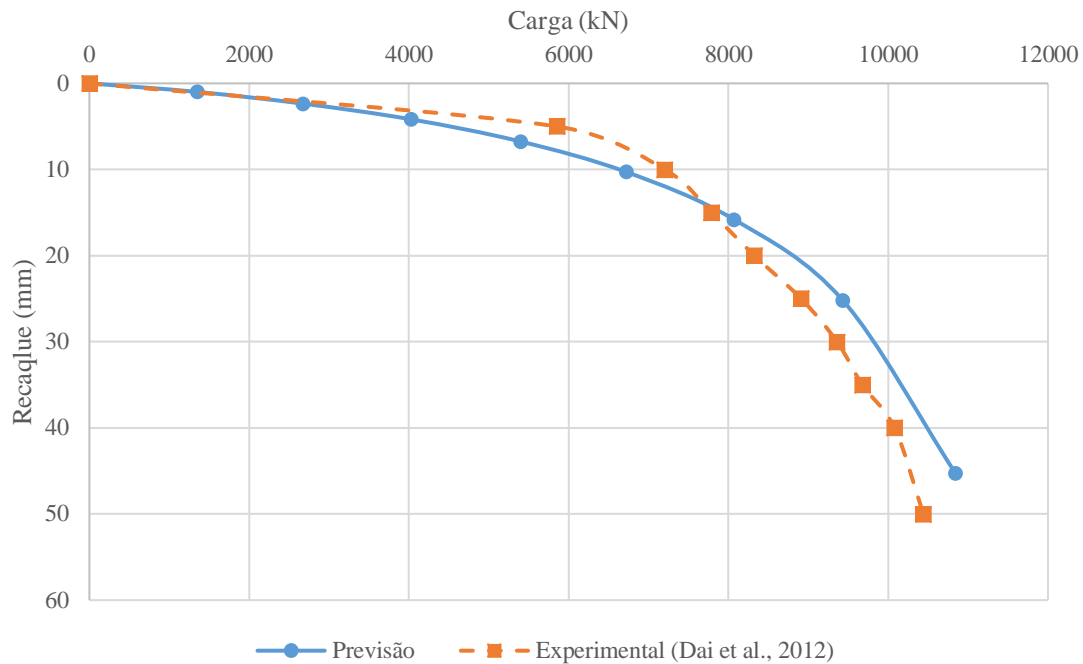


Figura 65. Curvas carga-recalque – QZ9L prevista e experimental.



De modo geral, foram obtidas boas concordância entre os resultados experimentais e os calculados, principalmente para os blocos QZ4L e QZ9.

Foram obtidas algumas divergências entre os resultados experimentais e os calculados, principalmente para o bloco QZ4. Uma das possíveis causas das divergências encontradas nos resultados é a heterogeneidade do terreno. É possível observar, por exemplo, pelos resultados de resistência à penetração do CPT, que a rigidez do terreno não é igual em todos os pontos. Dessa forma, como os parâmetros de entrada utilizados são provenientes das provas de carga realizadas nas estacas isoladas e dos ensaios de cone, é possível que os locais de realização das provas de carga em grupo tenham pequenas diferenças de rigidez em relação ao local de execução dos ensaios.

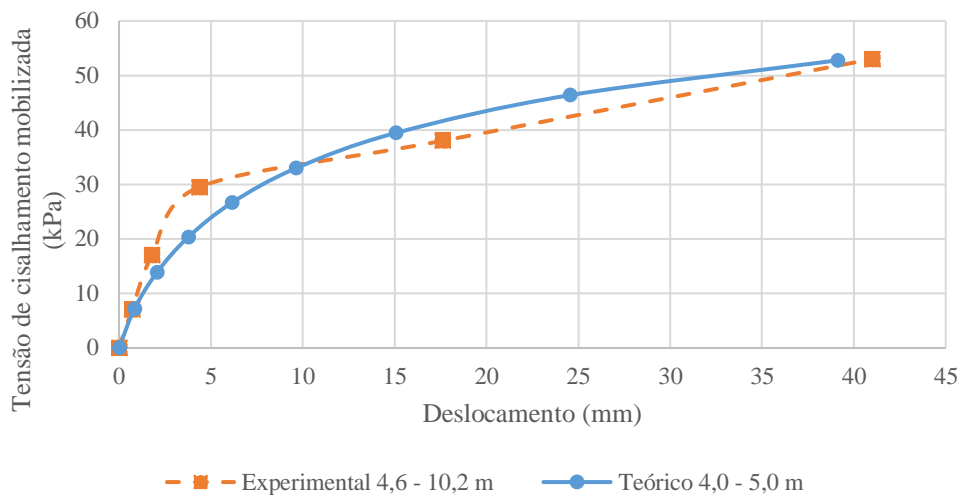
Outra possível causa das divergências encontradas nos resultados são os valores utilizados de M_s e M_b , que, apesar de terem sido calibrados a partir de 72 provas de carga, poderiam fornecer resultados ainda mais precisos se fossem utilizados um número maior de provas de carga para cada tipo de estaca e de solo.

Outra possível causa para as divergências encontradas são as correlações utilizadas para a determinação do módulo de cisalhamento, que, apesar de terem sido calibradas com uma grande quantidade de dados e apresentar boa aderência a eles, podem fornecer valores um pouco distantes da realidade.

A seguir são apresentadas comparações entre curvas t-z obtidas experimentalmente e propostas no presente trabalho para a estimativa da relação carga-recalque no caso estudado por Dai et al (2012). A realização de tal comparação é útil para a avaliação das funções de transferência de carga utilizadas, de modo que se possa avaliar as premissas teóricas do método utilizado a partir da comparação com os resultados

experimentais. Por exemplo, pode-se avaliar o formato hiperbólico proposto, ao se comparar com os resultados obtidos pela realização das provas de carga instrumentadas. Primeiramente, na Figura 66, é apresentada uma comparação entre a curva t-z teórica do trecho entre 4,0 a 5,0 m de profundidade, utilizada para a estimativa da relação carga-recalque da estaca QZ9L-1, e a curva t-z obtida experimentalmente por Dai et al. (2012) para o trecho de 4,6 até 10,20 m de profundidade para a estaca QZ9L-1.

Figura 66. Comparação entre curvas t-z teórica (trecho 4,0 – 5,0 m) e experimental (trecho 4,6 – 10,2 m) para a estaca QZ9L-1.



Observa-se que, a função de transferência de carga t-z teórica proposta no presente trabalho simula, com boa concordância, o comportamento de transferência de carga por atrito lateral do sistema solo-fundação para o trecho analisado, devido à sua proximidade com os resultados experimentais.

Na Figura 67, é apresentada uma comparação entre a curva t-z teórica do trecho entre 10,0 a 11,0 m de profundidade, utilizada para a estimativa da relação carga-recalque da estaca QZ9L-1, e a curva t-z obtida experimentalmente por Dai et al. (2012) para o trecho de 10,20 até 17,50 m de profundidade para a estaca QZ9L-1.

Assim como no trecho analisado anteriormente, verifica-se boa concordância entre a proposta teórica e os resultados experimentais, principalmente a partir de 10 mm de deslocamento do trecho da estaca QZ9L-1 analisado.

Na Figura 68, é apresentada uma comparação entre a curva t-z teórica do trecho entre 10,0 a 11,0 m de profundidade, utilizada para a estimativa da relação carga-recalque da estaca QZ4L-1, e a curva t-z obtida experimentalmente por Dai et al. (2012) para o trecho de 10,20 até 17,50 m de profundidade.

Assim como nos trechos da estaca QZ9L-1 analisados anteriormente, também é observado, para a estaca QZ4L-1, boa concordância entre a proposta teórica e os

resultados experimentais, principalmente para deslocamentos menores que 10 mm, do trecho da estaca analisada.

Na Figura 69, é apresentada uma comparação entre a curva t-z teórica do trecho entre 4,0 a 5,0 m de profundidade, utilizada para a estimativa da relação carga-recalque da estaca QZ4L-1, e duas curvas obtidas experimentalmente, sendo uma para o trecho 2,6 até 4,6 m e a outra para o trecho 4,6 até 10,2 m.

Figura 67. Comparação entre curvas t-z teórica (trecho 10,0 – 11,0 m) e experimental (trecho 10,2 – 17,5 m) para a estaca QZ9L-1.

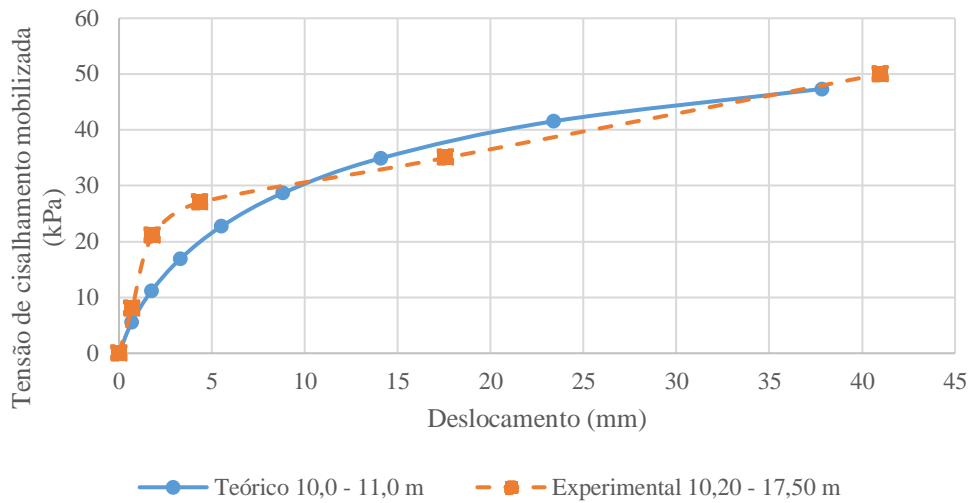


Figura 68. Comparação entre curvas t-z teórica (trecho 10,0 – 11,0 m) e experimental (trecho 10,2 – 17,5 m) para a estaca QZ4L-1.

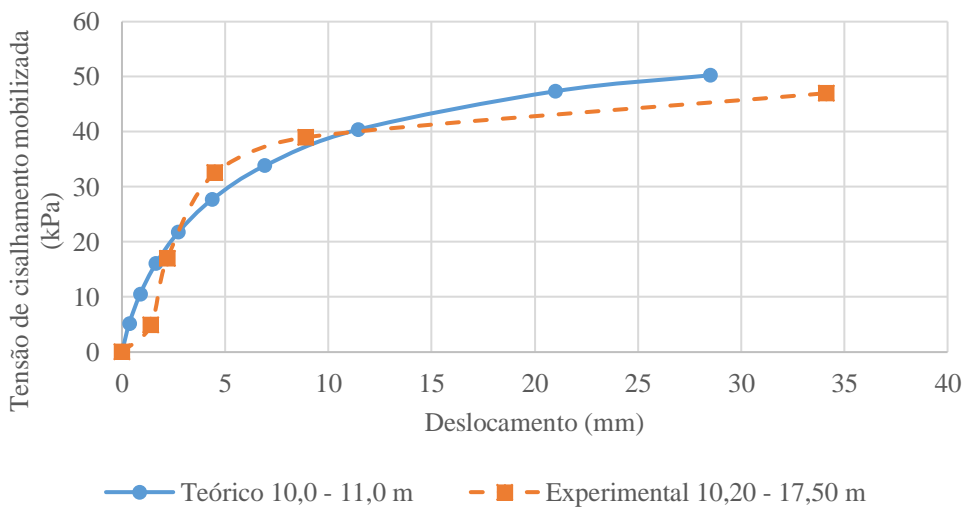
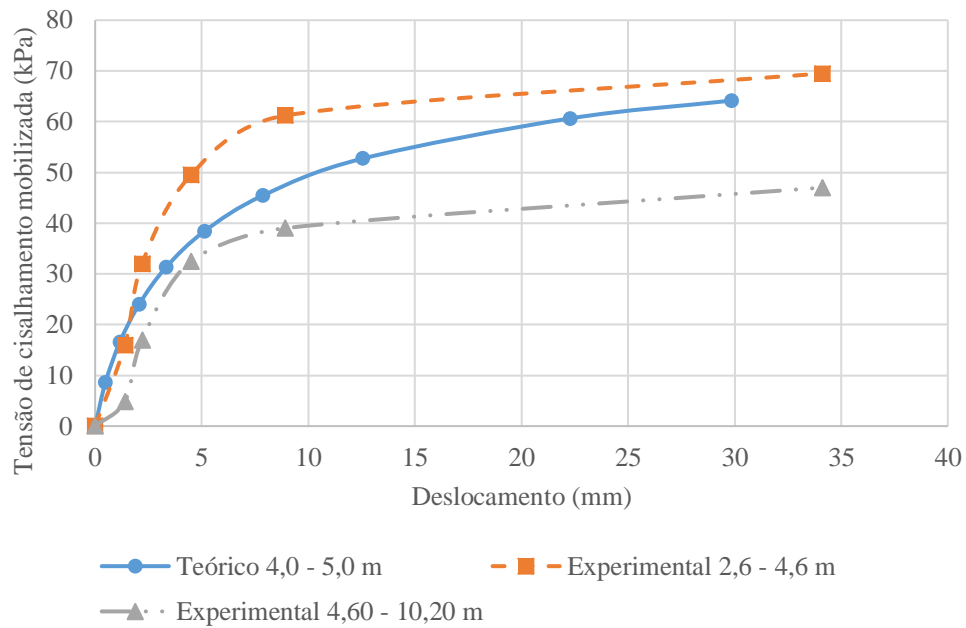


Figura 69. Comparação entre curvas t-z teórica (trecho 4,0 – 5,0), experimental (trecho 4,6 – 10,2 m) e experimental (trecho 2,6 – 4,6 m) para a estaca QZ4L-1.

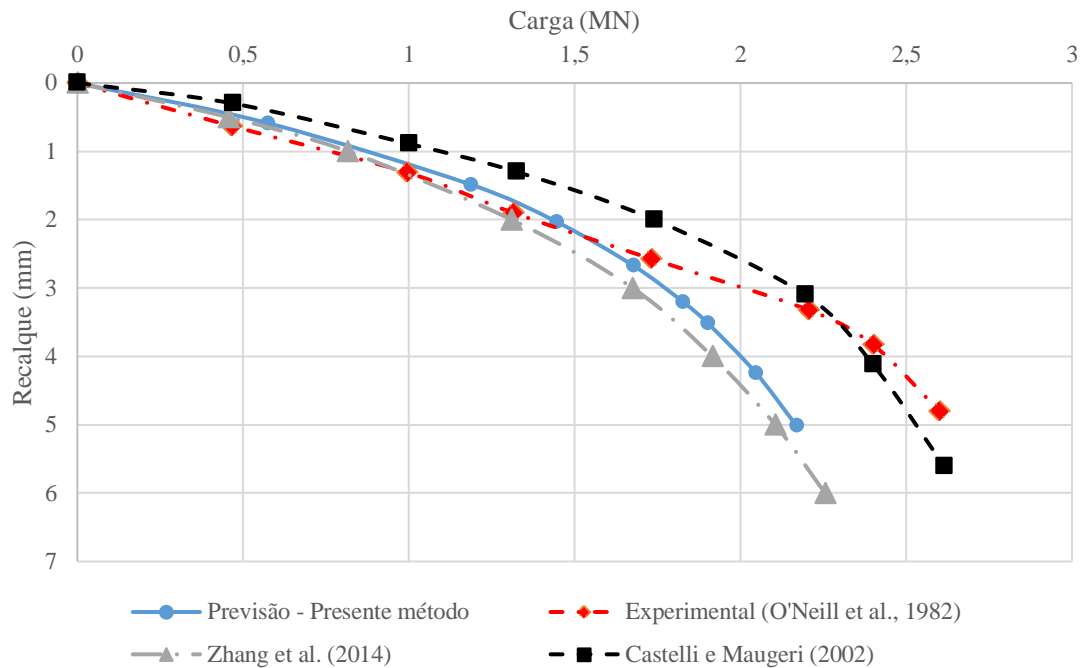


O trecho de 4,0 – 5,0 m situa-se na região de transição entre as duas medidas experimentais. Dessa forma, verifica-se, a partir da análise da Figura 69, que a curva teórica proposta para o trecho 4,0 – 5,0 m situa-se na região intermediária entre os resultados experimentais para os trechos 2,6 – 4,6 m e 4,6 m – 10,2 m, o que é razoável, uma vez que essa curva é utilizada para simular a relação tensão de cisalhamento mobilizada x deslocamento da região de transição entre os dois trechos.

5.2 – Caso 2 – O’Neill et al. (1982)

A Figura 70 apresenta as relações carga-recalque para o grupo de 4 estacas estudado por O’Neill et al. (1982).

Figura 70. Curvas carga-recalque – grupo de 4 estacas – previstas e experimental.



É obtida boa concordância entre o presente método e os resultados experimentais obtidos até a carga de 1,7 MN. Na faixa de 0 até 1,7 MN o presente método e o método de Zhang et al. (2014) são mais concordantes que o de Castelli e Maugeri (2002). Para um baixo nível de cargas, Castelli e Maugeri obtiveram resultados de recalques menores que os experimentais, mas para um nível de carga mais alto, a partir de 2,7 MN, os resultados obtidos por Castelli e Maugeri são os mais concordantes.

A Figura 71 apresenta as relações carga-recalque para o grupo de 9 estacas estudado por O’Neill et al. (1982).

É obtida boa concordância entre o presente método e os resultados medidos experimentalmente até a carga de 3,5 MN, sendo, nessa faixa, o método mais concordante. Para níveis mais altos de carga, Castelli e Maugeri (2002) obtém resultados mais concordantes. Para todas as cargas, o presente método fornece resultados mais concordantes que os obtidos por Zhang et al. (2014).

Castelli e Maugeri (2002) utilizam o método da estaca equivalente para a estimativa de recalques, onde o grupo de estacas é modelado como uma única estaca. O presente método e o método de Zhang et al. (2014) utilizam curvas de transferência de carga modificadas para essa estimativa. Dessa forma, observa-se que os métodos de

transferência de carga, nesse caso, fornecem resultados mais concordantes para níveis menores de carga.

A Figura 72 apresenta a comparação entre as curvas t-z teóricas da estaca isolada e da estaca central do grupo de 9 estacas estudado por O’Neill (1982) para o trecho de 11,0 – 12,0 m de profundidade.

Figura 71. Curvas carga-recalque – grupo de 9 estacas – previstas e experimental.

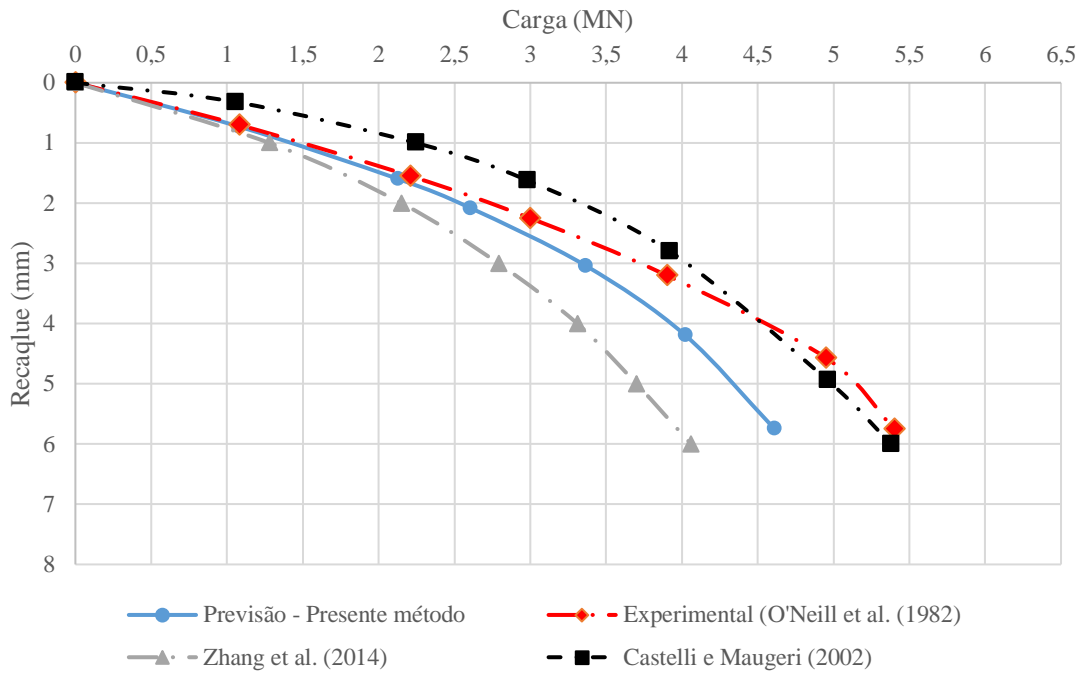
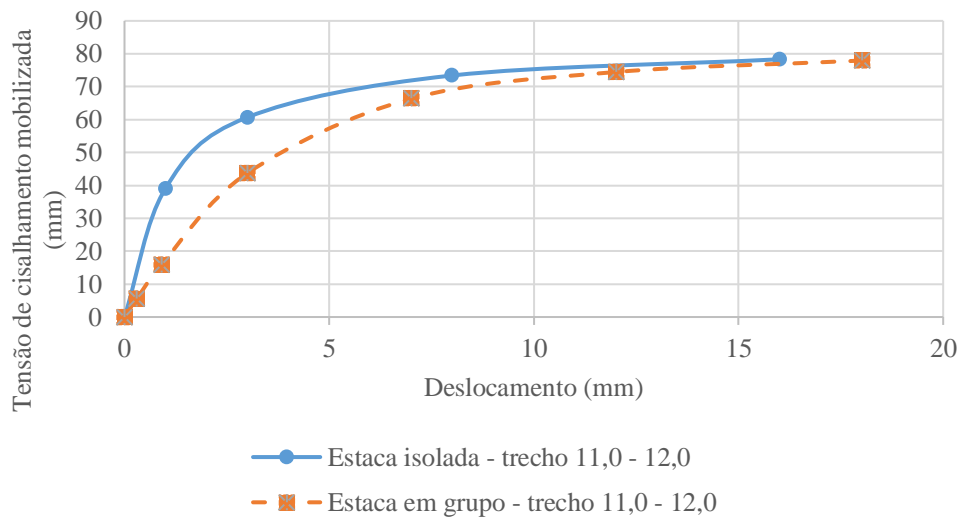


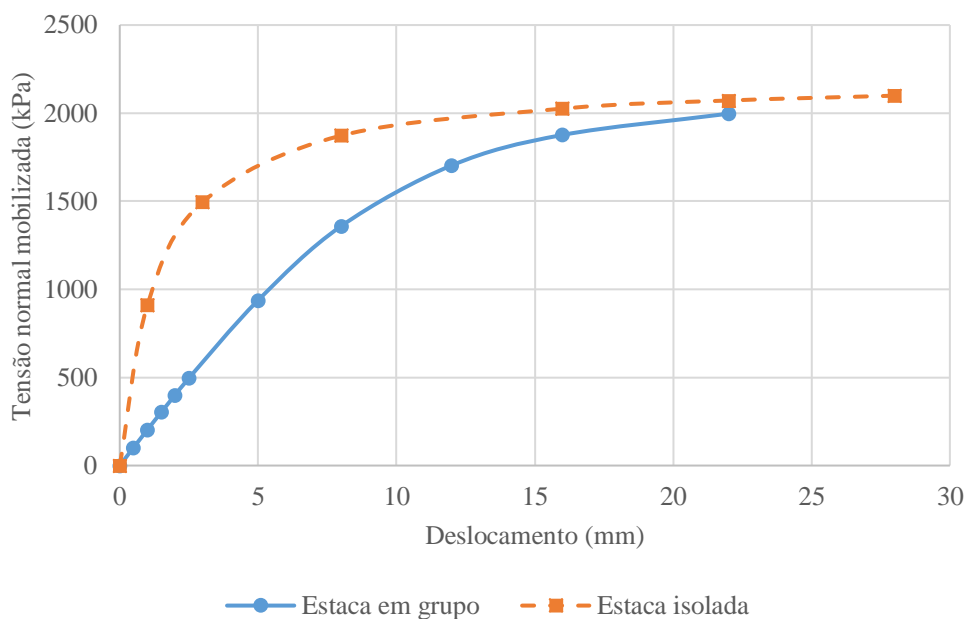
Figura 72. Comparação entre curvas t-z das estacas isolada e em grupo para o trecho de 11,0 – 12,0 m.



Observa-se, na Figura 72, que a curva t-z referente à estaca em grupo encontra-se à direita da curva referente à estaca isolada. Isso significa que, para uma mesma tensão de cisalhamento mobilizada, há um deslocamento maior do trecho analisado no caso em que a estaca está situada em um grupo. Isso ocorre porque o deslocamento do trecho também sofre influência das tensões provocadas pelos carregamentos das estacas vizinhas, o que resulta em maiores deslocamentos para esse caso específico.

A Figura 73 apresenta a comparação entre as curvas q-z teóricas da estaca isolada e da estaca central do grupo de 9 estacas estudado por O'Neill (1982).

Figura 73. Comparação entre curvas q-z das estacas isoladas e em grupo.

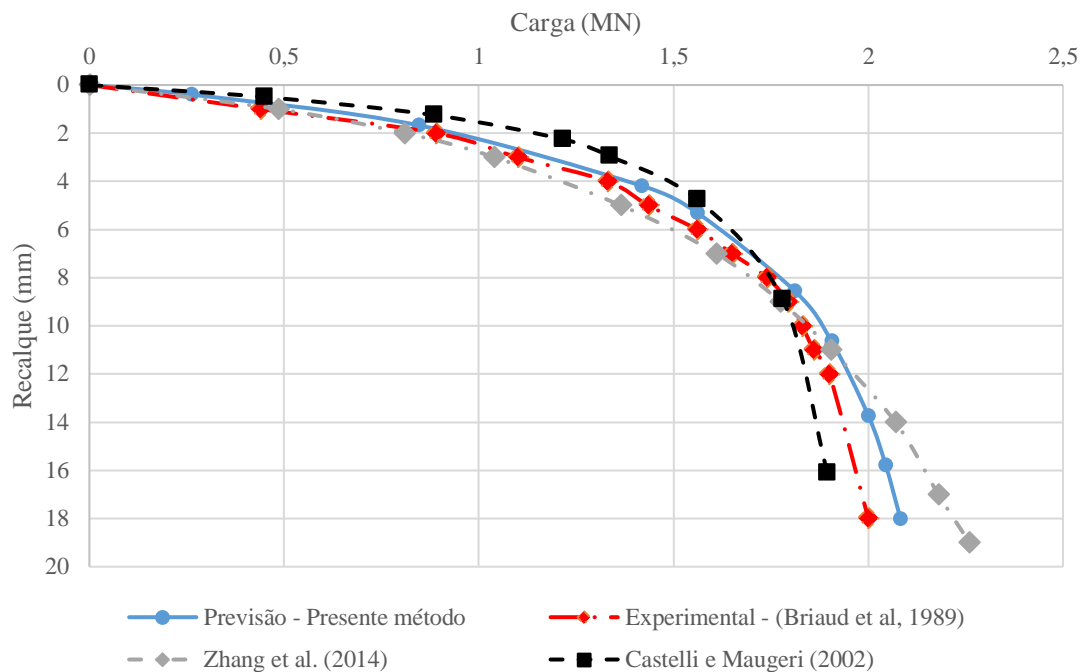


Observa-se, na Figura 73, que a curva q-z referente à estaca em grupo encontra-se à direita da curva referente à estaca isolada. Esse comportamento também é explicado pelo efeito de grupo, pois a ponta da estaca sofre influência dos carregamentos das estacas vizinhas, o que resulta em maiores deslocamentos em comparação ao caso da estaca isolada.

5.3 – Caso 3 – Briaud et al. (1989)

A Figura 74 apresenta as relações carga-recalque obtida experimentalmente e calculadas pelo presente método, por Zhang et al. (2014) e por Castelli e Maugeri (2002).

Figura 74. Curvas carga-recalque – grupo de 5 estacas – previstas e experimental.

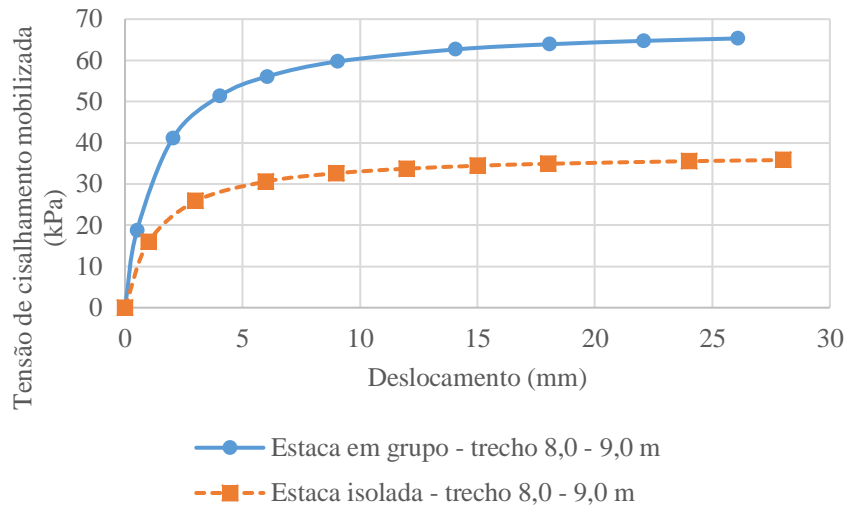


Observa-se, na Figura 74, que foi obtida boa concordância entre as estimativas e os resultados experimentais. De modo geral, o presente método foi o que apresentou resultados mais concordantes com os experimentais, principalmente na faixa entre 0 e 1,25 MN.

Dessa forma, verifica-se que, para o grupo de 9 estacas, a utilização dos fatores de eficiência obtidos por Le Kouby et al. (2016), juntamente com as curvas de transferência de carga propostas por Bohn et al. (2016) forneceu, de modo geral, resultados mais próximos dos experimentais do que o método de Zhang et al. (2014), que utiliza a teoria de Randolph e Wroth (1979) e Mylonakis e Gazetas (1998) para incorporar o efeito de grupo na análise, e que Castelli e Maugeri (2002), que utilizam o método da estaca equivalente para avaliar o grupo de estacas.

A Figura 75 apresenta a comparação entre as curvas t-z referentes à estaca isolada e à estaca central do grupo de 5 estacas para o trecho entre 8,0 – 9,0 m de profundidade.

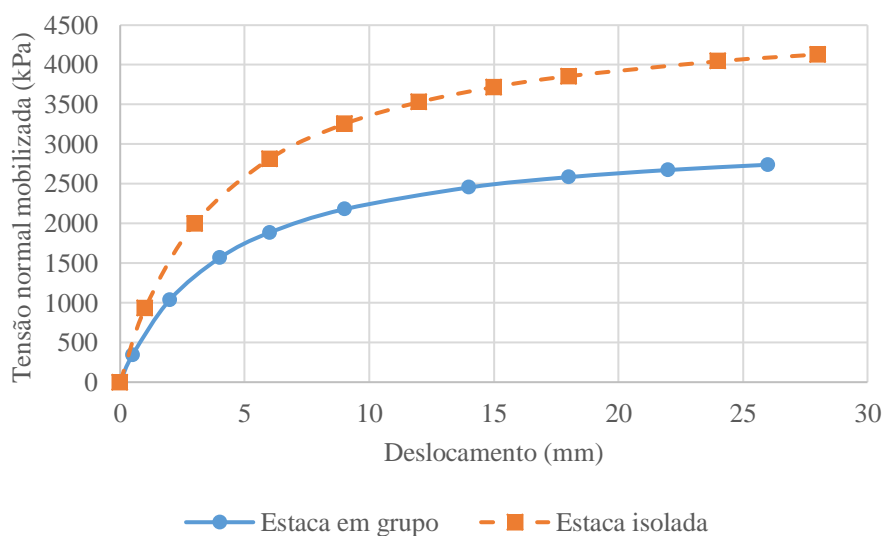
Figura 75. Comparação entre curvas t-z referentes à estaca isolada e à estaca em grupo para o trecho de 8,0 – 9,0 m.



Observa-se, na Figura 75, que a curva t-z referente à estaca isolada encontra-se à direita da curva t-z referente à estaca central do grupo de 5 estacas. Isso ocorre devido ao fenômeno de compactação do solo localizado entre o fuste das estacas, decorrente da cravação das estacas na areia medianamente compacta, o que aumenta a rigidez dessa camada de solo, resultando em deslocamentos menores para o caso das estacas em grupo.

A Figura 76 apresenta a comparação entre as curvas q-z referentes à estaca isolada e à estaca central do grupo de 5 estacas.

Figura 76. Comparação entre curvas q-z referentes à estaca isolada e à estaca em grupo.



Verifica-se, na Figura 76, que a curva t-z referente à estaca em grupo situa-se à direita da curva referente à estaca isolada, o que significa uma redução da rigidez da

região abaixo da ponta da estaca. Conforme Le Kouby et al. (2016), essa redução é resultado da cravação das estacas vizinhas, que gera um movimento ascendente na região do solo situado abaixo da ponta da estaca, o que gera uma descompressão dessa zona.

6. CONCLUSÕES

O presente trabalho propõe modificações das curvas t-z e q-z desenvolvidas por Bohn et al. (2016) para a inclusão do efeito de grupo na análise da relação carga-recalque. A primeira modificação é realizada mediante a utilização dos fatores de interação de Randolph e Wroth (1979) e Mylonakis e Gazetas (1998). A segunda modificação é realizada mediante a utilização dos fatores de eficiência obtidos por Le Kouby et al. (2016).

Foram analisadas provas de carga realizadas por Dai et al. (2012), O'Neill et al. (1982) e Briaud et al. (1989). Conclui-se que, de forma geral, resultados com boa concordância com os experimentais e para a maioria dos grupos de estacas analisados.

Verifica-se que, ao se analisar o caso 3, estudado por Briaud et al. (1989), o efeito da cravação das estacas provoca um aumento da rigidez do solo localizada na região do fuste das estacas. Dessa forma, o efeito de grupo resulta em um aumento da eficiência da resistência lateral dessas estacas, tendência observada por Le Kouby et al. (2016).

Ao se comparar os resultados obtidos no presente estudo para os casos 2 e 3 com os de outros autores, verificou-se que, para determinadas faixas de carregamento, o presente método obteve os resultados mais concordantes. Por exemplo, no caso 2, para o grupo de 4 estacas, na faixa de carga entre 0 e 3 MN.

Para o caso das provas de carga realizadas por Dai et al. (2012), conclui-se que os resultados mais concordantes foram obtidos para os grupos QZ4L e QZ9. Para o grupo de 5 estacas estudado por Briaud et al. (1989), de modo geral, conclui-se o presente método forneceu os melhores resultados.

Houve divergências entre os resultados experimentais e os calculados, principalmente no caso do bloco QZ4 do caso 1. Uma das possíveis explicações é a heterogeneidade do terreno, evidenciada pelos diferentes resultados obtidos no ensaio de penetração estática CPT.

Nas análises realizadas nos grupos de estacas estudados por Dai et al. (2012), conclui-se que as estacas centrais são as menos carregadas, tendência também observada por outros autores.

Destaca-se que o efeito de grupo foi acentuado nos casos analisados, conforme esperado no caso de estacas que apresentam a maior parcela da carga transferida ao solo pelo fuste.

Dessa forma, conclui-se que, de modo geral, as modificações propostas das curvas t-z e q-z resultaram em boa concordância com os resultados experimentais de relações carga-recalque dos grupos de estacas analisados.

7. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Para pesquisas futuras, sugere-se o estudo da influência dos métodos de determinação do módulo de cisalhamento na análise das interações entre as estacas em grupo.

Sugere-se a utilização de métodos numéricos para a obtenção das relações carga-recalque e para a avaliação do efeito de grupo nos casos analisados.

Sugere-se também a realização de provas de cargas instrumentadas em grupos de estacas para a obtenção dos valores de M_s e M_b das curvas q-z e t-z de Bohn et al. (2016) para grupos de estacas.

Sugere-se a aplicação dos métodos desenvolvidos no presente trabalho para análise de grupos de estacas escavadas em areia.

Sugere-se a adaptação dos presentes métodos para a análise de interação solo-estrutura, comparando-se os resultados obtidos com os resultados de monitoramento de recalques em edifícios.

REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, P. J. R., **Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: Estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade.** 263f. Tese (Doutorado em Engenharia) — Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

ALMEIDA, A. K. L., OLIVEIRA, P. E. S., GUSMÃO, A. D., MAIA, G. B., **Análise do Efeito de Grupo em Fundações Profundas Através do Comparativo da Prova de Carga Estática com a Medição de Recalques de Edifícios em Recife/PE e Salvados/BA.** 9º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE 9, 2019.

ALONSO, U. R., **Estimativa de adesão em estacas a partir do atrito lateral medido com o torque no ensaio SPT-T.** Solos e Rochas, v. 19, n. 1, 1983.

ALVES, A.M.L., **Contribuição ao estudo de estacas de compactação em solos granulares.** Dissertação de M. S. c, UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, 1989.

ANTUNES, W. R., CABRAL, D. A., **Capacidade de carga de estacas hélice contínua.** In: SEFE, 3., São Paulo, Anais... São Paulo, 1996. v. 2. p. 105-109, 1996.

AOKI, N., VELLOSO, D. A., **An approximate method to estimate bearing capacity of piles.** In: PAN AMERICAN CSMFE, 5., 1975, Buenos Aires. Proceedings... Buenos Aires, 1975. v. 1, p. 367-376, 1975.

API . **“Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms: working stress design.”** American Petroleum Institute, Washington, DC, 2000.

ASHOUR, M., NORRIS, G. M., ELFASS S., AL-HAMDAN, A. Z., **Mobilized side and tip resistances of piles in clay.** Computers and Geotechnics (37) 858-866, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6122: projeto e execução de fundações.** Rio de Janeiro, 2010.

BAGUELIN, F. e VENON, V.P., **Influence de la compressibilité des pieux sur la mobilisations des efforts resistant.** Bulletin des Liaison Laboratoire des Ponts et Chaussées. Num. Especial. Paris, Mai, p. 308, 1971.

BI G.P, SU H.W, GONG W.M., **Application of follow up grouting technology in slurry filling pile in Donghai Bridge engineering.** In Pile Engineering Technology in High Rise Buildings, Edited by J.L. Liu, China Architecture & Building Press, pp. 575-581, Beijing, China, 2003.

BOHN, C., SANTOS, A. L., FRANK, R.. **Development of Axial Pile Load Transfer Curves Based on Instrumented Load Tests.** J. Geotech. Geoenviron. Eng., 2016.

BRIAUD J. L, TUCKER L. M, Ng E., **Axially loaded 5 pile group and single pile in sand.** Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, pp. 1121-1124, Rio de Janeiro, Brasil, 1989.

- BOWLES, J. E. (1997). **Foundation analysis and Design**. 5 ed. Singapura, The McGraw-Hill Companies, Inc., 1997.
- BUSTAMANTE, M., GIANELESSELLI, L., **Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT**. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982, Amsterdam, Proceedings... Amsterdam, 1982, v. 2, p 493-500, 1982.
- CABRAL, D. A., **O uso da estaca raiz como fundação de obras normais**. In: CBMSEF, 8., Porto Alegre, Anais... Porto Alegre, 1968. v. 6, p. 71-82, 1982.
- CAMBEFORT, H., **Essai sur le comportement en terrain homogène des pieux isolés et des groupes de pieux**. In: Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics. 1964, Paris. Annales, Paris, 1964.
- CAIRO, R., and CONTE, E., **Settlement analysis of pile groups in layered soils**. Can. Geotech. J., 43(8), 788–801, 2006.
- CASTELLI, F., e MAUGERI, M., **Simplified nonlinear analysis for settlement prediction of pile groups**. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 128(1), 76–84, 2002.
- CAVIGLIONE, G., REIS, J., **Uso de Modelos de Transferência de Carga na Interpretação de Prova de Carga Instrumentada em Estaca Escavada de Grande Diâmetro em Araquari-SC**. X Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro, 2018.
- CHAN. R. K. S., **Foundation design and construction**. Geo Publication, n. 1. The Government of the Hong Kong Special Administrative Region. Hong Kong, 2006.
- CHENG Y, GONG W.M, ZHANG X.G, DAI G.L. Experimental research on post grouting under super-long and largediameter bored pile tip, Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, Vol. 29, pp. 3885-3892, 2010.
- CHIN, F. K., **Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure**, Proceedings of the Second Southeast Asian Conference on Soil Engineering, pp83-91, 1970.
- CHIN, F. K., **The inverse slope as a prediction of ultimate bearing capacity of piles**, Proceedings 3rd Southeast Asian Conference on Soil Engineering, pp83-91, 1972.
- CHOW, Y.K., **Analysis of vertically loaded pile groups**. *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 10(1): 59–72, 1986.
- CLOUGH W, DUNCAN J. M. **Finite element analysis of retaining wall behavior**. J Soil Mech Found Div, ASCE ;97(SM12):1657–73, 1971.
- COYLE, H. M., REESE, L. C., **Load transfer for axially loaded piles in clay**. J. Soil. Mech. Found. Div;92(2):1–26, 1966.
- CRUZ JUNIOR, A. J., **Instrumentação de Fundações Estaqueadas**. Dissertação de M. S. c., UFG, Goiânia, 2016.
- DAI, G., SALGADO, R., WEIMING, G., Zhang, Y., **Load tests on full-scale bored pile groups**. Canadian Geotechnical Journal. 49: 1293-1308, 2012.

DÉCOURT, L., QUARESMA, A. R., **Como calcular (rapidamente) a capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT**. In: CBMSEF, 6., 1978, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro, 1978. V. 1, p. 45-53, 1978.

FAHEY, M., e CARTER, J. P., **A finite element study of the pressuremeter test in sand using nonlinear elastic plastic model**. Can. Geotech. J., 30(2), 348–362, 1993.

FELLENIUS, B. H., **A simplified nonlinear approach for single pile settlement analysis**. Discussion. Canadian Geotechnical Journal, v. 50, n. 6, p. 685-687, 2013. ISSN 0008-3674, 2013.

FIROOZFAR, A.; ROSTAMI, A.; GHADERI, H.; ZAMANI, H.; RHOSTAMKANI, A.. **Assessing the Effects of Length, Slope and Distance between Piles on the Bearing Capacity of a Pile Group under Axial Loading in Granular Soil**. Engineering, Technology & Applied Science Research Vol. 7, No. 5, 1894-1899, 2017.

FLEMING, W.G. K., WELTMAN, A. J., RANDOLPH, M. F. and ELSON, W. K., **Piling Engineering**, Blackie and sons LTD., London, 1992.

FREITAS, A. C., **Contribuição ao estudo do efeito tridimensional de instalação e de grupo em estacas cravadas em areias**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

HAN, F., SALGADO, R., PREZZI, M., LIM, J., **Axial Resistance of Nondisplacement Pile Groups in Sand**. J. Geotech. Geoenviron Eng, 2019.

HEMAIDA, A. A. B., **Numerical Modelling of Vertically Loaded Piled Raft Foundation**. Tese de doutorado – Cairo University, Giza, Egito, 2007.

HOLEYMAN, A., BAUDUIN, C., BOTTIAU, M., DEBACKER, P., DE COCK, F. DU PONT, E., HILDE, J. L., LEGRAND, C., HUYBRECHTS, N., MENGÉ, P., MILLER, J. P., SIMON, G., . **Design of axially loaded piles, Belgian practice**. In: Seminar on design of axially loaded piles, European Practice, 1997, Brussels, 1997. P. 57-82, 1997.

JIL., FENG Z. X. **Tests and analysis of piles socked in rock in Jiangyin Yangtze River highway bridge**, In Pile Engineering Technology in High Rise Buildings, Edited by J.L. Liu, China Architecture & Building Press, pp. 416-420, Beijing, China, 1998.

KAUSSEL, E. e ROSSET, J. M. **Stiffness matrices for layered soils**. Bulletin of Seismological Society of America, 71(6), 1743 – 1761, 1981.

KEZDI, A. **Bearing Capacity of piles and piles groups**. In: ICSMFE, 4., 1957, London. Proceedings. London, v. 2, p. 47-51. 1957.

KRAFT, L. M., RAY, R. P., e KAGAWA, T., **Theoretical t – z curves**. J. Geotech. Eng. Div., 107(11), 1543–1561, 1981.

LEE, C. Y. **Settlement of pile group-practical approach**. J. Geotech. Eng., 119(9), 1449–1461, 1993.

LE KOUBY, A., DUPLA, J. C., CANOU, J., FRANCIS, R., **The effects of installation order on the response of a pile group in sílica sand**. Soils and Foundations, 2016.

MANDOLINI, A.; RUSSO, G. & VIGGIANI, C., **Pile foundations: Experimental investigations, analysis and design**. XVI ICSMGE, Osaka. Millpress Vol. 1, 2005.

MANDOLINI, A., and VIGGIANI, C. **Settlement of piled foundations**. *Géotechnique*, 47(4): 791–816, 1997.

Mayne, P. W., **Evaluation of foundation response by G/G_{\max} degradation relationships in soils.** National Science Council of ROC and NSF of U.S., Taipei, Taiwan, 136–148, 1995.

MEYERHOF, G.G. **Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils**. *Journal of the Soil Mechanics Division, ASCE*, Vol. 82, SM1, 1956 P. 1-12. Mylonakis, G., and Gazetas, G. “Settlement and additional internal forces of grouped piles in layered soil.” *Géotechnique*, 48(1), 55–72, 1998.

NANDA, S., PATRA, R. S., **Theoretical Load-Transfer Curves along Piles Considering Soil Nonlinearity**. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 140:91-101, 2014.

NCHRP. **Cone Penetration Testing**, National Cooperative Highway Research Program, Washington – DC, 2007.

NOGUEIRA, R. C. R. **Comportamento de estacas tipo raiz, instrumentadas, submetidas à compressão axial, em solo de diabásio**. 246 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2004.

O’NEILL M. W., HAWKINS R. A., Mahar L.J. **Load transfer mechanisms in piles and pile groups**, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 108, pp. 1605-1623, 1982.

PAN, D. D., ZHANG, Q. Q., LIU, S. W., ZHANG, M. S., **Analysis on Response of a Single Pile and Pile Groups Based on the Runge-Kutta Method**. *KSCCE Journal of Civil Engineering* 00(0): 1-9, 2017.

PHILIPPONNAT, G., **Méthode pratique de calcul d’un pieu isolé à l’aide du pénétromètre statique**. Conférence prononcée le Comité Français de Mécanique de Sols, 1980.

POULOS, H. G., **Analysis of the settlement of pile groups**. *Géotechnique*, 18(4), 449–471, 1968.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H., **Pile foundation analysis and design**. Sydney: Rainbow-bridge book co., . 397 p, 1980.

RANDOLPH, M. F., e WROTH, C. P. **Analysis of deformation of vertically loaded pile**. *J. Geotech. Engrg. Div.*, 104(12), 1465–1488, 1978.

RANDOLPH, M. F., e WROTH, C. P., **An analysis of the vertical deformation of pile groups**. *Géotechnique*, 29(4), 423–439, 1979.

RANDOLPH, M.F. **Design methods for pile groups and piled rafts**, State of the art Lecture, Proceedings, 13th ICSMFE, New Delhi, 61-82, 1994.

- SALES, M. M.; PREZI, M.; SALGADO, R.; CHOI, Y. S. e LEE, J., **Load-settlement behaviour of model pile groups in sand under vertical load**. Journal of Civil Engineering and Management, Volume 23(8): 1148–1163, 2017.
- SALGADO, R., PREZZI, M., e TEHRANI, F.S., **Soil property-based methods for design of nondisplacement piles**. Pan-Am CGS Geotechnical Conference, 2011.
- SANTANA, C. M., **Comparação entre metodologias de análise de efeito de grupo de estacas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2008.
- SEED H. B., REESE L.C., **The action of soft clay along friction piles**. Transactions of the American Society of Civil Engineers, Vol. 122, pp. 731-754, 1957.
- SKEMPTON, A. W., **Discussion: Piles and pile foundations, settlement of pile foundation**. Paper presented at the 3rd Int. Conf. Soil Mech. and Finite elements, 1953.
- TEIXEIRA, A. H., **Projeto e execução de fundações**. In: SEFE, 3., 1996, São Paulo, v.1, 1996.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R., **Fundações**. Rio de Janeiro: COPPE -UFR. v. 2, 2010.
- VELLOSO, P. P. C., **Estacas em solo: dados para a estimativa do comprimento. Ciclo de palestras sobre estacas escavadas**, Clube da Engenharia, Rio de Janeiro, 1981.
- YANG, J., THAM, L. G., LEE, P. K. K., CHAN, S. T. e YU, F., **Behaviour of jacked and driven piles in sandy soil**. Geotechnique 56, No. 4, 245-259, 2006.
- YAO J.Y., YU K., MA Y.G., **Self-balanced load test for carrying capacity of foundation piles of Songhua river bridge in Harbin**, Bridge Construction, Vol. S1, pp. 135- 137, 2007.
- ZHANG, Q. Q., LI, S. C., LIANG, F. Y., YANG, M., ZHANG, Q., **Simplified method for settlement prediction of single pile and pile group using a hyperbolic model**. International Journal of Civil Engineering Vol. 12, No. 2, Geotechnique, 2014.
- ZHANG, Q. Q., LIU S. W., ZHANG, S. M., ZHANG, J., WANG, K., **Simplified non-linear approaches for response of a single pile and pile groups considering progressive deformation of pile-soil system**. Soils and Foundations 2016; 56(3) 473-484, 2016.
- ZHANG, Q. Q., ZHANG, Z. M., **Simplified Calculation Approach for Settlement of Single Pile and Pile Groups**. J. Comput. Civ. Eng. 26(6), 750-758, 2012.
- ZHANG, Q. Q., ZHANG, Z. M., e HE, J. Y., **A simplified approach for settlement analysis of single pile and pile groups considering interaction between identical piles in multilayered soils**. Comput. Geotech., 37(7–8), 969–976, 2010a.
- ZHANG Q.Q, ZHANG Z.M, YU F, LIU J.W., **Field Performance of Long Bored Piles within Piled Rafts**, Proceedings of the ICE - Geotechnical Engineering, Vol. 163, pp. 293-305, 2010.

ZHANG Z. M., ZHANG Q. Q., ZHANG G. X., SHI M.F. **Large tonnage tests on super-long piles in soft soil area**, Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, Vol. 33, pp. 535-543, 2011.

ZHANG Z. M., XIN G. F., XIA T.D. **Test and research on unrocksocketed super-long pile in deep soft soil**, China Civil Engineering Journal, Vol. 37, pp. 64-69, 2004.

ZHU, H., CHANG, M. F., **Load Transfer Curves along Bored Piles Considering Modulus Degradation**. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 764-774, 2002.