



Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia

Natália Lopes Rodrigues

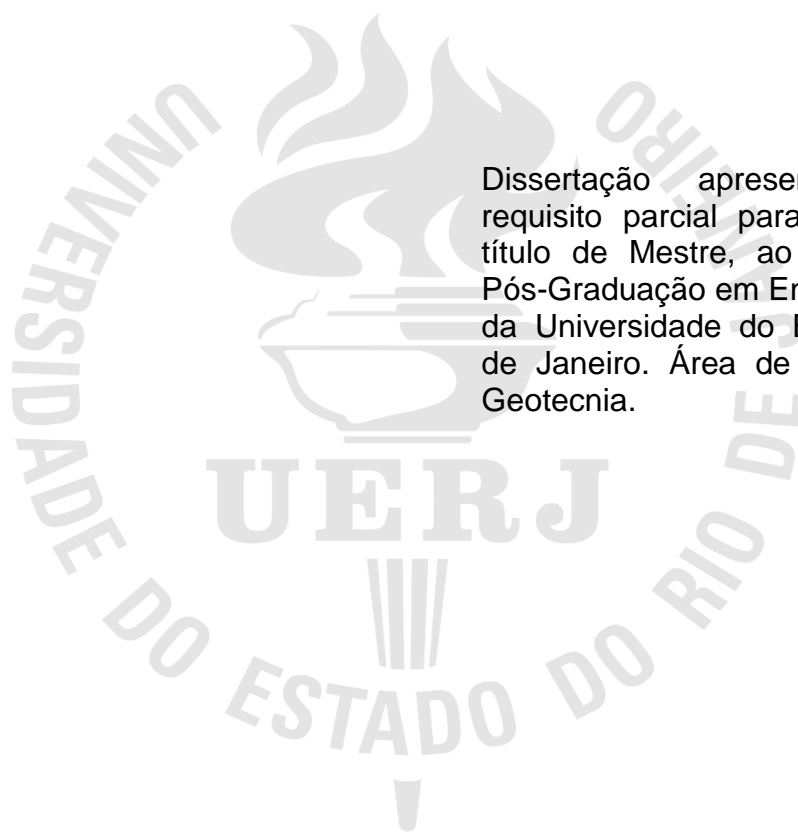
**Estudo de caso do efeito tridimensional de instalação e de grupo de
estacas cravadas em areias**

Rio de Janeiro
2017

Natália Lopes Rodrigues

Estudo de caso do efeito tridimensional de instalação e de grupo de estacas cravadas em areias

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.



Orientadores: Prof. Dr. Bernadete Ragoni Danziger
Prof. Dr. Alessandra Conde de Freitas

Rio de Janeiro
2017

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

R696 Rodrigues, Natália Lopes.
Estudo de caso do efeito tridimensional de instalação e de grupo de estacas cravas em areias / Natália Lopes Rodrigues. – 2017.
151f.

Orientadoras: Bernadete Ragoni Danziger, Alessandra Conde de Freitas.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Estacaria (Engenharia civil) - Teses. 3. Solos arenosos - Teses. 4. Estabilidade estrutural - Teses. I. Danziger, Bernadete Ragoni. II. Freitas, Alessandra Conde de. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. IV. Título.

CDU 624.154.1

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Natália Lopes Rodrigues

**Estudo de caso do efeito tridimensional de instalação e de grupo de estacas
cravadas em areias**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em: 30 de agosto de 2017.

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Bernadete Ragoni Danziger, (Orientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. Alessandra Conde de Freitas (Orientador)
Escola Politécnica - UFRJ

Prof. Dr. Renato Pinto da Cunha
Universidade de Brasília – UNB

Prof. Dr. Marcus Pacheco
Faculdade de Engenharia – UERJ

Rio de Janeiro

2017

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais, que sempre me apoiaram e me incentivaram a ir mais longe.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de começar agradecendo a Deus e a Meishu-Sama por tudo.

Gostaria de agradecer aos meus pais, Jurandir e Vera, pelo incentivo, pelo apoio financeiro e principalmente por todo amor dado.

Às minhas orientadoras, a Professora Bernadete e Professora Alessandra, por toda as coisas que me ensinaram: as muitas lições, conversas e a amizade.

Às amigas da vida, Luciana, Pâmela e Mariana, por todo o carinho.

Às amigas Keila e Karina, que fiz no mestrado nesta reta final, e que me fizeram companhia no Labbas.

Aos amigos de turma, com que dividi muito estudo e principalmente momentos felizes.

Aos amigos do J3 – T11, que fizeram parte de uma etapa muito especial da miha vida.

Aos amigos Raphael, Michel e Cléber, e a minha madrinha Rosane.

À Capes pelo apoio financeiro.

Aos professores do Pgeciv, que contribuíram para minha formação.

E à UERJ, pelo acolhimento.

(...) quem deseja ser feliz, deve primeiramente tornar feliz seus semelhantes, pois a Divina recompensa que disto provém, será a Verdadeira Felicidade.

Meishu-Sama

RESUMO

RODRIGUES, Natália Lopes. *Estudo de caso do efeito tridimensional e de grupo de estacas cravadas em areias*. 2017. 151f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

A dissertação trata do efeito de instalação e de grupo de estacas em areia. A instalação de estacas com deslocamento em areia provoca uma redução do índice de vazios do maciço circundante, tão mais intenso quanto mais próximo do eixo da estaca. Dependendo do espaçamento relativo entre eixos, a melhoria do solo através da redução do índice de vazios é mais significativa. O comportamento do grupo sob carga irá mudar por efeito da execução, além do efeito de grupo. A partir de um banco de dados muito bem documentado, a pesquisa estabeleceu, inicialmente, algumas correlações para a determinação do módulo de elasticidade do solo em função do nível de tensão confinante e da compacidade, relacionada ao índice de vazios. A metodologia de melhoria do solo em função do espaçamento entre estacas foi simulada, tanto para o caso de estacas isoladas como estacas em grupo. O comportamento com e sem melhoria foi comparado com os resultados experimentais em ensaios em modelo reduzido. Em alguns casos, a concordância entre os resultados simulados, numericamente, resultou em aproximações razoavelmente acuradas quando comparadas aos resultados experimentais. No caso de grupo com bloco de coroamento, os resultados numéricos apresentaram uma resistência do solo, na superfície do bloco, em excesso aos resultados experimentais. Os resultados são comparados e confrontados na expectativa de contribuir para esta linha de estudo. Aplicações a novos casos de obra, preferencialmente em escala natural, são recomendadas.

Palavras-chave: Efeito de instalação; Efeito de grupo; Estacas cravadas; Correlações; Areias.

ABSTRACT

RODRIGUES, Natália Lopes. *Case study of the three-dimensional and group effect of piles embedded in sands*. 2017. 151f. Dissertation (Master in Civil Engineering) - Faculty of Engineering, Rio de Janeiro State University, Rio de Janeiro, 2017.

This research deals with the installation and group effect of piles in sand. The installation of displacement piles in sand causes a reduction of the soil void ratio in the surrounding mass, much more intense as closer the pile axis. Depending on the relative spacing between pile axes, soil improvement by reducing the void ratio is more significant. The behavior of the group under load will change due to installation, in addition to the group effect. From a very well documented database, the research initially established some correlations for the determination of the modulus of soil elasticity as a function of the confining pressure and the relative density which is related to the void ratio. The methodology of soil improvement as a function of the relative spacing between piles was simulated, both for the case of isolated piles and also in pile group. The behavior with and without soil improvement was compared to the experimental results in small model tests. In some cases, the agreement between the numerically simulated behavior resulted in reasonably accurate approximations when compared to the experimental results. In the case of a group in a block, the numerical results presented a soil resistance, on the block in contact with the soil, in excess of the experimental values. The results are compared and discussed aiming at contributing to this research branch. Applications to new cases, preferably on a natural scale, are recommended.

Keywords: Installation effect; Group effect; Driven piles; Correlations; Sands.

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1 - O esquema da fundação equivalente..... | 19 |
| Figura 2 - Resultados de ensaios em modelo de grupos de estacas instrumentadas cravadas em areia (adaptado de Vesic, 1969) | 22 |
| Figura 3 - Mecanismos de ruptura em grupo de estacas (adaptado de Fleming et al. 1992) | 23 |
| Figura 4 - Ensaios em modelos de grupos de estacas em argilas. | 24 |
| Figura 5 - Esquema de tensões impostas ao solo por uma estaca isolada e por um grupo de estacas (Tomlinson, 1994), retirada de Freitas (2010)..... | 25 |
| Figura 6 - Medição de cargas em estacas de um grupo (Velloso e Lopes, 2002, adaptado de Whitaker, 1957) | 25 |
| Figura 7 - Método do radier equivalente (adaptado de Tomlinson, 1994) | 26 |
| Figura 8 - Método da estaca equivalente (Randolph, 1994)..... | 27 |
| Figura 9 - Variação típica da razão de recalque com o número de estacas no grupo (Fleming 1992, adaptado). | 29 |
| Figura 10 - Esquema do método proposto por Randolph e Wroth (1979)..... | 30 |
| Figura 11 - Estimativa do fator de eficiência da rigidez para um grupo de estacas carregado verticalmente. Fleming et al (1992, adaptado) | 33 |
| Figura 12 - Sistema equivalente de forças concentradas (Aoki e Lopes, 1975)..... | 34 |
| Figura 13 - Distribuição da carga ao longo da estaca (Aoki e Lopes, 1975). | 34 |
| Figura 14 - Distribuição da carga ao longo da estaca (Aoki e Lopes, 1975). | 34 |
| Figura 15 - Discretização da base da estaca cilíndrica (Aoki e Lopes, 1975). | 35 |
| Figura 16 - Discretização do fuste da estaca (Aoki e Lopes, 1975). | 36 |
| Figura 17 - Aplicação do procedimento de Steinbrenner para o caso de meio heterogêneo (Russo Neto, 2005). | 37 |
| Figura 18 - Influência do valor de σ (Alves, 1998)..... | 41 |
| Figura 19 - Efeito da compacidade inicial do solo (Alves, 1998). | 43 |
| Figura 20 - Superposição de curvas de redução de porosidade (Freitas, 2010). | 44 |
| Figura 21 - Fator de capacidade de carga (U. S. Corp, 2010)..... | 46 |
| Figura 22- Peça cilíndrica e suas diferentes fases de operação, adaptado de Vesic (1969)..... | 48 |
| Figura 23 - Curva granulométrica (Vesic, 1963) adaptada | 49 |

| | |
|--|----|
| Figura 24 – Resultados dos ensaios triaxiais, adaptado (Vesic, 1963) | 50 |
| Figura 25 - Intercepto na origem para diferentes índices de vazios, para diferentes faixas de tensões confinantes (Vesic, 1963). | 51 |
| Figura 26 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento em função do índice de vazios, (Vesic, 1963). | 51 |
| Figura 27 - Visão geral do ensaio montado (Vesic, 1969)..... | 52 |
| Figura 28- Diagrama carga-deslocamento, estaca isoladas, P – 12, P – 13, P – 14 (a) (Vesic, 1969) (b) Adaptada. | 55 |
| . Figura 29 - Diagrama carga-deslocamento, grupo de 4 estacas, P – 41, P – 45, P – 46 (a) (Vesic, 1969) (b) Adaptada. | 56 |
| Figura 30 - Diagrama carga-deslocamento, grupo de 4 estacas, P – 42 (a) (Vesic, 1969) (b) Adaptada | 57 |
| Figura 31 - Cargas últimas das estacas isoladas (Vesic, 1969, adaptada)..... | 58 |
| Figura 32 - Arranjo de discretização das áreas para estaca isolada nos ensaios. | 66 |
| Figura 33 - Arranjo de discretização das áreas para grupo de 4 nos ensaios para espaçamento relativo de 2 (P - 45). | 67 |
| Figura 34 - Arranjo de discretização das áreas para grupo de 4 estaca no ensaios P - 42. | 68 |
| Figura 35 – Detalhe do arranjo mostrando a distância entre o eixo da estaca à área a qual esta pertence (medidas em mm). | 68 |
| Figura 36 - Arranjo para estaca isolada. | 70 |
| Figura 37 - Arranjo de grupo de 4 estacas com espaçamento de 2 diâmetros (P – 45)..... | 71 |
| Figura 38 - Arranjo de grupo de 4 estacas com espaçamento de 3 diâmetros (P – 42)..... | 71 |
| Figura 39 - Relação entre módulo de elasticidade, índice de vazios e tensão confinante (em kPa), para areia do Rio Chattahooche..... | 76 |
| Figura 40 - Ábaco para estimativa do Módulo de Elasticidade, areia Chattahooche (Vesic, 1963). | 77 |
| Figura 41 - Exemplo de sondagem – Plaxis 3D Foundation (Freitas, 2010). | 80 |
| Figura 42 - Efeito da compactação do solo ao redor de uma estaca (Alves, 1998). (adaptado, Freitas 2010). | 85 |
| Figura 43 - Valores adotados nas análises de Engin et al. (2008). (adaptado, Freitas 2010) | 90 |

| | |
|--|-----|
| Figura 44 - Elemento de solo 3D. (Plaxis 3D, 2011). | 93 |
| Figura 45 - a) Malha gerada na análise da estaca isolada (P-12). b) vista transversal mostrando a estaca e regiões do solo com melhoria. | 94 |
| Figura 46 - a) Malha gerada na análise de grupo de 4 estacas com espaçamento de 2 diâmetros (P – 45). b) vista transversal mostrando o grupo, e regiões do solo com melhoria..... | 95 |
| Figura 47 - a) Malha gerada na análise de grupo de 4 estacas com espaçamento de 3 diâmetros (P – 42). b) vista transversal mostrando o grupo, e regiões do solo com melhoria | 95 |
| Figura 48 - Arranjo de estaca isolada – Ensaio P-12 (adaptado de Vesic, 1969). | 97 |
| Figura 49 - Arranjo das áreas com solo melhorado pela instalação das estacas – Ensaio P – 45..... | 98 |
| Figura 50 – Curvas carga total versus recalque – Ensaio P-12..... | 100 |
| Figura 51 - Carga total, em kN - P - 12. | 101 |
| Figura 52 – Carga resistida pela ponta, em kN – Ensaio P-12..... | 102 |
| Figura 53 – Carga resistida por atrito, em kN – Ensaio P-12. | 103 |
| Figura 54 – Deslocamentos totais - Ensaio P-12 - Q= 7,5 kN. Em (a) análise numérica com solo sem melhoria e em (b) com melhoria. | 104 |
| Figura 55 - Resultados obtidos - Estaca isolada – Freitas (2010)..... | 106 |
| Figura 56 - Cargas últimas das estacas isoladas. Resultados obtidos por Vesic (1969) e os obtidos na presente pesquisa considerando solo com melhoria (US Corps e Plaxis). | 106 |
| Figura 57 - Arranjo das áreas com solo melhorado pela instalação das estacas – Ensaio P – 45..... | 110 |
| Figura 58 – Curvas carga total versus recalque – Ensaio P-45..... | 112 |
| Figura 59 – Carga total – Grupo de quatro Estacas com bloco de coroamento – Ensaio P-45..... | 114 |
| Figura 60 – Carga total – Ensaio P - 45. | 114 |
| Figura 61 – Carga de Ponta – Ensaio P - 45..... | 115 |
| Figura 62 – Carga de Atrito – Ensaio P - 45..... | 116 |
| Figura 63 – Influência do Bloco de Coroamento – Ensaio P - 45..... | 117 |
| Figura 64 – Deslocamentos totais, em perspectiva, Ensaio P-45 – Q=55kN. Em (a) análise numérica com solo sem melhoria e em (b) com melhoria..... | 119 |

| | |
|---|-----|
| Figura 65 – Deslocamentos totais - Ensaio P-45 - Q= 55 kN. Em (a) análise numérica com solo sem melhoria e em (b) com melhoria..... | 120 |
| Figura 66 Arranjo das áreas com solo melhorado pela instalação das estacas. Ensaio P – 42..... | 122 |
| Figura 67 – Curvas carga total versus recalque – Ensaio P – 42..... | 124 |
| Figura 67 – Curvas carga total versus recalque – Ensaio P – 42..... | 124 |
| Figura 68 – Carga total mais do bloco de coroamento – Grupo de quatro Estacas com bloco de coroamento – Ensaio P – 42..... | 126 |
| Figura 69 – Carga total – Grupo de quatro Estacas com bloco de coroamento – Ensaio P – 42..... | 127 |
| Figura 70 – Carga de ponta – Grupo de quatro Estacas com bloco de coroamento – Ensaio P – 42..... | 128 |
| Figura 71 – Carga de atrito – Grupo de quatro Estacas com bloco de coroamento – Ensaio P – 42..... | 129 |
| Figura 72 – Contribuição do bloco de coroamento – Grupo de quatro Estacas com bloco de coroamento – Ensaio P – 42..... | 130 |
| Figura 73 – Deslocamentos totais, em perspectiva, Ensaio P – 42 Q=73kN. Em (a) análise numérica com solo sem melhoria e em (b) com melhoria..... | 131 |
| Figura 74 – Deslocamentos totais, vista transversal, Ensaio P – 42 Q=73kN. Em (a) análise numérica com solo sem melhoria e em (b) com melhoria..... | 132 |

SUMÁRIO

| | |
|---|----|
| INTRODUÇÃO | 14 |
| 1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 18 |
| 1.1. Generalidades | 18 |
| 1.2. O efeito de Grupo | 19 |
| 1.2.1 O efeito de grupo em termos de capacidade de carga | 20 |
| 1.2.2 O efeito de grupo em termo de recalque | 24 |
| 1.3. A contribuição de Alves (1998) | 40 |
| 1.4. Procedimento proposto por Freitas (2010) para previsão de efeito de instalação com base na proposta de melhoramento do solo de Alves (1998) | 43 |
| 1.5. Previsão de carga: Método Teórico U.S. Corps | 44 |
| 1.5.1 Solos não coesivos | 44 |
| 1.5.2 Carga de Ponta | 45 |
| 2. ESTUDO DE CASO DOCUMENTADO EM AREIA | 46 |
| 2.1. Considerações iniciais | 46 |
| 2.2. Caracterização do solo | 48 |
| 2.2.1 Granulometria e índices físicos | 48 |
| 2.2.2 Ângulo de Atrito | 49 |
| 2.3. Procedimento de ensaio | 51 |
| 2.4. Resultados dos ensaios | 53 |
| 2.4.1 Cargas últimas | 54 |
| 2.4.2 Eficiência de Grupo | 58 |
| 2.4.3 Equivalência do conceito de radier (píer concept) | 61 |
| 2.4.4 Influência do bloco de coroamento | 62 |
| 2.5. Conclusões dos ensaios de Vesic (1969) | 64 |
| 3. REVISÃO DO EFEITO DE INSTALAÇÃO ATRAVÉS DA PROPOSTA DE MELHORAMENTO DO SOLO DE ALVES (1998), CONFORME FREITAS (2010) | 65 |
| 3.1 Desenvolvimento do procedimento proposto por Freitas (2010) aplicado ao caso estudado nesta pesquisa | 65 |
| 3.1.1 Determinação das subáreas | 65 |
| 3.1.2 Redução da porosidade após instalação das estacas | 68 |

| | | |
|-------|--|-----|
| 3.1.3 | Parâmetros obtidos | 71 |
| 3.2 | Determinação dos demais parâmetros do solo – Módulo de Elasticidade | 73 |
| 4. | MODELAGEM NUMÉRICA | 78 |
| 4.1 | Ferramenta Computacional – Plaxis | 78 |
| 4.1.1 | Generalidades | 78 |
| 4.1.2 | Principais características do Plaxis | 79 |
| 4.2 | Aspectos geométricos da modelagem computacional | 83 |
| 4.3 | Parâmetros dos solos utilizados nas análises numéricas | 84 |
| 4.4 | Parâmetros do bloco de coroamento e das estacas utilizadas nas análises..... | 85 |
| 4.5 | Modelagem dos carregamentos | 90 |
| 4.6 | Tipo de análise adotada | 91 |
| 4.7 | Interface solo-estrutura..... | 92 |
| 4.8 | Malha de elementos finitos adotadas nas análises | 93 |
| 5. | RESULTADOS E SUA INTERPRETAÇÃO | 96 |
| 5.1. | Resultados do ensaio com estaca isolada | 96 |
| 5.1.1 | Observações referente ao ensaio em estaca isolada – P-12 | 107 |
| 5.2. | Resultados do ensaio com grupo de 4 estacas..... | 108 |
| 5.2.1 | Ensaio P – 45: Espaçamento de 2 diâmetros | 108 |
| 5.2.2 | Ensaio P – 42: Espaçamento de 3 diâmetros | 121 |
| 5.3. | Referente às eficiências - Ensaio P- 45 e P- 42 | 133 |
| 6. | CONCLUSÕES..... | 143 |
| | Referente à estimativa do módulo de elasticidade | 143 |
| | Referente à melhoria do solo - Ensaio P - 45 e P - 42..... | 144 |
| | Considerações a respeito da modelagem | 133 |
| | Sugestão para trabalhos futuros..... | 144 |
| | REFERÊNCIAS..... | 146 |

INTRODUÇÃO

A interação entre estacas num grupo é um tema considerado bastante complexo. Quando o espaçamento entre estacas é reduzido, as tensões e deformações induzidas ao maciço de solo se superpõem e tanto a capacidade de carga do grupo, como o recalque do grupo sob cargas de trabalho, diferem daquela correspondente à estaca isolada.

Estacas normalmente são instaladas em grupos, espaçadas de poucos diâmetros umas das outras, e unidas por blocos de coroamento ou por vigas que podem estar ou não em contato com o solo. O espaçamento entre estacas é determinado de forma prática e econômica, e os principais problemas enfrentados ao dimensionar um grupo de estacas são: (a) Determinar a capacidade de carga do grupo (Q'_0); e (b) Determinar o recalque do grupo de estacas ω' para um determinado carregamento (Q), Vesic, (1969).

Lee e Chung (2005) destacam dois tipos distintos de interação que podem ocorrer num grupo de estacas: a interação entre estacas (estaca-solo-estaca) e a interação entre o bloco de coroamento e a estaca (bloco-solo-estaca).

Conforme explicado por Freitas (2010), a interação pode ser desfavorável, induzindo recalques adicionais ou atrito negativo nas estacas, por ação do aumento das tensões verticais e, conseqüentemente, das deformações no maciço causadas pelas cargas aplicadas às estacas adjacentes e ao próprio bloco, reduzindo a rigidez do solo próximo às estacas e tendendo a sobrecarregar as estacas periféricas, com menor susceptibilidade de interação no grupo.

A interação pode, por outro lado, exercer um papel favorável no comportamento do grupo. De fato, as cargas aplicadas ao maciço pelas estacas adjacentes ou mesmo pelo contato superficial do bloco resultam no acréscimo das tensões horizontais no fuste das estacas, e, com isso, aumentam a capacidade de carga das estacas mais internas do grupo (mais susceptíveis à interação).

Outro fator de extrema importância no desempenho de um grupo de estacas é a mudança das propriedades do solo causada pelo processo de instalação das estacas. Um grande desafio na prática da engenharia tem sido, portanto, a separação entre o efeito de grupo devido à instalação e aquele devido ao

comportamento do grupo de estacas sob carga, bem como a compreensão e quantificação destes efeitos para diferentes espaçamentos relativos entre estacas.

Objetivos e Motivações

Esta dissertação tem como objetivos:

i) Proceder a uma análise dos diferentes enfoques disponíveis na prática para consideração do efeito de grupo, bem como dos fatores mais relevantes que intervêm no processo.

ii) Verificar o potencial de utilização do programa Plaxis 3D na prática da engenharia para a análise de grupo de estacas.

iii) No caso de solos de natureza arenosa, tentar isolar e quantificar o efeito de grupo devido à instalação e aquele devido ao comportamento do grupo de estacas sob carga.

A motivação desta dissertação é contribuir com o estudo do efeito de instalação e de grupos de estacas, a partir de um estudo experimental extenso realizado por Vesic (1969). Inicialmente é quantificada e implementada a melhoria do solo devida à instalação, modificando os parâmetros do solo original. Em seguida, os resultados de um modelo numérico realizado utilizando o programa computacional Plaxis 3D com implementação da melhoria é comparado aos resultados experimentais. Métodos teóricos são também utilizados nas estimativas.

A melhoria do solo de natureza arenosa em profundidade é um recurso muito utilizado na prática para possibilitar uma maior economia no projeto e execução de fundações, seja pela adoção de fundações diretas, seja pela redução do comprimento de estacas profundas.

Na presente pesquisa foi feito também um tratamento estatístico dos resultados dos ensaios elaborados por Vesic (1969) no maciço arenoso investigado nos ensaios, para a definição dos módulos de compressibilidade do solo inicial. O efeito da instalação na redução do índice de vazios do solo foi realizado de forma similar ao realizado por Freitas (2010). Freitas (2010) se baseou no modelo do efeito da compactação do solo pela cravação de estacas proposto por Alves (1998), também descrito por Alves e Lopes (2001).

O procedimento proposto foi verificado através da aplicação do programa Plaxis 3D a casos de grupo de estacas em modelo reduzido em areias (Vesic, 1969). A disponibilidade de resultados experimentais motivou esta aplicação que contempla, simultaneamente, os efeitos de instalação e de comportamento sob carga, para um bloco de quatro estacas, com diferentes espaçamentos entre eixos.

Estrutura da Dissertação

A introdução apresenta a motivação e os principais objetivos para o desenvolvimento da pesquisa. Em seguida são descritos os conteúdos de cada capítulo, com as diferentes etapas do trabalho científico.

O Capítulo 1 apresenta uma revisão bibliográfica, descrevendo-se inicialmente a influência do processo de instalação de uma estaca no seu comportamento e, em seguida é feita uma breve discussão sobre o efeito de grupo em estacas, resumindo-se as principais metodologias de análise. Também é introduzido um resumo da contribuição de Alves (1998) e Freitas (2010).

O Capítulo 2 descreve a contribuição de Vesic (1969) ao estudo dos efeitos de cravação e dos efeitos de grupo.

No Capítulo 3 é mostrada a aplicação da metodologia desenvolvida para a melhoria dos parâmetros do solo do material arenoso original utilizado nos ensaios realizados por Vesic (1969). São mostrados os parâmetros após a instalação das estacas, com redução do índice de vazios. Também é apresentado neste capítulo o estudo do módulo de elasticidade para a areia utilizada nos ensaios.

O Capítulo 4 descreve, de forma sucinta, as principais características do Programa Plaxis 3D. Este capítulo apresenta a aplicação do programa Plaxis 3D ao caso em modelo reduzido documentado por Vesic (1969), com a implementação da melhoria.

No Capítulo 5 são confrontados os resultados simulados com os experimentais e procedida uma comparação da relevância entre os efeitos de instalação e de comportamento sob carga. Neste capítulo se concentram as principais contribuições deste trabalho científico.

O Capítulo 6 resume as conclusões e propõe alguns temas para pesquisas futuras.

Segue-se a lista das referências bibliográficas que serviram de base para o desenvolvimento da pesquisa.

1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1. Generalidades

Estacas normalmente são instaladas em grupos, espaçadas de poucos diâmetros umas das outras, e unidas por blocos de coroamento ou por vigas que podem estar ou não em contato com o solo (Vesic. 1969). O espaçamento entre estacas é determinado de forma prática e econômica. Os principais problemas enfrentados ao dimensionar um grupo de estacas são: (a) Determinar a capacidade de carga do grupo (Q'_0); e (b) Determinar o recalque do grupo de estacas ω' para um determinado carregamento (Q).

Sabe-se que a capacidade de carga do grupo de estacas é geralmente diferente do que a soma da capacidade de carga individual de cada estaca isolada.

É definido um fator de eficiência do grupo (η), que é a relação entre a capacidade de carga do grupo (Q'_0) e a soma da capacidade de carga das estacas isoladas ($\sum Q_0$). Este fator depende de parâmetros do solo, do espaçamento entre as estacas e suas dimensões e também do método construtivo.

$$\eta = \frac{Q'_0}{\sum Q_0} \quad (1)$$

Sabe-se que o recalque do grupo normalmente é maior do que o da estaca isolada para uma mesma carga por estaca.

Segundo Vesic (1969), não há nenhuma teoria aceitável de capacidade de carga de um grupo de estacas. As que existem são empíricas, e todas elas fornecem fatores de eficiência menores que um.

Terzaghi & Peck (1967) sugeriram avaliar o recalque de grupos de estacas nos solos coesivos introduzindo uma fundação equivalente (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**) localizada na profundidade de $1/3D$ acima da base das estacas. A tensão é transferida ao solo através desta fundação. A carga é distribuída através de um tronco de pirâmide, cujas faces têm inclinação de 1:2 e

causa uma tensão adicional uniforme no solo subjacente. O cálculo do recalque de consolidação baseia-se nos incrementos de tensão nas camadas subjacentes.

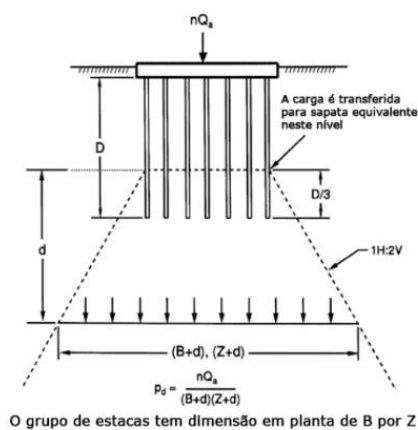


Figura 1 - O esquema da fundação equivalente.

1.2. O efeito de Grupo

Segundo a NBR 6122/2010, define-se efeito de grupo de estacas ou tubulões como o processo de interação das diversas estacas ou tubulões que constituem uma fundação, ao transmitirem ao solo as cargas que lhes são aplicadas.

Chan (2006) comenta que a análise de um grupo de estacas se constitui num problema complexo de interação solo x estrutura, uma vez que o comportamento do grupo é influenciado por:

- i) Método de instalação (com deslocamento ou com substituição do solo);
- ii) Modo dominante de transferência de carga (estaca flutuante ou de ponta);
- iii) Natureza do maciço de solo de fundação;
- iv) Geometria tridimensional da configuração do grupo;
- v) Presença (e rigidez) do bloco de coroamento;
- vi) Rigidez relativa do bloco, das estacas e do solo.

Velloso e Lopes (2002) lembram que o efeito de grupo costuma ser estudado de forma separada em termos de capacidade de carga e em termos de recalque.

1.2.1 O efeito de grupo em termos de capacidade de carga

Tradicionalmente a capacidade de carga de um grupo de estacas é relacionada à soma da capacidade de carga das estacas individuais através da eficiência do grupo (η), definido como:

$$\eta = \frac{\text{Soma da capacidade de c arga das estacas individuais no grupo}}{\text{Capacidade de c arga do grupo de estacas}} \quad (2)$$

Várias fórmulas empíricas foram propostas no passado, geralmente relacionando a eficiência do grupo (η) ao número de estacas e seu espaçamento. Um estudo comparativo realizado por Chellis (1961) mostra uma variação sensível nos valores de η para uma dada configuração de grupo para as diferentes formulações empíricas. Há, neste aspecto, segundo Fleming e Thorburn (1983), uma falta de base teórica consistente e de dados de campo que forneçam suporte às formulações empíricas, não sendo, assim, recomendável o cálculo de fatores de eficiência de grupo de estacas através destas fórmulas.

Um enfoque mais racional para se estimar a capacidade de carga do grupo é se considerar tanto a capacidade de carga das estacas individualmente como a capacidade de carga do grupo como se fora um bloco, ou uma fileira de estacas, determinando-se o modo de ruptura mais crítico.

O fator de eficiência do grupo pode ser obtido com base em observações feitas em modelo reduzido e ensaios de campo, sendo alguns resultados indicados a seguir. O Canadian Foundation Engineering Manual, CGE (1992), recomenda que o efeito de interação do grupo não precisa ser considerado quando o espaçamento entre estacas supera oito diâmetros. Porém, a experiência indica valores de espaçamento relativo da ordem de 3 como os mais utilizados na prática brasileira, indicando ser este assunto de muita relevância aos engenheiros de fundações no Brasil.

Lambe e Whitmann (1979) citam que no caso de areias compactas a cravação poderia reduzir a compacidade dos solos devido à dilatação, e η poderia, neste caso, ser menor do que a unidade. Chan (2006) comenta que este efeito foi também observado nos ensaios em modelo realizados por Valsangler e Meerhof (1983) para solos com ângulo de atrito superior a 40° .

Vesic (1969) desenvolveu um programa de ensaios em modelo reduzido em grupos de 4 e 9 estacas instrumentadas em areia, com e sem bloco de coroamento. As estacas, com cerca de 10 cm de diâmetro e 150 cm de comprimento, foram instaladas por prensagem com espaçamentos relativos variando de 2 a 6 em depósitos artificiais de areia seca e submersa, em duas situações i) depósito homogêneo, medianamente compacto ($D_r = 65\%$) e ii) depósito composto por duas camadas, a superior de areia muito fofa ($D_r = 20\%$), superposta a uma camada de areia densa ($D_r = 80\%$).

Vesic (1969) comparou a capacidade de carga de grupos de estacas com a capacidade de carga das estacas isoladas. Uma vez que a compacidade das areias variou nos diversos ensaios, as curvas de capacidade de carga das estacas isoladas em função do peso específico foram utilizadas para encontrar a capacidade de carga das estacas isoladas correspondentes às densidades do solo no grupo, para o estabelecimento das comparações. As eficiências foram avaliadas separadamente para as parcelas da capacidade de carga de ponta e de atrito, bem como para a capacidade de carga global sem bloco e com o bloco de coroamento.

Vesic (1969) apresentou, conforme **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, os valores de eficiência do grupo versus espaçamento relativo para a situação (i), ou seja, depósito homogêneo, medianamente compacto. Os pontos cheios e as linhas contínuas indicam a eficiência global, enquanto os pontos vazados e linhas pontilhadas se referem às eficiências das parcelas de ponta, de atrito e da global, esta última incluindo o efeito do bloco de coroamento.

A **Erro! Fonte de referência não encontrada.** mostra que a eficiência global, para um grupo de 4 estacas com bloco de coroamento em areia medianamente compacta, homogênea, aumenta com o espaçamento relativo até um valor máximo de 1,7, para espaçamentos relativos entre 3 e 4, reduzindo para maiores espaçamentos relativos. Uma parcela considerável do aumento de capacidade de carga resulta do bloco de coroamento. Reduzindo-se a parcela referente ao bloco, a eficiência máxima do grupo cai para cerca de 1,3.

Vesic (1969) mostrou que o valor médio da eficiência de ponta para todos os ensaios realizados na situação (i) foi de cerca de 1,01. O autor ressaltou que, tendo em vista o intervalo de variação da dispersão dos dados individuais dos ensaios para o espaçamento relativo de 2, provavelmente não teria sentido a tendência aparente de redução da eficiência da ponta a maiores espaçamentos relativos. No entanto, em contraste com este aspecto, as eficiências da parcela de atrito lateral são maiores, indicando uma tendência de aumento com o espaçamento, sendo de cerca de 1,8, para espaçamento relativo de 2, até cerca de 3 para espaçamento relativo de 5.

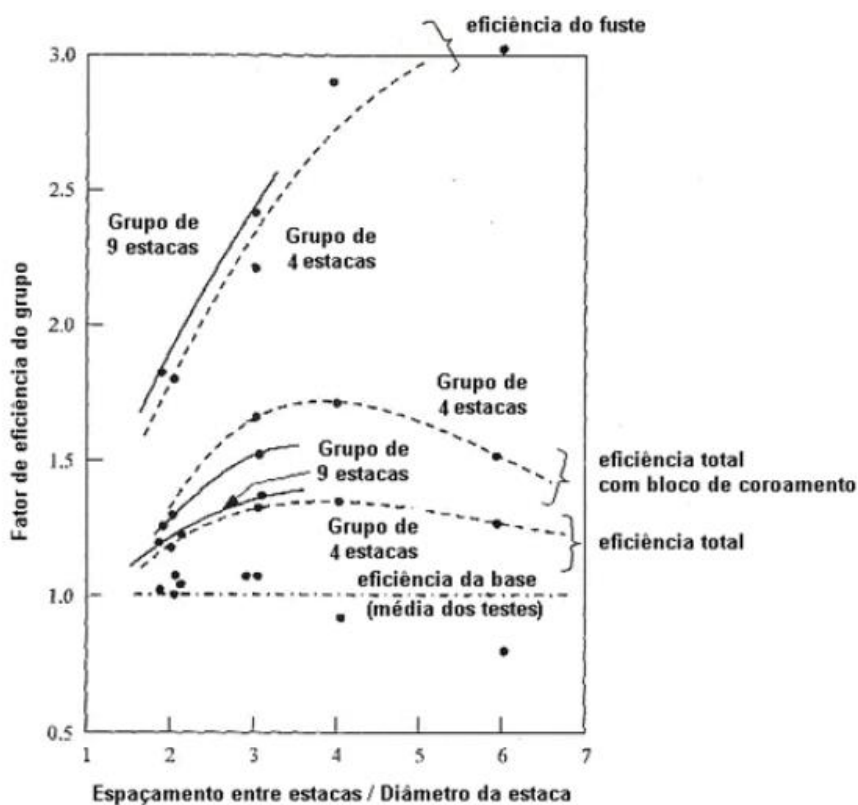


Figura 2 - Resultados de ensaios em modelo de grupos de estacas instrumentadas cravadas em areia (adaptado de Vesic, 1969)

Chan (2006) ressalta ser geralmente aceito que, para espaçamentos usuais entre estacas, a interação que surge face à superposição do campo de tensões afeta somente a capacidade de carga por atrito lateral, sendo independente do tipo de estaca e da natureza do solo. Chan (2006) também lembra que o comportamento de estacas cravadas pode ser afetado pelas tensões residuais originadas por efeito da cravação. Na prática, segundo aquele autor, a cravação de estacas afeta as

tensões residuais das estacas vizinhas de forma diferente, nos ensaios em modelo e em protótipo, como resultado de efeitos de escala, podendo compensar os efeitos benéficos da densificação. Em termos de projeto, o autor recomenda que uma eficiência de grupo unitária seja empregada, de forma conservativa, no projeto de estacas de deslocamento.

Em seu trabalho clássico sobre “Capacidade de Carga e Recalques de Fundações Profundas”, Meyerhof (1976) sugere, para grupos de estacas escavadas em areias, um valor de eficiência de 2/3 para espaçamentos usuais de 2 a 4 diâmetros, porém nenhum dado de instrumentação de campo foi fornecido por aquele autor para justificar sua proposta. Resultados experimentais de O’Neill (1983) mostraram um limite inferior de 0,7 para eficiência de grupo de estacas escavadas em areia. Chan (2006) recomenda, para efeito de projeto, a utilização de um valor de 0,85 para a eficiência da parcela de atrito e 1,0 para a parcela de ponta.

Chan (2006) ressalta que a prática corrente é de que se a estaca isolada apresenta adequada margem de segurança à ruptura, não há risco de ruptura em bloco para grupo de estacas de ponta em areia, sem camada subjacente mais fraca. No caso de predominar ponta e atrito em areia, deve-se verificar tanto a ruptura da estaca isolada como do grupo, como ilustra a **Erro! Fonte de referência não encontrada.** A possibilidade de ruptura do bloco, ou da linha de estacas, deve ser verificada considerando-se a parcela de atrito e ponta na ruptura, de forma apropriada.

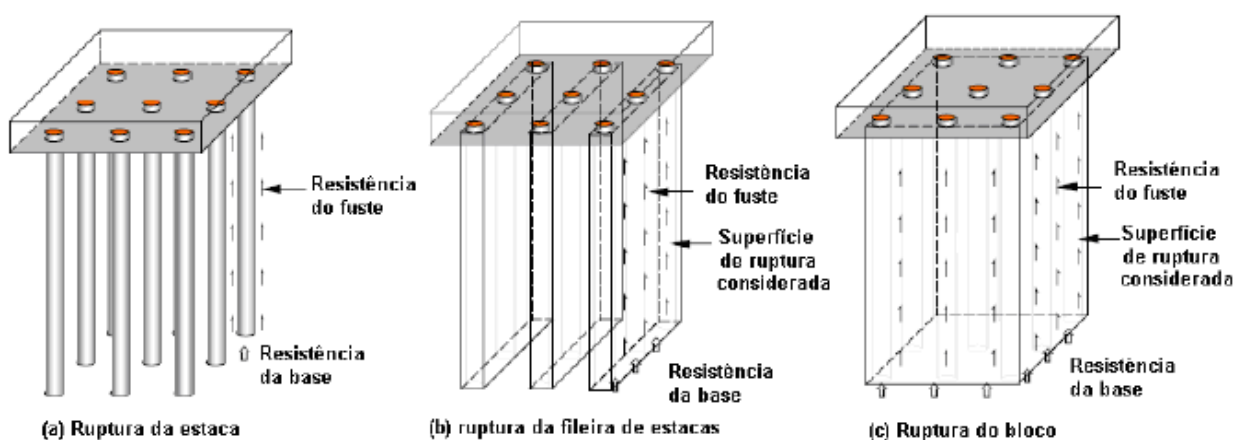


Figura 3 - Mecanismos de ruptura em grupo de estacas (adaptado de Fleming et al. 1992)

O efeito de instalação em grupos de estacas cravadas ou escavadas em argila é geralmente menor comparado aos solos arenosos. A velocidade de dissipação do excesso de poro-pressão desenvolvido durante a cravação em argilas é menor no grupo do que em estacas isoladas, e deve ser considerado quando da aplicação das cargas de projeto antes do período de reconsolidação do maciço argiloso (Chan, 2006). A capacidade de carga do grupo deve ser verificada como o valor inferior entre a soma das estacas isoladas e do grupo, conforme **Erro! Fonte de referência não encontrada..** De Mello (1969) analisa resultados em modelos de grupos em argila e indica que a eficiência costuma ser inferior à unidade, sendo função do espaçamento entre estacas (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**).

Cabe destacar que a contribuição do bloco de coroamento na capacidade de carga do grupo não foi considerada na revisão bibliográfica, por fugir do escopo da presente pesquisa.

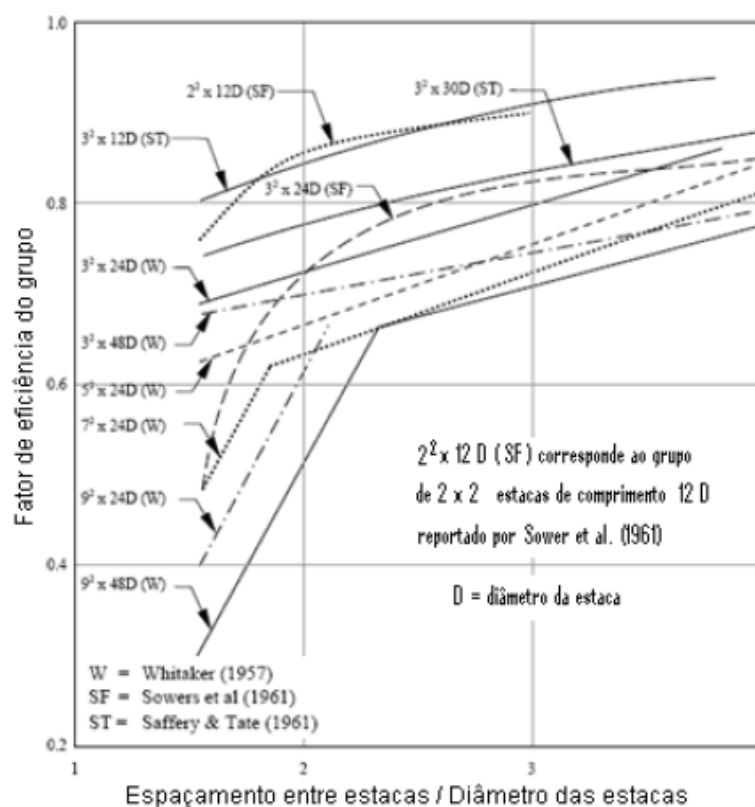


Figura 4 - Ensaio em modelos de grupos de estacas em argilas. (de Mello 1969).

1.2.2 O efeito de grupo em termo de recalque

O recalque de um grupo de estacas sujeito a certa carga média por estaca é geralmente maior do que o da estaca isolada sob a mesma carga, como exemplifica a **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

Quando o espaçamento é pequeno, as estacas têm seu modo de transferência afetado, e as periféricas absorvem mais cargas do que as estacas internas (Velloso e Lopes, 2002), como mostrado na **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

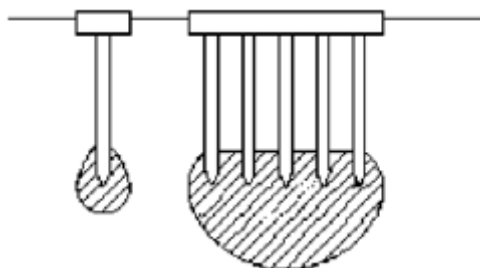


Figura 5 - Esquema de tensões impostas ao solo por uma estaca isolada e por um grupo de estacas (Tomlinson, 1994), retirada de Freitas (2010).



Figura 6 - Medição de cargas em estacas de um grupo (Velloso e Lopes, 2002, adaptado de Whitaker, 1957)

1.2.2.1 O método do radier equivalente

Trata-se de um procedimento simples e amplamente utilizado na prática para o cálculo de recalques de grupos de estacas, apresentado por Terzaghi e Peck (1967). O grupo de estacas é idealizado como um radier equivalente, considerado como completamente flexível. A profundidade e dimensão do radier equivalente dependem do modo de transferência de carga, associado às características do terreno de fundação como ilustrado na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**

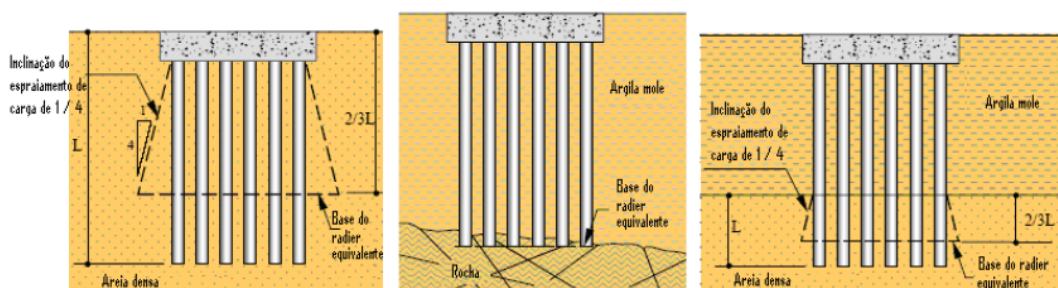


Figura 7 - Método do radier equivalente (adaptado de Tomlinson, 1994)

O recalque do radier equivalente pode ser calculado utilizando-se a teoria da elasticidade, para solos granulares, e a teoria do adensamento, para solos argilosos. O recalque no nível do topo é obtido pela soma do recalque do radier e da compressão elástica correspondente ao trecho do comprimento da estaca acima do radier equivalente. Este método é geralmente adequado para cálculos rotineiros envolvendo grupos de geometria simples, de forma a se obter uma primeira ordem de grandeza do recalque do grupo.

1.2.2.2 O método da estaca equivalente

Poulos e Davis (1980) apresentaram a metodologia da estaca equivalente, que consiste em se calcular o recalque médio de um grupo transformando-o em uma estaca circular com área equivalente àquela do grupo, A_g , como indicado **Erro! Fonte de referência não encontrada.**

O diâmetro desta estaca (d_{eq}) é dado pela equação (1.3). A estaca equivalente terá um módulo de Young equivalente, E_{eq} , dado pela equação (1.4),

sendo E_s o módulo de Young do solo, E_p o da estaca e A_T a soma das áreas das seções das estacas do grupo.

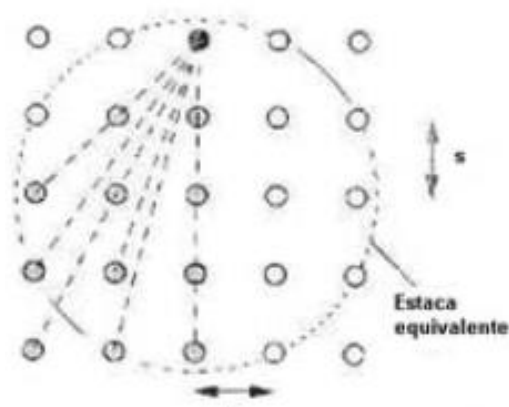


Figura 8 - Método da estaca equivalente (Randolph, 1994)

$$d_{eq} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times A_s} \quad 3$$

$$E_{eq} = E_s + (E_p - E_s) \times \left(\frac{A_T}{T_g} \right) \quad 4$$

Randolph (1994) também indica o uso dessa metodologia para a estimativa de recalques de grupos de estacas pouco espaçadas, sendo a técnica do radier equivalente, segundo este autor, mais adequada para espaçamentos maiores.

1.2.2.3 Método dos fatores de interação

Chan (2006) e Santana (2008) resumem os métodos dos fatores de interação de forma bastante didática, razão pela qual se apresentará, neste subitem, um resumo selecionando-se o conteúdo apresentado pelos citados autores.

A relação entre o recalque adicional de uma estaca pertencente a um grupo e o recalque de uma estaca isolada submetida a carregamento equivalente pode ser expressa pelo fator de interação α (equação 1.5), segundo Poulos (1968).

$$\alpha_{ij} = \frac{\text{recalque adicional da estaca em um grupo}}{\text{recalque da estaca isolada sob carga equivalente}} \quad 5$$

sendo (i) a estaca que sofre o acréscimo de recalque (estaca receptora) e (j) a estaca que gera este efeito (estaca fonte).

Segundo Chan (2006), trata-se de uma extensão do método de análise de recalque de um meio elástico contínuo para o recalque de estacas isoladas, em que o efeito do grupo de estacas é obtido por superposição. De fato, num grupo de 2 estacas o valor de α varia de 1 para uma distância “nula” entre estacas até 0 para estacas infinitamente afastadas.

O recalque da estaca (i) pertencente a um grupo de n estacas é dado pela equação (1.6), sendo w_{ij} o recalque da estaca (j) isolada e sob carregamento unitário, Q_j a carga na estaca (j) e α_{ij} o fator de interação na estaca (i) devido ao carregamento unitário na estaca (j), sendo $\alpha_{ii} = 1$.

$$w_i = \left[\sum_{j=1}^n (Q_j \alpha_{ij} w_{1j}) \right] \quad 6$$

Santana (2008) resume o método proposto por Mylonakis e Gazetas (1998), que considera que o efeito da deformação do solo ao redor da estaca em um solo homogêneo decai aproximadamente como uma função logarítmica.

Santana (2008) comenta a forma de se analisar o efeito do grupo num estaqueamento (em termos de recalque) através da relação de recalque R_s , já referida no item 1.2.2, expressa também, em forma numérica, na equação (1.7).

$$R_s = \frac{\text{recalque médio do grupo}}{\text{recalque da estaca isolada sob carga média por estaca do grupo}} \quad 7$$

Desta forma, Poulos (1968) explicita o recalque médio no grupo como:

$$w_G = w_i R_s$$

8

Chan (2006) indica os valores de relação entre R_s e o número de estacas obtidos por Fleming et al. (1992) para dois casos simples, ilustrados nas **Erro! Fonte de referência não encontrada.** As soluções fornecidas se referem a grupos de estacas uniformemente carregados e também para grupos de estacas carregados através de um bloco rígido. Observa-se que os efeitos de interação são menos relevantes em maciços que exibem rigidez crescente com a profundidade do que em maciços homogêneos.

Uma forma alternativa e simplificada de método baseado em fator de interação foi proposto por Randolph e Wroth (1979), ilustrado na Figura 10. Para grupos de estacas rígidas, a interação entre os fustes e as bases pode ser tratada separadamente.

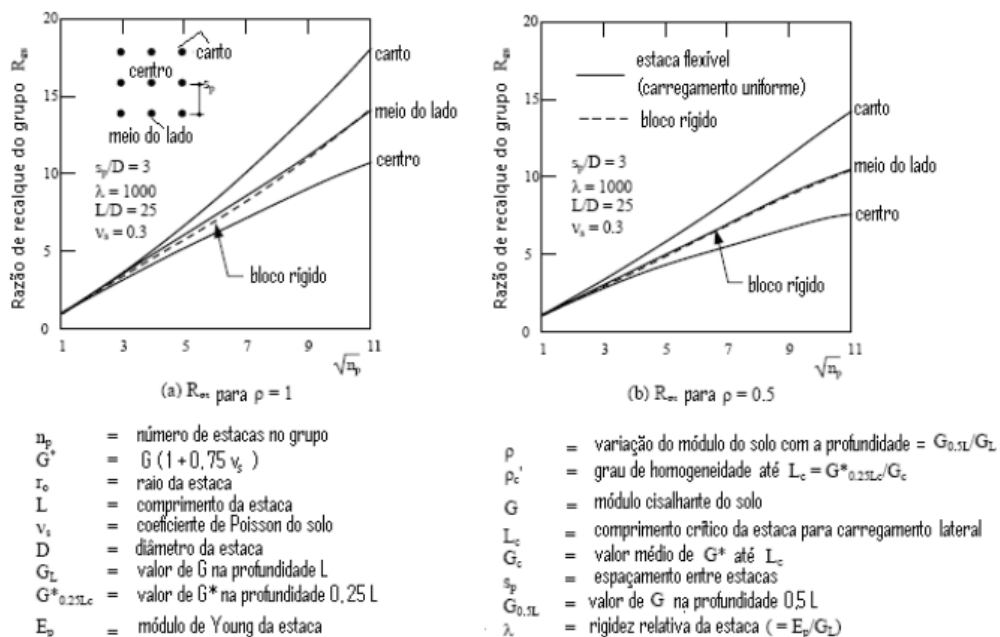
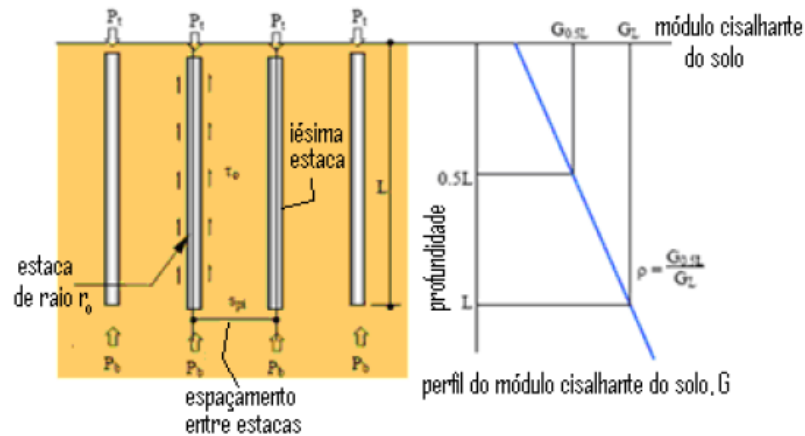


Figura 9 - Variação típica da razão de recalque com o número de estacas no grupo (Fleming 1992, adaptado).

Fonte:

Figura 10 - Esquema do método proposto por Randolph e Wroth (1979).



Para os fustes, o método de Randolph e Wroth (1979) apresenta o seguinte desenvolvimento:

$$\delta_1 = \sum_{i=1}^{n_p} \delta_{1i} \quad 9$$

onde δ_{1i} é o recalque do fuste devido à interação com a estaca (i), sendo igual a:

$$\delta_{1i} = \frac{\tau_0 r_0}{G} \ln \frac{r_m}{s_{pi}} \quad 10$$

sendo τ_0 a tensão cisalhante média ao longo do fuste, r_0 o raio da estaca, n_p o número de estacas, G o módulo cisalhante e r_m o raio máximo de influência da estaca sob carregamento axial, expresso por:

$$r_m = 2,5\rho L(1 - \nu_s) \quad 11$$

O valor de (ρ) está indicado na Figura 10.

Sendo (P_s) a carga transmitida ao longo do fuste, Randolph e Wroth (1979) resumiram seu procedimento através da seguinte relação para o fuste:

$$\frac{P_s}{G_L r_0 \delta_1} = \frac{2\pi\rho}{\ln \frac{r_m}{r_0} + \sum_{i=2}^{n_p} \ln \frac{r_m}{s_{pi}}} \quad 12$$

Para as bases, o método de Randolph e Wroth (1979) apresenta o seguinte desenvolvimento:

$$\delta_b = \sum_{i=1}^{n_p} \delta_{bi} \quad 13$$

onde (δ_{bi}) é o recalque da base devido à interação com a estaca (i), sendo igual a:

$$\delta_{bi} = \frac{P_b(1 - \nu_s) 2 r_0}{4r_0 G_L \pi s_{pi}} \quad 14$$

Sendo (P_b) a carga transmitida ao longo da base, Randolph e Wroth (1979) desenvolveram a seguinte relação para a base:

$$\frac{P_b}{G_L r_0 \delta_b} = \frac{4}{\pi} \frac{1}{\left[\frac{2}{\pi} + \sum_{i=2}^{n_p} \frac{2 r_0}{\pi s_{pi}} \right]} \quad 15$$

O recalque total da cabeça da estaca pode ser computado assumindo compatibilidade entre a rigidez da base e do fuste da estaca, equação (1.15).

$$P_t = \delta_t \left(\frac{P_b}{\delta_b} + \frac{P_s}{\delta_l} \right) \quad 16$$

Os fatores de interação entre estacas adjacentes podem ser computados rearranjando as equações anteriores e expressando-os conforme equação (1.16).

$$\delta_t = \frac{(1 + \alpha) P_t}{G_L r_0} \quad 17$$

sendo (α) o fator de interação e (ν_s) o coeficiente de Poisson.

1.2.2.4 Métodos numéricos

Vários métodos numéricos têm sido propostos para a estimativa dos efeitos de interação de grupos de estacas. Os métodos numéricos costumam prover uma análise detalhada dos mecanismos envolvidos no comportamento do grupo.

Chan (2006) ressalta a conveniência de se alertar sobre as possibilidades e limitações dos métodos numéricos disponíveis e salienta que o uso de tais métodos só se justifica em problemas complexos.

Uma solução mais geral do problema de interação foi desenvolvida por Butterfield e Bannerjee (1971) através do método dos elementos de contorno. Chan (2006) relata que os resultados de sua aplicação são comparáveis àqueles que se obtêm através dos métodos que utilizam os fatores de interação. Uma forma alternativa de se focar o problema, empregada por Hooper e Wood (1977), segundo Chan (2006), é a substituição do grupo de estacas por um bloco de solo reforçado numa análise pelo método dos elementos finitos.

Chan (2006) resume também os resultados de Butterfield e Douglas (1981), que apresentaram análises pelo método dos elementos de contorno em um conjunto de ábacos adimensionais, com resultados relacionados a um fator de eficiência relativo à rigidez, (R_g), definido como a razão entre a rigidez total do grupo e a soma das rigidezes das estacas isoladas, sendo esta razão o inverso da relação de recalques do grupo ($R_g = 1/ R_{gs}$). Fleming et al (1992), conforme descreve Santana (2008), observaram que o fator de eficiência da rigidez é aproximadamente proporcional ao número de estacas, (n_p), plotados numa escala logarítmica, sendo:

$$R_g = n_p^{-a}$$

18

Fleming et al. (1992) apresentam ábacos para o cálculo do valor do expoente a , como ilustrado na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**

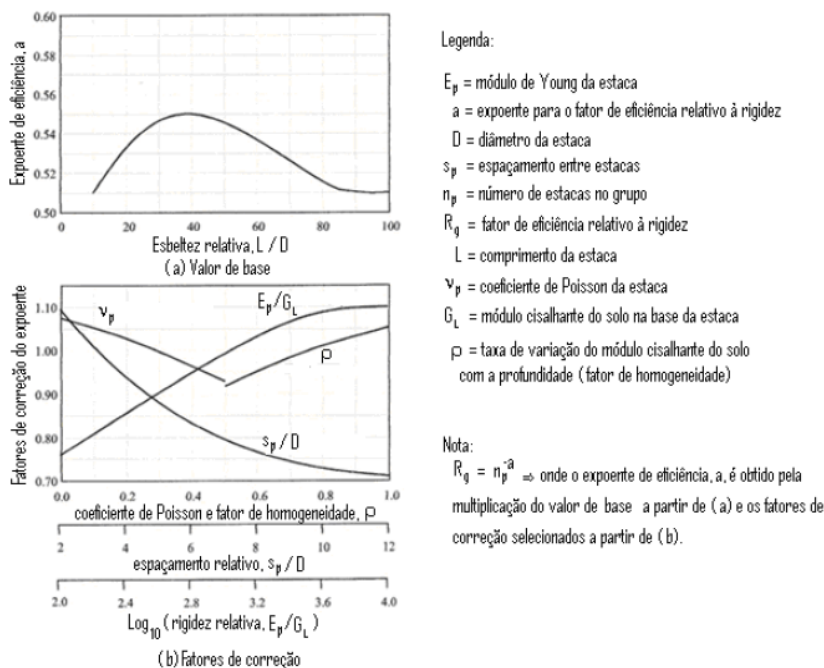


Figura 11 - Estimativa do fator de eficiência da rigidez para um grupo de estacas carregado verticalmente. Fleming et al (1992, adaptado)

Chan (2006) cita ainda outros métodos numéricos, como o de Cheung et al. (1988), conhecido como método da camada infinita para solos estratificados e a formulação de Chow (1989).

Outro método numérico, reportado por Aoki (2009, citado em Freitas, 2010) como similar e com resultados próximos aos da aplicação do método dos elementos de contorno, é o método de Aoki e Lopes (1975), baseado nas equações de Mindlin, muito utilizado no Brasil.

Resumido por Velloso e Lopes (2002), o método de Aoki e Lopes (1975) fornece, em qualquer ponto do interior de um meio elástico, o recalque (e também as tensões) causado pelo carregamento transmitido por uma estaca (ou um conjunto de estacas).

Admite-se que a carga na estaca seja dividida numa parcela de ponta, P_b , e outra de atrito lateral, P_s . Considera-se que o atrito lateral é linearmente distribuído ao longo de cada trecho, definindo-se F_2 como o valor do atrito lateral na profundidade D_2 e $F_1 = \zeta \cdot F_2$, na profundidade D_1 . A carga na base é suposta uniformemente distribuída (**Erro! Fonte de referência não encontrada. e Erro! Fonte de referência não encontrada.**).

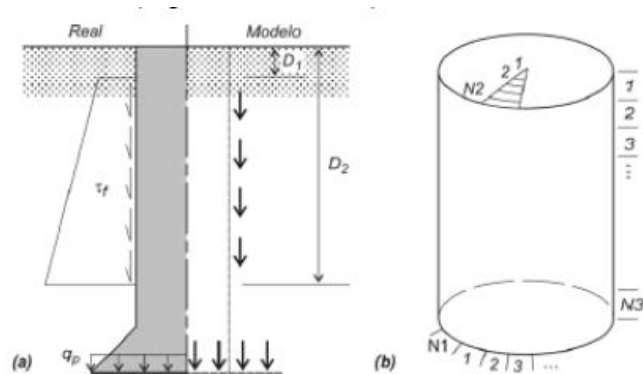


Figura 12 - Sistema equivalente de forças concentradas (Aoki e Lopes, 1975).

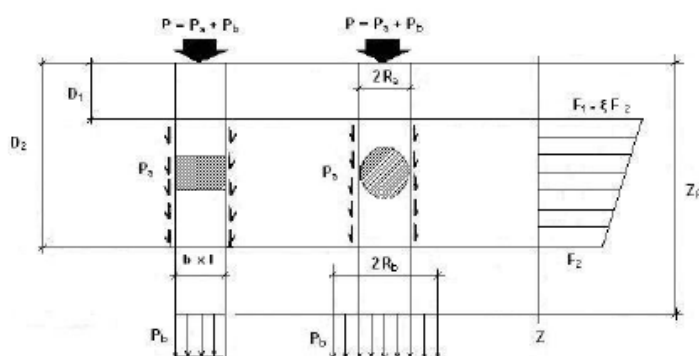


Figura 13 - Distribuição da carga ao longo da estaca (Aoki e Lopes, 1975).

As tensões e os deslocamentos verticais produzidos por uma carga concentrada no interior do semi-espaco infinito, homogêneo, isotrópico e linear elástico podem ser obtidos pelas equações de Mindlin (1936). Para isso é preciso conhecer a força concentrada P , a profundidade (c) do ponto em estudo (B), as coordenadas (x, y) do ponto B , a distância horizontal (r) do ponto B ao eixo da estaca, o Módulo de Young e o Coeficiente de Poisson do meio (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**).

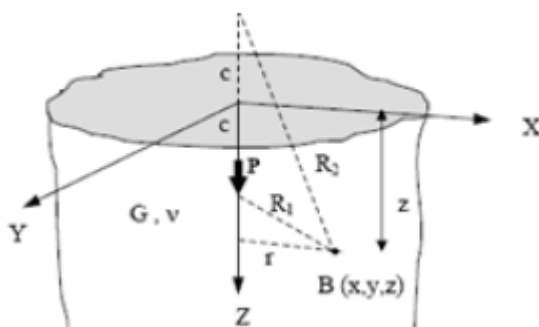


Figura 14 - Distribuição da carga ao longo da estaca (Aoki e Lopes, 1975).

A estaca é definida pelas coordenadas cartesianas (X_A , Y_A , Z_A), centro da área da base, além do raio da base (R_b) e do raio do fuste (R_s). A base é dividida em $n_1 \times n_2$ subáreas iguais, sendo n_1 e n_2 , respectivamente, o número de divisões da circunferência e do raio (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**).

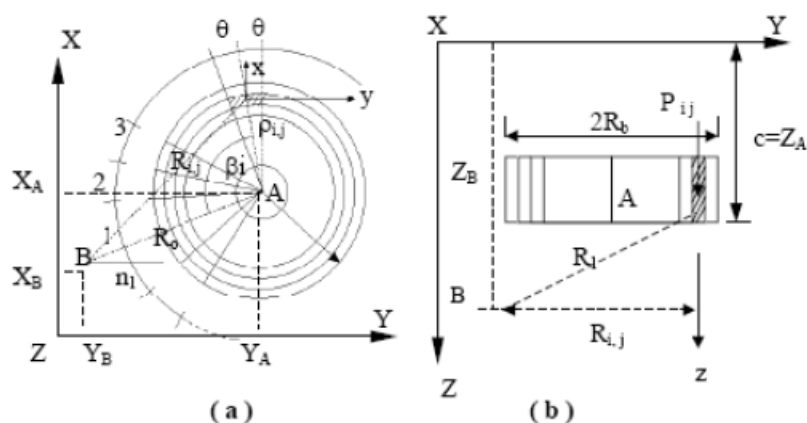


Figura 15 - Discretização da base da estaca cilíndrica (Aoki e Lopes, 1975).

A carga de atrito P_s é equivalente a um sistema de forças $P_{i,k}$ aplicadas no ponto $l_{i,k}$, na profundidade c_k (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**).

As equações que descrevem a decomposição das forças, as coordenadas dos diversos pontos onde se deseja calcular os recalques, bem como outras informações necessárias para a aplicação das equações de Mindlin são desenvolvidas e detalhadas por Aoki e Lopes (1975). De uma forma geral, a superposição das parcelas de recalque e de tensões, em cada um dos n pontos em que se deseja conhecê-las, é expressa pelas equações (1.19) e (1.20) a seguir:

$$w = \sum_{i=1}^{N_1} \sum_{j=1}^{N_2} w_{i,j} + \sum_{i=1}^{N_1} \sum_{k=1}^{N_2} w_{i,k} \quad 19$$

$$\sigma = \sum_{i=1}^{N_1} \sum_{j=1}^{N_2} \sigma_{i,j} + \sum_{i=1}^{N_1} \sum_{k=1}^{N_2} \sigma_{i,k} \quad 20$$

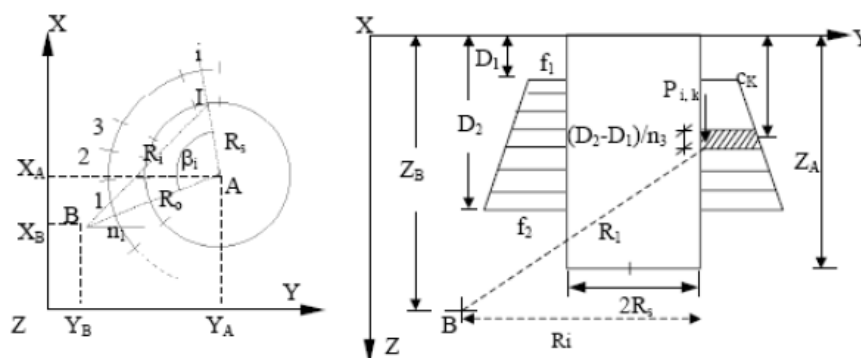


Figura 16 - Discretização do fuste da estaca (Aoki e Lopes, 1975).

Como os perfis de solos na natureza encontram-se em geral estratificados e as equações de Mindlin admitem apenas um semi-espaco infinito, homogêneo, isotrópico e linear elástico, Aoki e Lopes (1975) sugerem a adoção do procedimento de Steinbrenner (1934). Tal procedimento permite que o recalque seja obtido a partir da solução de Mindlin (1936) para espessura infinita, através da diferença entre o recalque no ponto em estudo e no ponto onde é considerada a superfície indeslocável. A **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, obtida de Russo Neto (2005), ilustra a aplicação deste procedimento.

Para efeito de cálculo, o Módulo de Young e o Coeficiente de Poisson são estimados a partir de correlações propostas na literatura.

Quanto ao carregamento, o método de Aoki e Lopes (1975) requer o modo de transferência de carga ao longo do fuste da estaca. É comum se assumir que toda a capacidade de carga disponível do solo no fuste seja mobilizada antes de iniciada a mobilização da resistência de ponta. Sendo assim, apenas a parcela da carga de trabalho que excede o atrito lateral é transmitida à ponta.

Ao recalque previsto do solo deve ser acrescida a parcela referente ao encurtamento elástico do fuste, considerando-se o Módulo de Young do material da estaca.

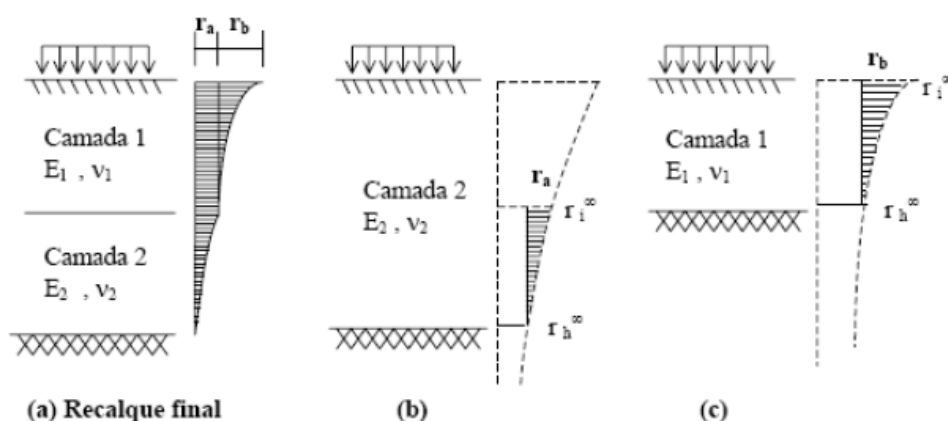


Figura 17 - Aplicação do procedimento de Steinbrenner para o caso de meio heterogêneo (Russo Neto, 2005).

O método Aoki-Lopes modificado por Santana (2008) teve por objetivo analisar blocos de estacas rígidos, como usualmente se adota em projeto. De forma a resolver este problema, Santana (2008) propôs uma extensão do método original de forma a contemplar a situação de bloco rígido. Esta extensão compatibiliza os deslocamentos nas estacas a partir da variação de carga nas mesmas, por meio do processo iterativo concebido por aquele autor e resumido abaixo:

- i) Admitir inicialmente que todas as n estacas do grupo recebem a mesma carga, que será igual à carga do bloco (P) dividida por n ;
- ii) Calcular o recalque em cada estaca pelo método de Aoki e Lopes (1975);
- iii) Calcular a rigidez (k_i) de cada estaca (relação entre a carga aplicada e o recalque);
- iv) Buscar a estaca com menor rigidez;
- v) Calcular o fator de rigidez da estaca (F_i), dividindo sua rigidez pela da estaca de menor rigidez;
- vi) Calcular a nova carga (P_i) em cada estaca (i) pela equação:

$$P_i = \frac{PF_i}{\sum_{i=1}^n F_i}$$

21

vii) Repetir os passos (ii) a (vi) até que a diferença de recalques entre todas as estacas do grupo seja menor que uma dada tolerância.

Santana (2008) ressalta que este método é válido para o caso de grupos de estacas com dupla simetria e submetidos a carga vertical aplicada em seu centro de gravidade.

Santana (2008) salienta também que a extensão por ele proposta do método Aoki-Lopes (1975) traz, como consequência da compatibilização dos deslocamentos no estaqueamento, a obtenção da carga em cada estaca do grupo. O autor da presente dissertação chama a atenção que, no desenvolvimento das equações de Aoki-Lopes (1975), com base nas equações de Mindlin (1936), se faz uso também de coeficientes que podem ser descritos como fatores de interação.

1.2.2.5 Metodologia de análise

Santana (2008) comparou a extensão do método Aoki-Lopes modificado com outras metodologias de análise, através do uso de diversos programas disponibilizados para emprego em sua pesquisa. Santana (2008) apresenta, assim, para algumas situações onde eram disponíveis resultados instrumentados, comparações entre estas diversas metodologias. O autor utilizou os programas PIGLET, AOKI-LOPES, AOKI-LOPES MODIFICADO, DEFPIG e GROUP 7.0.

Segundo Freitas (2010), é interessante reproduzir a Tabela 1, extraída de Santana (2008), que resume as características principais dos programas que permitem a análise de grupos de estacas.

Tabela 1 - Programas utilizados por Santana (2008) para análise de efeito de grupo.

| Característica | Aoki-Lopes Modificado | Piglet | Defpig | Group 7.0 |
|-------------------------------------|--|---|--|---|
| Modelo de análise | Elástico linear, baseado na solução de Mindlin (1936) | Elástico Linear, baseado na solução de Randolph e Wroth (1978) | Elasto-plástico, baseado na solução de Mindlin (1936) | Elasto-plástico, baseado em modelo de molas não-lineares. |
| Camadas do terreno | Solo estratificado | Varição linear do módulo do solo ao longo do fuste e base assente em camadas mais rígidas | Solo estratificado | Solo estratificado |
| Heterogeneidade Horizontal | Admite | Não admite | Não admite | Não admite |
| Tipo de Bloco de coroamento | Rígido ou Flexível | Rígido ou Flexível | Rígido | Rígido |
| Contato bloco de coroamento - solo | Não admite | Não admite | Admite | Admite |
| Permite estacas diferentes no grupo | Sim | Sim | Não | Sim |
| Geometria das estacas | Cilíndrica ou Prismática | Cilíndrica | Cilíndrica | Cilíndrica |
| Interação entre estacas | Superposição dos campos de deslocamentos de todas as estacas | Fatores de interpretação propostos por Mylonakis e Gazetas (1998) | Fatores de interpretação proposto por: Poulos e Mattes (1971), Randolph e Wroth (1979) | Não considera diretamente. Permite que o usuário entre com fator de majoração de recalques do grupo |

1.2.2.6 O efeito de execução

Conforme descrito em Freitas (2010), as mudanças nas propriedades do solo causadas pela instalação das estacas consistem num importante fator que afeta o comportamento de um grupo de estacas. Assim, a interação entre estacas de um grupo não pode ser entendida de forma clara pela simples comparação do

comportamento de uma estaca isolada e do comportamento de estacas num grupo. No caso de solos arenosos, a técnica de densificação por compactação é um processo construtivo muito conhecido e eficiente, já que as características de resistência e deformabilidade das areias são diretamente relacionadas à sua densidade.

Na prática corrente de fundações, o processo de compactação é utilizado não apenas para aumentar a compacidade de um depósito superficial originalmente fofo, aumentando a capacidade de carga e reduzindo a deformabilidade do maciço, permitindo, assim, o uso de fundações diretas. Este processo construtivo é também utilizado para a redução do comprimento de estacas, otimizando o custo das fundações. Esta técnica é particularmente empregada no Nordeste, tal como relatado em inúmeros trabalhos de Gusmão Filho e, em particular, Gusmão Filho (2006).

Alves (1998) apresenta uma contribuição relevante ao estudo de estacas de compactação em solos granulares. Como o procedimento de quantificação da melhoria do solo de natureza arenosa, proposto em Freitas (2010), teve por base o trabalho de Alves (1998), é feito um resumo deste modelo nesta dissertação. Segundo Freitas (2010), cabe salientar que Alves (1998) aborda de forma detalhada este assunto, descrevendo os demais métodos propostos na literatura, bem como analisando vários casos de obra na cidade de Recife, onde a técnica é muito utilizada.

1.3. A contribuição de Alves (1998)

Alves (1998) observou que alguns dados relacionando o N_{SPT} versus distância ao eixo após a cravação da estaca, comparados aos valores de N_{SPT} antes da cravação (dados de Gusmão Filho, 1995), sugerem que a variação da densificação no solo poderia ser representada pela Curva Normal de Probabilidade. Segundo Alves (1998), o uso desta curva não tem justificativa do ponto de vista da Teoria da Probabilidade, mas sua utilização foi uma escolha daquele autor, que resolveu selecionar esta função matemática para estimar a compactação ao redor de estacas

cravadas em areia, uma vez que tal função poderia representar de forma clara as evidências experimentais disponíveis.

A Curva Normal é representada, em duas dimensões, pela seguinte equação:

$$p(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-m_x)^2}{2\sigma^2}} \quad 22$$

onde $p(x)$ é a densidade de probabilidade, x é a variável aleatória, σ é o desvio padrão e m_x o valor médio da variável x .

Segundo Alves (1998), esta curva apresenta algumas propriedades muito pertinentes:

- i) A curva normal apresenta um coeficiente de assimetria (que costuma ser designado por α_3) igual a zero, ou seja, a curva é simétrica;
- ii) A área abaixo da curva é numericamente igual a 1;
- iii) O desvio padrão (σ) define o formato da curva (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**).

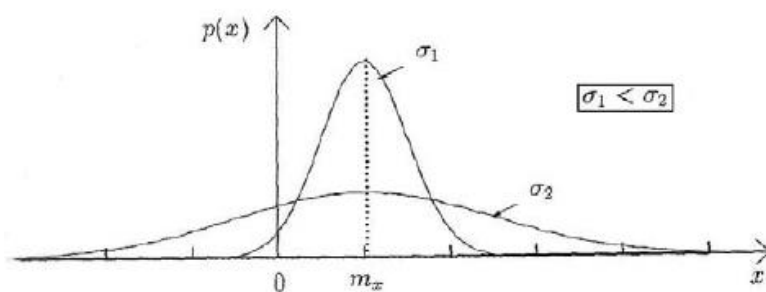


Figura 18 - Influência do valor de σ (Alves, 1998).

Alves (1998) mostra, inicialmente, o desenvolvimento da equação da Curva Normal para o caso de duas variáveis aleatórias. Em seguida, o autor analisa um elemento infinitesimal de solo na zona de influência da estaca e determina, através das expressões de índices físicos, a variação da porosidade do elemento infinitesimal decorrente da compactação do solo ao redor da estaca. Em seguida, Alves (1998) faz o somatório das variações de porosidade de todos os elementos infinitesimais de solo dentro do volume de influência da estaca, que deve ser igual à variação total no volume de vazios do solo ao redor da estaca, que por sua vez deve ser igual ao volume da estaca introduzida.

As hipóteses utilizadas por Alves (1998) no desenvolvimento de suas equações foram as seguintes:

- i) A função densidade de probabilidade equivale à função de redução da porosidade do solo ao redor da estaca;
- ii) O grau de compactação máximo ocorre no eixo da estaca;
- iii) O solo é considerado como isotrópico, assim a compactação passa a ser função exclusivamente da distância ao eixo da estaca.

Com as hipóteses consideradas acima, Alves (1998) desenvolveu as equações da variação da porosidade com as distâncias ao eixo da estaca, inicialmente em coordenadas cartesianas. Em seguida, pelo fato do modelo ser axissimétrico, procedeu a transformação para coordenadas cilíndricas, chegando à seguinte equação final:

$$\Delta n = \frac{1}{8} n_0^2 e^{\left(-\frac{1 r_{ij}^2 n_0^2}{2 d^2} \right)} \quad 23$$

Alves (1998) chama a atenção que pela equação (1.23) a redução na porosidade do solo devido à cravação da estaca, Δn , fica sendo função de três parâmetros reconhecidamente influentes na compactação: a distância ao eixo da estaca, r , o diâmetro da estaca, d , e a porosidade inicial do solo, n_0 .

Como mostrado anteriormente, na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, o desvio padrão da distribuição normal define o formato da superfície. Quanto menor o desvio padrão, mais alto o pico e menor a sua extensão. Alves (1998) admitiu no desenvolvimento da equação (1.23), e depois verificou, que Δn é função da compacidade inicial do solo. Quanto mais compacto for o solo em seu estado natural, menor a variação máxima na porosidade (Δn_{max}), que corresponde ao pico da curva e maior a área afetada pela estaca, ou seja, maior o “desvio padrão”, que, no caso da compactação, se refere ao raio de influência da estaca. A **Erro! Fonte de referência não encontrada.** ilustra bem este aspecto do trabalho de Alves (1998).

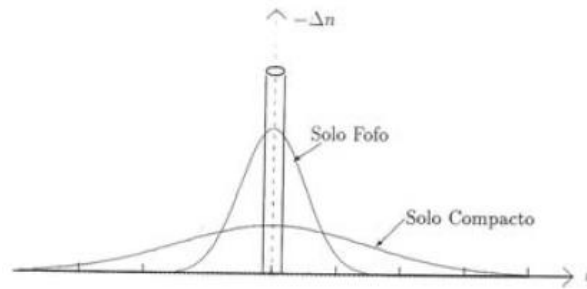


Figura 19 - Efeito da compactação inicial do solo (Alves, 1998).

Alves (1998) observa ainda que, no caso de uma malha de estacas, os efeitos se superpõem entre estacas.

1.4. Procedimento proposto por Freitas (2010) para previsão de efeito de instalação com base na proposta de melhoramento do solo de Alves (1998)

Descrito em Freitas (2010), a contribuição de Alves (1998) para a previsão do efeito de instalação no melhoramento do solo nos fornece a equação (1.23) para a determinação da porosidade Δn , a uma distância r_{ij} do eixo da estaca cravada de diâmetro d num depósito arenoso de porosidade inicial n_0 .

Com base nos valores conhecidos de n_0 (calculados a partir do índice de vazios inicial do solo), além dos valores de r_{ij} e d , e utilizando-se a superposição de efeitos proposta por Alves (1998), exemplificada pela **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, determina-se a redução da porosidade final, em cada região em planta do estaqueamento, causada pela instalação de cada uma das estacas do grupo. A porosidade final é calculada como:

$$n_f = n_0 - \sum_{i=1}^{n_e} \Delta n$$

24

Onde n_e representa o número de estacas no grupo.

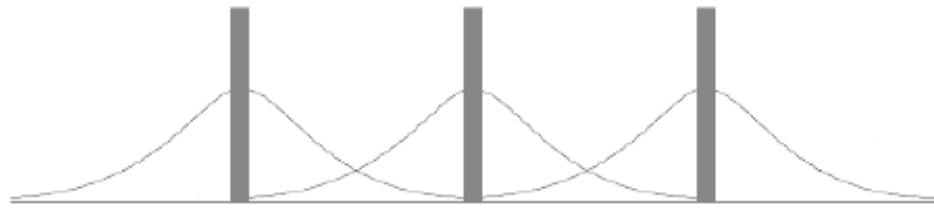


Figura 20 - Superposição de curvas de redução de porosidade (Freitas, 2010).

A partir da porosidade final, determina-se o índice de vazios final e_f ($e_0 > e_f \geq e_{min}$) e a nova densidade relativa da região em estudo.

1.5. Previsão de carga: Método Teórico U.S. Corps

As capacidades da estaca devem ser calculadas por designers experientes completamente familiarizados com os vários tipos de estacas, como as estacas se comportam quando carregadas e as condições do solo que existem no local.

A capacidade de carga axial de uma estaca pode ser representada pela equação 1.25:

$$Q_{ult} = Q_s + Q_t \quad 25$$

onde $Q_s = f_s \times A_s$ e $Q_t = q \times A_t$.

Q_{ult} é a carga última na estaca

Q_s é a resistência devido a carga de atrito

Q_t é a resistência devido à carga de ponta

f_s é a resistência média unitária da carga de atrito

A_s área de superfície do eixo em contato com o solo

q capacidade de carga da ponta da unidade

A_t área da ponta da estaca.

1.5.1 Solos não coesivos

Para fins de projeto, a carga de atrito da estaca em areia aumenta linearmente para uma profundidade crítica D_c assumida e, em seguida, permanece constante abaixo dessa profundidade. A profundidade crítica D_c varia entre 10 a 20 diâmetro (B), dependendo da densidade relativa da areia. O detrimento crítico é assumido como:

$$D_c = 10B \text{ para areia fofa}$$

$$D_c = 15B \text{ para areia medianamente compacta}$$

$$D_c = 20B \text{ para areia compacta}$$

A carga de atrito por unidade que atua na estaca pode ser determinada pelas seguintes equações:

$$f_s = k\sigma'_v \tan \delta \quad 26$$

$$\sigma'_v = \gamma' D \text{ para } D < D_c \quad 27$$

$$\sigma'_v = \gamma' D_c \text{ para } D \geq D_c \quad 28$$

onde:

k é o coeficiente de pressão lateral (k_c para estacas de compressão e $k_c = 1,0$ a $2,0$ para areia).

σ'_v tensão vertical efetiva

δ ângulo de atrito entre o solo e a estaca (para estaca de aço, $\delta = 0,67 \varphi$ a $0,83 \varphi$)

γ' peso específico efetivo do solo

D comprimento da estaca

1.5.2 Carga de Ponta

Para fins de projeto, pode-se supor que a capacidade de carga da estaca aumenta linearmente para uma profundidade crítica D_c e em seguida, permanece constante. A mesma relação descrita para a carga de atrito pode ser usado para a capacidade de carga de ponta unitária e pode ser determinada da seguinte forma:

$$q = \sigma'_v \times N_q \quad 29$$

onde

$$\sigma'_v = \gamma' D \text{ para } D < D_c \quad 30$$

$$\sigma'_v = \gamma' D_c \text{ para } D \geq D_c \quad 31$$

N_q é o fator de capacidade de carga, e é obtido em função do ângulo de atrito, a partir do ábaco da Figura 21.

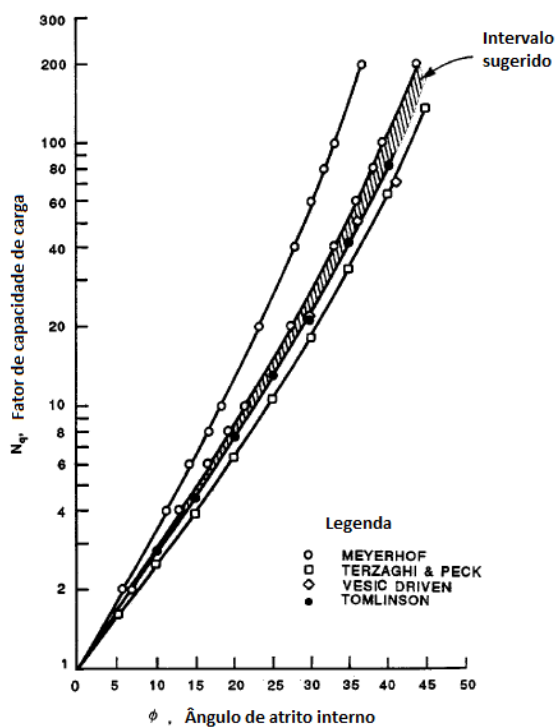


Figura 21 - Fator de capacidade de carga (U. S. Corp, 2010)

2. ESTUDO DE CASO DOCUMENTADO EM AREIA

2.1. Considerações iniciais

Um extenso programa de ensaios (Vesic, 1969) com modelos de estacas isoladas e de grupos de estacas em areia foi executado.

O principal dispositivo que permitiu esta série de ensaios realizados consistiu numa peça cilíndrica de 2,54 m de diâmetro e 6,7 m de profundidade, na qual puderam ser montados modelos de fundações profundas em qualquer tipo de solo sob condições controladas. Um sistema de reação de 2000 kN de capacidade permitiu o carregamento dos modelos através de macaqueamento hidráulico (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**).

O programa que será revisitado na presente dissertação inclui parte dos ensaios realizados em solos arenosos, em grupos de 4 ou 9 estacas. Resultados destes ensaios serão utilizados como banco de dados na presente pesquisa, aqui analisados e comparados com os procedimentos empregados anteriormente por Freitas (2010), e simulados numa análise numérica.

O programa inclui ensaios em grupos de 4 ou 9 estacas que foram prensadas, com espaçamentos de 2 a 6 diâmetros (de centro a centro) em depósito artificial de areia seca em duas situações: (a) em uma areia medianamente compacta, compacidade relativa aproximadamente $D_r = 0,65$ e homogênea, série P.; (b) duas camadas, sendo uma superior com areia fofa (aproximadamente $D_r = 0,20$), e uma inferior com areia muito compacta (aproximadamente $D_r = 0,80$), série Q. Também foram realizados ensaios em que o solo arenoso com densidade relativa em torno de 65% é submerso. Só serão abordados nesta dissertação os ensaios com a areia homogênea e com compacidade relativa de 65%.

As estacas empregadas nos ensaios foram feitas de alumínio, em tubos de cerca de 0,1 m de diâmetro e 0,0013 m de espessura de parede. Todas as estacas foram embutidas cerca de 1,5 m no solo, apresentando uma relação D/B de 15, sendo D a penetração e B o diâmetro. As pontas das estacas foram todas fechadas, através de uma placa fixada em sua extremidade inferior, envolta com uma cobertura rugosa (sandpaper), para garantir perfeita rugosidade da base. Cada estaca foi equipada com dois strain-gages, formando duas pontes completas, colocados na extremidade superior e inferior, de forma a registrar a carga transferida ao topo e à ponta. Detalhes da instrumentação e dos ensaios são apresentados por Vesic (1963, 1969)

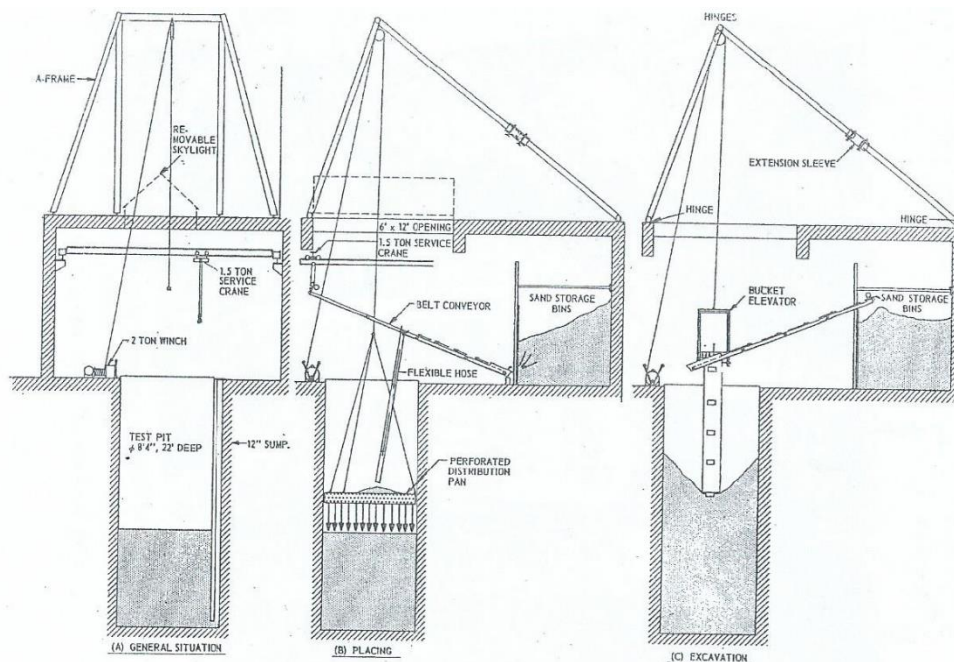


Figura 22- Peça cilíndrica e suas diferentes fases de operação, adaptado de Vesic (1969).

2.2 Caracterização do solo

Previamente aos ensaios realizados em Vesic (1969), outros ensaios já haviam sido realizados com a areia de Rio Chattachee. A caracterização da areia foi feita em Vesic (1963).

2.2.1 Granulometria e índices físicos

Em todos os ensaios das séries P e Q foi usada areia do Rio Chattachee (Vesic, 1963), perto de Atlanta, EUA. A areia foi peneirada em uma peneira de 1,44mm de abertura. A curva granulométrica pode ser vista na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, e exames microscópicos na areia indicaram uma composição média e uniforme, consistindo de partículas de quartzo, mas rica em mica. O material foi completamente seco antes dos ensaios.

Ainda em Vesic (1963), são dados os valores máximos e mínimos dos índices de vazios e , porosidade n e peso específico seco γ_d , da areia (Tabela 2).

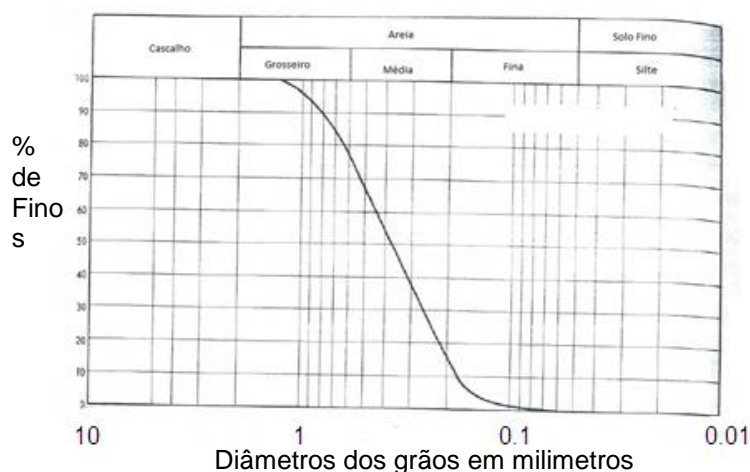


Figura 23 - Curva granulométrica (Vesic, 1963) adaptada

Tabela 2 - Parâmetros máximos e mínimos.

| Densidade | Peso específico seco (kN/m ³) | Índice de vazios e | Porosidade n (%) |
|-----------|---|----------------------|--------------------|
| Máxima | 12,6 | 1,1 | 53,4 |
| Mínima | 16,4 | 0,6 | 38,1 |

2.2.2 Ângulo de Atrito

Foram realizados ensaios triaxiais de carregamento para obtenção dos parâmetros de resistência (Vesic, 1963). Foram realizados um total de 54 ensaios em corpos de prova de areia seca ao ar, preparados em 4 diferentes densidades e sob diferentes tensões confinantes (na faixa de 35 a 560 kPa), num equipamento de deformação controlada e velocidade de deformação de 0,05cm/min. Observou-se uma envoltória de Mohr Coulomb curva. Para uma melhor interpretação, os resultados foram apresentados num gráfico de tensão desvio, normalizada pela tensão confinante. A Figura 24 mostra que para pequenos valores de tensão de confinamento, a envoltória de resistência, expressa através de sua forma normalizada, é praticamente independente do nível de tensão confinante, o que significa que o intercepto na origem é nulo. Para tensões confinantes compreendidas

entre 10 e 80 psi (70 a 560 kPa), o valor normalizado varia linearmente, o que indicaria um intercepto na origem diferente de zero.

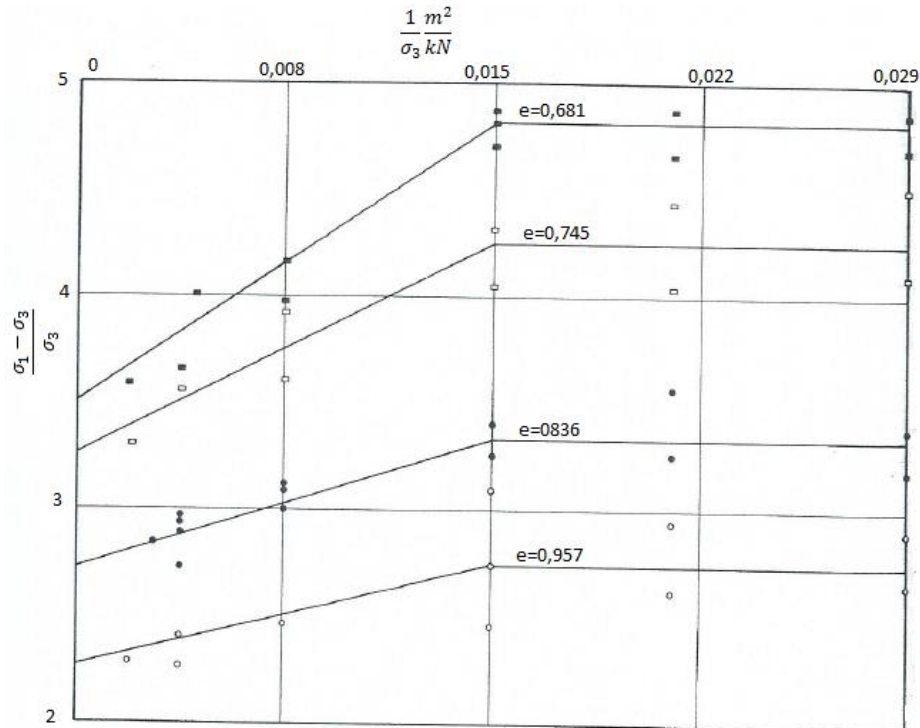


Figura 24 – Resultados dos ensaios triaxiais, adaptado (Vesic, 1963)

Para os valores $\sigma_3 < 10 \text{ kPa}$ os valores de $\frac{1}{\sigma_3}$ podem ser aproximados por uma função linear, o que mostra que o intercepto de coesão é nulo e o ângulo de atrito é dado por:

$$\tan \varphi_0 = \frac{0,68}{e}$$

32

Já para os valores na faixa de 70 kPa a 560 kPa, os valores de ângulo de atrito podem ser aproximados por uma função linear, o que mostra que o intercepto de coesão, c_1 , é diferente de zero, indicado na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, e o ângulo de atrito foi expresso por:

$$\tan \varphi_0 = \frac{0,59}{e}$$

33

A partir da **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, observa-se que para a faixa de tensão ao qual o solo é submetido, os valores do ângulo de atrito deverão ser limitados a 44° .

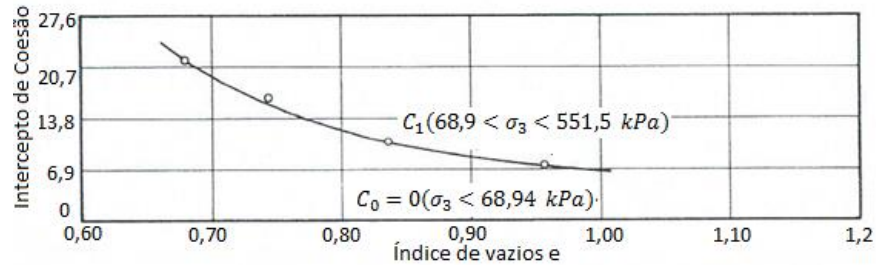


Figura 25 - Intercepto na origem para diferentes índices de vazios, para diferentes faixas de tensões confinantes (Vesic, 1963).

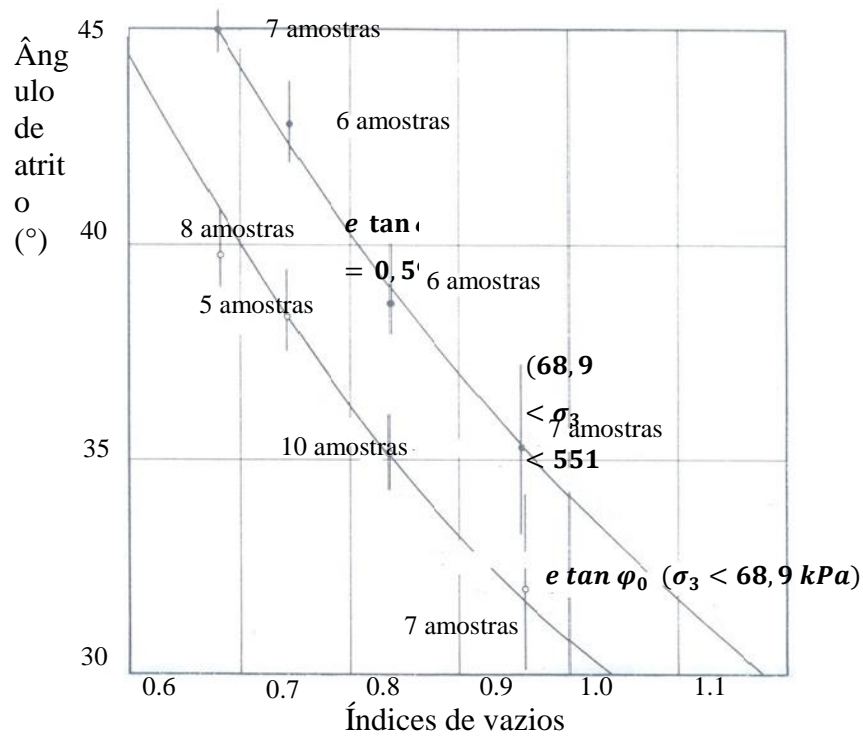


Figura 26 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento em função do índice de vazios, (Vesic, 1963).

2.3 Procedimento de ensaio

Após a preparação do modelo de areia, um ensaio de penetração de cone era realizado no centro do poço, para verificar a densidade do modelo antes da colocação de grupos de estacas. A colocação do grupo no solo era feita através de aplicação de incrementos de carga, aplicada de maneira estática, com velocidade de 0,65 cm/min. (2 polegadas a cada 8 minutos). Após cada incremento, a carga e indicadores de deslocamento eram lidos, assegurando, assim, informações completas sobre as relações de carga x deslocamento, tanto para ponta como por atrito de cada estaca, bem como para todo o grupo. Deslocamentos na superfície da areia foram observados durante a cravação. As medições detalhadas de topografia da superfície foram feitas antes e imediatamente depois de cravar o grupo no solo.

Depois que o grupo tinha sido devidamente instalado (e o bloco de coroamento colocado na série P-4) foram adicionados medidores de deflexão na superfície, e o conjunto estava pronto para o ensaio na profundidade planejada. Na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** é mostrado o arranjo do ensaio P – 41, onde o bloco de coroamento não encosta no solo.

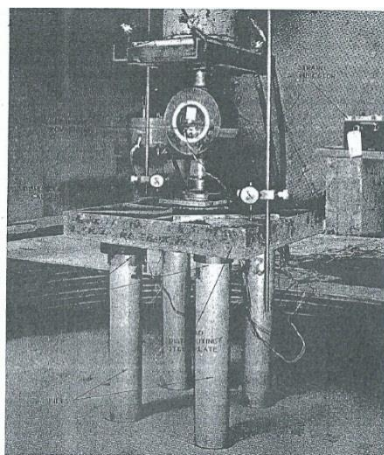


Figura 27 - Visão geral do ensaio montado (Vesic, 1969).

O procedimento seguido durante os testes de carga real era muito semelhante ao praticado em fases anteriores deste mesmo projeto de pesquisa de Vesic (1963 e 1964). A carga foi introduzida em incrementos de cerca de $\frac{1}{20}$ da carga de ruptura estimada. Após cada incremento de todo esforço, a carga e os deslocamento foram lidos sempre na mesma ordem. As velocidades de deslocamento médio foram de 0,0254cm / min até um deslocamento total de 5,08 cm. Após este valor, cada teste continuou a uma velocidade três vezes maior até

que um deslocamento total de 15,24 cm foi alcançado. Descarga e recarga foram feitas geralmente em dois incrementos, entre os deslocamentos de 2,54 e 5,08 cm.

Após as provas de carga, foram feitas medições detalhadas da topografia da superfície deformada e três ensaios de penetração de cone adicionais. O bloco de coroamento de concreto foi então quebrado e removido, liberando assim as estacas para serem removidas, inspecionadas, reparadas e recalibradas para o ensaio seguinte. Algumas estacas danificadas foram substituídas. No entanto, depois de melhorar o colarinho das estacas e, em particular, depois de decidir lançar as tampas de concreto antes da instalação dos grupos de estacas, todas as estacas foram encontradas em excelente condição para uma utilização repetida. Finalmente, a areia foi removida do poço de ensaio, disponibilizando o tanque para o teste subsequente.

2.4 Resultados dos ensaios

A Tabela 3 mostra um resumo dos resultados para todos os ensaios realizados em areia medianamente compacta.

Tabela 3 - Resumo dos resultados dos ensaios, (Vesic, 1969, adaptada).

| Ensaio | nº de estacas no grupo | s/d | Perfil do solo | Peso específico seco kN/m ³ | Carga de ruptura por estaca | | Carga no Bloco de Coroamento (kN) | Recalque na Ruptura Topo (mm) | Recalque na Ruptura Ponta (mm) | Deflexão na superfície, na ruptura (mm) |
|--------|------------------------|-----|------------------------------------|--|-----------------------------|------------|-----------------------------------|-------------------------------|--------------------------------|---|
| | | | | | Total (kN) | Ponta (kN) | | | | |
| P-12 | 1 | ... | Areia medianamente compacta e seca | 14,60 | 13,79 | 10,45 | ... | 7,62 | 7,37 | 0,24 |
| P-13 | 1 | ... | | 15,20 | 22,07 | 17,98 | ... | 10,92 | 10,16 | 0,08 |
| P-14 | 1 | ... | | 15,00 | 16,06 | 12,37 | ... | 8,89 | 8,38 | 0,00 |
| P-41 | 4 | 2 | | 15,40 | 44,72 | 35,36 | ... | 13,21 | 11,94 | 0,48 |
| P-42 | 4 | 3 | | 15,10 | 23,78 | 12,66 | 16,49 | 10,49 | 9,91 | 1,40 |
| P-45 | 4 | 2 | | 14,70 | 18,22 | 8,52 | 10,42 | 8,89 | 8,64 | 0,38 |
| P-46 | 4 | 2 | | 15,20 | 22,87 | 16,20 | 5,07 | 8,89 | 8,38 | 0,43 |

Os gráficos com os resultados dos testes são apresentados nas **Erro! Fonte de referência não encontrada.** Linhas cheias mostram as cargas totais transmitidas ao grupo ou às estacas individuais. As linhas fortes tracejadas mostram

as cargas transferidas somente pela ponta. As linhas fracas tracejadas mostram as cargas transferidas pelo grupo, incluindo os blocos. Os pontos mostram as cargas últimas, quando chegam ao deslocamento máximo. Cargas últimas, definidas nas fases anteriores deste projeto como aquelas em que as velocidades de deslocamento atingem inicialmente o seu valor máximo, estão marcadas em todos os gráficos por pontos preenchidos.

2.4.1 Cargas últimas

Foram realizadas três provas de carga (P – 12, P – 13 e P – 14) em estacas isoladas, sem bloco de coroamento, variando a densidade relativa da areia. Nesses ensaios a densidade relativa era aproximadamente igual a 65%, com a compactidade medianamente compacta. No ensaio P – 12, a areia tem peso específico $\gamma = 14,83 \text{ kN/m}^3$ ($D_r = 53\%$), no ensaio P – 13, $\gamma = 15,20 \text{ kN/m}^3$ ($D_r = 63\%$) e no ensaio P – 14, $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ ($D_r = 58\%$) (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**). Foram realizadas seis provas de carga com grupo de 4 estacas, variando o espaçamento entre as estacas, a densidade relativa da areia e a influência do bloco de coroamento. Inicialmente será descrito o ensaio P – 41, onde o espaçamento é de duas vezes o diâmetro da estaca, que é de 10 cm. O espaçamento é considerado de eixo a eixo das estacas. Neste ensaio, a areia tem o peso específico $\gamma = 15,44 \text{ kN/m}^3$ ($D_r = 70\%$), e o bloco de coroamento não influencia a transferência de carga. Mais sobre a influência do bloco de coroamento será detalhado na seção 2.4.4. As 4 estacas foram dispostas em duas linhas e foram submetidas ao carregamento até a ruptura. Foi realizado, em seguida, o completo descarregamento. Os ensaios P – 45 e P – 46 diferem quanto à influência do bloco de coroamento, que influencia a transferência de carga, e os respectivos pesos específicos da areia no modelo, $\gamma = 14,74 \text{ kN/m}^3$ ($D_r = 51\%$) e $\gamma = 15,25 \text{ kN/m}^3$ ($D_r = 65\%$). A curva carga versus recalque é mostrada na Figura 29. O ensaio P – 42 foi realizado com o espaçamento de três diâmetros e teve influência do bloco de coroamento. A curva carga versus recalque é mostrada na Figura 29 - Diagrama carga-deslocamento, grupo de 4 estacas, P – 41, P – 45, P – 46 (a) (Vesic, 1969) (b) Adaptada.

. No ensaio P – 42, a areia tem peso específico $\gamma = 15,70 \text{ kN/m}^3$ ($D_r = 60\%$).

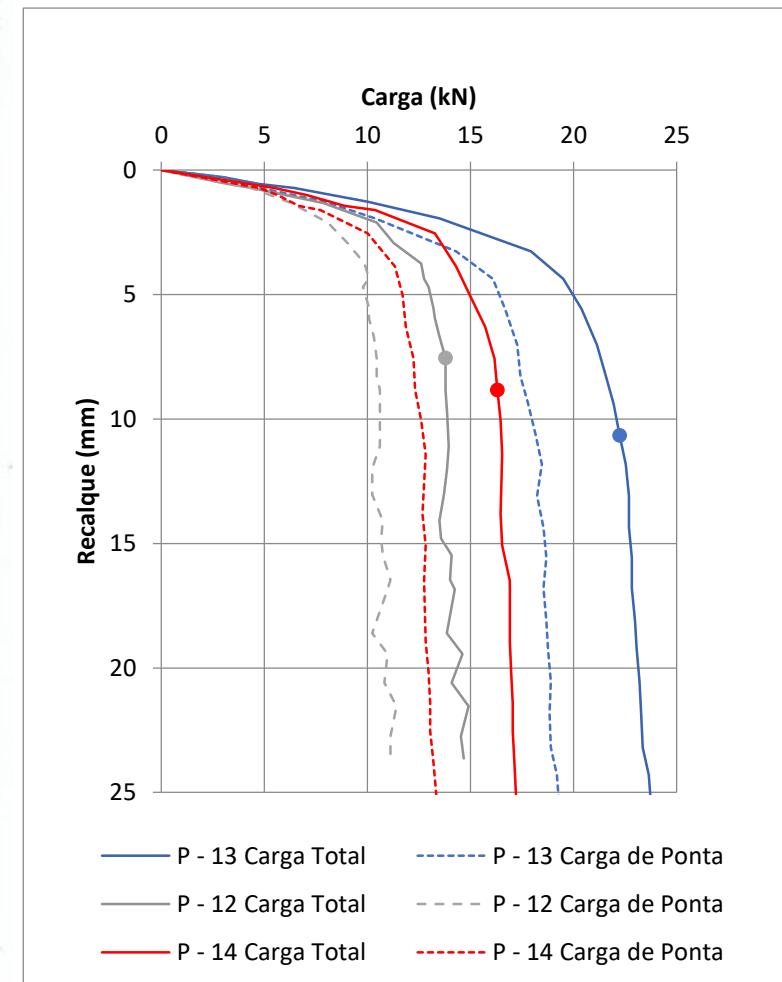
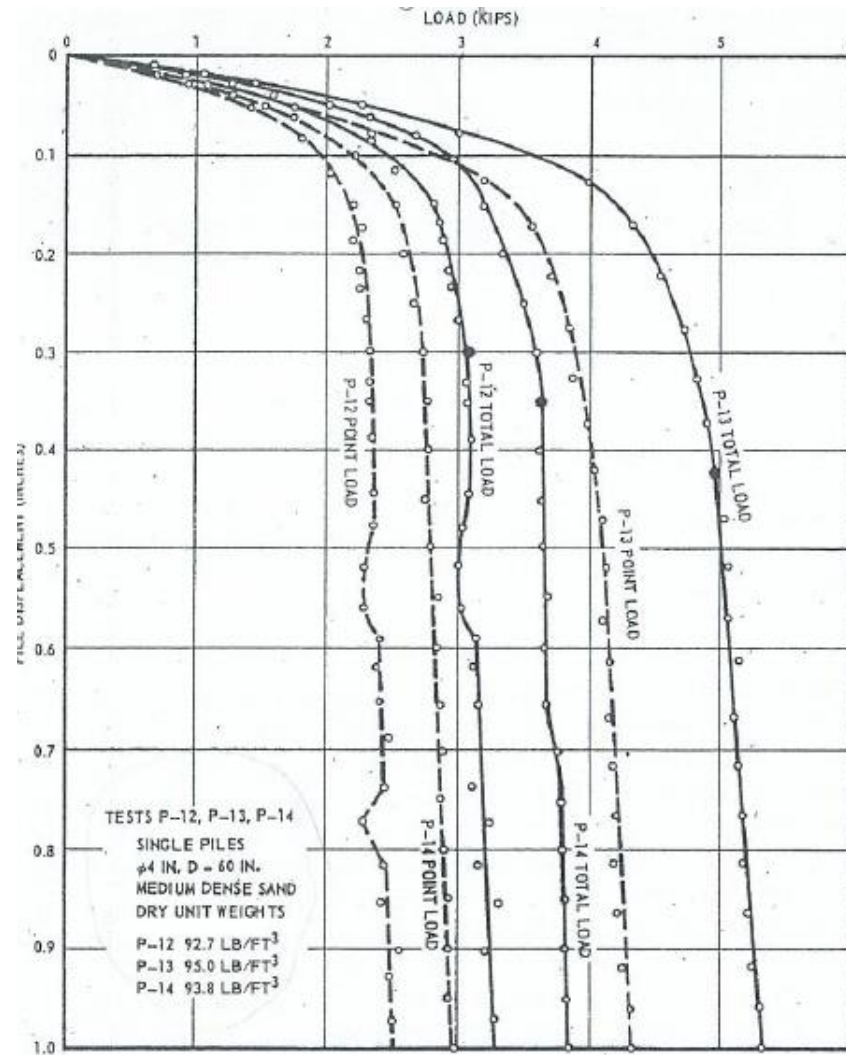
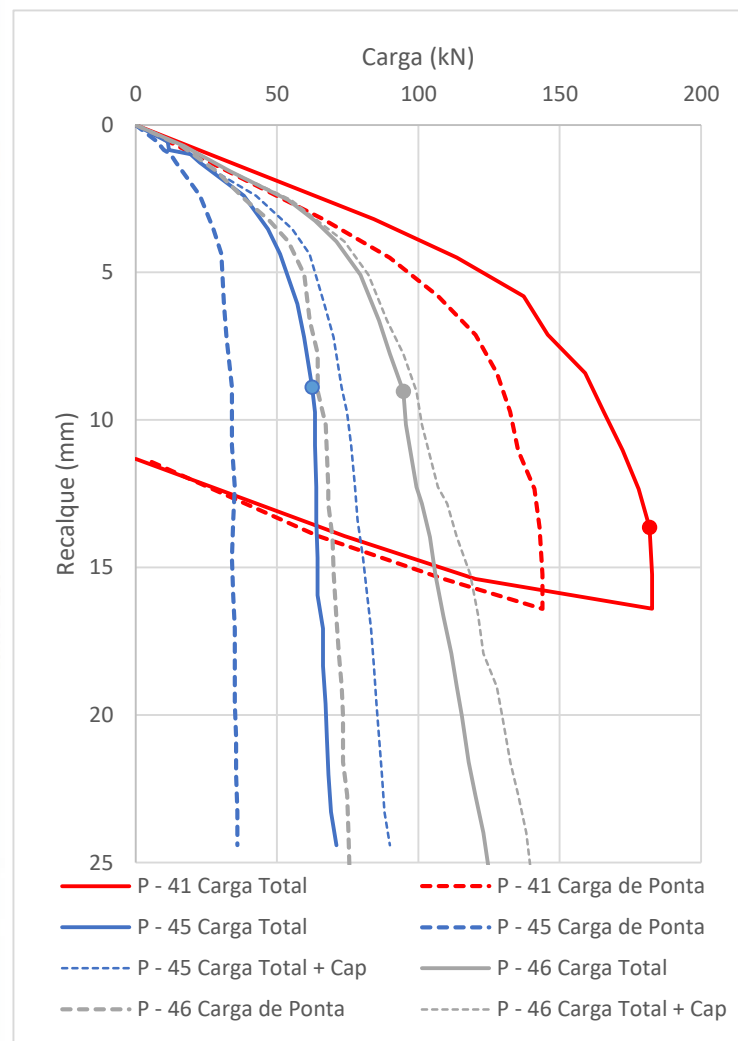
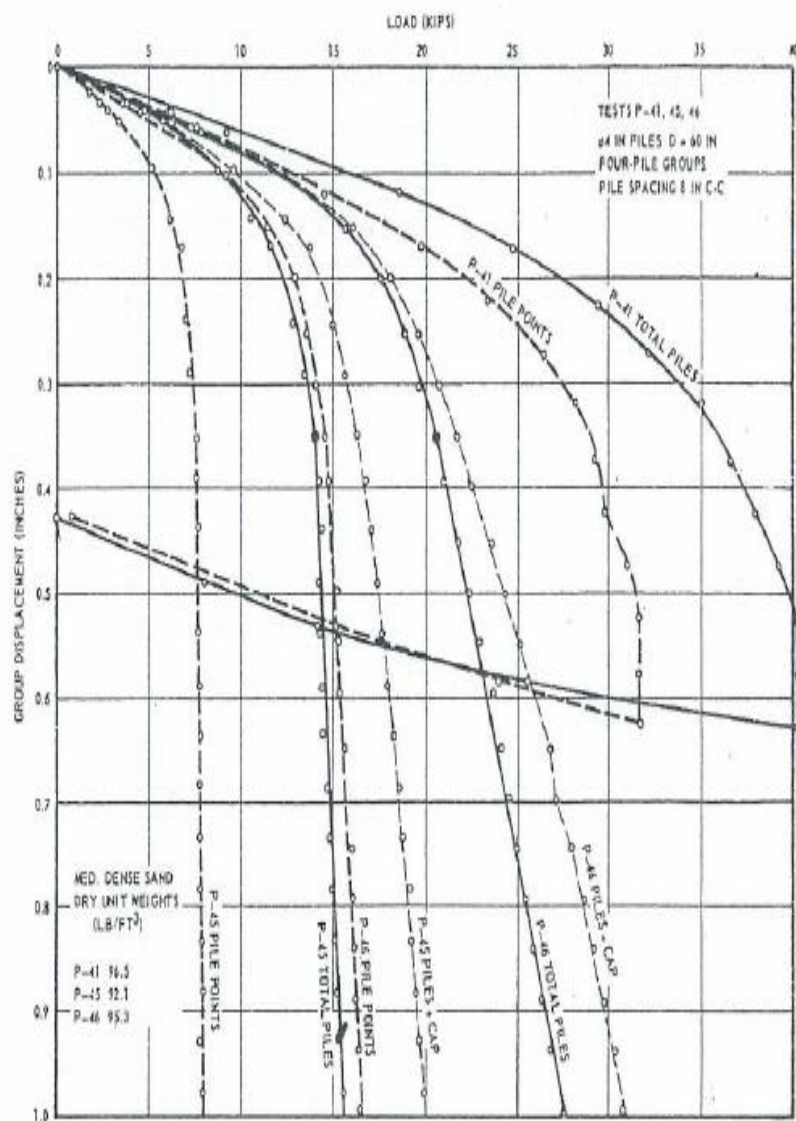


Figura 28- Diagrama carga-deslocamento, estaca isoladas, P – 12, P – 13, P – 14 (a) (Vesic, 1969) (b) Adaptada.



. Figura 29 - Diagrama carga-deslocamento, grupo de 4 estacas, P - 41, P - 45, P - 46 (a) (Vesic, 1969) (b) Adaptada.

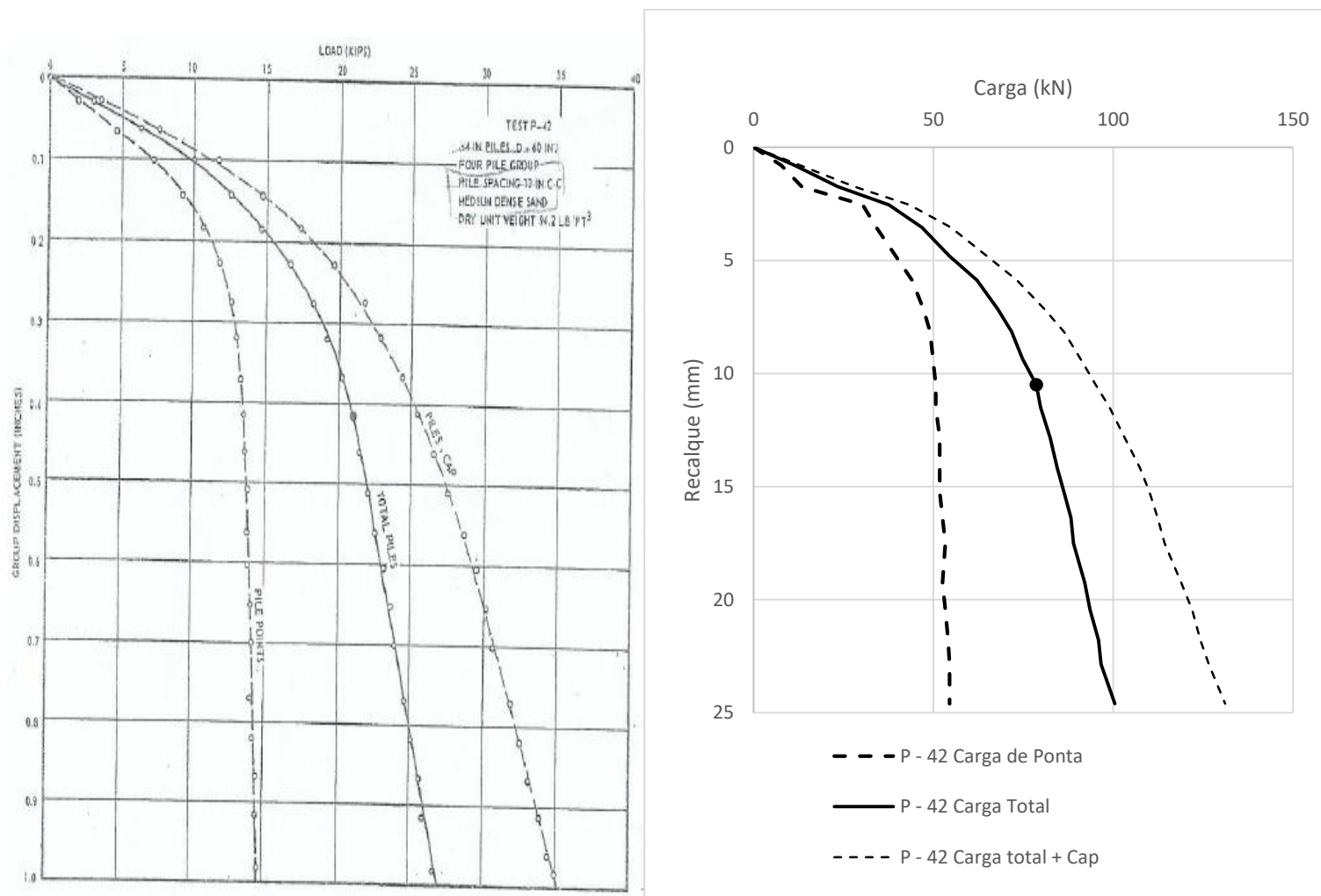


Figura 30 - Diagrama carga-deslocamento, grupo de 4 estacas, P - 42 (a) (Vesic, 1969) (b) Adaptada

2.4.2 Eficiência de Grupo

As cargas últimas dos grupos de estacas são comparadas com as de estacas individuais na . Como as densidades relativa da areia variaram de ensaio para ensaio, as curvas da foram usadas para encontrar cargas finais de estacas individuais, exatamente nas densidades desejadas, para comparação com os grupos. As eficiências foram então computadas para cargas de ponta e de atrito separadamente (Tabela 4, Coluna 13 e 14), bem como para a carga total nas estacas (Coluna 12) e dos grupos de estacas com bloco de coroamento (Coluna 15).

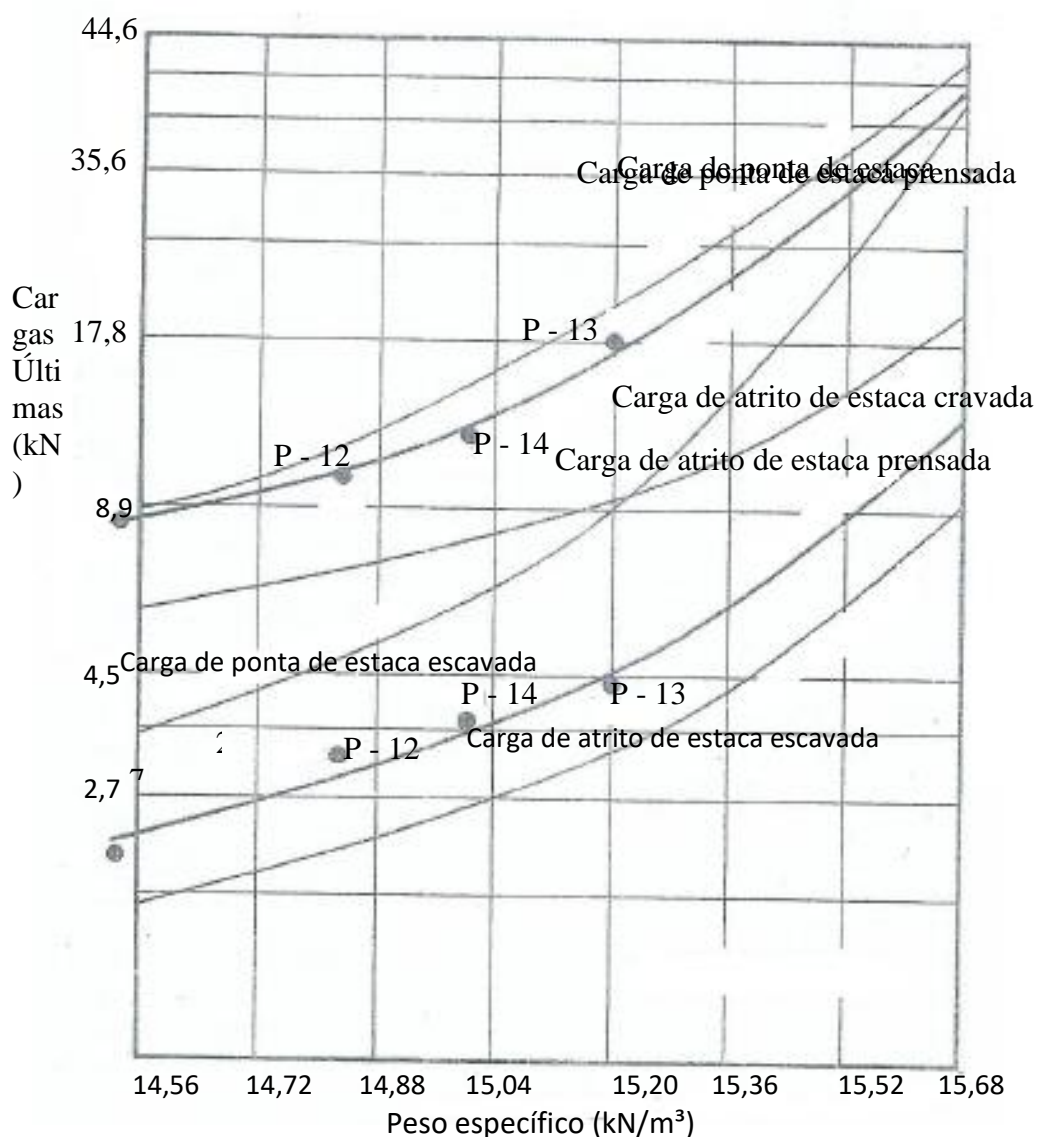


Figura 31 - Cargas últimas das estacas isoladas (Vesic, 1969, adaptada).

Na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** as eficiências de grupo encontradas são representadas graficamente em função de espaçamento entre estacas.

Vê-se na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** que a eficiência global de um grupo de quatro estaca com bloco de coroamento em uma areia homogênea e medianamente compacta aumenta com o aumento de espaçamento entre as estacas até um máximo de cerca de 1,7 a intervalos entre três a quatro diâmetros de estacas, tornando-se um pouco mais baixo para maiores espaçamentos. Uma parte considerável da capacidade de carga resulta dos blocos de coroamento. Se as cargas transmitidas pelos blocos de coroamento são deduzidas, a eficiência grupo cai para um máximo de cerca de 1,3.

As eficiências médias das cargas de ponta para todos os ensaios da série (P-4) é 1,01. Tendo em vista a gama de dispersão dos resultados dos ensaios individuais marcados na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** a 2 diâmetros de espaçamentos, Vesic considerou que, provavelmente não há significado na tendência aparente para a eficiência de carga de ponta ser inferior na estaca de maior espaçamento. Em contraste com isso, as eficiências de carga de atrito são muito maiores e mostram uma tendência definida de aumento com espaçamento entre as estacas de cerca de 1,8 a 2 diâmetros da estaca até um máximo de cerca de três a cinco diâmetro ou maior. Freitas (2010) já havia questionado esta interpretação de Vesic, pois se a eficiência de ponta foi mantida constante, na interpretação de Vesic, e a de atrito apresentou um comportamento sempre crescente com o espaçamento relativo, a eficiência da carga total não poderia apresentar uma tendência de valor máximo para depois decrescer.

Resultados muito semelhantes foram indicados por Vesic a partir de ensaios com grupos de 9 estacas. No entanto, estes ensaios para o grupo de 9 estacas foram realizados apenas para espaçamento relativos de até três diâmetros. A única diferença importante nesta série de ensaios parece estar na contribuição do bloco de coroamento, que foi relativamente menor, para os grupos de 9 estacas.

Os ensaios da Série Q em estacas com a ponta em areia densa subjacente à areia muito fofa indicaram eficiência muito próxima de 1.

Todos os resultados ilustrados por Vesic mostram de forma conclusiva e pioneira, na época, que o aumento da capacidade de carga de um grupo de estacas

em areia decorre, principalmente, do aumento das cargas de atrito. Já as cargas de ponta não seriam afetadas pela ação do grupo.

Tabela 4 – Eficiência dos grupos de estacas.

| Ensaio | n° de estacas no grupo | espaçamento, diâmetro | peso específico seco, kN/m³ | carga total por estaca | | carga de ponta | | Atrito Lateral | | contribuição do bloco por estaca, kN | Eficiências | | | |
|------------|------------------------|-----------------------|-----------------------------|------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|--------------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | | | | grupo, kN | por estaca, kN | grupo, kN | por estaca, kN | grupo, kN | por estaca, kN | | Total | Ponta | Atrito | com o bloco |
| Coluna (1) | Coluna (2) | Coluna (3) | Coluna (4) | Coluna (5) | Coluna (6) | Coluna (7) | Coluna (8) | Coluna (9) | Coluna (10) | Coluna (11) | Coluna (12) | Coluna (13) | Coluna (14) | Coluna (15) |
| P-41 | 4 | 2 | 15,44 | 44,72 | 34,71 | 35,33 | 27,72 | 9,35 | 6,99 | 0,00 | 1,29 | 1,27 | 1,34 | |
| P-45 | 4 | 2 | 14,74 | 15,66 | 12,19 | 8,41 | 9,52 | 7,21 | 2,67 | 2,49 | 1,28 | 0,88 | 2,70 | 1,48 |
| P-46 | 4 | 2 | 15,25 | 22,87 | 23,54 | 16,20 | 18,69 | 6,68 | 4,85 | 1,29 | 0,97 | 0,87 | 1,38 | 1,02 |
| P-42 | 4 | 3 | 15,07 | 23,41 | 17,62 | 14,91 | 13,80 | 8,50 | 3,83 | 6,05 | 1,33 | 1,08 | 2,22 | 1,67 |
| P-43 | 4 | 4 | 15,01 | 21,85 | 16,20 | 11,75 | 12,68 | 10,10 | 3,52 | 6,05 | 1,35 | 0,93 | 2,87 | 1,72 |
| P-44 | 4 | 6 | 15,09 | 23,27 | 18,07 | 11,44 | 14,15 | 11,84 | 3,92 | 4,81 | 1,29 | 0,81 | 3,02 | 1,55 |
| P-91 | 9 | 2 | 14,69 | 13,57 | 11,21 | 8,81 | 8,99 | 4,76 | 2,23 | 1,16 | 1,21 | 0,98 | 2,14 | 1,32 |
| P-93 | 9 | 2 | 15,23 | 26,88 | 23,01 | 19,98 | 18,25 | 6,90 | 4,76 | 0,31 | 1,17 | 1,10 | 1,45 | 1,18 |
| P-92 | 9 | 3 | 15,12 | 25,94 | 18,96 | 16,20 | 14,91 | 9,75 | 4,05 | 2,85 | 1,37 | 1,09 | 2,41 | 1,52 |

A autora da presente dissertação salienta que neste estudo experimental ocorre tanto o efeito de grupo como o efeito da execução, enquanto se procura, na análise numérica, separar a influência destes dois efeitos.

2.4.3 Equivalência do conceito de radier (píer concept)

As conclusões do parágrafo anterior, segundo Vesic, não dão suporte ao conceito de um grupo de estacas em areia poder ser analisado como "radier equivalente" definido pelo perímetro externo do grupo, não importando o espaçamento entre as estacas. A carga de ponta do grupo é aproximadamente igual à soma das cargas pontuais das estacas individuais, e a sua magnitude é significativamente diferente da capacidade de carga do radier equivalente.

No entanto, deve notar-se, que de acordo com os resultados dos ensaios reproduzidos neste capítulo, o conceito de radier equivalente parece ter algum mérito em relação às cargas mobilizadas por atrito. Isto pode ser visto a partir de alguns resultados na Tabela 5.

Tabela 5 - Comparação da carga de atrito nos grupos considerados como raders equivalentes.

| Ensaio | Peso específico médio, kN/m ³ | Nº de estacas no grupo | Espaçamento (em diâmetro) | Carga de atrito do grupo, kN | Área da carga de atrito, m ² | Resistência média de atrito, kPa |
|------------|--|------------------------|---------------------------|------------------------------|---|----------------------------------|
| Coluna (1) | Coluna (2) | Coluna (3) | Coluna (4) | Coluna (5) | Coluna (6) | Coluna (7) |
| P-41 | 15,136 | 4 | 2 | 30,97 | 1,72 | 17,93 |
| P-45 | | | | | | |
| P-46 | | | | | | |
| P-42 | 15,248 | 4 | 3 | 34,00 | 2,34 | 14,48 |
| P-43 | 15,072 | 4 | 4 | 40,41 | 2,96 | 13,65 |
| P-91 | 14,96 | 9 | 2 | 51,84 | 2,96 | 17,51 |
| P-93 | | | | | | |
| P-92 | 15,12 | 9 | 3 | 87,71 | 4,20 | 20,89 |
| P-12 | 15,008 | 1 | - | 38,09 | 0,49 | 7,86 |
| P-13 | | | | | | |
| P-14 | | | | | | |

Os dados apresentados na Coluna 7 desta tabela indicam que para espaçamento entre estacas de dois diâmetros, a resistência média por atrito de grupos de quatro e nove estacas, calculados ao longo do perímetro grupo, é aproximadamente igual (17,51 e 17,93 kPa). Este atrito unitário é muito superior à resistência de atrito unitária em estacas prensadas (7,86 kPa) e aproximadamente igual a estacas cravadas na mesma compacidade inicial.

2.4.4 Influência do bloco de coroamento

Como evidenciados a partir Coluna 8 da Tabela 4, os blocos de coroamento das estacas contribuíram significativamente para a capacidade de carga, particularmente no caso dos blocos menores, grupos de 4 estacas. Uma análise desta contribuição é feita na Tabela 6

Kishida (1965) sugeriu que a contribuição do bloco de coroamento para a capacidade de carga de um grupo de estacas resulta de uma ruptura generalizada no trecho externo ao perímetro do grupo de estacas. De acordo com esta mesma sugestão, Vesic considerou que, para estacas muito espaçadas, em que as estacas romperiam como estacas isoladas, a contribuição do bloco, à capacidade de carga do grupo, seria aplicada à sua área total de contato.

Uma análise rápida das cargas últimas dos blocos de coroamento dadas na Coluna 8 da Tabela 4 mostra que o conceito de contribuição do bloco ao redor da borda parece ser consistente. Por outro lado, as cargas finais do bloco obtidas para grupos com espaçamentos maiores, com a consideração da participação da área total de contato do bloco, estão em desacordo completo com os valores observados.

O fato interessante é que mesmo para estes grupos de estacas com elevado espaçamento entre eixos, o apoio da borda externa parece dar muito boas estimativas das cargas resistidas pelo bloco. Isto é particularmente evidenciado a partir dos dados analisados da Tabela 6.

Tabela 6 - Análise das contribuições dos blocos de coroamento.

| Número do Ensaio | Densidade média da areia antes do ensaio (kN/m ³) | Dimensões do bloco de coroamento (m) | Área efetiva de capacidade, (m ²) | Largura (m) | Carga última do bloco de coroamento (kN) | Carga última por unidade de superfície de borda $q_0=Q_c/Ar$ (Kpa) | Fator de capacidade de carga, N_γ | Fator de capacidade de carga correspondente a Densidade média da areia |
|------------------|---|--------------------------------------|---|-------------|--|--|--|--|
| Coluna (1) | Coluna (2) | Coluna (3) | Coluna (4) | Coluna (5) | Coluna (6) | Coluna (7) | Coluna (8) | Coluna (9) |
| P-42 | 15,07 | 0,51x0,51 | 0,09 | 0,05 | 24,15 | 259,93 | 339,49 | 330,00 |
| P-43 | 15,01 | 0,61x0,61 | 0,11 | 0,05 | 24,27 | 213,74 | 280,35 | 282,00 |
| P-44 | 15,09 | 0,81x0,81 | 0,15 | 0,05 | 19,11 | 123,42 | 161,02 | 343,00 |
| P-45 | 14,74 | 0,38x0,38 | 0,05 | 0,04 | 9,98 | 190,98 | 340,17 | 158,00 |
| P-46 | 15,25 | 0,38x0,38 | 0,05 | 0,04 | 5,08 | 97,22 | 167,34 | 532,00 |
| P-91 | 14,69 | 0,58x0,58 | 0,08 | 0,04 | 10,44 | 125,48 | 224,23 | 147,00 |
| P-92 | 15,12 | 0,79x0,79 | 0,11 | 0,04 | 25,67 | 224,77 | 390,18 | 373,00 |
| P-93 | 15,23 | 0,58x0,58 | 0,08 | 0,04 | 2,87 | 34,47 | 59,40 | 510,00 |

2.5 Conclusões dos ensaios de Vesic (1969)

Cabe destacar as principais conclusões de Vesic (1969):

1. As experiências com modelos de grande escala de grupos de estacas prensadas em areias medianamente compactas e compactas indicaram efeito de grupo desprezível na resistência de ponta. No entanto, um aumento significativo das cargas de atrito lateral foi observado. A contribuição do bloco foi observada como sendo representativa do trecho de seu bordo externo, trabalhando como uma fundação superficial.

2. A eficiência global do grupo, nas condições analisadas, aumenta até um máximo de cerca de 1,7, para espaçamentos relativos de três a quatro diâmetros, tornando-se um pouco mais baixa com o aumento do espaçamento entre as estacas. Uma parte considerável do aumento capacidade de carga resulta do bloco de coroamento. Se as cargas transmitidas pelos blocos são deduzidas, a eficiência grupo cai para um máximo de cerca de 1,3.

3. Vesic conclui não ser aconselhável, para dimensionamento de grupos de estacas, o emprego de eficiência maior que um, a menos que se tenha comprovação experimental através de ensaios em escala natural.

3. REVISÃO DO EFEITO DE INSTALAÇÃO ATRAVÉS DA PROPOSTA DE MELHORAMENTO DO SOLO DE ALVES (1998), CONFORME FREITAS (2010)

Neste item, será detalhada a sugestão de Freitas (2010), utilizando a proposta de melhoria de Alves (1998) e a sua aplicação a esta pesquisa.

3.1 Desenvolvimento do procedimento proposto por Freitas (2010) aplicado ao caso estudado nesta pesquisa

O desenvolvimento do procedimento de melhoria tem como base os parâmetros originais fornecidos por Vesic (1963 e 1969) para a areia utilizada nos ensaios descritos no capítulo anterior. Os ensaios disponíveis consistiram nos ensaios de granulometria e ensaios triaxiais.

3.1.1 Determinação das subáreas

O material arenoso inserido no cilindro onde foram realizados os ensaios, tiveram sua porosidade inicial determinada pelos ensaios de caracterização realizados e documentados no capítulo anterior. A instalação das estacas resulta no deslocamento do solo e mudanças na densidade do maciço arenoso, porém esta nova densidade não mais é uniforme em todo o cilindro, uma vez que Alves (1998) observou que a variação da porosidade decorrente do deslocamento ocorrido durante a instalação varia com a distância ao eixo da estaca.

Para a determinação das áreas discretizadas para o cálculo das porosidades após a instalação das estacas, seguiu-se o mesmo procedimento proposto por Freitas (2010): em torno de cada estaca instalada definiu-se uma área quadrangular de lado igual a duas vezes o diâmetro da estaca. Para alguns arranjos, algumas áreas se formaram de forma retangular, ou quadrados menores, conforme ilustrado a seguir.

A Figura 32, mostra o arranjo da estaca isolada, onde a circunferência externa tem raio de 1,275 m e representa a borda do tanque onde foram realizados os ensaios (Vesic, 1969). A circunferência interna, representa um ponto intermediário ($r = 0,9563 m$) entre a fronteira externa e a área quadrada central. Os quadrados internos ao quadrado central têm todos 0,20m de lado. As áreas compreendidas entre o cilindro externo e o cilindro interno, bem como este cilindro interno e o quadrado central são aproximadamente iguais.

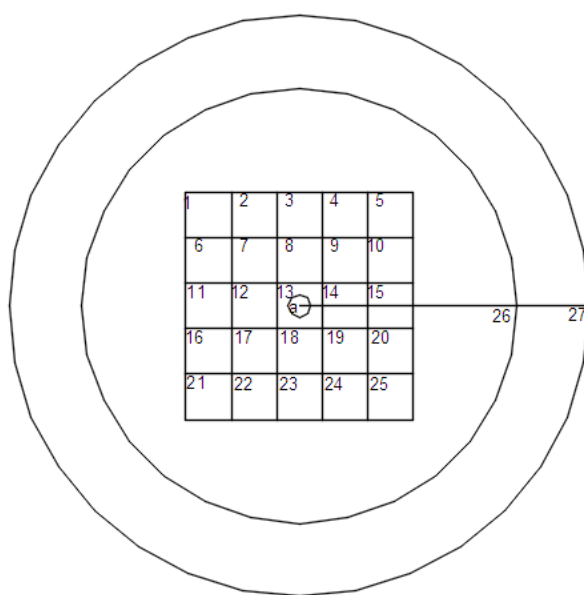


Figura 32 - Arranjo de discretização das áreas para estaca isolada nos ensaios.

A Figura 33, mostra o arranjo para o grupo de 4 estacas (ensaios P – 45) com espaçamento de 2 diâmetros ($s/d = 2$). A circunferência externa representa a borda do tanque utilizado por Vesic (1969) para a realização dos ensaios ($r = 1,275 m$) e a borda interna é o ponto médio entre o centro e a borda externa ($r = 0,6375m$). A circunferência do meio é intermediária ($r = 0,9563 m$) às duas circunferências anteriores. Os pontos 16, 20 e 22, estão situados a 45° em relação à horizontal.

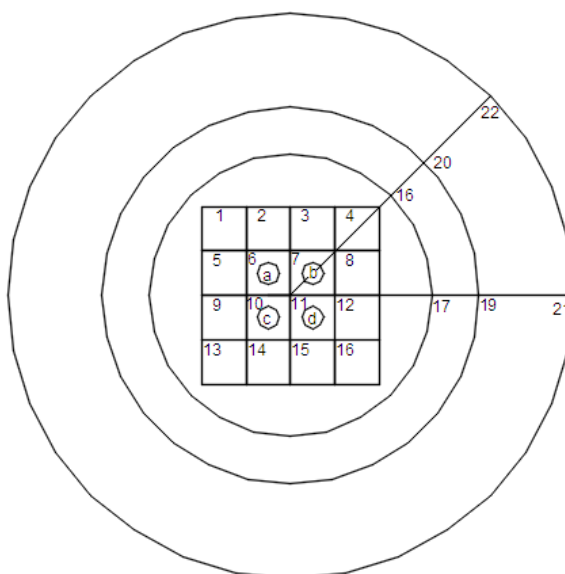


Figura 33 - Arranjo de discretização das áreas para grupo de 4 nos ensaios para espaçamento relativo de 2 (P - 45).

A Figura 34 ilustra o arranjo do ensaio P – 42, onde o espaçamento relativo é de 3 diâmetros ($s/d = 3$). As circunferências representam a borda e as demais, valores intermediários, conforme descrição anterior. Os pontos 26 e 28 estão situados a 45° em relação à horizontal e possuem a mesma distância relativa. Os pontos 26 e 27 também possuem a mesma distância relativa. Neste arranjo se formou um quadrado de lado $0,1m$ (área 13), e retângulos de base e altura de $0,20m \times 0,1m$ (áreas 8, 12, 14, 18, 3, 23, 11, e 15).

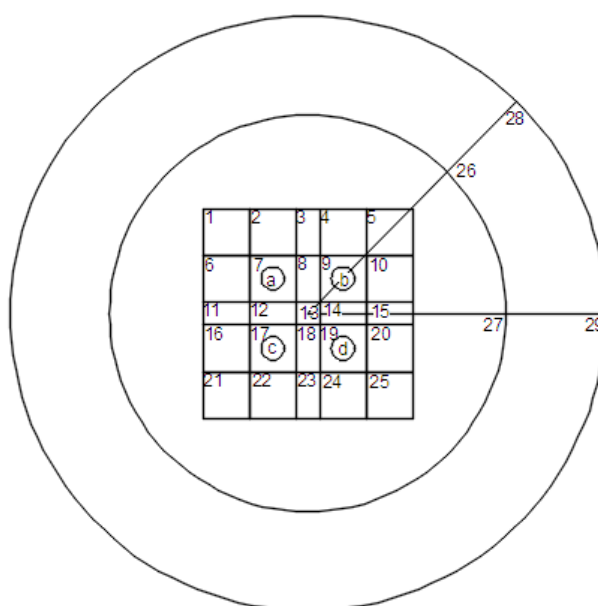


Figura 34 - Arranjo de discretização das áreas para grupo de 4 estaca no ensaio P - 42.

3.1.2 Redução da porosidade após instalação das estacas

Uma vez estabelecido os arranjos, foram determinadas as distâncias (r_{ij}) entre o eixo da estaca ao centro das áreas. Para isso, foi utilizado o programa computacional AutoCad, onde os arranjos foram desenhados em escala. Para a determinação da distância entre o eixo da estaca à área a qual ela pertence, foi considerada a metade da distância entre a borda da estaca e a borda da área, conforme **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

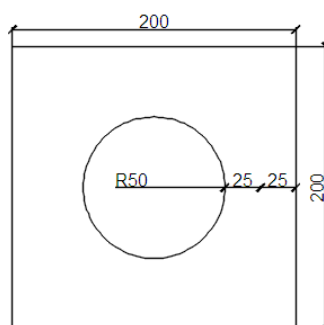


Figura 35 – Detalhe do arranjo mostrando a distância entre o eixo da estaca à área a qual esta pertence (medidas em mm).

Para cada ensaio é dado o peso específico inicial da areia em (Vesic, 1969) e em Vesic (1963) são indicados os valores máximos e mínimos da porosidade. Em seguida, usando a equação 3.1, foi calculada a variação da porosidade causada por cada estaca em cada subárea. A variação final da porosidade em cada área é a soma da variação causada por cada uma das estacas, equação 3.2.

$$\Delta n = \frac{1}{8} \cdot n_0 \cdot e^{\left(-\frac{1}{2} \frac{r^2 \cdot n_0^2}{d^2}\right)} \quad 34$$

$$\Delta n = \sum_{i=1}^n n_i \quad 35$$

Depois de determinar a variação de porosidade de cada área, se calculou a porosidade final n_f em cada área e se verificou se esta porosidade final estaria compreendida entre os valores extremos do depósito de areia, Tabela 2. Fisicamente, a porosidade final não pode ser menor que a porosidade mínima daquele solo. Quando matematicamente isso ocorreu, foi adotado como porosidade o valor mínimo. Acredita-se que as variações ocorridas nos deslocamentos da superfície horizontal do maciço arenoso, no tanque de ensaio, tenham sido em razão de deslocamentos verticais, pela incapacidade de redução da porosidade, lateralmente, para valores inferiores a seu valor mínimo.

Com base nas equações 3.4 e 3.5, foram calculados, respectivamente, o índice de vazios final e_f a densidade final D_{rf} . Com a equação 3.6 calculou-se o o peso específico seco final γ_{df} .

$$n_f = \frac{e_f}{1+e_f} \quad 36$$

$$D_{rf} = \frac{e_{\max} - e_f}{e_{\max} - e_{\min}} \quad 37$$

$$\gamma_{df} = \frac{G \cdot \gamma_w}{1+e_f} \quad 38$$

onde e_f é o índice de vazios final e o peso específico da água é $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

A partir da equação 2.1 anterior, de (Vesic, 1963), calculou-se o ângulo de atrito. Através da equação 3.7, conhecida como fórmula de Jaki, foi calculado o coeficiente de empuxo no repouso k_0 .

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\varphi) \quad 39$$

Após calculados os novos parâmetros devido a melhoria sofrida pela areia, em cada área analisada, foi possível agrupá-las, uma vez que em muitas áreas contíguas os parâmetros permaneceram praticamente iguais. Esta é uma indicação de que algumas áreas distintas sofrem basicamente o mesmo melhoramento. Isso

se deu, principalmente, devido à simetria dos arranjos. Também foi possível observar áreas em que praticamente não houve melhoramento. O arranjo final das estacas isoladas pode ser visto na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** O arranjo do grupo de 4 estacas (ensaios P – 41, P – 45 e P – 46) com espaçamento de 2 diâmetros pode ser visto na Figura 37.

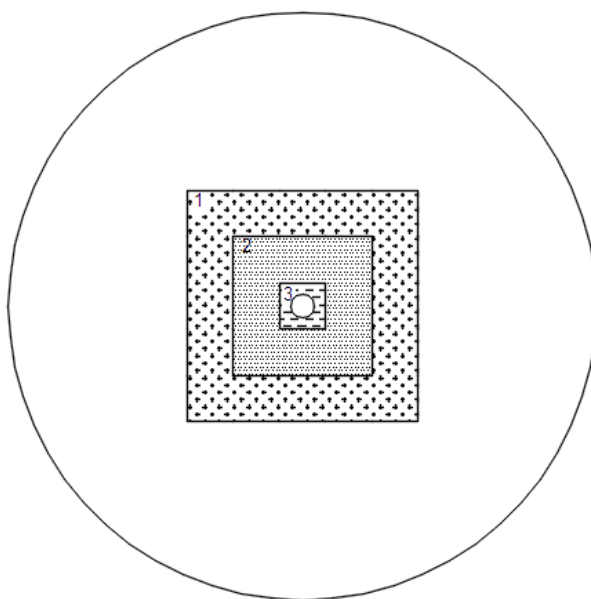


Figura 36 - Arranjo para estaca isolada.

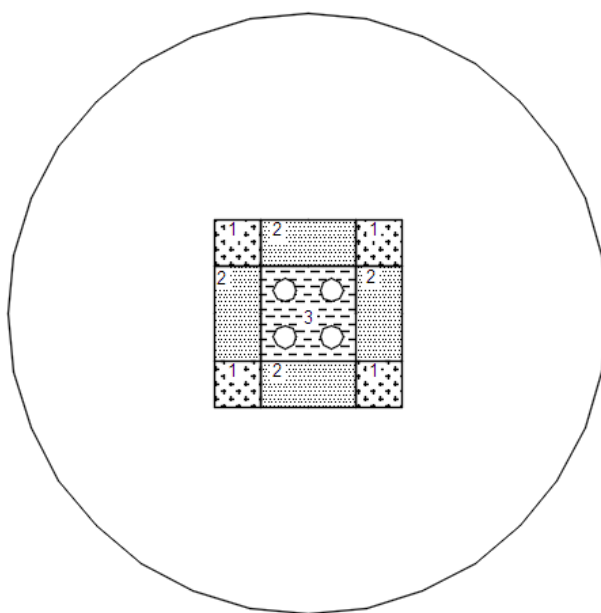


Figura 37 - Arranjo de grupo de 4 estacas com espaçamento de 2 diâmetros (P – 45).

O arranjo do grupo de 4 estacas (ensaios P – 42) com espaçamento de 3 diâmetros pode ser vistos na Figura 38.

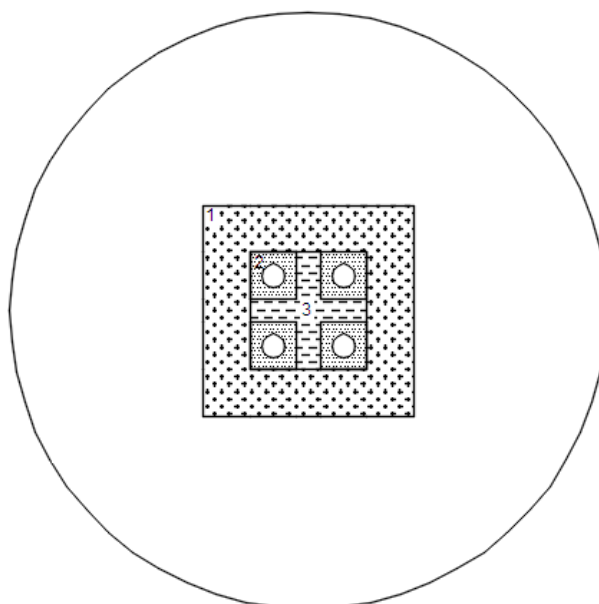


Figura 38 - Arranjo de grupo de 4 estacas com espaçamento de 3 diâmetros (P – 42).

3.1.3 Parâmetros obtidos

Com a metodologia descrita, foi possível calcular e estimar todos os parâmetros necessários à modelagem, que será descrita a partir do capítulo 4. Nos itens a seguir, serão mostrados os valores obtidos para os parâmetros citados.

3.1.3.1 Resultados obtidos para ensaios com a estaca isolada

Neste item é apresentado um resumo (Tabela 7) com todos os parâmetros do solo após a melhoria, para a estaca isolada e para os grupos de 4 estacas.

Tabela 7 – Resumo dos parâmetros para os ensaios P -12, P – 45 e P – 42.

| Ensaio | s/d | Regiões | Áreas | nf | ef | Dr | Y (kN/m ³) | φ | k0 | | |
|-----------------|-----------|-----------------|--------------------------|---------------|------------------------|------|---------------------------|-------|-------|------|------|
| P - 12 | - | Sem Melhoria | 27 | 0,45 | 0,82 | 0,58 | 14,57 | 40 | 0,36 | | |
| | | | 26 | 0,45 | 0,82 | 0,58 | 14,57 | 40 | 0,36 | | |
| | | Melhoria 1 | 1/5/21/25 | 0,45 | 0,82 | 0,59 | 14,6 | 40 | 0,36 | | |
| | | | 2/4/6/10/16 /20/22/24 | 0,45 | 0,81 | 0,6 | 14,66 | 40 | 0,36 | | |
| | | | 3/11/15/23 | | | | | | | | |
| | | Melhoria 2 | 7/9/17/19 | 0,44 | 0,78 | 0,66 | 14,87 | 41 | 0,34 | | |
| | | | 8/12/14/23 | 0,43 | 0,76 | 0,69 | 15,02 | 42 | 0,34 | | |
| | | Melhoria 3 | 13 | 0,43 | 0,74 | 0,74 | 15,2 | 42 | 0,32 | | |
| P - 42 | 3 | Melhoria 1 | 1/5/21/25 | 0,43 | 0,74 | 0,73 | 15,19 | 42 | 0,33 | | |
| | | | 2/4/6/10/16 /20/22/24 | 0,43 | 0,74 | 0,74 | 15,24 | 43 | 0,32 | | |
| | | | 3/11/15/23 | | | | | | | | |
| | | | Melhoria 2 | 7/9/17/19 | 0,42 | 0,73 | 0,76 | 15,29 | 43 | 0,32 | |
| | | Melhoria 3 | 8/12/14/18 | 0,43 | 0,75 | 0,73 | 15,17 | 42 | 0,33 | | |
| | | | 13 | 0,43 | 0,76 | 0,71 | 15,08 | 42 | 0,33 | | |
| | | Sem Melhoria | 26 | 0,44 | 0,8 | 0,63 | 14,75 | 40 | 0,35 | | |
| | | | 27 | 0,45 | 0,81 | 0,6 | 14,67 | 40 | 0,36 | | |
| | | | 28 | 0,45 | 0,81 | 0,6 | 14,64 | 40 | 0,36 | | |
| | | | 29 | 0,45 | 0,81 | 0,6 | 14,64 | 40 | 0,36 | | |
| | | P - 45 | 2 | Melhoria 1 | 1/4/13/16 | 0,44 | 0,79 | 0,63 | 14,78 | 41 | 0,35 |
| | | | | Melhoria 2 | 2/3/5/8/9 /12/14/15 | 0,42 | 0,74 | 0,75 | 15,26 | 43 | 0,32 |
| Melhoria 3 | 6/7/10/11 | | | 0,39 | 0,64 | 0,95 | 16,17 | 44 | 0,31 | | |
| Sem Melhoria | 17 | | | 0,46 | 0,85 | 0,51 | 14,29 | 39 | 0,38 | | |
| | 18 | | | 0,46 | 0,85 | 0,51 | 14,29 | 39 | 0,38 | | |
| | 19 | | | 0,46 | 0,85 | 0,52 | 14,35 | 39 | 0,37 | | |
| | 20 | | | 0,46 | 0,85 | 0,52 | 14,35 | 39 | 0,37 | | |
| | 21 | 0,46 | 0,86 | 0,51 | 14,29 | 38 | 0,38 | | | | |
| 22 | 0,46 | 0,86 | 0,51 | 14,29 | 38 | 0,38 | | | | | |

Cabe destacar que a melhoria é mais intensa quando há maior número de estacas e um menor espaçamento. De fato, como o tanque é o mesmo, a tendência

é que maiores deslocamentos, devidos à instalação, irão ocorrer na situação onde há maior número de estacas e, para um mesmo número de estacas, para o menor espaçamento. Cabe ressaltar que esta tendência é observada até que se atinja o índice de vazios mínimo, limite fisicamente possível, pois a partir deste nível o deslocamento adicional deverá provocar o levantamento da superfície do solo.

O ângulo de dilatância Ψ' foi calculado usando a relação $\Psi' = \varphi' - 30^\circ$ 40.

3.2 Determinação dos demais parâmetros do solo – Módulo de Elasticidade

Nos casos de areias, na falta de ensaios específicos, se costuma estimar o módulo de elasticidade, na prática, através de correlações baseadas no N_{spt} .

Nesta dissertação a abordagem será diferente, uma vez que em seu extenso programa de ensaios, Vesic (1963) realizou um grande número de ensaios a fim de se obter parâmetros da areia utilizada. Com base neste banco de dados (Vesic, 1963), procurou-se estabelecer, nesta dissertação, estimativas de módulos de elasticidade através dos próprios dados experimentais. Vesic (1963) realizou ensaios triaxiais, em aproximadamente 50 corpos de prova, variando as tensões confinantes e os índices de vazios. Foi fornecida a tensão desviadora, a deformação na ruptura e a tensão desviadora normalizada. Com isso, foi possível estimar o módulo de elasticidade.

Será descrito a seguir como foi estimado o módulo de elasticidade. Inicialmente, foi analisada a correlação proposta por Vesic (1975):

$$E = E_1 \sqrt{\frac{\sigma}{\sigma_1}} \quad 41$$

Manipulando a Equação 3.3, temos:

$$E = E_1 \left(\frac{\sigma}{\sigma_1}\right)^{\frac{1}{2}} \quad 42$$

Onde: $E_1 = 39166,4$ kPa para $\sigma_1 = 107,6$ kPa Vesic,(1975).

Pode-se escrever a mesma equação na escala logarítmica:

$$\log E = \log E_1 + \frac{1}{2} \log \frac{\sigma}{\sigma_1} \quad 43$$

Seja agora o valor de E_1 correspondente a $\sigma_1 = 1 \text{ kPa}$ e $E = 39166,4$ para $\sigma = 107,6 \text{ kPa}$, mesmos valores estabelecidos por Vesic (1975).

$$\log 39166,4 = \log E_1 + 0,5 \log \left(\frac{107,6}{1} \right) \quad 44$$

$$4,59 = \log E_1 + 1,016 \quad 45$$

$$\log E_1 = 3,574 \rightarrow E_1 = 3749,73 \text{ kPa}$$

Ou seja, se a referência de Vesic (1975) fosse $\sigma_1 = 1 \text{ kPa}$, $E_1 = 3749,73 \text{ kPa}$.

Retomando a equação 3.6, pode-se escrever:

$$y = 0,5x + 3,574 \quad 46$$

Se $\sigma_1 = 1 \text{ kPa}$,

$$\log E = \log E_1 + 0,5 \log \sigma \quad 47$$

Fazendo um ajuste linear com todos os pares de valores ($\log \sigma_3, \log E$) dos ensaios realizados por (Vesic 1963), chega-se a:

$$y = 0,4509x + 3,2282 \quad 48$$

$$\log E = 0,4509 \log \sigma_3 + 3,2282$$

49

Comparando as equações (3.8) e (3.11), percebe-se que elas são muito parecidas, e que o ajuste exponencial é um bom ajuste para se estimar o módulo de elasticidade.

A partir destes resultados, analisados de forma global, a autora procurou estabelecer outras correlações, incluindo o índice de vazios, na expectativa de obter diferentes correlações para diferentes compacidades.

Através de cada um dos ensaios triaxiais realizados (Vesic, 1963), a autora procedeu a uma estimativa o módulo de elasticidade, calculado através da Lei de Hooke.

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

50

Onde: σ é tensão desviadora e ε é a deformação axial.

Com isso foram plotados, por faixa de tensão confinante, as curvas $\log E \times e$, e estabelecido um ajuste linear, para cada curva obtida, objetivando-se calcular os módulos de elasticidade para a faixa de índice de vazios da areia em estudo ($e = 0,61$ até $e = 1,1$). A Figura 39 mostra que, para uma mesma tensão confinante, o módulo de elasticidade varia conforme a compacidade da areia. A partir destes ajustes lineares, se calculou os módulos de elasticidade para todos os valores de índice de vazios, admitido para a areia, para cada tensão confinante. Também foi feito um ajuste mostrando que, para um mesmo índice de vazios, o módulo de elasticidade variava conforme a tensão confinante. Como a autora dispunha dos valores de índice de vazios e iria estimar as tensões confinantes, o estudo foi feito baseada na primeira situação descrita.

Uma vez definida essas relações, foi calculado para cada índice de vazios ($e = 0,61$ até $e = 1,1$) e para cada tensão confinante uma relação que desse o módulo de elasticidade em função do índice de vazios e da tensão confinante.

A Figura 40 ilustra os resultados da análise estatística desenvolvida pela autora para a areia do Rio Chattahooche (Vesic, 1963). Considerou-se como muito

compacta a densidade relativa entre 1 e 0,75; compacta entre (0,75 – 0,50); medianamente compacta entre (0,50 – 0,25) e fofo a faixa de densidade relativa compreendida entre (0,25 – 0).

A estimativa da tensão confinante para que se obtivesse os módulos de Elasticidade, nas análises numéricas, foi estimado a partir da tensão octaédrica σ'_{oct} , considerando:

$$\sigma'_v = \sigma'_{v0} + \frac{1}{2} \Delta \sigma'_v \quad 52$$

$$\sigma'_{oct} = (\sigma'_v + 2 \times \sigma'_h) \div 3 \quad 53$$

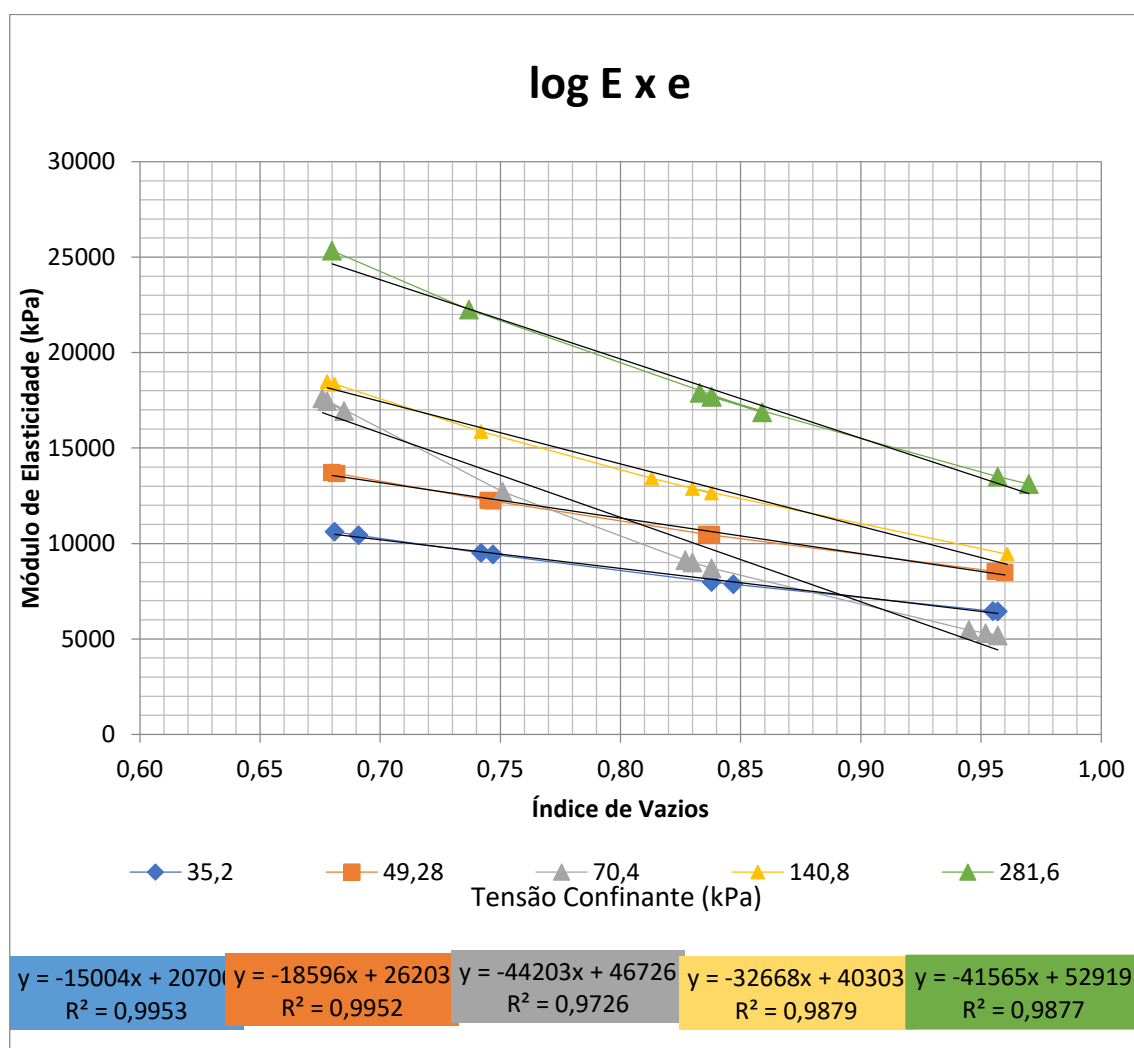


Figura 39 - Relação entre módulo de elasticidade, índice de vazios e tensão confinante (em kPa), para areia do Rio Chattahoochee

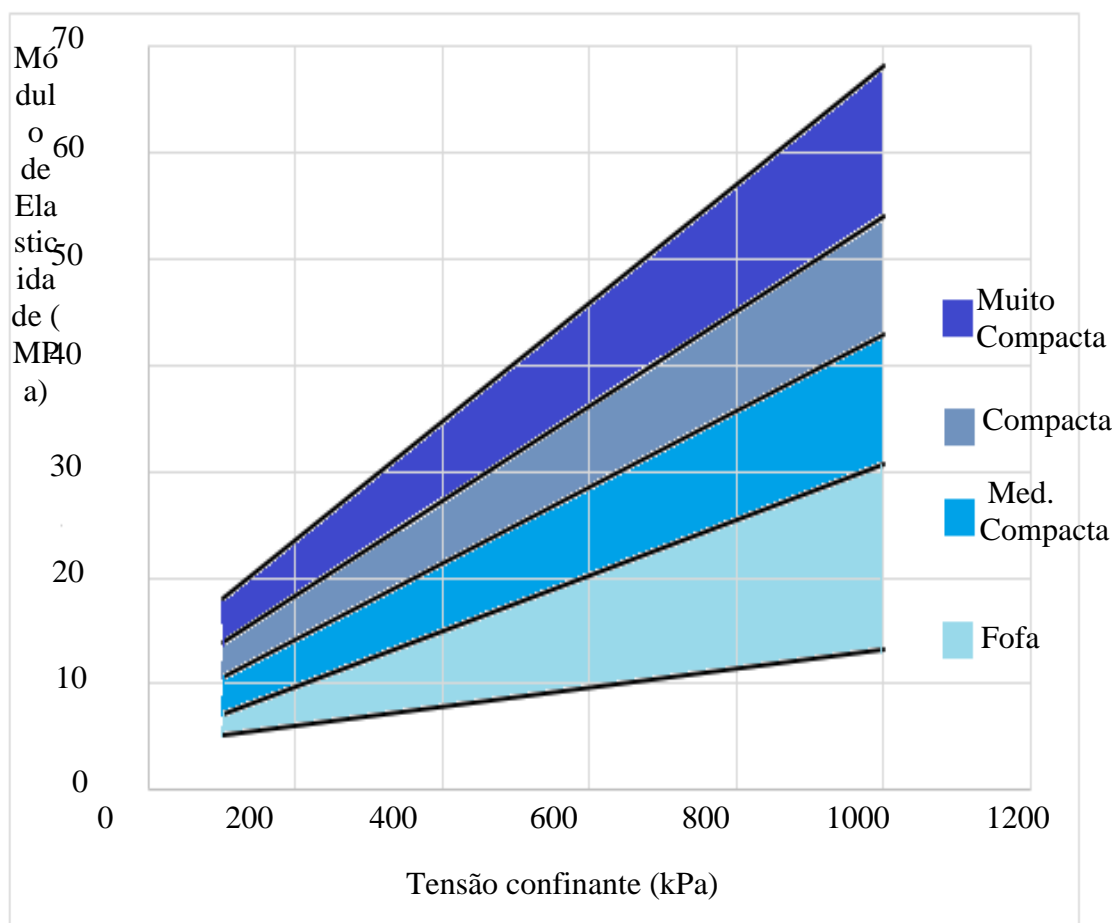


Figura 40 - Ábaco para estimativa do Módulo de Elasticidade, areia Chattahooche (Vesic, 1963).

O acréscimo de tensões verticais, em relação à tensão vertical geostática, foi calculado para tensões da ordem da metade da tensão de ruptura medida em cada um dos ensaios realizados experimentalmente. Ou seja, σ'_{v0} é a tensão vertical inicial, $\Delta\sigma'_v$ é a tensão vertical, no topo da estaca, que será transmitida através da estaca ao maciço, gerada pela carga de ruptura, e σ'_h é a tensão horizontal efetiva, calculada com o valor estimado anteriormente para k_0 e, σ'_{v0} . Embora do ponto de vista conceitual este acréscimo de tensão vertical não pudesse ser transferido à tensão horizontal através do coeficiente de repouso, válido apenas para condições geostáticas, este procedimento foi feito, apenas em caráter aproximado.

4. MODELAGEM NUMÉRICA

Este capítulo trata da descrição das principais características do programa computacional Plaxis 3D utilizado nesta dissertação. Serão apresentados os elementos utilizados na modelagem numérica, como por exemplo as estacas, os elementos de placa e interfaces. Os modelos constitutivos também serão apresentados neste capítulo.

Serão apresentadas, ainda, as etapas utilizadas nesta pesquisa para modelagem computacional dos ensaios realizados por Vesic (1969).

4.1 Ferramenta Computacional – Plaxis

4.1.1 Generalidades

O programa Plaxis 3D é um programa de elementos finitos tridimensional que possibilita a análise de deformação, de estabilidade e de fluxo em vários tipos de aplicações geotécnicas.

O programa usa uma interface gráfica que permite ao usuário gerar, rapidamente, um modelo geométrico e uma malha de elementos finitos. Esta interface é composta por dois subprogramas designados “input” e output”. O subprograma “Input” é um pré-processador usado para definir a geometria, gerar a malha de elementos finitos e definir as etapas de cálculo. Já o subprograma “Output” é um pós-processador que permite a visualização dos resultados das etapas de cálculo.

Os resultados obtidos nas análises podem ser observados com base em vistas tridimensionais do modelo ou por meio de seções transversais específicas. É possível, também, a obtenção de curvas (“curves”) e tabelas contendo dados das várias informações necessárias à interpretação de cada caso estudado.

4.1.2 Principais características do Plaxis

4.1.2.1 Desenvolvimento do modelo geométrico no Plaxis

A geometria do modelo deve ser previamente definida, visto que assim que um novo projeto é iniciado, no Plaxis 3D, são solicitadas as dimensões necessárias no plano horizontal, direções x e y, onde será modelada a geometria do caso a ser estudado. Em seguida, são determinadas as condições de contorno na vertical, direção z, através de sondagens, que no programa PLAXIS 3D são definidas como “boreholes”.

Estes elementos designados “boreholes”, inseridos no modelo geométrico tridimensional, permitem a obtenção do perfil geotécnico do subsolo, ou seja, a estratigrafia local através da definição dos diversos tipos de solos e respectivas profundidades de ocorrência, bem como da posição do nível d’água. É possível, também, a definição da distribuição de poro pressões e das propriedades dos materiais que compõem cada camada, de acordo com o modelo constitutivo adotado. Múltiplas sondagens podem ser utilizadas para definir a estratigrafia do terreno e a topografia do nível do terreno. Durante a geração da malha de elementos finitos tridimensionais, a posição das camadas de solos é interpolada entre as sondagens.

O programa Plaxis 3D permite a utilização de banco de dados no formato GEF (CUR, 2004) obtidos a partir de ensaios de cone para definição da estratigrafia.

A Figura 41 apresenta uma sondagem (borehole), com as distintas camadas de solos (solo 1 e 2), a posição do nível d’água (NA) e o perfil de poro-pressões hidrostáticas obtidas a partir do NA considerado.

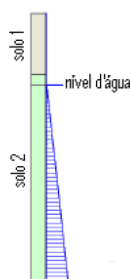


Figura 41 - Exemplo de sondagem – Plaxis 3D Foundation (Freitas, 2010).

4.1.2.2 Elementos estruturais

O Plaxis 3D permite a utilização de uma série de elementos estruturais. A partir da geometria existente no modelo, se utiliza o ícone correspondente ao tipo de estrutura que se deseja criar. Exemplos de estruturas disponibilizadas no programa Plaxis 3D são: tirantes (Fixed-end anchors), vigas (Beams), geossintéticos, placas (Plates), elementos de interface e Estacas (embedded piles).

Para que sejam atribuídos os parâmetros necessários a cada elemento, seleciona-se no menu do programa a opção “set material”, em seguida são definidas todas as características necessárias. As estruturas podem ser ativadas, desativadas ou ter as características modificadas nas fases de cálculo, sem que haja necessidade de alteração na malha de elementos finitos gerada.

Nos itens a seguir serão descritos, de forma breve, os elementos estruturais utilizados na presente pesquisa.

4.1.2.2.1 Estacas (Embedded piles)

O elemento designado “embedded pile”, composto de elementos de viga (beam), é utilizado para modelar estacas em qualquer direção na massa de solo. A interação estaca-solo pode envolver resistência por atrito, bem como resistência de ponta. Embora este tipo de estaca (embedded pile) não ocupe volume na área modelada, é assumido que em uma região específica em torno da mesma (zona elástica) o comportamento plástico do solo é desconsiderado. O tamanho desta região é baseado no diâmetro real da estaca. Isso faz com que a estaca (embedded pile) tenda a simular o comportamento de uma estaca com volume. No entanto, os efeitos de instalação da estaca não são levados em consideração e a interação estaca-solo é modelada no eixo da estaca e não no entorno do fuste.

A conexão do topo da estaca com os demais elementos do modelo pode ser definida de três formas, conforme o manual referencial do Plaxis 3D:

i) “Free” – o topo da estaca não é diretamente acoplado ao material em que está localizado, portanto não há restrição ao deslocamento no topo. Há interação nos elementos de interface;

ii) “Hinged” – o deslocamento no topo da estaca está diretamente acoplado ao deslocamento do material no qual o topo da estaca está localizado, o que significa que ambos terão os mesmos deslocamentos. O momento é nulo no topo (rotação livre);

iii) “Rigid” – o deslocamento e rotação no topo da estaca estão acoplados ao deslocamento e rotação do material em que está inserida. Esta condição de contorno deve ser utilizada quando o topo da estaca coincidir com elementos estruturais (“floors”, “walls” ou “beams”).

4.1.2.2 Elementos de placa (Plate)

As placas são objetos estruturais usados para modelar estruturas tridimensionais que possuam uma das dimensões bem inferior às demais, tendo, portanto rigidez à flexão significativa.

Na malha de elementos finitos, as placas são compostas de elementos triangulares de 6 nós com seis graus de liberdade por nó: três graus translacionais e três rotacionais.

O comportamento do elemento de placa é baseado na teoria descrita por Mindlin, de acordo com Bathe (1982). Esta teoria permite prever a deformação da placa devida aos esforços cisalhantes ou a momentos fletores. Além disso, pode-se prever a variação de seu comprimento pela aplicação de força axial.

Quando um elemento de placa é conectado a outro elemento estrutural, como por exemplo outra placa ou viga, eles compartilham todos os graus de liberdade existentes no nó que os conecta, o que implica numa conexão rígida. Quando uma placa se estende para as demais regiões do modelo, as condições de contorno (graus de liberdade de rotação) são aplicadas automaticamente.

4.1.2.2.3 Elementos de interface

No caso de interfaces solo-estrutura, para evitar descontinuidades na distribuição de tensões e de deformações, já que são regiões de mudança abrupta das condições de contorno, o programa disponibiliza um elemento específico (elemento de interface), regido pelo modelo elastoplástico.

Os elementos de interface permitem a representação da ocorrência de deslocamentos relativos entre o solo e a estrutura. Já o critério de Coulomb diferencia o comportamento elástico, em que pequenos deslocamentos podem ocorrer na interface, do comportamento plástico, em que deformações permanentes podem ocorrer.

Os elementos de interface são muito utilizados na modelagem associada ao uso de placas ou geogrelhas, permitindo uma adequada interação solo-estrutura. Interfaces podem ser usadas para simular, por exemplo, a zona fina de material no contato entre placa e o solo circundante. As interfaces podem ser criadas, também, entre volumes de solos distintos.

Após a geração da malha, as interfaces são compostas de elementos de 12 nós (seis pares de nós), compatíveis com o elemento triangular de 6 nós de um elemento de solo ou de placa.

4.1.2.3 Carregamentos

O programa Plaxis 3D disponibiliza uma série de tipos de carregamentos, a saber:

- (i) Carregamento pontual;
- (ii) Carregamento linearmente distribuído;
- (iii) Carregamento uniformemente distribuído;

Os carregamentos são inseridos no programa através de suas componentes nas direções x, y e z. Diferentes tipos e níveis de carregamento podem ser ativados ou desativados de forma independente, em cada etapa a ser calculada.

4.2 Aspectos geométricos da modelagem computacional

Este item resume os aspectos relevantes na determinação da geometria, condições de contorno e materiais, procurando-se respeitar a ordem em que foram utilizados na modelagem do caso proposto. Procurou-se utilizar o sistema internacional de unidades.

São admitidos pelo programa aceleração da gravidade de $9,8 \text{ m/s}^2$, atuando na direção vertical (eixo "z", negativo), e peso específico da água (γ_w) de 10 kN/m^3 .

Os limites geométricos da modelagem no plano horizontal (X-Y), paralelo ao terraplano, compreendem, no caso, a região delimitada pelas seguintes coordenadas: $x_{\min} = -4\text{m}$; $x_{\max} = 0\text{m}$; $y_{\min} = -4\text{m}$ e $y_{\max} = 0\text{m}$.

Estas dimensões foram suficientes para evitar a influência dos contornos na magnitude dos deslocamentos previstos. Para os casos estudados, foi verificada a influência da instalação das estacas, melhoria do solo, nas proximidades da parede do tanque onde foram realizados os ensaios de Vesic (1969), e se verificou que a melhoria foi nula. Então, se adotou uma região, em planta, quadrangular com lado maior que o diâmetro do tanque ($d = 2,55 \text{ m}$).

Para o caso da estaca isolada, o terraplano foi determinado na cota $Y = 0 \text{ m}$, a partir do qual foi definida uma camada única de areia com profundidade igual a 7 m . A profundidade do tanque é $6,70\text{m}$. Para o caso dos grupos de 4 estacas com bloco de coroamento de $0,10\text{m}$ de espessura, a camada de solo foi definida a partir da cota $z = -0,20 \text{ m}$. As propriedades geotécnicas serão descritas mais adiante.

Um aspecto relevante na modelagem é a presença da água. No caso em estudo, não há presença de água, pois foram modelados ensaios em areia seca.

As regiões com melhoria foram desenhadas apenas ao longo do fuste, (até o nível da ponta) uma vez que a melhoria, segundo Alves (1998) se dá apenas horizontalmente.

4.3 Parâmetros dos solos utilizados nas análises numéricas

Conforme procedimentos descritos no Capítulo 3, que permitem estimar o efeito de melhoria dos parâmetros do solo devido à instalação das estacas, chegou-se aos resultados relacionados a seguir. Embora a densidade relativa não seja uma informação necessária à análise pelo Plaxis 3D, a densidade relativa do solo também é mostrada para cada região estudada.

A Tabela 8 inclui o ensaio em estaca isolada, P12, e também os ensaios P-42 e P-45, realizados em grupos de quatro estacas com diversos espaçamentos relativos (s/d = distância entre eixos / diâmetro da estaca).

Para todos os solos utilizados nas análises, considerou-se: o fator de redução dos parâmetros do solo no contato solo-estaca $R_{inter} = 0,75$, intercepto de coesão de $0,2 \text{ kPa}$ e coeficiente de Poisson de $0,35$. Adotou-se, também, para todas as análises, o Modelo Mohr-Coulomb e material com comportamento drenado.

Os módulos de elasticidade (E) foram obtidos a partir do estudo descrito no item 3.2, tendo sido considerado o índice de vazios e a tensão confinante para cada situação.

Tabela 8 – Parâmetros obtidos para o solo.

| Ensaio | s/d | Região | Yd (kn/m ³) | Ysat (kn/m ³) | e | Dr (%) | E (kPa) | ϕ (°) | ψ (°) |
|--------|-----|--------------|----------------------------|------------------------------|------|--------|---------|------------|------------|
| P-12 | - | Sem melhoria | 14.57 | 18.97 | 0.84 | 53 | 27043 | 39 | 9 |
| | | Melhoria 1 | 14.60 | 19.02 | 0.83 | 55 | 27559 | 39 | 9 |
| | | Melhoria 2 | 14.76 | 19.17 | 0.80 | 61 | 29118 | 40 | 10 |
| | | Melhoria 3 | 15.04 | 19.38 | 0.76 | 69 | 31117 | 42 | 12 |
| P-42 | 3 | Sem melhoria | 15.07 | 19.12 | 0.81 | 59 | 36844 | 40 | 10 |
| | | Melhoria 1 | 15.24 | 19.48 | 0.74 | 73 | 41104 | 43 | 13 |
| | | Melhoria 2 | 15.29 | 19.54 | 0.73 | 76 | 41680 | 43 | 13 |
| | | Melhoria 3 | 15.31 | 19.59 | 0.72 | 78 | 42245 | 43 | 13 |
| P-45 | 2 | Sem melhoria | 14.74 | 18.87 | 0.86 | 49 | 28173 | 38 | 8 |
| | | Melhoria 1 | 14.78 | 19.22 | 0.79 | 63 | 32084 | 41 | 11 |
| | | Melhoria 2 | 15.26 | 19.48 | 0.74 | 73 | 34696 | 43 | 13 |
| | | Melhoria 3 | 16.17 | 20.06 | 0.64 | 94 | 39422 | 47 | 17 |

É facilmente observável que as variações ocorridas no peso específico do solo melhorado, para as diversas subáreas definidas na presente pesquisa, são compatíveis com o modelo proposto por Alves (1998), conforme Figura 42, para o caso de uma estaca isolada, ressaltando-se que foi utilizada a superposição de efeitos para os grupos de estacas. Cumpre salientar que tal aspecto foi, também, observado por Freitas (2010) e Freitas et al. (2015).

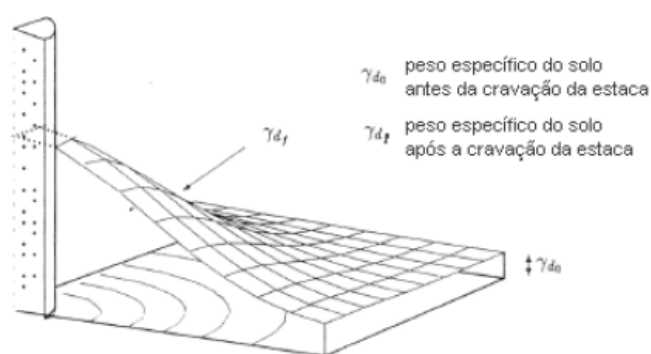


Figura 42 - Efeito da compactação do solo ao redor de uma estaca (Alves, 1998).
(adaptado, Freitas 2010).

4.4 Parâmetros do bloco de coroamento e das estacas utilizadas nas análises

Os parâmetros adotados na modelagem numérica do bloco de coroamento em concreto são apresentados na Tabela 9 e na Tabela 10 são apresentados os parâmetros do elemento de placa.

Tabela 9 – Parâmetros do bloco de coroamento.

| | | | |
|-------------------------------------|------------------|------------------|----------------------|
| Material model | - | Linear elástico | - |
| Material type | - | Non pourous | |
| Peso específico natural | γ_{unsat} | 24 | kN/m ³ |
| Peso específico saturado | γ_{sat} | 24 | kN/m ³ |
| Módulo de elasticidade referencial | E_{ref} | $2,1 \cdot 10^7$ | kN/m ² |
| Módulo de elasticidade incremental | E_{inc} | 0 | kN/m ² /m |
| Cota de referência para incrementos | y_{ref} | 0 | m/dia |
| Coeficiente de Poisson | ν | 0,2 | - |

| | | | |
|--|-------------|---|-------|
| Fator de redução de resistência nas interfaces | R_{inter} | 1 | - |
| Permeabilidade | k | 0 | m/dia |

Tabela 10 – Parâmetros do elemento de placa

| | | | |
|---------------------------------|----------|---------------------|-------------------|
| Elemento utilizado na modelagem | - | "plate" | - |
| Material Model | - | Linear elástico | - |
| Peso específico | γ | 78,5 | kN/m ³ |
| Espessura da placa | d | 0,025 | m |
| Módulo de Elasticidade | E | 2,1x10 ⁸ | kN/m ² |
| Coefficiente de Poisson | v | 0,1 | - |

As estacas utilizadas por Vesic (1969) são de alumínio, tubulares com 1,3 mm de espessura, 100 mm de diâmetro, de ponta fechada e plana. O peso específico do alumínio foi considerado como 1/3 do aço, ou seja, $\gamma_{real} = 26 \text{ kN/m}^3$. Foram modeladas como estacas maciças com peso específico equivalente (γ_{eq}) conforme características indicadas na Tabela 11. A estimativa dos parâmetros necessários é detalhada a seguir:

$$\gamma_{eq} = \frac{A_{real} \cdot \gamma_{real}}{A_{eq}} \quad 54$$

$$A_{real} = \frac{\pi \cdot \phi_{ext}^2}{4} - \frac{\pi \cdot \phi_{int}^2}{4} \quad 55$$

$$A_{eq} = \frac{\pi \cdot \phi_{eq}^2}{4} \quad 56$$

em que A_{real} é a área da estaca tubular metálica real (0,0002 m²), ϕ_{ext} é o diâmetro externo (0,1016 \approx 0,102 m), ϕ_{int} é o diâmetro interno (0,1003 m), A_{eq} é a área da estaca metálica maciça equivalente (0,008 m²), ϕ_{eq} é o diâmetro real da estaca (0,10 m). O peso específico equivalente estimado é $\gamma_{eq} = 0,65 \text{ kN/m}^2$.

Para a determinação dos momentos de inércia I_2 e I_3 das estacas, usou-se a equação (4.14) e chegou-se ao valor de $1,259 \times 10^{-5} \text{ m}^4$. Já o momento de inércia I_{23} , conforme o manual do Plaxis, é nulo para estacas simétricas.

$$I_2 = I_3 = \frac{\pi}{64} \cdot (\phi_{ext}^2 - \phi_{int}^2) \quad 57$$

Também foi estimado o módulo de elasticidade equivalente, E_{eq} , conforme procedimento descrito a seguir.

Sabendo-se que:

$$\Delta l = \frac{N}{EA} \cdot l \quad 58$$

onde Δl é o encurtamento da estaca, N é a força normal a qual a estaca está submetida, l é o comprimento da estaca, E é o módulo de elasticidade do material da estaca e A é área da seção transversal da estaca. Para que o encurtamento da estaca real e o da estaca equivalente sejam idênticos, para uma mesma solicitação (carga), tem-se:

$$(EA)_{real} = (EA)_{equivalente} \quad 59$$

Assim, chega-se à:

$$E_{eq} = \frac{E_{real} \cdot A_{real}}{A_{eq}} = \frac{70000 \times 2,01}{81,07} = 1778,71 \times 10^3 \text{ kN/m}^3 \approx 1,78 \times 10^6 \text{ kN/m}^3 \quad 60$$

Tabela 11 – Características das estacas.

| | | | |
|---------------------------------------|---------------|-----------------|-------------------|
| Tipo de estaca utilizada na modelagem | - | Embedded pile | - |
| Módulo de Elasticidade equivalente | E_{eq} | 1,78x106 | kN/m ² |
| Peso específico equivalente | γ_{eq} | 0,65 | kN/m ³ |
| Tipo de estaca utilizada | - | Circular Maciça | - |
| Diâmetro da estaca | D | 0,102 | m |

Os parâmetros de resistência por atrito lateral no contato solo - estacas foram estimados através da metodologia sugerida pelo U.S. Army Corps of Engineers (2005) para estacas metálicas em solos de comportamento drenado, incorporando, para cada região, os valores de φ' e γ_d previamente definidos na Tabela 4.1

De acordo com a metodologia utilizada, o atrito lateral varia linearmente com a profundidade até uma profundidade crítica, D_c , permanecendo constante abaixo da mesma. Neste caso D_c é de 1,5 m, conforme expressão (4.18) para areias medianamente compactas, em que B é a largura da estaca (neste caso equivale ao

| | | | | | | | | |
|--------|-------|-------|-------|------|------|-----|-------|-------|
| P - 12 | 25,72 | 22,56 | 10,68 | 3,35 | 2,52 | 57 | 10,12 | 12,64 |
| P - 42 | 28,70 | 22,76 | 12,24 | 3,84 | 2,88 | 100 | 17,86 | 20,74 |
| P - 45 | 31,78 | 24,26 | 14,76 | 4,63 | 3,48 | 158 | 30,08 | 33,56 |

O cálculo da parcela resistida pela ponta utilizando-se o método U.S. Corps é feito com base na expressão (66).

$$F_{maxUSCorps} = \sigma'_v \cdot N_q \cdot A_{ponta} \quad 66$$

em que σ'_v é a tensão efetiva vertical, N_q o fator de capacidade de carga e A_{ponta} a área da ponta da estaca.

Na modelagem numérica são atribuídos os valores resistidos por atrito no topo (T_{topmax}) e na ponta da estaca (T_{botmax}) (em unidade de força por unidade de comprimento), e também a força máxima resistida pela ponta (F_{max} , em kN). Como o método teórico U.S. Corps é bastante conservador, conforme observado por Freitas (2010) e Freitas et al. (2014), foi arbitrado o valor de $F_{max} = 1000$ kN para todas as análises efetuadas, embora tenham sido realizadas análises com os valores estimados ($F_{maxUSCorps}$), não tendo sido observada mudança significativa nos resultados.

Cabe destacar que ao contrário do que é comumente utilizado no MEF, a capacidade de carga de uma “embedded pile” é considerada um parâmetro a ser fornecido nas análises, ao invés de um resultado do cálculo do MEF (Freitas, 2010). Segundo Brinkgreve et al. (2007), o usuário deve perceber a importância dos valores considerados na análise, preferencialmente tais valores devem ser baseados em dados representativos de provas de carga. Além disso, é aconselhável a calibração das análises através da comparação do comportamento da “embedded pile” com os valores obtidos em tais provas de carga. Segundo os referidos autores, caso a estaca do tipo “embedded pile” seja utilizada num grupo, o efeito de grupo deve ser contemplado ao ser definida a capacidade de carga da mesma. No entanto, nesta pesquisa, calculou-se a capacidade de carga por atrito da estaca isolada no solo melhorado e utilizou-se este valor para a estaca no grupo, na falta de um critério

para estimar o efeito de grupo, que na verdade é o que se deseja obter como resultado.

Porém, a utilização da capacidade de carga da estaca como se fora isolada, ao invés de considerar-se o efeito do grupo, como recomendam Brinkgreve et al. (2007), é um critério utilizado quando do desconhecimento dos efeitos do grupo no mecanismo de transferência de carga de cada estaca. Freitas (2010) destaca o trabalho de Engin et al. (2008), em que o próprio Brinkgreve é um dos autores, que estima o comportamento de grupo de estacas utilizando as mesmas estacas (“embedded pile”) adotadas nessa pesquisa. Os referidos autores assumiram em suas análises, de grupos de 9 estacas, as resistências por atrito e de ponta calculadas para estacas isoladas, como ilustrado na Figura 43 - Valores adotados nas análises de Engin et al. (2008). (adaptado, Freitas 2010)

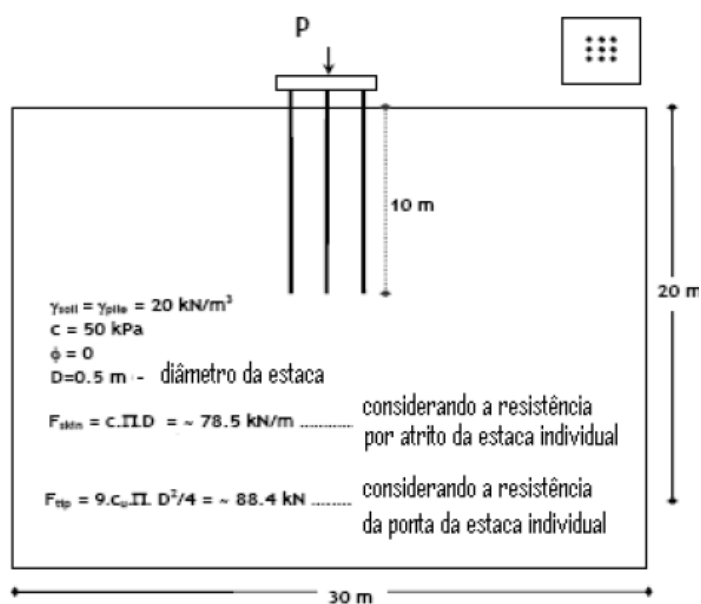


Figura 43 - Valores adotados nas análises de Engin et al. (2008). (adaptado, Freitas 2010)

4.5 Modelagem dos carregamentos

Nas análises efetuadas para os diversos ensaios, as séries de carregamentos foram modeladas através de incrementos de cargas pontuais (point load) seguindo o seguinte critério: a partir do estágio inicial (tensões iniciais), são simuladas a execução das estacas e bloco de coroamento (quando necessário) e seus respectivos carregamentos.

Por exemplo, na modelagem do ensaio P – 45, ensaio com grupo de 4 estacas, tem-se:

i) Fase 0 - Fase inicial, onde são calculadas as tensões iniciais no solo, sem que as estruturas tenham sido instaladas (condição geostática);

ii) Fase 1 – A partir da fase inicial, as 4 estacas são instaladas simultaneamente. Já que o programa não contempla o efeito de execução, nesta fase, é colocado o melhoramento no solo, simulando o efeito de instalação;

iii) Fase 2 - A partir da fase 1, o bloco de coroamento é “ativado”.

iv) Fase 3 - A partir da fase 2, são acionadas as interfaces.

v) Fase 4 - A partir da fase 3, é implementado o primeiro nível de carregamento, no centro do conjunto de 5 kN.

vi) A partir da Fase 5 foram acionadas as demais fases de carregamento, sempre começando a partir da etapa anterior, reproduzindo os diversos incrementos de carga realizados por Vesic (1969). Foram efetuadas análises que totalizaram 6 etapas de carregamento: o primeiro de 5 kN, conforme descrito anteriormente na Fase 4, e os carregamentos subsequentes de 11,5 kN, 19 kN, 22,5 kN, 42,5 kN e 55kN.

4.6 Tipo de análise adotada

O programa Plaxis 3D possui vários modelos constitutivos representativos do comportamento tensão-deformação dos materiais envolvidos em um dado problema geotécnico. São eles: modelo elástico linear, modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb, modelo hiperbólico (Hardening Soil e Hardenig Soil with Small Strain

Stiffness), modelo para solos moles (Soft-Soil; Soft Soil Creep e Modified Cam Clay Model) e modelo para maciços rochosos Jointed Rock Model (JR).

Ressalta-se que, no presente trabalho, os materiais foram representados pelos modelos elástico linear e elastoplástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb (Modelo Mohr-Coulomb), de acordo com os dados disponíveis. Desta forma, procurou-se apresentar uma descrição mais detalhada destes modelos. Quanto aos demais modelos, não constituindo o escopo do presente trabalho, não são tratados aqui.

Maiores detalhes sobre estes modelos podem ser obtidos no manual do Reference Manual - Plaxis 3D (2011), Brinkgreve et al. (2007).

Os ensaios foram modelados pelo critério de Mohr-Coulomb, de forma drenada. Este é claramente o caso indicado, visto que o solo é seco.

O modelo de ruptura de Mohr-Coulomb, linear-elástico perfeitamente plástico, requer um total de cinco parâmetros (dois de rigidez e três de resistência). Estes são, em geral, familiares para a maioria dos engenheiros geotécnicos e podem ser obtidos a partir de ensaios simples.

Os parâmetros de rigidez do modelo Mohr-Coulomb, para análise drenada, são: o módulo elasticidade, E , e o coeficiente de Poisson, ν . Os parâmetros de resistência deste modelo são: coesão efetiva, c' , ângulo de atrito efetivo, φ' e ângulo de dilatância, Ψ' .

4.7 Interface solo-estrutura

No modelo do caso da estaca isolada e nos modelos dos casos em que há bloco de coroamento, foi adotado R_{inter} igual a 0,75 para a interface estaca-solo. Na modelagem dos casos em que há bloco de coroamento, optou-se por também adotar para R_{inter} o valor de 0,75, valor mais comumente adotado, para a interface bloco-solo.

4.8 Malha de elementos finitos adotadas nas análises

A malha tridimensional utilizada no programa Plaxis 3D para a modelagem de solos é composta por elementos tetraédricos de 10 nós, conforme ilustrado na Figura 44 (Plaxis 3D – Reference Manual, 2016).

O processo de geração da malha de elementos finitos requer a fixação de um parâmetro que defina as dimensões dos elementos que compõem a malha global. A depender das dimensões desses elementos a malha gerada é mais grosseira ou, de maneira oposta, mais refinada. No Plaxis, este parâmetro é calculado automaticamente a partir das dimensões da geometria modelada ($x_{min}, x_{max}, y_{min}, y_{max}, z_{min}, z_{max}$) e da distribuição do elemento selecionada no menu do programa. As dimensões do elemento que compõe a malha são baseadas no parâmetro chamado “Relative element size fator (r_e).

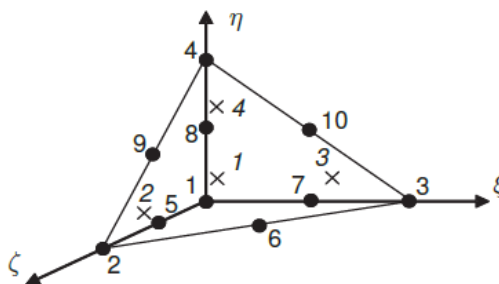


Figura 44 - Elemento de solo 3D. (Plaxis 3D, 2011).

Embora a malha de elementos finitos seja gerada num padrão médio, o usuário pode selecionar um dos outros níveis para tornar a malha globalmente mais refinada ou mais grosseira. Os valores para o parâmetro r_e para as distribuições de elementos predefinidas no programa são dados abaixo para diversos tipos de malha, em função do refinamento da mesma:

Muito grosseira: $r_e = 2,0$

Grosseira: $r_e = 1,5$

Média: $r_e = 1,0$

Fina: $r_e = 0,7$

Muito fina: $r_e = 0,5$

Além das opções pré-definidas do programa, a malha pode ser gerada a partir de configurações avançadas.

Na presente pesquisa, a malha foi gerada através de opções padrão do Plaxis 3D (5 opções de malhas: muito grosseira, grosseira, média, fina e muito fina). Na tentativa de otimizar o esforço computacional e o tempo das análises, a malha foi configurada para o refinamento médio para a análise do ensaio com estaca isolada e nas análises de grupo de 4 estacas com espaçamento de 2 diâmetros. Nas análises de grupo de 4 estacas com espaçamento de 3 e 4 diâmetros, a malha foi configurada como Fina. Detalhes das malhas geradas são mostrados nas Figura 45 à Figura 46 - a) Malha gerada na análise de grupo de 4 estacas com espaçamento de 2 diâmetros (P - 45). b) vista transversal mostrando o grupo, e regiões do solo com melhoria.

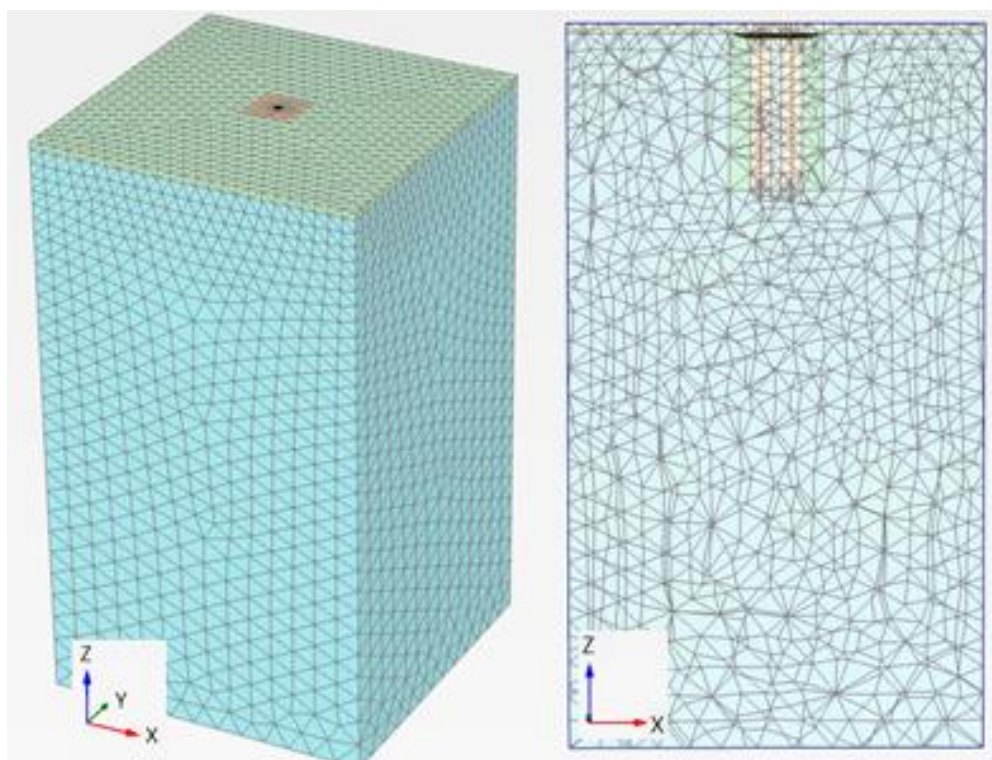


Figura 47.

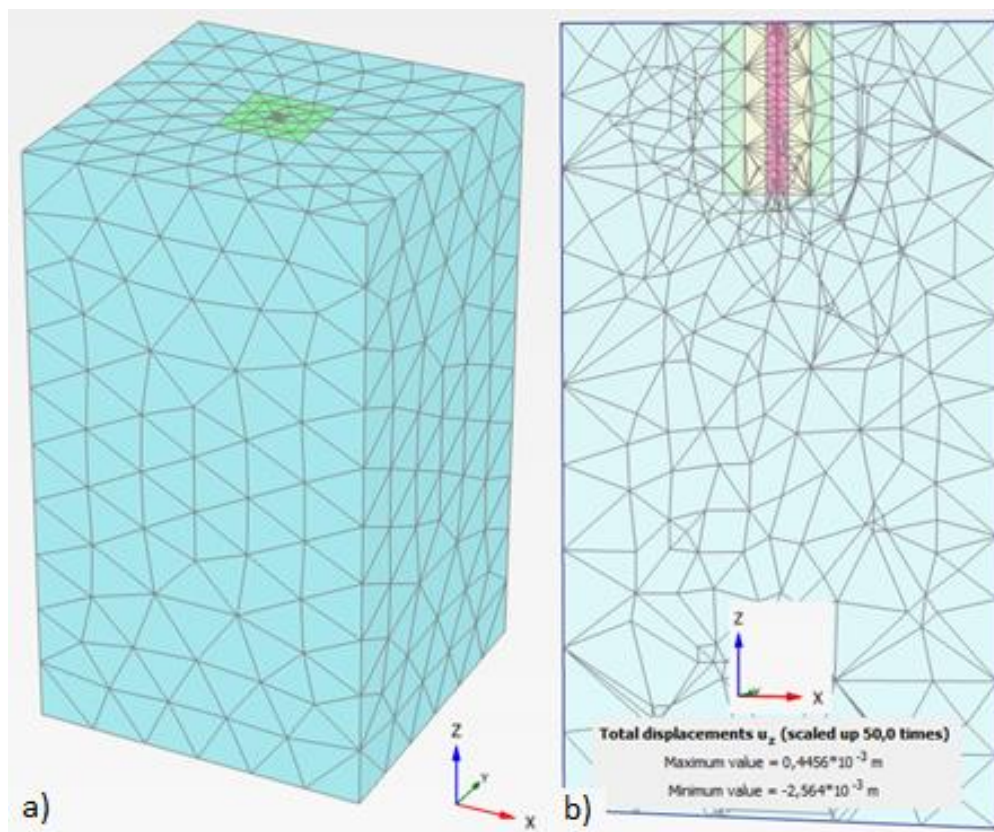


Figura 45 - a) Malha gerada na análise da estaca isolada (P-12). b) vista transversal mostrando a estaca e regiões do solo com melhoria.

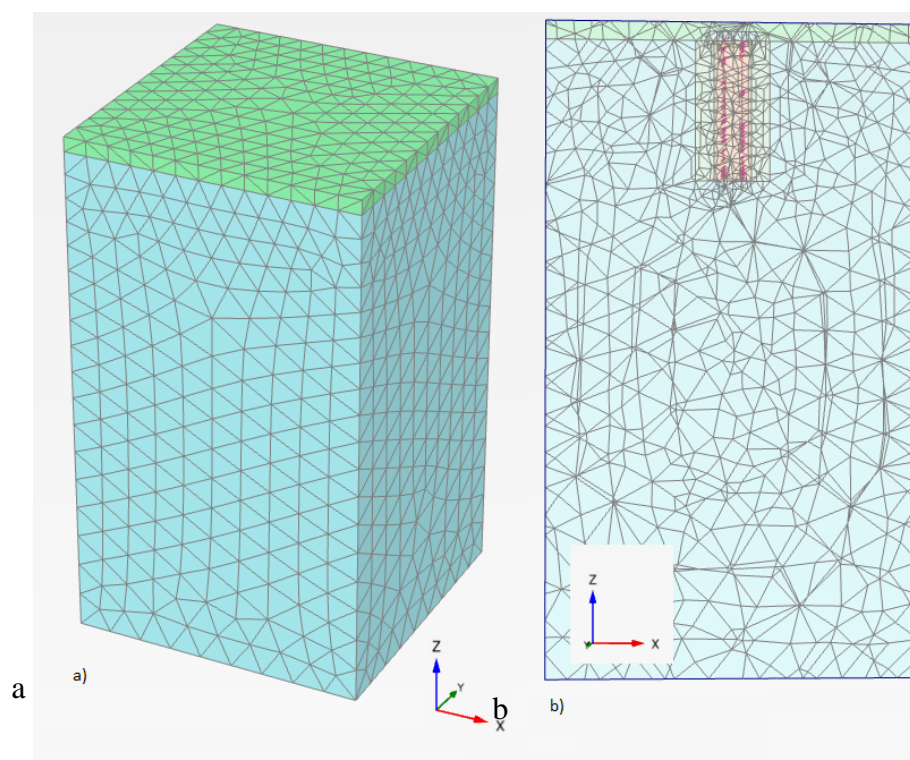


Figura 46 - a) Malha gerada na análise de grupo de 4 estacas com espaçamento de 2 diâmetros (P – 45). b) vista transversal mostrando o grupo, e regiões do solo com melhoria.

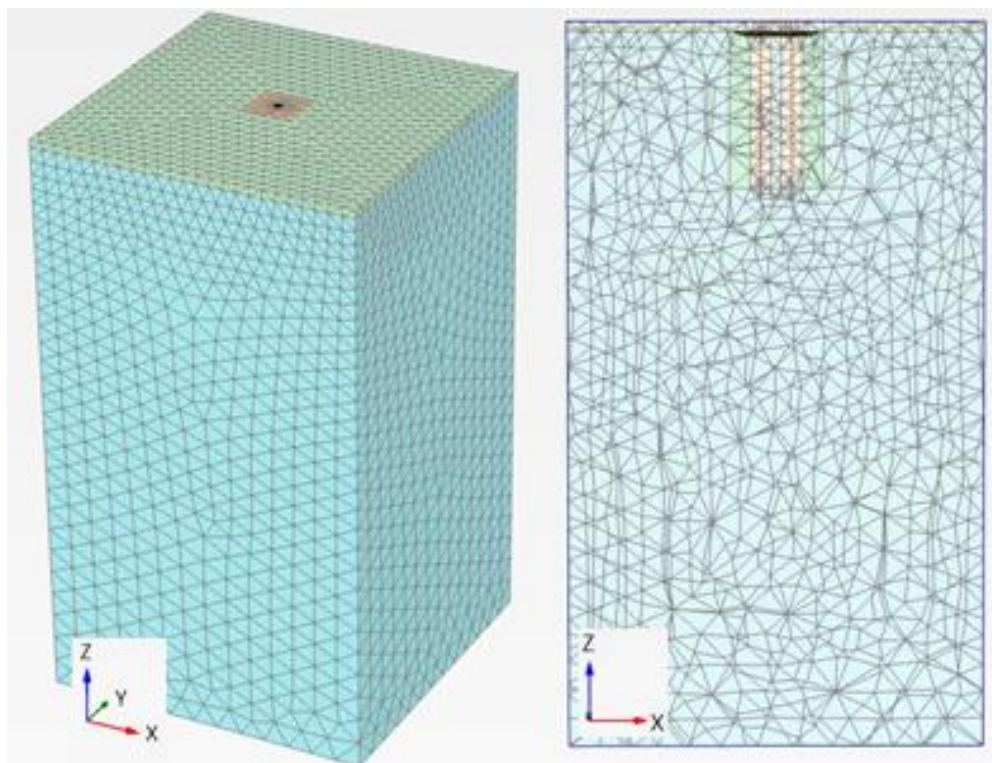


Figura 47 - a) Malha gerada na análise de grupo de 4 estacas com espaçamento de 3 diâmetros (P – 42). b) vista transversal mostrando o grupo, e regiões do solo com melhoria

5. RESULTADOS E SUA INTERPRETAÇÃO

Neste capítulo serão apresentados inicialmente os resultados obtidos numericamente com base no programa Plaxis 3D e por meio de abordagem teórica, de acordo com o método sugerido pelo corpo de engenheiros do exército americano (U.S. Corps of Engineers) para o ensaio designado P – 12. Tais resultados serão comparados aos obtidos experimentalmente por Vesic (1969). Em seguida, serão também apresentados os resultados obtidos para os ensaios em grupos de quatro estacas com bloco de coroamento, P – 45 e P – 42. A contribuição do bloco, na capacidade de carga do conjunto, será avaliada. Será, também, apresentada a eficiência total do conjunto (estacas + bloco de coroamento) e as eficiências das parcelas de ponta e de atrito para os casos estudados.

5.1. Resultados do ensaio com estaca isolada

Conforme apresentado no capítulo 2, no ensaio P – 12 foi utilizada estaca tubular metálica (alumínio estrutural) de diâmetro externo de 10 cm, paredes de 0,127 cm de espessura e comprimento de 1,8 m, sendo 1,5 m embutido no solo (relação $D/B = 1,5m/0,10m = 15$).

A estaca, de ponta fechada, foi instalada por prensagem em areia seca medianamente compacta ($D_r = 58\%$), cujo peso específico seco, de acordo com Vesic (1969), é de $14,57 \text{ kN/m}^3$. Cumpre salientar que estes parâmetros não incorporam o efeito de melhoria do solo devido à instalação da estaca, que gera aumento da compacidade relativa com consequente aumento do peso específico.

Conforme indicado na Figura 48, a estaca foi instrumentada com strain gauges em dois níveis: (i) 0,10m abaixo do nível do terreno e (ii) 0,10m acima da ponta da estaca, permitindo o registro, durante o ensaio, da carga total e da parcela de ponta. Vesic (1969) comenta que a referida instrumentação foi realizada de modo que fossem eliminados efeitos oriundos de variação da temperatura e de possíveis momentos fletores despertados.

Na intenção de avaliar o efeito de instalação da estaca, ou seja, a melhoria gerada pela cravação por prensagem da mesma no solo adjacente, no comportamento carga versus recalque, procurou-se seguir a seguinte metodologia:

- (i) Avaliação da carga total, por atrito e de ponta na ruptura considerando-se o solo no entorno da estaca com características do “solo original”, de acordo com a Tabela 13;
- (ii) Avaliação da carga total, por atrito e de ponta na ruptura considerando-se o solo no entorno da estaca com características do “solo melhorado”, de acordo com as regiões apresentadas na Figura 48 e parâmetros de acordo com a Tabela 13.

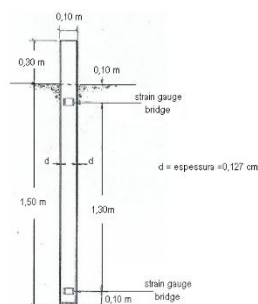


Figura 48 - Arranjo de estaca isolada – Ensaio P-12 (adaptado de Vesic, 1969).

Vale destacar que o “solo original” refere-se ao solo cujas características são estimadas desprezando-se a melhoria oriunda da instalação da estaca. Por outro lado, o “solo melhorado” contempla este efeito. A Tabela 13 apresenta os parâmetros obtidos, para o solo no entorno do fuste, para as duas situações avaliadas. No capítulo 3 foram apresentados os parâmetros obtidos para regiões do solo mais afastadas do fuste da estaca, em que a compacidade relativa variou de 59% a 74% ao invés do valor de 58% estimado para o solo sem melhoria. Na Figura 49 são mostradas as áreas com melhoria incorporada. Algumas áreas foram agrupadas em regiões de mesma melhoria.

Tabela 13 – Parâmetros do solo no entorno do fuste – Ensaio P-12.

| Ensaio | Solo no entorno do fuste | e | D_r | (kN/m^3) | $\phi(^{\circ})$ |
|--------|---|------|-------|---------------------|------------------|
| P -12 | Sem Melhoria | 0,82 | 0,58 | 14,57 | 40 |
| | Com Melhoria (próximo ao fuste da estaca) | 0,74 | 0,74 | 15,2 | 42 |

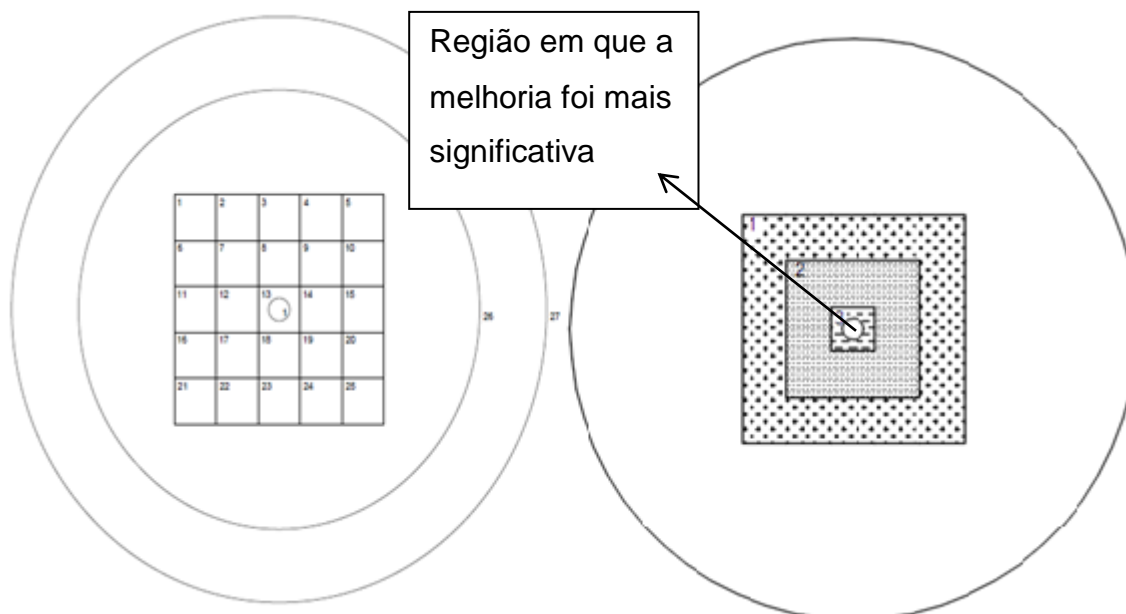


Figura 49 - Arranjo das áreas com solo melhorado pela instalação das estacas – Ensaio P – 45.

A Tabela 14 apresenta os resultados obtidos para o Ensaio P – 12 com estaca isolada, bem com os resultados obtidos na análise numérica e pelo método teórico.

Na linha designada (1a) na Tabela 14 estão os resultados obtidos experimentalmente por Vesic (1969), de acordo com critério de ruptura definido pelo referido autor (baseado na velocidade de recalque). De acordo com este critério, a carga de ruptura foi definida como sendo 13,8 kN.

Os dados obtidos experimentalmente foram interpretados pela autora de acordo com a abordagem sugerida por Van der Veen modificada por Aoki (1975), designada VDV, e pelo procedimento indicado na Figura 5.3 (NBR-6122-2010), respectivamente (1b) e (1c) na Tabela 14.

Foi possível observar que a carga de ruptura total (13,8 kN) obtida por Vesic (1969) situa-se entre os valores de carga de ruptura total estimados (1b e 1c, respectivamente 15,9 kN e 12,5 kN).

A parcela da carga resistida pela ponta (1c) interpretada com base no critério sugerido na NBR-6122 (2010) foi idêntica à obtida experimentalmente (1a), ou seja, 10,5 kN. Já a estimada pelo critério de Van der Veen modificado por Aoki (1976) foi ligeiramente superior, 11,9 kN.

A parcela resistida por atrito obtida experimentalmente (3,4 kN) situa-se entre os valores de 4,0 e 2,1 kN, obtidos pelos demais critérios de interpretação dos dados experimentais (1b e 1c).

Tabela 14 – Resultados obtidos – Ensaio P-12.

| P - 12 | | Qrup Total (kN) | Qrup Ponta (kN) | Qrup Atrito (kN) |
|------------------------------|--|-----------------|-----------------|------------------|
| 1) Experimental | (a). Vesic (1969) - Critério Próprio | 13,8 | 10,5 | 3,4 |
| | (b) Interpretação dos dados experimentais – Van der Veen modificado por Aoki (VDV) | 15,9 | 11,9 | 4,0 |
| | (c). Interpretação dos dados experimentais – NBR 6122/2010 | 12,5 | 10,5 | 2,1 |
| 2) Análise numérica | (d) Plaxis - com Melhoria - (VDV) | 11,0 | 6,8 | 4,2 |
| | (e) Plaxis - sem Melhoria - (VDV) | 11,0 | 6,2 | 4,8 |
| | (f) Plaxis - com Melhoria (NBR 6122/2010) | 8,8 | 3,3 | 5,5 |
| | (g) Plaxis - sem Melhoria (NBR 6122/2010) | 8,3 | 3,6 | 4,7 |
| 3) Método Teórico - US Corps | (h) U.S. Corps - Sem Melhoria | 14,3 | 11,7 | 2,6 |
| | (i) U.S. Corps - Melhoria (Fuste) | 14,6 | 11,7 | 2,8 |

Na análise numérica foi utilizado o modelo constitutivo Mohr Coulomb, o qual possibilitou a estimativa da curva carga versus recalque até o nível de carregamento de 7,5 kN (cerca de 55% da carga de ruptura de 13,8kN), aproximadamente, conforme indicado na Figura 50. Para a obtenção de toda a curva carga versus recalque foi necessária a extrapolação da curva obtida numericamente, tendo sido utilizada a abordagem sugerida por Van der Veen modificada por Aoki (1976). Na interpretação dos resultados obtidos numericamente foi, também, utilizado o critério sugerido pela NBR-6122 – 2010, conforme ilustrado na Figura 50.

Na Tabela 14 a parcela de carga resistida pela ponta foi estimada a partir da extrapolação da curva carga de ponta versus recalque. A carga resistida por atrito foi obtida pela diferença entre a carga total e a carga resistida pela ponta.

Com base no método teórico proposto pelo U.S. Corps of Engineers foram estimadas as cargas de ruptura total e as parcelas resistidas pela ponta e por atrito lateral para as situações citadas anteriormente (i) sem melhoria (solo original) e (ii) com melhoria (solo melhorado pela instalação da estaca). A carga total estimada foi de 14,3kN (sem melhoria) e 14,6kN (com melhoria). Observou-se um pequeno

aumento da carga de ruptura total ao considerar-se o efeito de instalação da estaca, e mesma tendência para a parcela resistida por atrito lateral (2,6 e 2,8 kN), Tabela 14. Embora possa parecer insignificante o efeito de instalação para este caso específico, vale ressaltar as pequenas dimensões da estaca ensaiada e área reduzida, portanto pouca contribuição da resistência por atrito lateral.

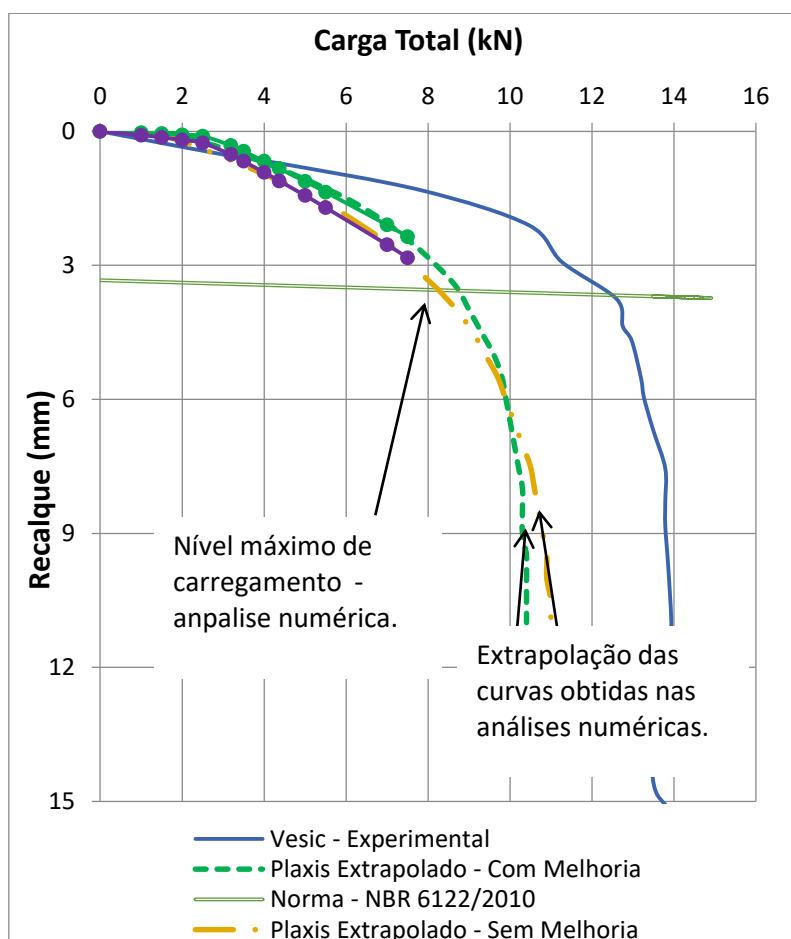


Figura 50 – Curvas carga total versus recalque – Ensaio P-12.

Aa Figura 51, Figura 52 e Figura 53 apresentam um resumo dos resultados obtidos para o ensaio P-12. Na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** são resumidas as cargas totais obtidas pelos vários critérios utilizados, os quais são comparados aos resultados experimentais. De forma similar, na Figura 52 são apresentados os resultados das cargas resistidas pela ponta e na Figura 53 as resistidas por atrito.

Observa-se na Figura 51 uma boa concordância entre os valores baseados no método teórico ('h' e 'i'), na análise numérica ('d' e 'e') e o observado no experimento (a).

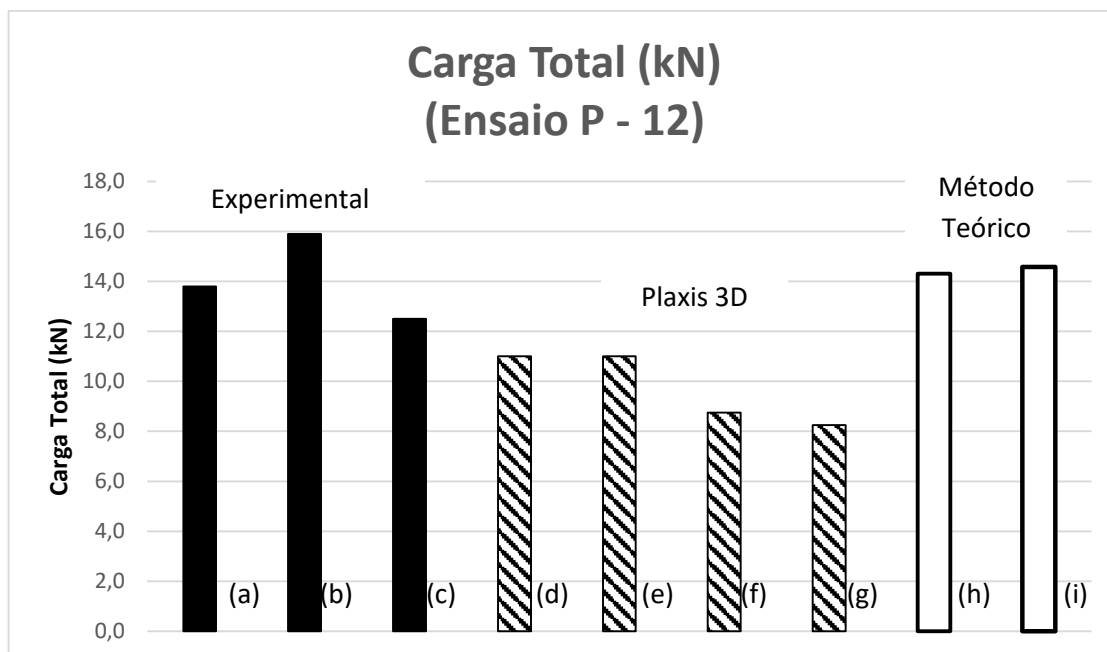


Figura 51 - Carga total, em kN - P - 12.

- (a) Vesic (1969) - Critério Próprio
- (b) Interpretação dos dados experimentais (Van der Veen modificado por Aoki, 1975)
- (c) Vesic (NBR 6122/2010)
- (d) Plaxis 3D com Melhoria (VDV)
- (e) Plaxis 3D sem Melhoria (VDV)
- (f) Plaxis 3D com Melhoria (NBR 6122/2010)
- (g) Plaxis 3D sem Melhoria (NBR 6122/2010)
- (h) U.S. Corps - Sem Melhoria
- (i) U.S. Corps - Com melhoria no Fuste

Nota-se na Figura 52 uma boa concordância entre os valores baseados no método teórico ('h' e 'i') e o observado no experimento (a). No entanto, os valores obtidos com base na análise numérica ('d' e 'e') foram inferiores, neste caso. Cumpre salientar que os valores indicados em 'f' e 'g' estão afetados pelo critério conservativo sugerido pela NBR-6122 (2010).

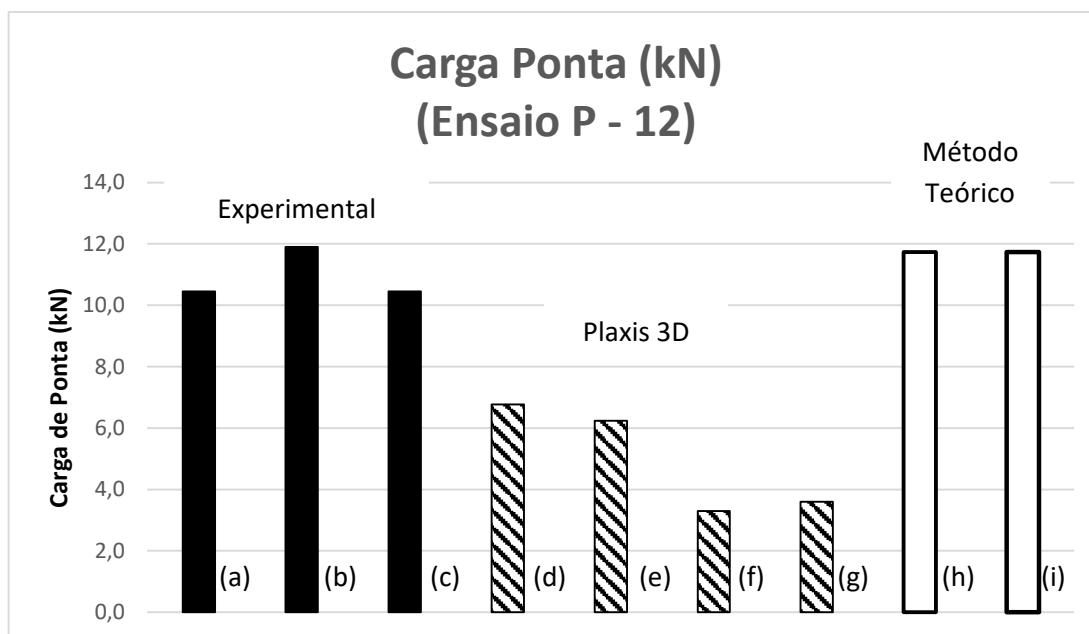


Figura 52 – Carga resistida pela ponta, em kN – Ensaio P-12.

- (a) Vesic (1969) - Critério Próprio
- (b) Interpretação dos dados experimentais (Van der Veen modificado por Aoki, 1975)
- (c) Vesic (NBR 6122/2010)
- (d) Plaxis 3D com Melhoria (VDV)
- (e) Plaxis 3D sem Melhoria (VDV)
- (f) Plaxis 3D com Melhoria (NBR 6122/2010)
- (g) Plaxis 3D sem Melhoria (NBR 6122/2010)
- (h) U.S. Corps - Sem Melhoria
- (i) U.S. Corps – Com melhoria no Fuste

Observa-se na Figura 53 que os valores baseados no método teórico (“h” e “i”) são inferiores ao observado no experimento (a). No entanto, os valores obtidos pela análise numérica (“d”, “e”, “f” e “g”) foram superiores ao observado por Vesic (1969). Vale ressaltar que o valor indicado em “d”, solo com melhoria, é inferior ao representado por “e”, solos sem melhoria, o que não parece razoável. A explicação é que tais resultados estão afetados pelo formato da curva extrapolada para cada situação, conforme

. Comportamento esperado foi observado em “f” e “g”, ou seja, maior capacidade de carga por atrito para análise em que o solo foi modelado com melhoria.

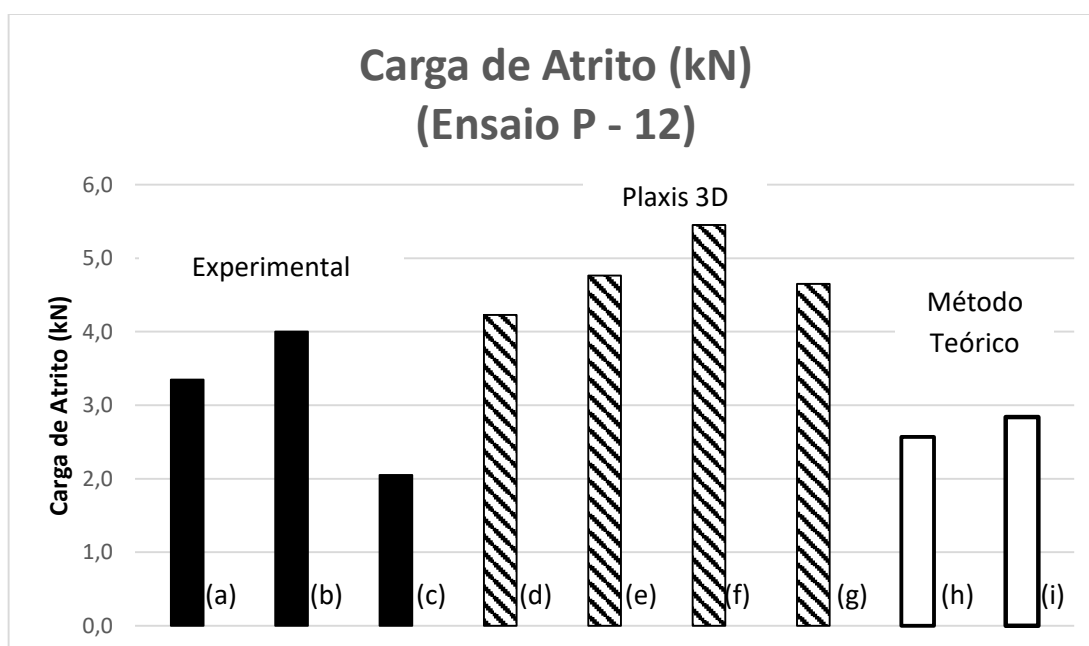


Figura 53 – Carga resistida por atrito, em kN – Ensaio P-12.

- (a) Vesic (1969) - Critério Próprio
- (b) Interpretação dos dados experimentais (Van der Veen modificado por Aoki,1975)
- (c) Vesic (NBR 6122/2010)
- (d) Plaxis 3D com Melhoria (VDV)
- (e) Plaxis 3D sem Melhoria (VDV)
- (f) Plaxis 3D com Melhoria (NBR 6122/2010)
- (g) Plaxis 3D sem Melhoria (NBR 6122/2010)
- (h) U.S. Corps - Sem Melhoria
- (i) U.S. Corps – Com melhoria no Fuste

A Figura 54 apresenta exemplo de saída gráfica do programa Plaxis 3D. Nesta figura são exibidos os deslocamentos totais obtidos numericamente para o nível de carregamento de 7,5kN para as análises efetuadas considerando-se solo com e sem melhoria.

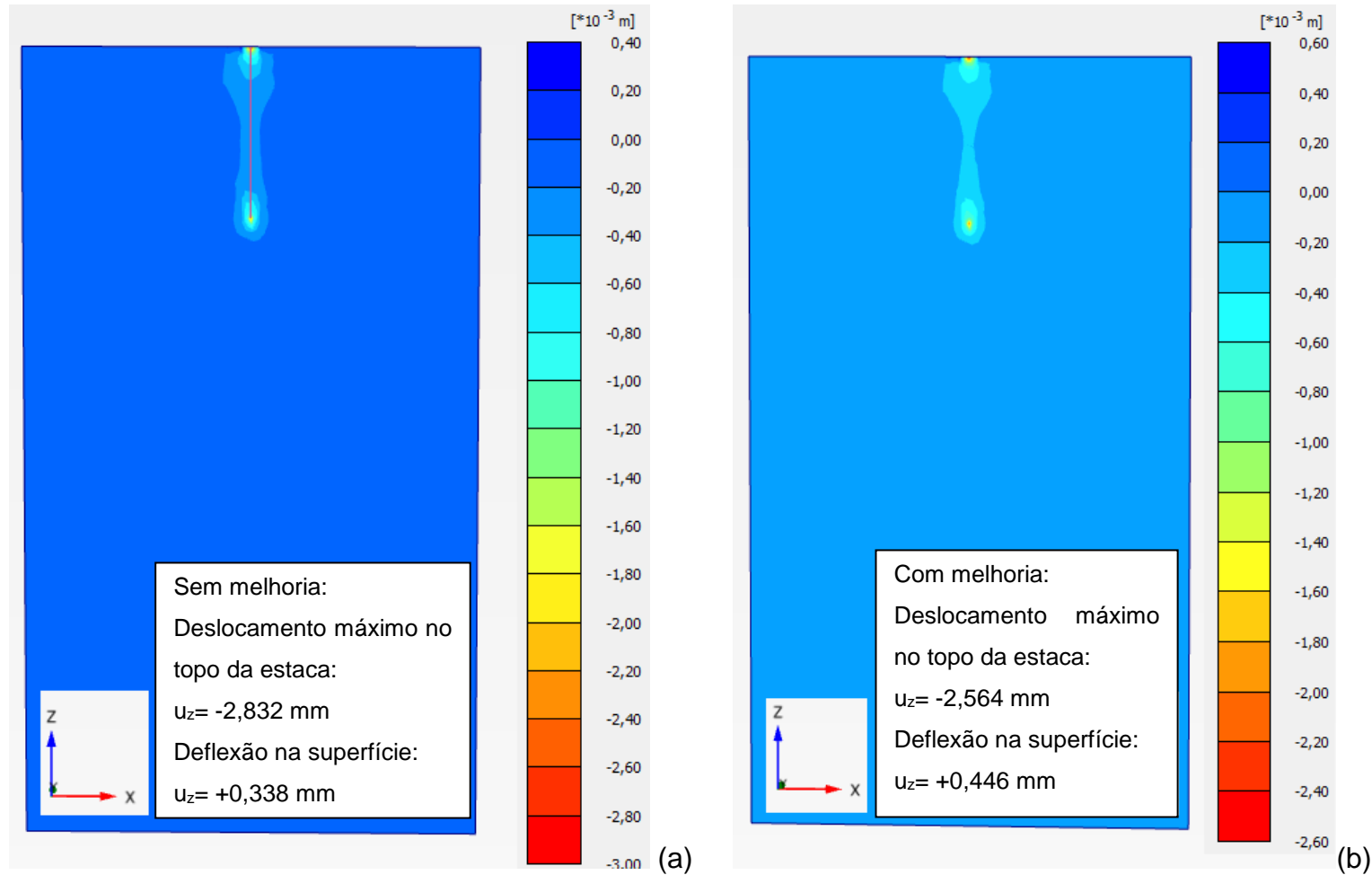


Figura 54 – Deslocamentos totais - Ensaio P-12 - $Q = 7,5 \text{ kN}$. Em (a) análise numérica com solo sem melhoria e em (b) com melhoria.

Ainda na 54, estão indicados: (i) o máximo deslocamento vertical descendente da estaca de 2,832mm e 2,564mm para as situações sem e com melhoria, respectivamente e (ii) a deflexão máxima observada no solo adjacente à estaca ensaiada de 0,338mm e 0,446mm.

É possível observar que o recalque da estaca é maior para a condição de solo sem melhoria (2,832mm), conforme esperado. Já o levantamento no terreno adjacente à estaca é superior (0,446mm) para análise numérica considerando-se solo com melhoria. Vesic (1969) registrou experimentalmente, neste ensaio, deflexão no terreno de 0,24mm.

A Figura 55 ilustra os resultados obtidos por Freitas (2010) que reproduziu numericamente (Plaxis 3D Foundation) vários ensaios realizados por Lee e Chung (2005) utilizando procedimento para implementação da melhoria gerada no solo em função do processo executivo.

Quanto ao mecanismo de transferência de carga observado na análise numérica por Freitas (2010), uma parcela maior da carga total foi resistida por atrito e, conseqüentemente, uma parcela menor foi resistida pela ponta, comparados aos valores experimentais obtidos por Lee e Chung (2005), conforme Figura 55. Na presente pesquisa foi observado comportamento similar, ou seja, uma parcela maior da carga total é resistida por atrito na análise numérica, quando comparada ao observado experimentalmente.

As estacas de alumínio utilizadas por Lee e Chung (2005) foram cravadas em uma caixa de 1,4 m de comprimento, 1,0 m de largura e 2,5 m de profundidade, preenchida com areia seca em camadas compactadas de 40 cm, com auxílio de um martelo de 5 Kgf. As estacas possuíam superfície polida e lisa e seção tubular de 32 mm de diâmetro com 1,2 mm de espessura de parede, comprimento total de 620 mm sendo que embutidos no terreno apenas 580 mm na maior parte dos ensaios realizados. As pontas das estacas eram cônicas, formando um ângulo de 60° para que a cravação fosse facilitada e o módulo de elasticidade das mesmas era de 72,7 GPa.

A Figura 56 mostra uma comparação entre os valores experimentais de Vesic (1969), os valores obtidos pelo método teórico U.S. Corps e os obtidos a partir da extrapolação da curva carga versus recalque obtida na análise numérica (Plaxis 3D) para o ensaio P-12. Nesta figura são apresentadas separadamente as parcelas de ponta e de atrito. Esta figura foi originalmente

apresentada por Vesic (1969) e, portanto, inclui dados das demais estacas isoladas por ele ensaiadas.

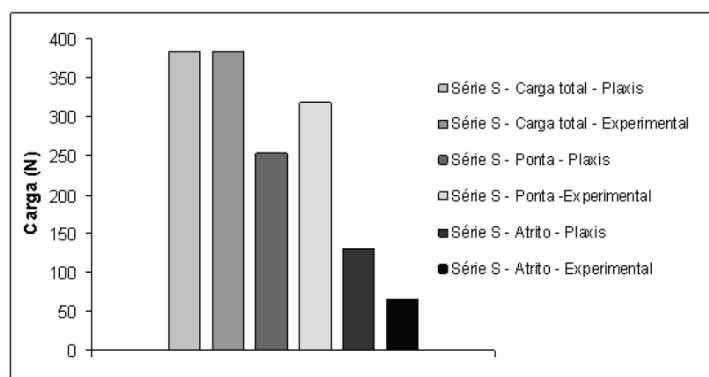


Figura 55 - Resultados obtidos - Estaca isolada – Freitas (2010)

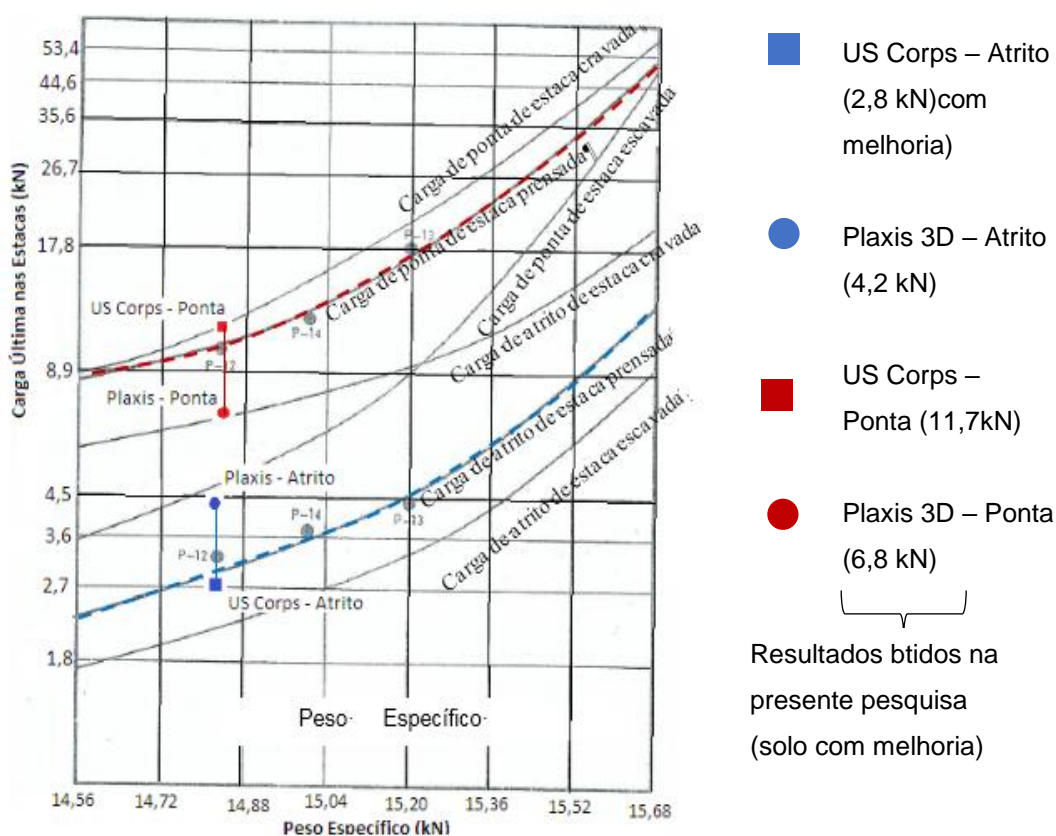


Figura 56 - Cargas últimas das estacas isoladas. Resultados obtidos por Vesic (1969) e os obtidos na presente pesquisa considerando solo com melhoria (US Corps e Plaxis).

5.1.1 Observações referente ao ensaio em estaca isolada – P-12

Os dados experimentais de Vesic (1969) foram analisados por diferentes critérios. O método teórico sugerido pelo corpo de engenheiros do exército americano - U.S. Corps, foi aplicado aos ensaios em três diferentes situações: (i) considerando a melhoria no fuste e na ponta; (ii) considerando a melhoria somente no fuste; e (iii) sem considerar a melhoria.

A seguir, segue uma análise relativa ao ensaio em estaca isolada, P-12.

Os parâmetros do solo original ($DR=58\%$), sem melhoria, foram dados por Vesic (1963). A partir destes valores, foram estimados os parâmetros do solo melhorado no entorno do fuste ($58\% < DR < 74\%$) seguindo a metodologia descrita na presente pesquisa. Foram estimadas: a resistência total, as parcelas de ponta e de atrito pelo método teórico U.S. Corps. Estas estimativas foram comparadas às obtidas experimentalmente por Vesic (1969), para as três situações (i, ii, iii) citadas anteriormente.

A parcela de atrito estimada pelo método teórico que mais se ajustou à parcela de atrito obtida por Vesic (1969), (3,3 kN), foi calculada com os parâmetros do solo melhorado apenas no fuste da estaca (2,8 kN).

A alternativa em que a melhoria foi implementada tanto no atrito como na ponta resultou numa resistência total de 20,85 kN, muito superior à experimental, 13,8 kN. Este resultado sugere não ser adequada a consideração de melhoria do solo na ponta da estaca quando da execução.

Já a carga de ponta calculada, pelo mesmo método, para o solo sem melhoria (12,11kN) se aproximou da obtida por Vesic (1969) (10,5 kN). E quando esta é somada à parcela de atrito considerando a melhoria no fuste (2,8 kN) resulta na carga total de 14,9 kN, bastante próxima da observada experimentalmente por Vesic (1969) (13,8 kN). Conclui-se, portanto, que o procedimento de desprezar a melhoria em profundidades abaixo da ponta da estaca é, de fato, o mais acertado.

Pode-se destacar que o efeito de instalação está presente também em estacas isoladas, como sugere a contribuição de Alves (1998), com melhoria ocorrendo horizontalmente, tendo sido observado numericamente por Freitas (2010), Freitas et.al. (2014) e Freitas et.al. (2015).

A carga de ruptura obtida da análise numérica, após extrapolação pelo método de Van der Veen modificado por Aoki (1975), 11 kN, é próxima da experimental, 13,8 kN, embora o formato das curvas seja diferente. Interpretando a carga de ruptura extrapolada pelo critério da NBR 6122/2010, os valores se aproximaram ao esperado. Observou-se que para uma mesma carga, o solo com melhoria forneceu um recalque inferior ao obtido com solo sem melhoria.

Os valores de carga total na ruptura obtidos por diferentes critérios foram bem próximos aos medidos no experimento. Conclui-se, portanto, que a modelagem numérica conseguiu reproduzir bem, em termos de carga total, o ensaio experimental.

Os valores para as cargas de ponta e de atrito obtidos pelos diferentes métodos também foram similares aos valores obtidos experimentalmente por Vesic (1969). Cabe lembrar que Vesic (1969) interpretou seus dados com base em critério próprio, (baseado na velocidade de recalque) e a autora interpretou os dados pelo método de Van der Veen modificado por Aoki e pelo método da norma NBR 6122/2010.

Na análise numérica foi observada deflexão na superfície, assim como registrado no experimento de Vesic (1969).

5.2. Resultados do ensaio com grupo de 4 estacas

5.2.1 Ensaio P – 45: Espaçamento de 2 diâmetros

Conforme apresentado no capítulo 2, no ensaio P – 45 foram utilizadas quatro estacas tubulares metálicas (alumínio estrutural) de diâmetro externo de 10 cm, paredes de 0,127 cm de espessura e comprimento de 1,8 m, sendo 1,5 m embutido no solo (relação $D/B = 1,5\text{m}/0,10\text{m} = 15$). O espaçamento adotado, entre eixos das estacas, foi de dois diâmetros (0,20m). Foi utilizado, também, bloco de coroamento em concreto armado em contato com a superfície de solo, de 0,38 m x 0,38m e 0,10m de altura.

As estacas, de ponta fechada, foram instaladas por prensagem em areia seca medianamente compacta ($D_r = 49\%$), cujo peso específico seco, de acordo com Vesic (1969), é de $14,7 \text{ kN/m}^3$, conforme Tabela 3. Cumpre salientar que este valor desconsidera o efeito de melhoria do solo devido à instalação da estaca. As estacas foram instrumentadas com strain gauges em dois níveis, conforme descrito no item 5.1 para o ensaio em estaca isolada P-12.

Sobre o bloco de coroamento foi posicionada uma placa metálica (aço) de $0,10 \text{ m} \times 0,10 \text{ m}$ e 25 mm de espessura, conforme apresentado anteriormente, **Erro! Fonte de referência não encontrada.**

Na intenção de avaliar o efeito de instalação das estacas, ou seja, a melhoria gerada pela cravação por prensagem das mesmas no solo adjacente, no comportamento carga versus recalque, procurou-se seguir a metodologia similar à utilizada para o ensaio com estaca isolada:

- (i) Avaliação da carga total, por atrito e de ponta, de cada estaca, na ruptura considerando-se o solo no entorno das estacas com características do “solo original”, de acordo com a Tabela 8;
- (ii) Avaliação da carga total, por atrito e ponta, de cada estaca, na ruptura considerando-se o solo no entorno com características do “solo melhorado”, conforme as regiões apresentadas na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**e parâmetros de acordo com a Tabela 8;
- (iii) Estimativa, com base na análise numérica, da contribuição do bloco de coroamento a partir da diferença entre a carga total resistida pelo conjunto (estacas + bloco de coroamento) e a carga total resistida pelas quatro estacas do grupo;

A Tabela 15, a seguir, apresenta os parâmetros obtidos para o solo no entorno do fuste, para as duas situações avaliadas. Anteriormente foram apresentados os parâmetros obtidos para regiões do solo mais afastadas do fuste da estaca, em que a compactidade relativa variou de 63% a 94% . No item 4.3 foram apresentados, em detalhe, todos os parâmetros do solo utilizados na análise numérica e na estimativa da capacidade de carga baseada no método teórico.

Tabela 15 – Parâmetros do solo no entorno do fuste – Ensaio P - 45

| Ensaio | Solo no entorno do fuste | e_f | D_r | γ_d (kN/m ³) | φ (°) |
|--------|---|-------|-------|------------------------------------|---------------|
| P - 45 | Sem Melhoria | 0.86 | 0.49 | 14.74 | 38 |
| | Com Melhoria (Próximo ao fuste da estaca) | 0.64 | 0.94 | 16.17 | 44 |

A **Erro! Fonte de referência não encontrada.** mostra a determinação das subáreas para as quais a melhoria foi estimada (a) e as regiões que foram adotadas na modelagem (b). Nesta figura é possível observar a região mais próxima às estacas, na qual o efeito da melhoria devido à instalação das estacas foi mais significativo.

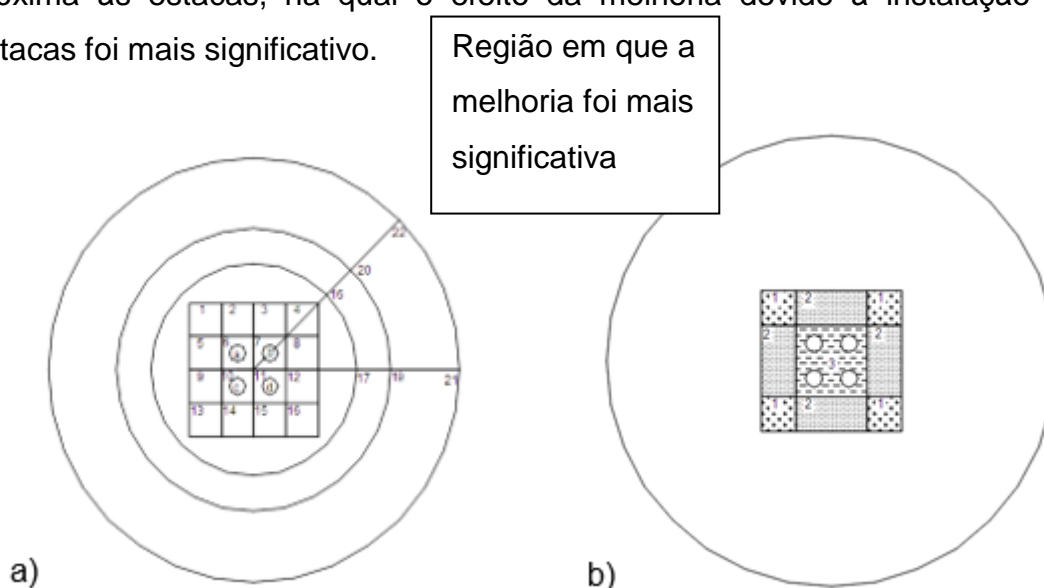


Figura 57 - Arranjo das áreas com solo melhorado pela instalação das estacas – Ensaio P – 45.

A Tabela 16 apresenta os resultados obtidos para o ensaio P – 45. Nesta tabela são apresentados em (1a) os resultados obtidos experimentalmente por Vesic (1969) de acordo com o critério de ruptura definido pelo mesmo. De acordo com este critério a carga de ruptura total, incluindo a contribuição do bloco, foi de 72,9 kN. Pela interpretação da autora, utilizando o método de Van der Veen modificado por Aoki (1975) (1b), o valor obtido foi de 98,1 kN.

A carga de ruptura resistida somente pelas estacas, de acordo com o critério de Vesic (1969), foi de 62,5 kN, enquanto que a interpretação por Van der Veen forneceu o valor de 77,9 kN.

As parcelas resistidas pela ponta e por atrito em (1a) e (1b) seguiram a mesma tendência observada para a carga total, sendo maior quando estimada pelo método de Van der Veen modificado por Aoki (1975).

Na análise numérica (Plaxis 3D) foi utilizado o modelo constitutivo Mohr Coulomb, o qual possibilitou a estimativa da curva carga versus recalque até o nível de carregamento de 55 kN (cerca de 75% da carga de ruptura determinada por Vesic, de 72,88 kN) conforme indicado na Figura 58. Para a obtenção de toda a curva carga versus recalque foi necessária a extrapolação da curva obtida numericamente, tendo sido utilizada a abordagem sugerida por Van der Veen modificada por Aoki (1975).

Tabela 16 - Resultados obtidos – Ensaio P – 45.

| P - 45 | | Q_{rup} Total Estacas + Bloco de coroamento (kN) | Q_{rup} Total Estacas (kN) | Q_{rup} Ponta (kN) | Q_{rup} Atrito (kN) | Q_{rup} Bloco (kN) |
|--|--|--|---------------------------------------|----------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| 1) Experi- mental | (a) Vesic (1969) - Critério Próprio | 72.9 | 62.5 | 34.1 | 28.4 | 10.4 |
| | (b) Interpretação dos dados experimentais (Van der Veen modificado por Aoki) | 98.1 | 77.9 | 39.4 | 38.5 | 20.2 |
| 2) Análise numérica Extrapolado por Van der Veen modificado por Aoki | (c) Plaxis 3D com Melhoria | 80.9 | 29.6 | 24.7 | 4.9 | 51.3 |
| | (d) Plaxis 3D sem Melhoria | 80.2 | 32.0 | 17.2 | 14.8 | 48.2 |
| 3) Método Teórico - US Corps | (e) US Corps - Melhoria Fuste | - | 60.6 | 46.6 | 14.0 | - |
| | (f) US Corps - Sem Melhoria | - | 56.6 | 46.6 | 10.0 | - |

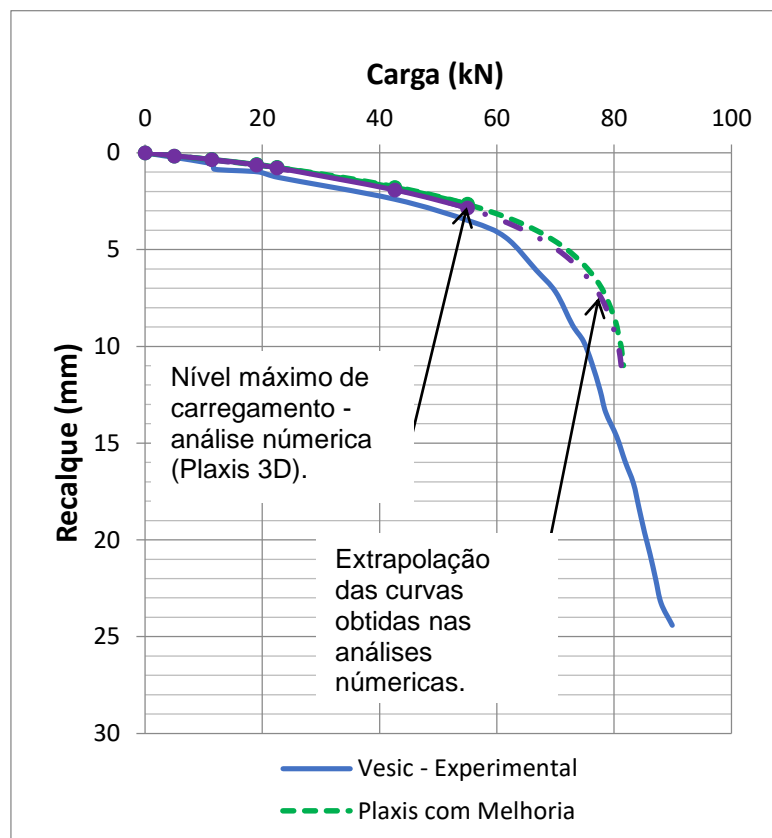


Figura 58 – Curvas carga total versus recalque – Ensaio P-45.

Na Tabela 16 são apresentadas as cargas de ruptura devidas à contribuição do bloco de coroamento. A análise numérica realizada para a condição de solo melhorado forneceu o valor de 51,3kN. Já para a condição de solo sem melhoria foi obtido o valor de 48,2kN. Os valores obtidos numericamente indicam que a contribuição do bloco de coroamento foi bem superior à observada no experimento (10,4 ou 20,2kN a depender do critério adotado).

Na análise numérica, para a situação de solo sem melhoria a contribuição do bloco (48,2kN) é de 60% da capacidade de carga de todo o conjunto (estacas + bloco = 80,2kN). Para a situação de solo com melhoria, a contribuição do bloco de coroamento (51,3kN) aumenta para 63% da capacidade de carga de todo o conjunto (estacas + bloco = 80,9kN).

Observou-se experimentalmente que a contribuição do bloco de coroamento (10,4kN) representou 14,3% da capacidade de carga total (estacas + bloco = 72,9kN), de acordo com o critério adotado por Vesic (1969) para definição da carga de ruptura do conjunto ensaiado. Quando os dados

experimentais foram interpretados pela proposta de Van der Veen modificada por Aoki (1975), a contribuição do bloco (20,2kN) passou a representar cerca de 20,6% da capacidade de carga de todo o conjunto (estacas + bloco = 98,1kN).

Com base no método teórico proposto pelo U.S. Corps of Engineers foram estimadas as cargas de ruptura total e as parcelas de resistidas pela ponta e por atrito lateral para as situações citadas anteriormente (i) sem melhoria (solo original) e (ii) com melhoria (solo melhorado pela instalação das estacas). A carga total estimada foi de 56,6 kN (sem melhoria) e 60,6 kN (com melhoria). Observou-se um aumento da carga de ruptura total ao considerar-se o efeito da instalação da estaca. A mesma tendência foi observada para a parcela resistida por atrito (10 e 14 kN), de acordo com a Tabela 16.

Da Figura 59 à Figura 63 mostram os resultados obtidos para o Ensaio P-45. Na Figura 59 pode-se observar que a carga total (estacas + bloco) obtida na análise numérica foi ligeiramente superior à obtida experimentalmente. Os resultados numéricos para solo com e sem melhoria foram praticamente idênticos, pois a extrapolação da curva carga total (estacas + bloco) versus recalque conduziu a este resultado (

).

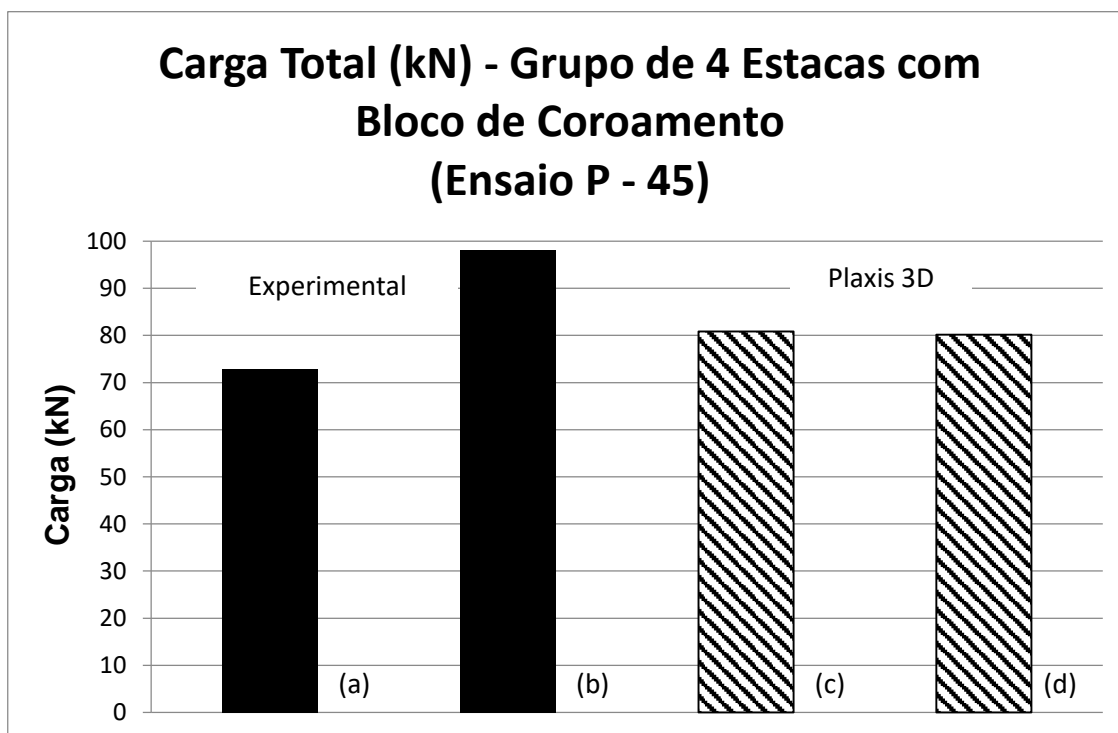


Figura 59 – Carga total – Grupo de quatro Estacas com bloco de coroamento – Ensaio P-45.

- (a) Vesic (1969) - Critério Próprio
- (b) Interpretação dos dados experimentais (Van der Veen modificado por Aoki,1975:VDV)
- (c) Plaxis 3D com melhoria (VDV)
- (d) Plaxis 3D sem melhoria (VDV)

Na Figura 60 são apresentados os resultados de carga total para as quatro estacas (desprezou-se a contribuição do bloco). Observa-se que a carga total, resistida pelas estacas, com base na análise numérica (“c” e “d”) foi bem inferior à obtida experimentalmente (a). O resultado numérico para solo com melhoria foi ligeiramente inferior ao obtido para solo sem melhoria.

Ainda na Figura 60, é possível verificar um bom ajuste da carga resistida pelas estacas, baseada no método teórico com solo melhorado (“f”), com a experimental (“a”).

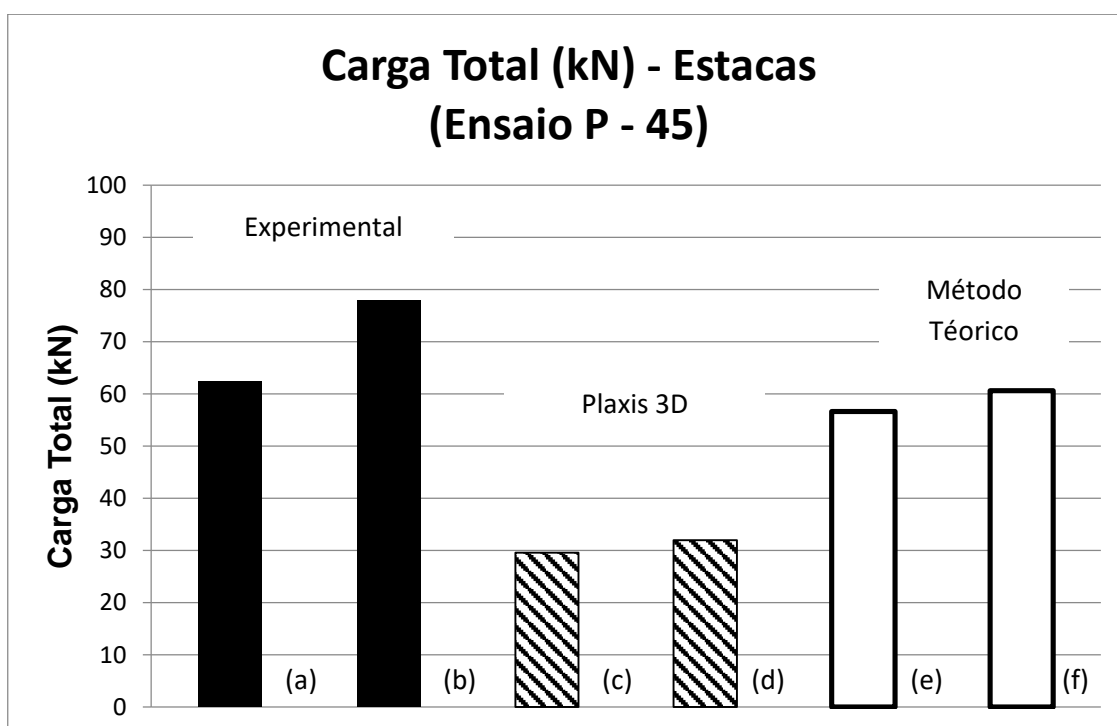


Figura 60 – Carga total – Ensaio P - 45.

- (a) Vesic (1969) - Critério Próprio
- (b) Interpretação dos dados experimentais (Van der Veen modificado por Aoki,1975: VDV)

- (c) Plaxis 3D com melhoria (VDV)
- (d) Plaxis 3D sem melhoria (VDV)
- (e) U.S. Corps - Sem melhoria
- (f) U.S. Corps – Com melhoria no Fuste

Na Figura 61 são apresentados os resultados de carga de ponta das quatro estacas (desprezou-se a contribuição do bloco). Observa-se que a carga de ponta, resistida pelas estacas, com base na análise numérica (“c” e “d”) foi inferior à obtida experimentalmente (“a”). O resultado numérico para solo sem melhoria foi inferior ao obtido para solo com melhoria.

O método teórico (“f” e “g”) forneceu resultados idênticos pois não se considerou melhoria abaixo do nível da ponta das estacas. Os mesmos foram superiores ao dado experimental (“a”).

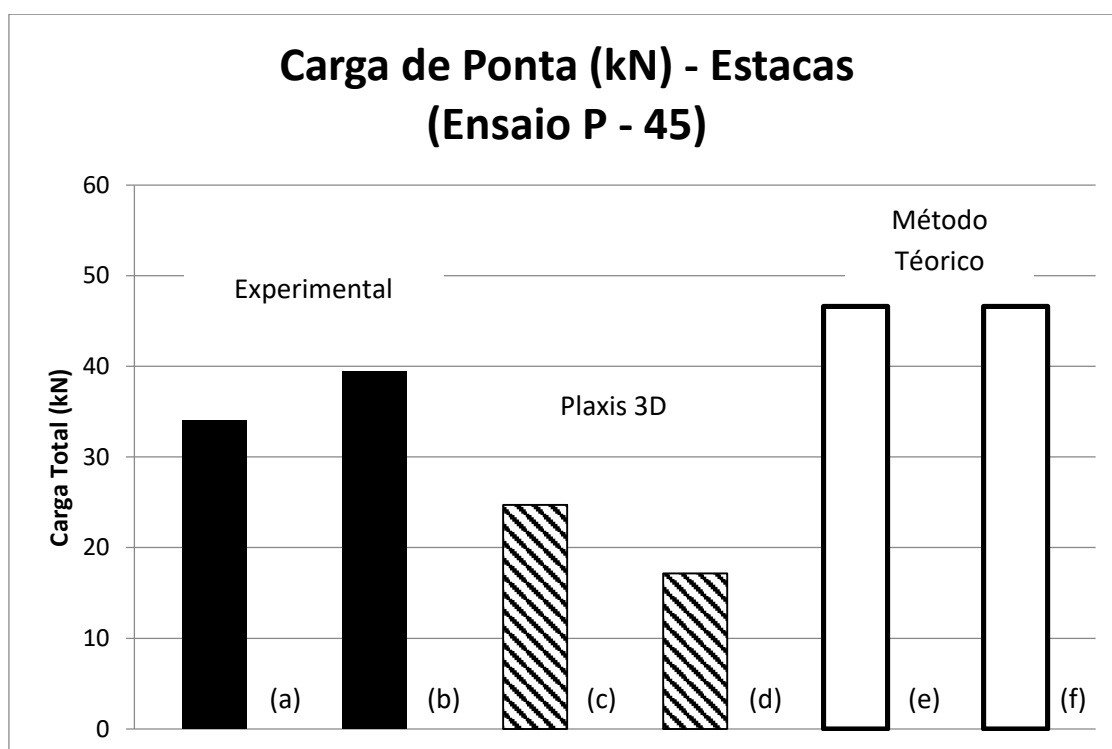


Figura 61 – Carga de Ponta – Ensaio P - 45.

- (a) Vesic (1969) - Critério Próprio
- (b) Interpretação dos dados experimentais (Van der Veen modificado por Aoki, 1975)
- (c) Plaxis 3D com melhoria (VDV)
- (d) Plaxis 3D sem melhoria (VDV)
- (e) U.S. Corps - Sem melhoria
- (f) U.S. Corps – Com melhoria no Fuste

Na Figura 62 as parcelas resistidas por atrito pelas quatro estacas são apresentadas (desprezou-se a contribuição do bloco). Observa-se que a carga de atrito, resistida pelas estacas, com base na análise numérica (“c” e “d”) foi bem inferior à obtida experimentalmente (“a”). O método teórico (“f” e “g”) também forneceu resultados inferiores ao experimental (“a”).

O resultado numérico para solo com melhoria (“c”) foi bastante inferior ao obtido para solo sem melhoria (“d”), contrariando a expectativa de que com o solo melhorado uma parte maior da carga fosse transferida por atrito lateral, conforme observado experimentalmente e na previsão pelo método teórico. Este comportamento obtido na análise numérica, muito provavelmente, se deve ao fato de que: i) a grande contribuição do bloco de coroamento chegando menos carga nas estacas, e com isso a parcela de carga de ponta obtida numericamente foi muito menor que a parcela de carga de ponta experimental; ii) essas parcelas de carga de ponta muito pequenas, não apresentam acurácia quando extrapoladas. De fato, não se obteve uma curva que se ajustasse com a curva experimental.

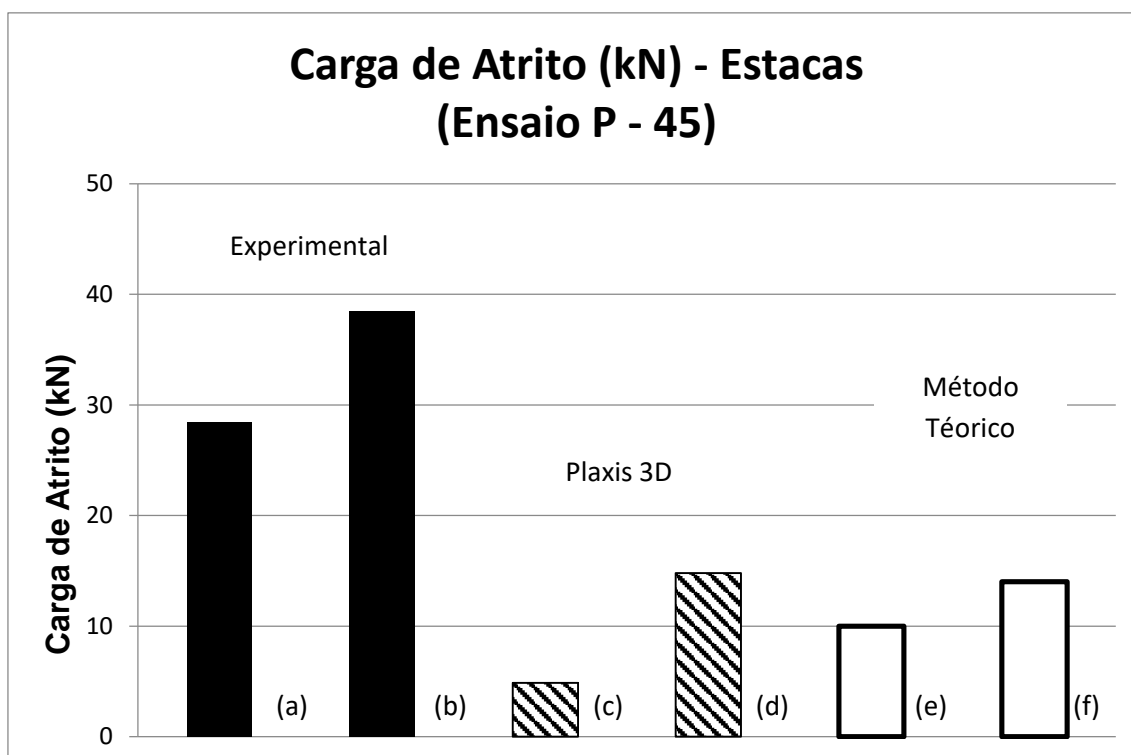


Figura 62 – Carga de Atrito – Ensaio P - 45.

- (a) Vesic (1969) - Critério Próprio
- (b) Interpretação dos dados experimentais (Van der Veen modificado por Aoki, 1975)
- (c) Plaxis 3D com melhoria
- (d) Plaxis 3D sem melhoria
- (e) U.S. Corps - Sem Melhoria
- (f) U.S. Corps – Com melhoria no Fuste

À contribuição do bloco de coroamento foi bastante superior na análise numérica com Plaxis 3D, conforme indicado na Figura 63. Se observa, também, uma maior contribuição do bloco quando a análise numérica é efetuada para a condição de solo com melhoria.

A Figura 64 apresenta exemplo de saída gráfica do programa Plaxis 3D. Nesta figura são exibidos os deslocamentos totais obtidos numericamente para o nível de carregamento de 55kN para as análises efetuadas para as situações sem melhoria (a) e com melhoria (b).

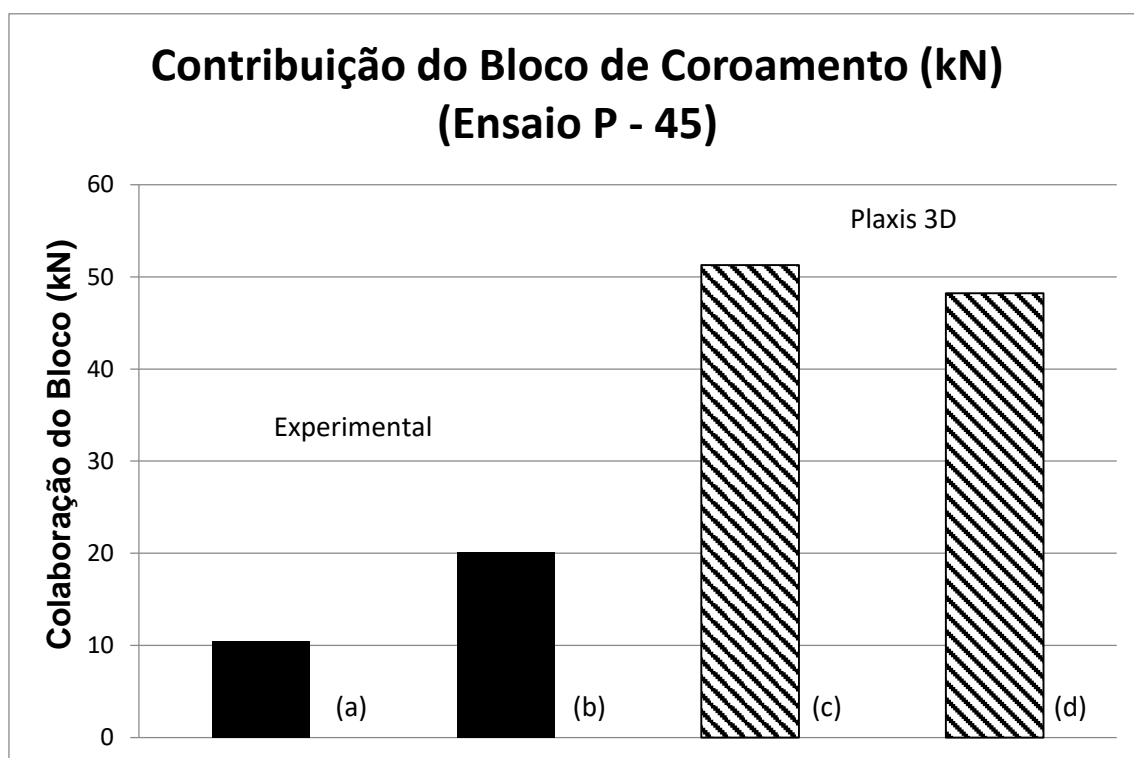


Figura 63 – Influência do Bloco de Coroamento – Ensaio P - 45.

- (a) Vesic (1969) - Critério Próprio
- (b) Interpretação dos dados experimentais (Van der Veen modificado por Aoki, 1975)
- (c) Plaxis 3D com Melhoria
- (d) Plaxis 3D sem Melhoria

Ainda na Figura 64, estão indicados: (i) o máximo deslocamento vertical descendente da estaca de 3,861 mm e 3,426 mm para as situações sem e com melhoria, respectivamente e (ii) a deflexão máxima observada no solo adjacente à estaca ensaiada de 0,312mm e 0,678mm. É possível observar que o levantamento no terreno adjacente à estaca é superior (0,678mm) para análise numérica considerando-se solo com melhoria. Vesic (1969) registrou experimentalmente, neste ensaio, deflexão no terreno de 0,38mm, bastante próxima de 0,312mm obtido na análise com solo melhorado (Figura 64). Na Figura 65 duas seções transversais com os deslocamentos totais obtidos são apresentadas.

Figura 64 – Deslocamentos totais, em perspectiva, Ensaio P-45 – Q=55kN. Em (a) análise numérica com solo sem melhoria e em (b) com melhoria.

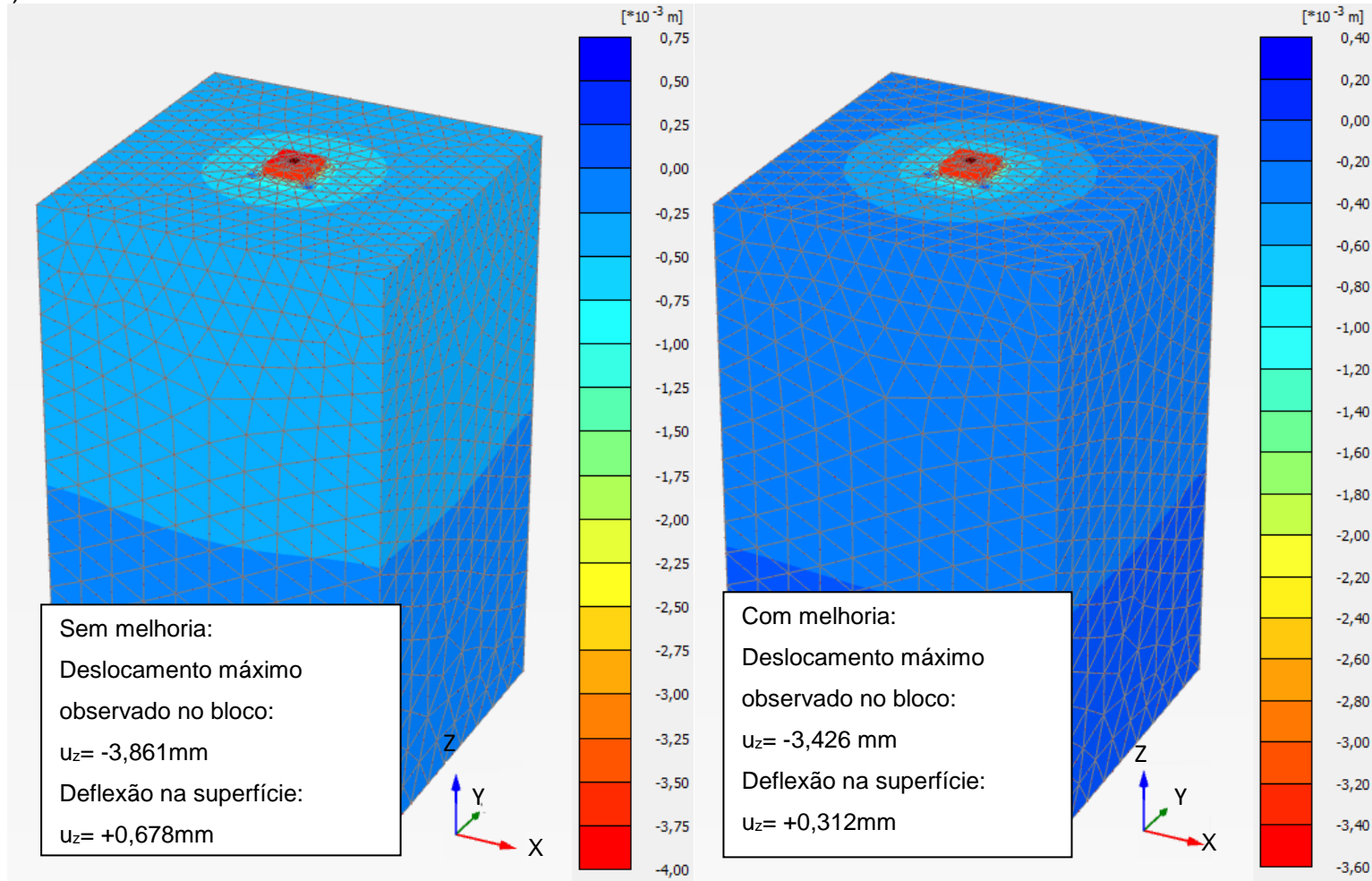
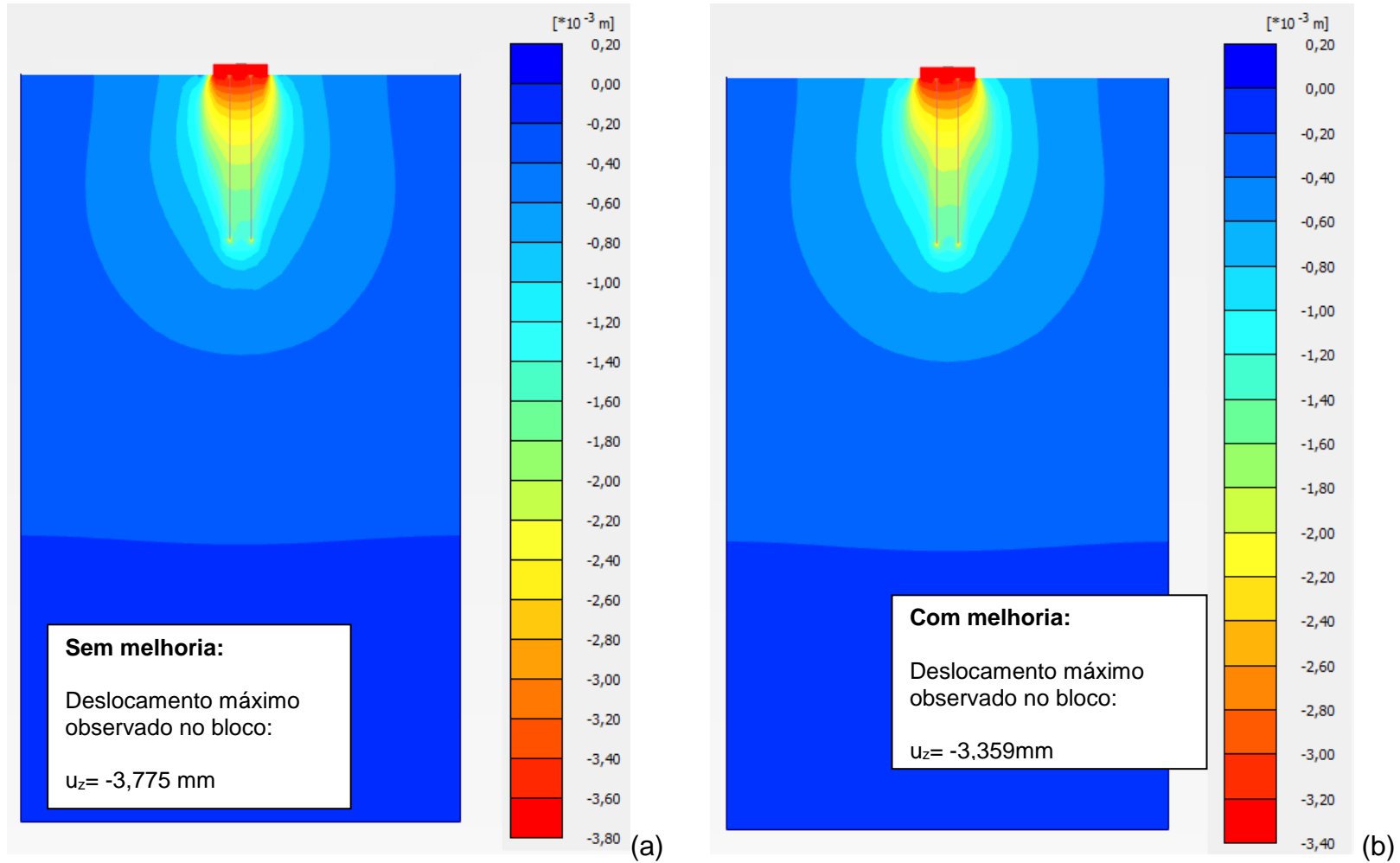


Figura 65 – Deslocamentos totais - Ensaio P-45 - Q= 55 kN. Em (a) análise numérica com solo sem melhoria e em (b) com melhoria.



5.2.2 Ensaio P – 42: Espaçamento de 3 diâmetros

A montagem e os procedimentos adotados no ensaio P-42 são similares aos do ensaio P-45, descritos no item anterior. O espaçamento entre eixos das estacas, no ensaio P-42, é de 3 diâmetros (0,30 m).

Foi utilizado bloco de coroamento em concreto armado em contato com a superfície de solo, de 0,51 m x 0,51m e 0,10m de altura. Sobre o bloco de coroamento foi posicionada uma placa metálica (aço) de de 0,10 m x 0,10m e 25mm de espessura, conforme descrito anteriormente para o ensaio P-45.

As estacas foram instaladas por prensagem em areia medianamente compacta, de compactidade relativa de 59%, peso específico $\gamma_d = 15,07\text{kN/m}^3$, sem a consideração da melhoria devida à cravação. Ao se considerar a melhoria, a compactidade passa a variar de 73% a 78%.

Este ensaio foi analisado de forma similar ao realizado nos ensaios P-12 e P-45, conforme descrito a seguir:

- (i) Avaliação da carga total, por atrito e de ponta, de cada estaca, na ruptura considerando-se o solo no entorno das estacas com características do “solo original”, de acordo com a Tabela 8;
- (ii) Avaliação da carga total, por atrito e de ponta, de cada estaca, na ruptura considerando-se o solo no entorno das estacas com características do “solo melhorado”, de acordo com as regiões apresentadas na Figura 66 e parâmetros de acordo com a Tabela 8;
- (ii) Estimativa, com base na análise numérica, da contribuição do bloco de coroamento a partir da diferença entre a carga total resistida pelo conjunto (estacas + bloco de coroamento) e a carga total resistida pelas quatro estacas do grupo;

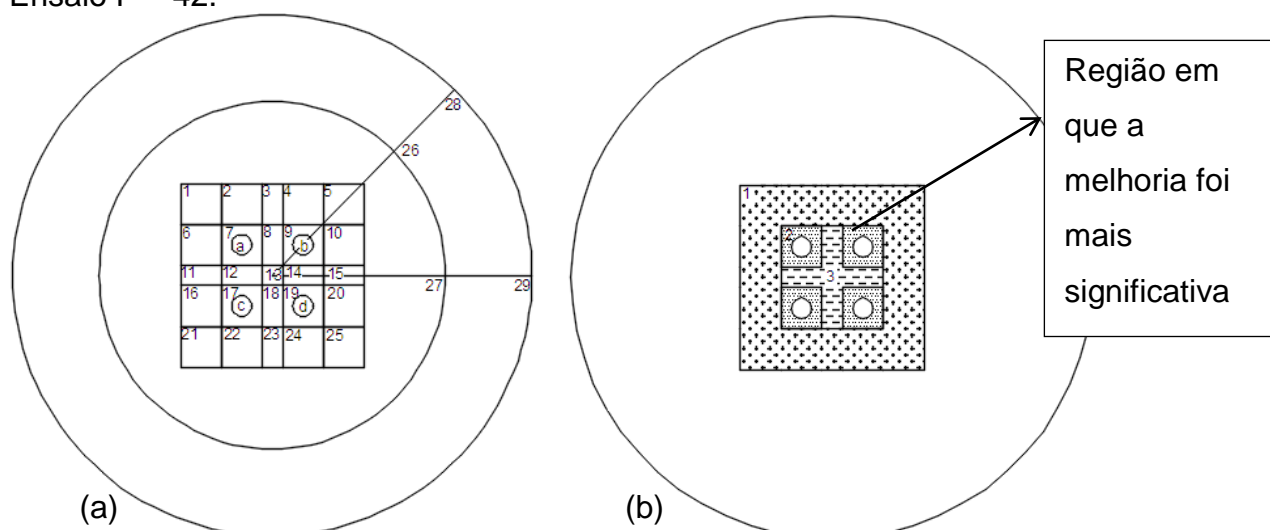
A Tabela 17 a seguir, apresenta os parâmetros obtidos, para o solo no entorno do fuste, para as duas situações avaliadas. Anteriormente foram apresentados os parâmetros obtidos para regiões do solo mais afastadas do fuste da estaca, em que a compactidade relativa variou de 73% a 78%. No item 4.3 foram apresentados, em detalhe, todos os parâmetros do solo utilizados na análise numérica e na estimativa da capacidade de carga baseada no método teórico.

Tabela 17 – Parâmetros do solo no entorno do fuste – Ensaio P – 42.

| Ensaio | Solo no entorno do fuste | e_f | D_r | γ_d (kN/m ³) | ϕ (°) |
|--------|-------------------------------|-------|-------|------------------------------------|------------|
| P-42 | Sem melhoria | 0,81 | 59 | 15,07 | 40 |
| | Com melhoria próximo ao fuste | 0,72 | 78 | 15,17 | 43 |

A Figura 66 mostra a determinação das subáreas para as quais a melhoria foi estimada (a) e as regiões que foram adotadas na modelagem (b). Nesta figura é possível observar a região mais próxima às estacas, na qual o efeito da melhoria devido à instalação das estacas foi mais significativo.

Figura 66 Arranjo das áreas com solo melhorado pela instalação das estacas. Ensaio P – 42.



Na Tabela 18 são mostrados os resultados obtidos para os diferentes tipos de critérios. Em (1a) os resultados obtidos experimentalmente por Vesic (1969) de acordo com critério de ruptura definido próprio autor. De acordo com este critério, a carga total mais a contribuição do bloco de coroamento foi de 95,1 kN. Os dados experimentais de Vesic (1969) também foram interpretados pelo método de Van der Veen modificado por Aoki (1975) (1b) tendo sido obtido o valor de 143,7 kN.

A carga de ruptura resistida pela ponta e por atrito e (1a) e (1b) seguiu a mesma tendência observada para carga total, sendo maior quando estimada pelo método de Van der Veen modificada por Aoki (1975).

Tabela 18 – Resultados obtidos – P – 42.

| P - 42 | | Q_{rup} Total Estacas + Bloco de coroamen- to (kN) | Q_{rup} Total Estaca s (kN) | Q_{rup} Pont a (kN) | Q_{rup} Atrit o (kN) | Q_{rup} Bloc o (kN) |
|---|--|--|--|--------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|
| Experimental | (a) Vesic (1969) - Critério Próprio | 95,1 | 78,6 | 50,6 | 28,0 | 16,5 |
| | (b) Interpretação dos dados experimentais (Van der Veen modificado por Aoki) | 143,7 | 110,5 | 59,1 | 51,4 | 33,3 |
| Análise numérica - Extrapolado por Van der Veen modificado por Aoki | (c) Plaxis com Melhoria | 152,7 | 28,9 | 5,8 | 23,1 | 123,8 |
| | (d) Plaxis sem Melhoria | 138,3 | 20,1 | 4,5 | 15,6 | 118,2 |
| Método Teórico - US Corps | (e) US Corps - Sem Melhoria | | 67,6 | 56,8 | 10,8 | |
| | (f) US Corps - Melhoria Fuste | | 68,9 | 56,8 | 12,1 | |

Na análise numérica (Plaxis 3D) foi utilizado o modelo constitutivo Mohr Coulomb, que possibilitou a estimativa da curva carga versus recalque até o nível de carregamento de 73 kN (cerca de 75 % da carga de ruptura determinada por Vesic (1969), de 95,1 kN), conforme indicado na Figura 67. Para a obtenção de toda a curva carga versus recalque foi necessária a extrapolação da curva obtida numericamente, tendo sido utilizada a abordagem sugerida por Van der Veen modificada por Aoki (1975). Diferentemente do que ocorreu no ensaio P-45, no P-42 os resultados indicam um nível inferior de recalque para os diversos níveis de carregamento reproduzidos numericamente.

Figura 67 – Curvas carga total versus recalque – Ensaio P – 42.

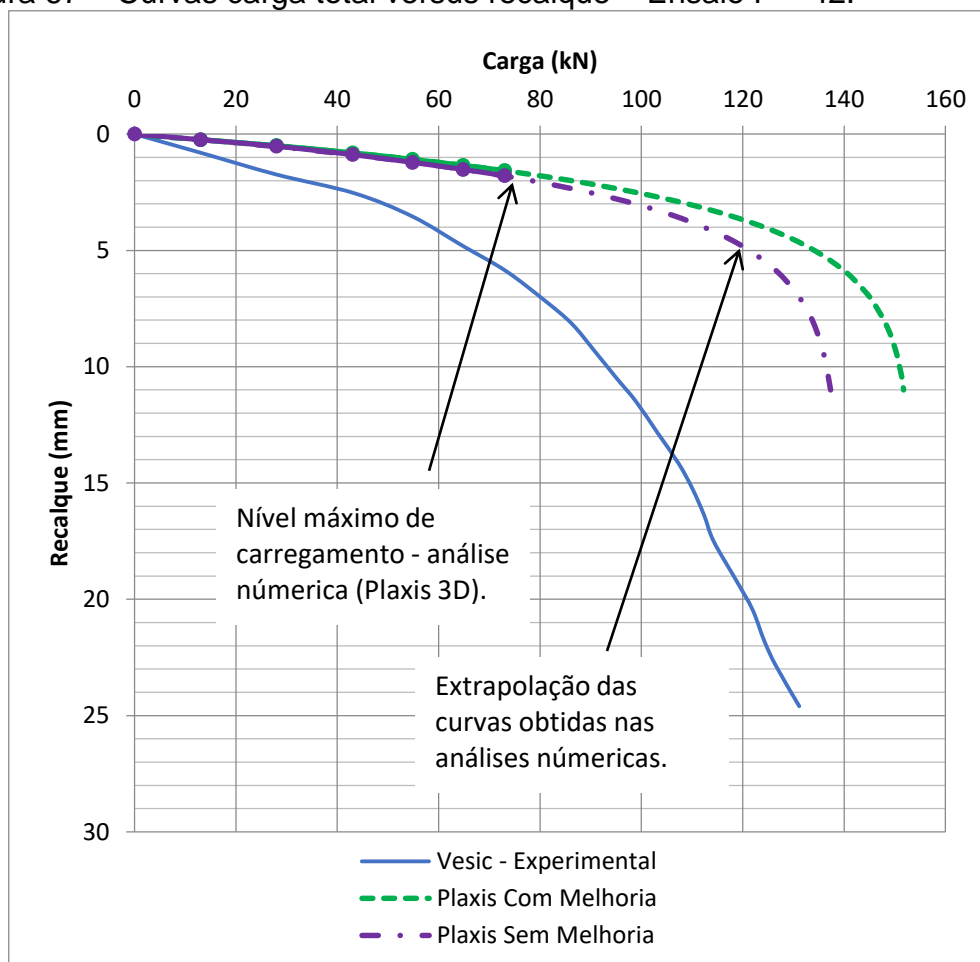


Figura 68 – Curvas carga total versus recalque – Ensaio P – 42.

Na Tabela 18 também são apresentadas as cargas de ruptura devidas à contribuição do bloco de coroamento. A análise numérica realizada para a condição de solo melhorado forneceu o valor de 123,8 kN. Já para a condição de solo sem melhoria foi obtido o valor de 118,2 kN. Os valores obtidos numericamente indicam que a contribuição do bloco foi bem superior à observada no experimento (16,5 ou 33,3 kN a depender do critério adotado).

Na análise numérica, para a situação de solo sem melhoria a contribuição do bloco, de 0,51m x 0,51m, (118,2 kN) é de cerca de 85 % da capacidade de carga de todo o conjunto (estacas + bloco = 138,3 kN). Cabe observar que no caso do ensaio P-45, com bloco de 0,38m x 0,38m, foi obtido um valor de 48,2kN, correspondente à 60% da capacidade de carga do conjunto. Para a situação de solo com melhoria, a contribuição do bloco de coroamento (123,8 kN) diminui para cerca de 80 % da capacidade de carga de todo o conjunto, o que não parece razoável.

No ensaio P-42 a carga total do conjunto obtida numericamente (estacas + bloco) é de 152,7kN e 138,3kN, para as situações com e sem melhoria, respectivamente, um aumento da capacidade de carga total do conjunto de 10%.

Observou-se experimentalmente que a contribuição do bloco (16,5 kN) representou 17% da capacidade de carga total (estacas + blocos = 95,1 kN), de acordo com o critério adotado por Vesic (1969). No ensaio anterior (P-45) a contribuição do bloco foi de 14,3% da capacidade de carga total (estacas + blocos = 72,9 kN). Quando os dados experimentais foram interpretados pelo método de Van der Veen modificado por Aoki (1975), a contribuição do bloco (33,3 kN) passou a representar cerca de 23% da capacidade de carga de todo o conjunto (143 kN). No ensaio P-45 chegou-se a 20,6%.

Com base no método teórico proposto pelo U.S. Corps of Engineers foram estimadas as cargas de ruptura total e as parcelas resistidas pela ponta e por atrito para as situações (i) sem melhoria (solo original) e (ii) com melhoria. A carga total estimada foi de 67,6 kN (sem melhoria) e 68,9 kN (com melhoria). Observou-se um aumento da carga de ruptura total ao considerar-se o efeito da instalação da estaca. A mesma tendência foi observada para a parcela resistida por atrito (10,8 e 12,1kN), de acordo com a Tabela 18.

Também havia sido observado o aumento da carga de ruptura total ao considerar-se o efeito da instalação da estaca no ensaio anterior (P-45): 56,6 kN (sem melhoria) e 60,6 kN (com melhoria). A mesma tendência foi observada para a parcela resistida por atrito (10 e 14 kN). As Figura 69 à Figura 73 mostram os resultados obtidos para o ensaio P-42.

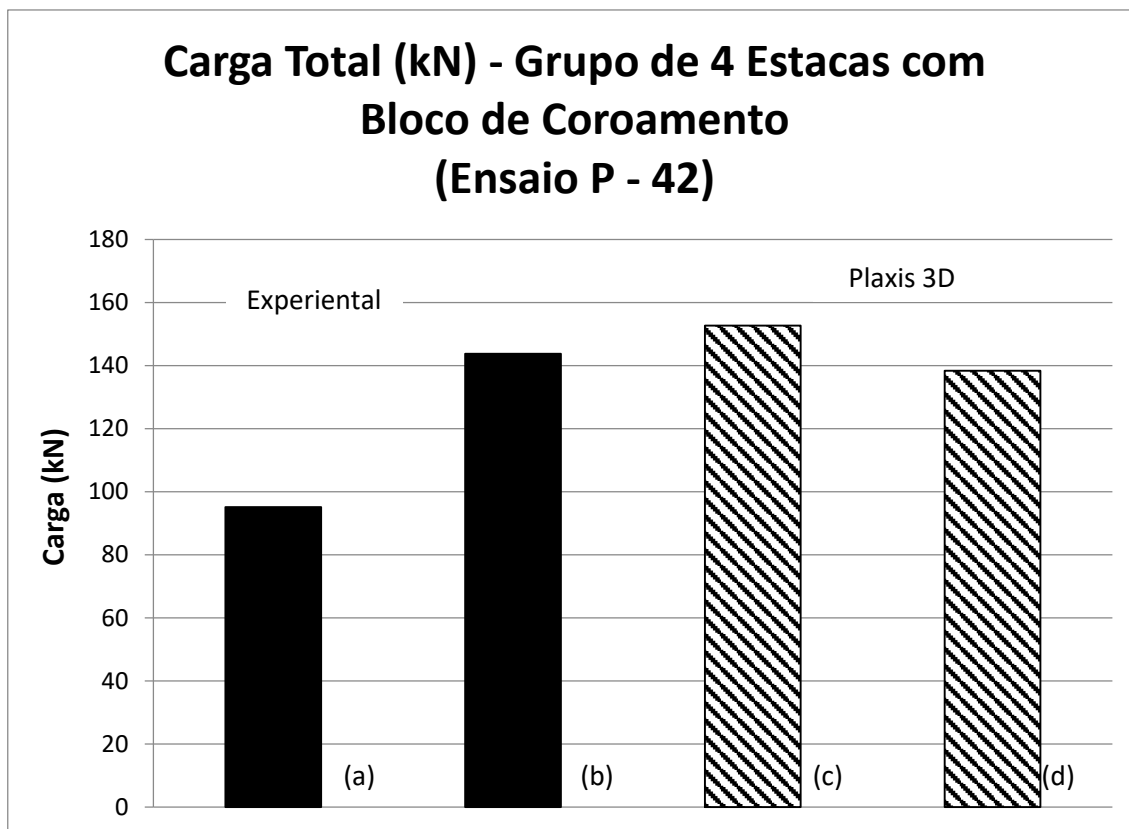


Figura 69 – Carga total mais do bloco de coroamento – Grupo de quatro Estacas com bloco de coroamento – Ensaio P – 42.

- (a) Vesic (1969) - Critério Próprio
- (b) Interpretação dos dados experimentais (Van der Veen modificado por Aoki, 1975)
- (c) Plaxis 3D com melhoria (VDV)
- (d) Plaxis 3D sem melhoria (VDV)

Na Figura 69, pode-se observar que a carga total (estacas + blocos) obtida na análise numérica (c), com a melhoria, foi ligeiramente superior à obtida a partir da interpretação dos dados experimentais (b). Já a carga total (estacas + blocos) obtida na análise numérica sem melhoria (d) forneceu resultado intermediário aos valores obtidos com base no experimento (“a” e “b”).

Na Figura 70 são apresentados os resultados de carga total para as quatro estacas (desprezou-se a contribuição do bloco). Observa-se que a carga total, resistida pelas estacas, com base na análise numérica ((c) e (d)) foi muito inferior à obtida experimentalmente (a), isso devido, possivelmente, à grande contribuição do bloco observada na análise numérica deste ensaio. O resultado numérico para solo com melhoria foi superior ao obtido para solo sem melhoria.

Ainda na Figura 70, é possível verificar um ajuste razoável da carga resistida pelas estacas, baseada no método teórico com solo melhorado (“f”), com a

experimental (“a”). Cumpre ressaltar que no ensaio P – 45, com espaçamento relativo de 2, o ajuste entre o método teórico “f” e o experimental “a” foi melhor. Além deste aspecto, o efeito da melhoria no resultado pelo método teórico foi mais pronunciado que o verificado para o ensaio P – 42.

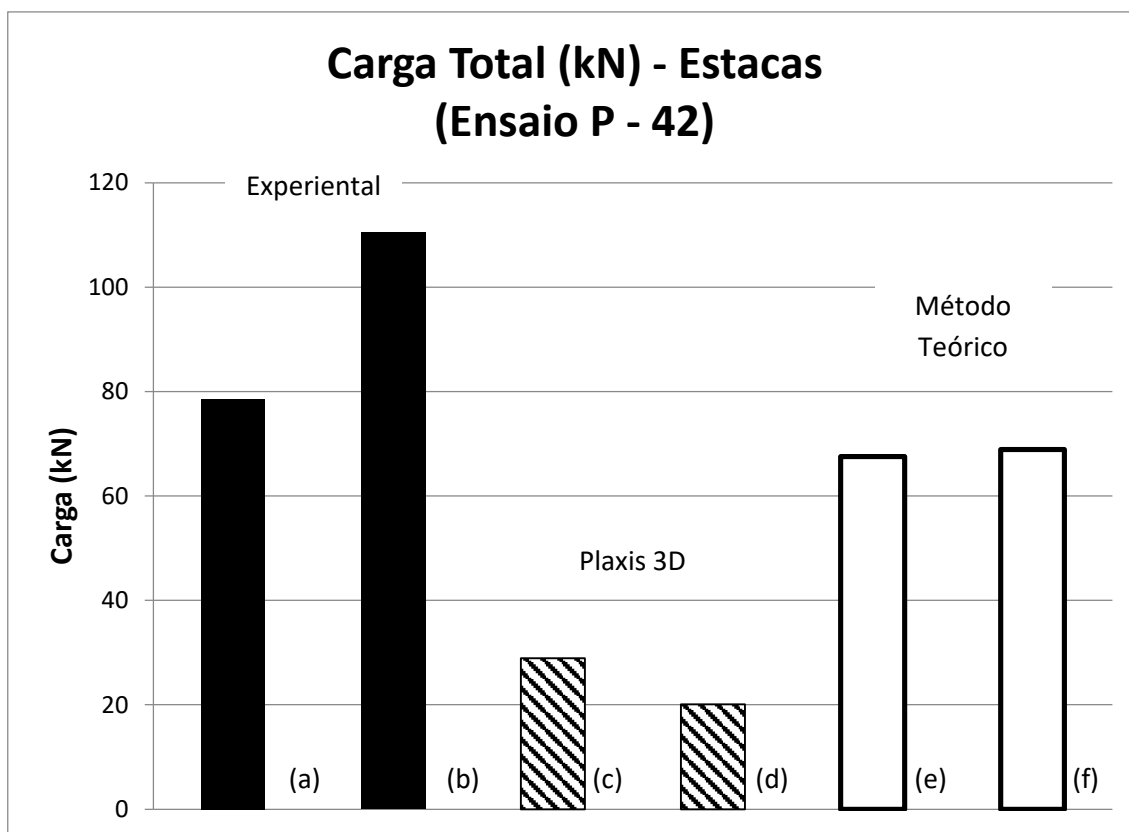


Figura 70 – Carga total – Grupo de quatro Estacas com bloco de coroamento – Ensaio P – 42

- (a) Vesic (1969) - Critério Próprio
- (b) Interpretação dos dados experimentais (Van der Veen modificado por Aoki, 1975)
- (c) Plaxis 3D com melhoria (VDV)
- (d) Plaxis 3D sem melhoria (VDV)
- (e) U.S. Corps - Sem melhoria
- (f) U.S. Corps – Com melhoria no Fuste

Na Figura 71 são apresentados os resultados de carga de ponta das quatro estacas (desprezou-se a contribuição do bloco). Observa-se que a carga de ponta, resistida pelas estacas, com base na análise numérica ((c) e (d)) foi muito inferior à obtida experimentalmente (a) e (b). O resultado numérico para solo sem melhoria foi ligeiramente inferior ao obtido para solo com melhoria.

O método teórico ((f) e (g)) forneceu resultados coerentes com os resultados experimentais (a) e (b).

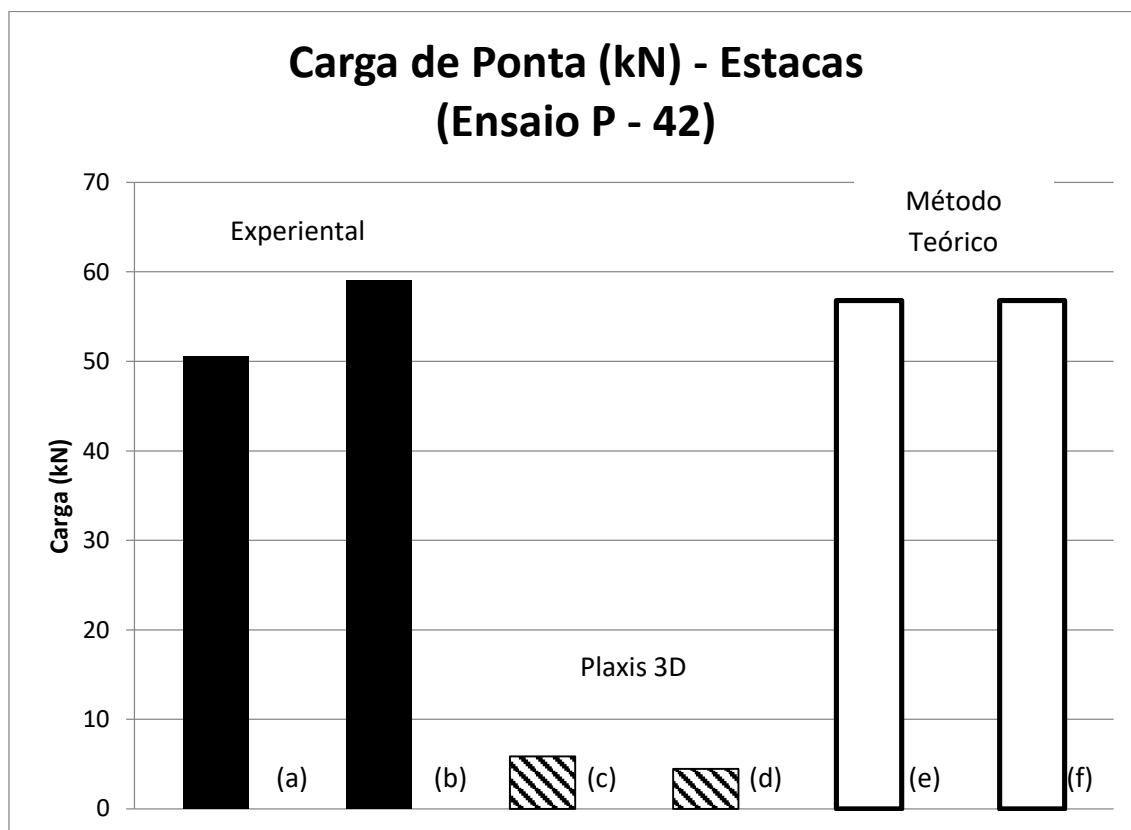


Figura 71 – Carga de ponta – Grupo de quatro Estacas com bloco de coroamento – Ensaio P – 42.

- (a) Vesic (1969) - Critério Próprio
- (b) Interpretação dos dados experimentais (Van der Veen modificado por Aoki, 1975)
- (c) Plaxis 3D com melhoria (VDV)
- (d) Plaxis 3D sem melhoria (VDV)
- (e) U.S. Corps - Sem melhoria
- (f) U.S. Corps – Com melhoria no Fuste

A Figura 72 mostra as parcelas de carga de atrito para os diferentes métodos já descritos anteriormente. Em (a) e (b), são mostrados os valores experimentais, em (c) e (d) os valores obtidos na análise numérica e em (e) e (f) os valores pelo método teórico. Pode-se observar que quando considerada a melhoria ((c) e (f)), as cargas de atrito são maiores que as obtidas nas análises em que não foi implementada a melhoria, (d) e (e), respectivamente.

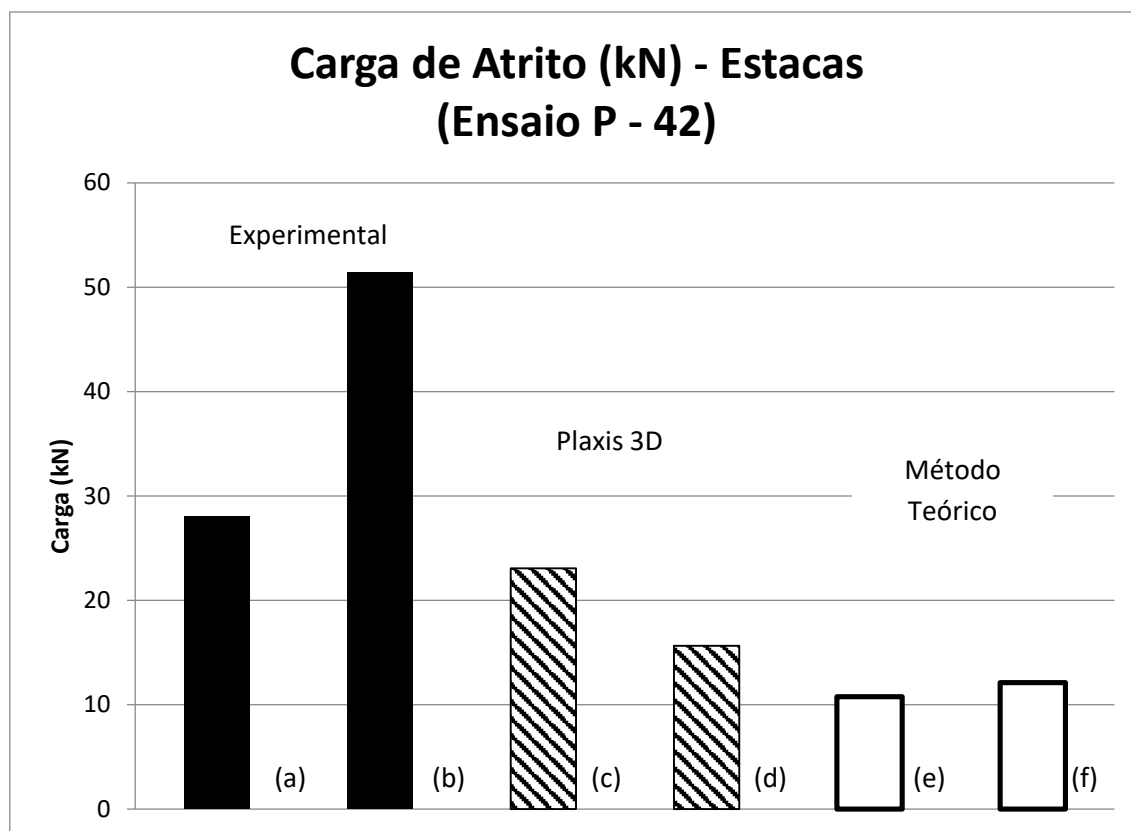


Figura 72 – Carga de atrito – Grupo de quatro Estacas com bloco de coroamento – Ensaio P – 42

- (a) Vesic (1969) - Critério Próprio
- (b) Interpretação dos dados experimentais (Van der Veen modificado por Aoki, 1975)
- (c) Plaxis 3D com melhoria (VDV)
- (d) Plaxis 3D sem melhoria (VDV)
- (e) U.S. Corps - Sem melhoria
- (f) U.S. Corps – Com melhoria no Fuste

A contribuição do bloco de coroamento foi bastante superior na análise numérica, conforme indicado na Figura 73 e comentado anteriormente para o ensaio P-45. Se observa, também, uma maior contribuição do bloco quando a análise numérica é efetuada para a condição de solo com melhoria.

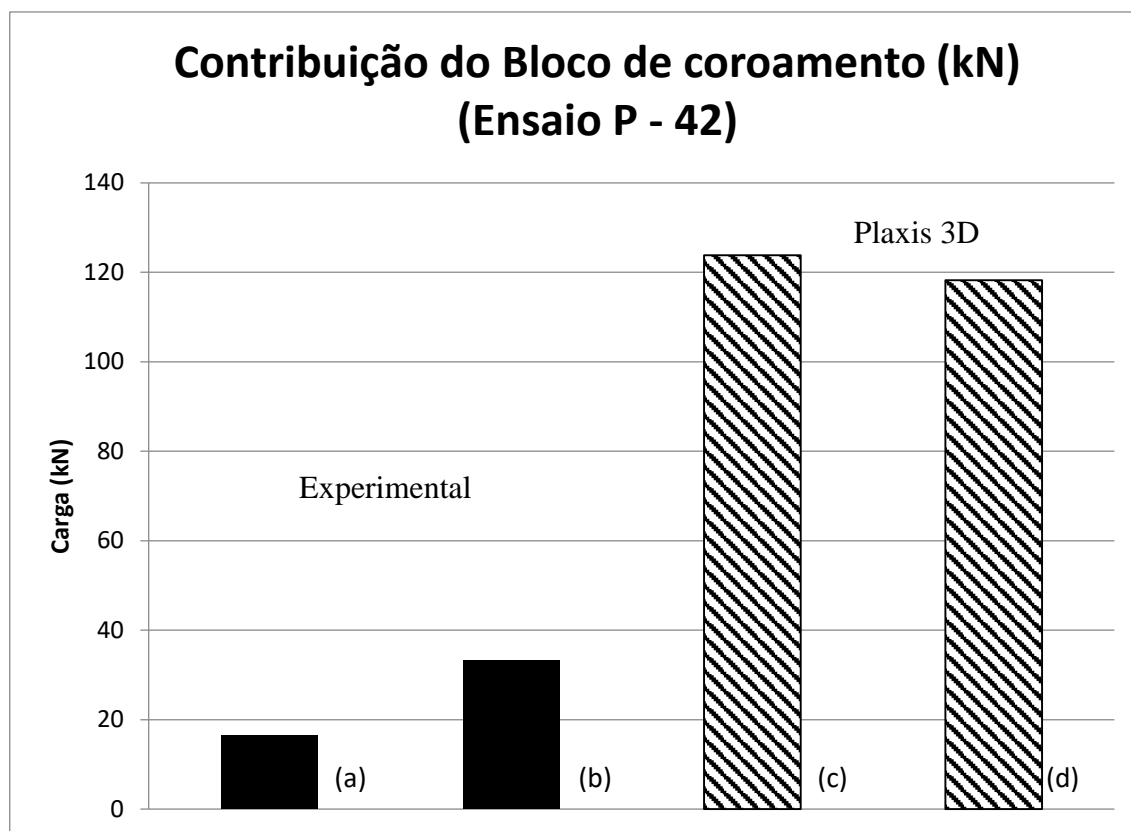


Figura 73 – Contribuição do bloco de coroamento – Grupo de quatro Estacas com bloco de coroamento – Ensaio P – 42.

- (a) Vesic (1969) - Critério Próprio
- (b) Interpretação dos dados experimentais (Van der Veen modificado por Aoki, 1975)
- (c) Plaxis 3D com melhoria
- (d) Plaxis 3D sem melhoria

A Figura 74 mostra o recalque máximo observado no solo. Esse recalque máximo foi registrado no centro do bloco de coroamento, nas duas situações: sem e com melhoria (3,888mm e 3,324mm). Nota-se a tendência, para os casos em que a melhoria é considerada, dos recalques serem inferiores (3,324mm). Houve deflexão na superfície do solo em uma região próxima ao conjunto ensaiado (1,184mm sem melhoria e 0,297mm com melhoria), no experimento Vesic (1969) observou deflexão na superfície do terreno de 1,4mm. A Figura 75 mostra uma vista transversal passando por duas estacas do grupo. Nesta seção, o deslocamento vertical descendente máximo observado também foi no bloco de coroamento, nas duas situações: com e sem melhoria.

Figura 74 – Deslocamentos totais, em perspectiva, Ensaio P – 42 Q=73kN. Em (a) análise numérica com solo sem melhoria e em (b) com melhoria.

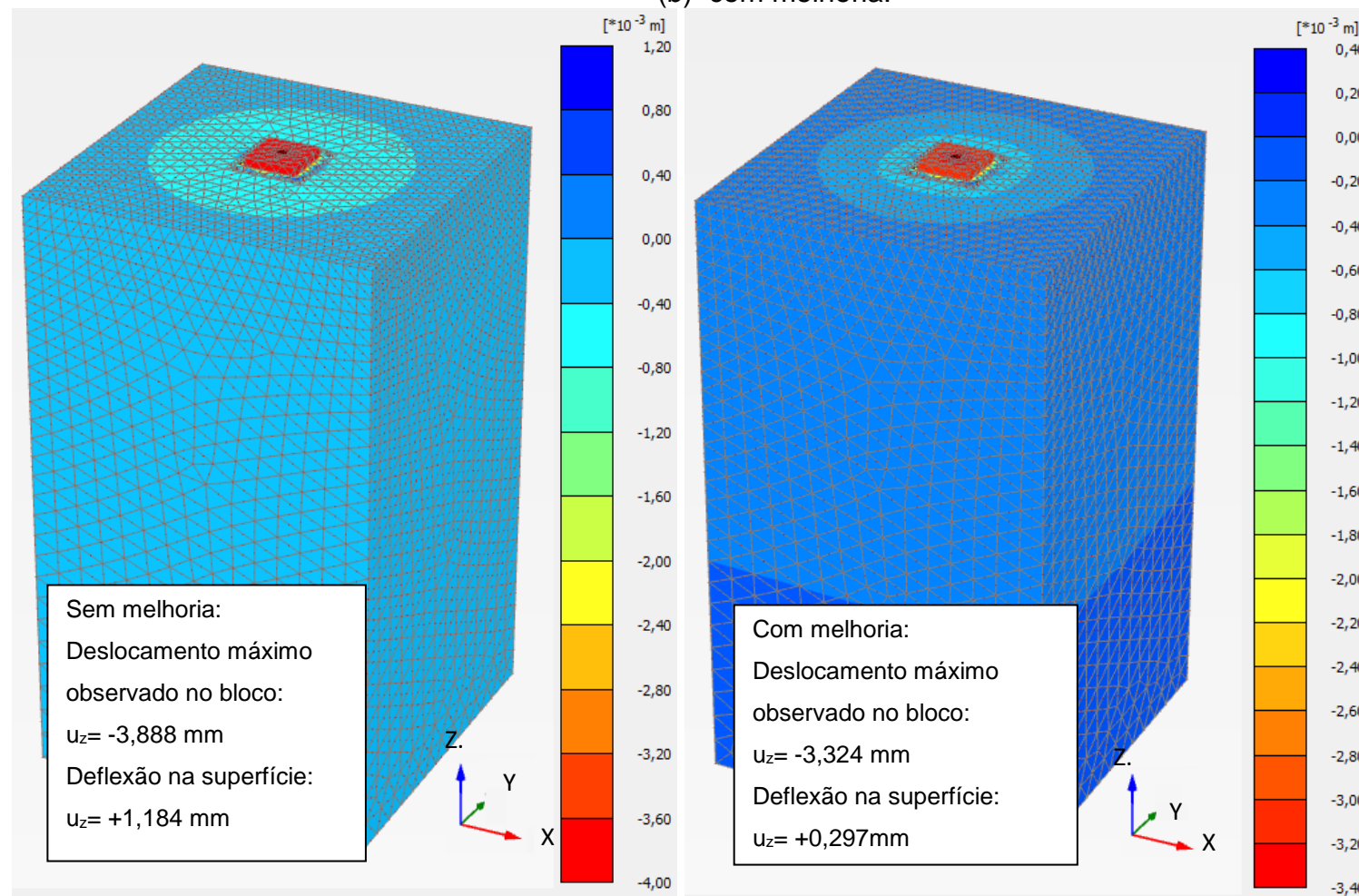
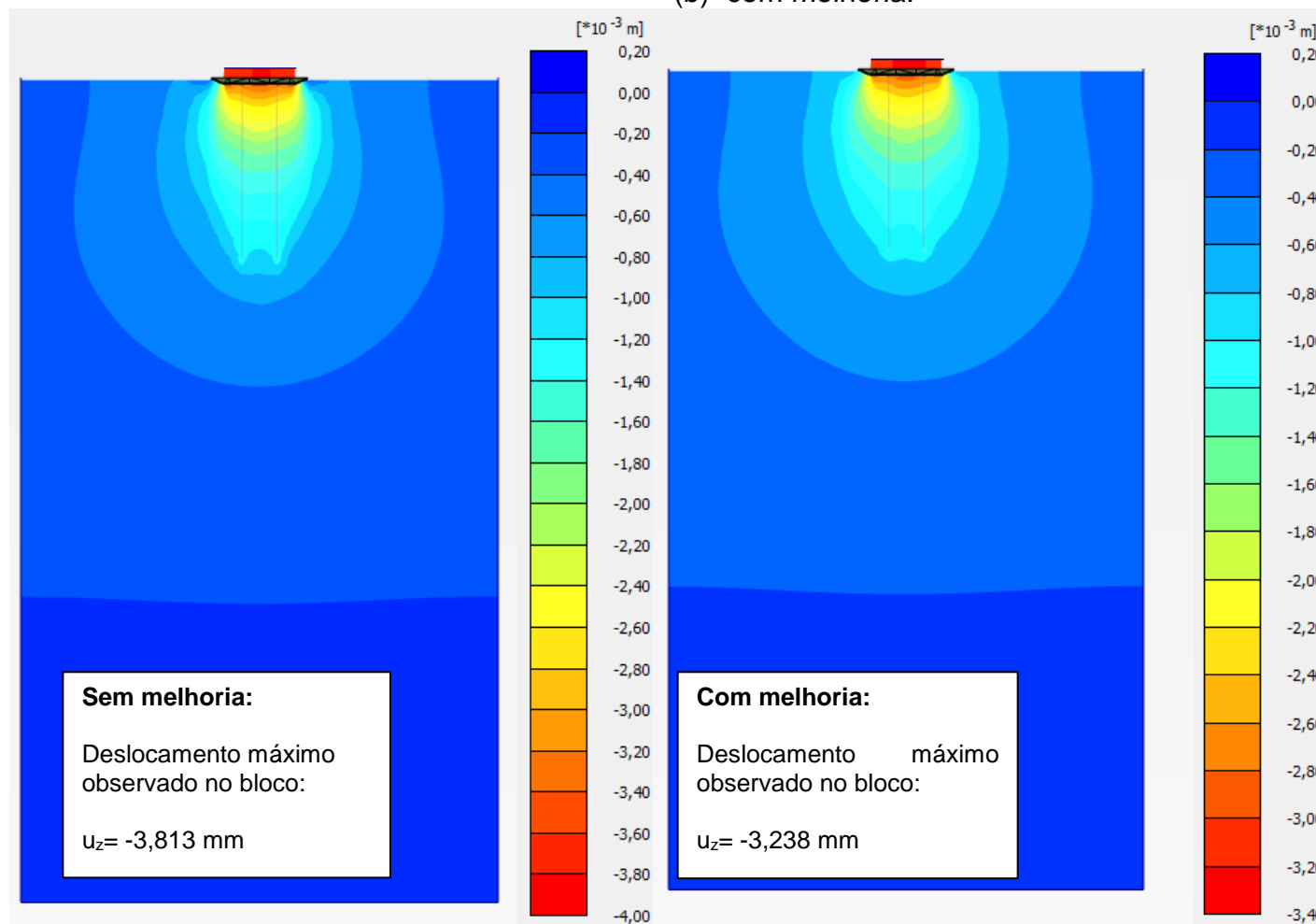


Figura 75 – Deslocamentos totais, vista transversal, Ensaio P – 42 Q=73kN. Em (a) análise numérica com solo sem melhoria e em (b) com melhoria.



5.3 Considerações a respeito da modelagem

A elevada contribuição do bloco de coroamento observada no comportamento do grupo pode ter decorrido da rigidez considerada na modelagem do bloco. No entanto, em Vesic (1969) não é fornecido informações suficientes das características do bloco.

Também se observou, em análises feitas pela autora (não apresentadas nesta dissertação) que o elemento de placa (plate), disponível no Plaxis 3D, não reproduziu de forma fidedigna o comportamento do bloco de coroamento de concreto dos ensaios de Vesic (1969). Notou-se que houve uma maior contribuição do bloco de coroamento, neste caso.

As análises numéricas não reproduziram a contribuição de cada um dos elementos do grupo (bloco e estacas), de modo similar ao observado experimentalmente. No entanto, em termos da carga total do grupo (estacas + bloco), o ajuste foi bom. Mesmo assim, foi feita uma análise onde foram alteradas as características geométricas a fim de melhorar o modelo, e que este pudesse reproduzir melhor o ensaio analisado. A seguir, é apresentada esta análise.

5.3.1 Ensaio P – 45 Modificado

A análise do ensaio P – 45 foi refeita alterando apenas a geometria da estaca, desenhando a estaca dentro do bloco de coroamento, fazendo com que a estaca continuasse com 1,50m enterrada na areia, mantendo todos os parâmetros geotécnicos do solo e do bloco de coroamento. O carregamento também foi mantido. Com esse detalhe, a contribuição do bloco de coroamento diminuiu ficando próximo do medido por Vesic (1969).

Na Tabela 19 serão apresentados os valores experimentais (Vesic, 1969) critério próprio e extrapolado por Van der Veen modificado por Aoki, os valores do Plaxis, com e sem melhoria, para Estaca engastada no bloco de coroamento e Bloco de coroamento apoiado nas estacas.

Tabela 19 - Resultados obtidos – P – 45 (Modificado)

| P - 45 Modificado | | Q rup Total Estacas + Bloco de coroamento (kN) | Q rup Total Estacas (kN) | Q Ponta (kN) | Q Atrito (kN) | Q Bloco (kN) |
|---|---------------------------------|--|--------------------------|--------------|---------------|--------------|
| Experimental | Vesic (1969) - Critério Próprio | 72,9 | 62,5 | 34,1 | 28,4 | 10,4 |
| Estaca engastada no bloco de coroamento | Plaxis com Melhoria | 128,6 | 109,4 | 45,2 | 64,1 | 19,3 |
| | Plaxis sem Melhoria | 115,9 | 99,7 | 51,3 | 48,4 | 16,2 |
| Bloco de coroamento apoiado nas estacas | Plaxis com Melhoria | 80.9 | 29.6 | 24.7 | 4.9 | 51.3 |
| | Plaxis sem Melhoria | 80.2 | 32.0 | 17.2 | 14.8 | 48,2 |

A Figura 76 mostra a comparação da distribuição da carga de atrito entre a análise numérica com e sem melhoria, para o caso onde estaca engastada no bloco de coroamento, somente o trecho da estaca em contato com o solo. É possível observar que as cargas no topo da estaca, para um mesmo estágio de carregamento, entre as duas situações não são iguais. A 15 cm de profundidade, aparece um pico que não é um comportamento típico de distribuição de carga ao longo da estaca. Também é possível observar que chegou mais carga nas estacas e que o bloco de coroamento não teve tanta influência na capacidade de carga do conjunto. No ensaio realizado por Vesic (1969), cerca de 14,27% da carga é resistida pelo bloco, enquanto a análise numérica considerando melhoria do solo a carga resistida pelo bloco é 15%, mas o conjunto suportou 55,7 kN a mais, ou seja, 76% a mais de carga total. Nos casos experimentais de Vesic (1969), chega mais carga na ponta da estaca.

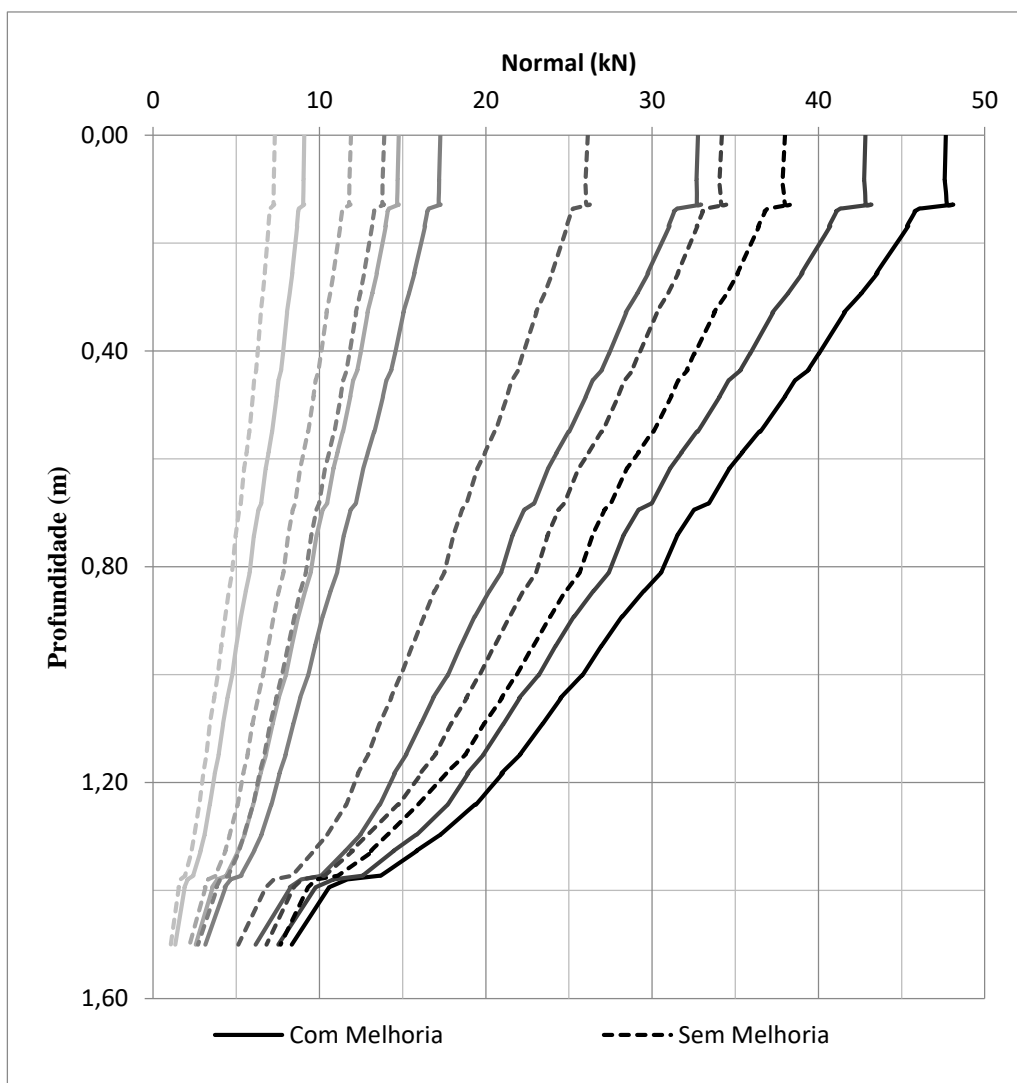


Figura 76 - Transferência de carga ao longo da estaca, ensaio P - 45 (Modificado).

Na Figura 77 é mostrada a comparação entre a distribuição de carga ao longo da estaca, na análise numérica considerando melhoria, e a medida por Vesic (1969). É possível observar que o modo como a carga se distribuiu no ensaio realizado por Vesic (1969) não foi reproduzido pela análise numérica. No ensaio realizado por Vesic (1969) chega mais carga na ponta da estaca enquanto na análise numérica a carga foi mais distribuída ao longo da estaca.

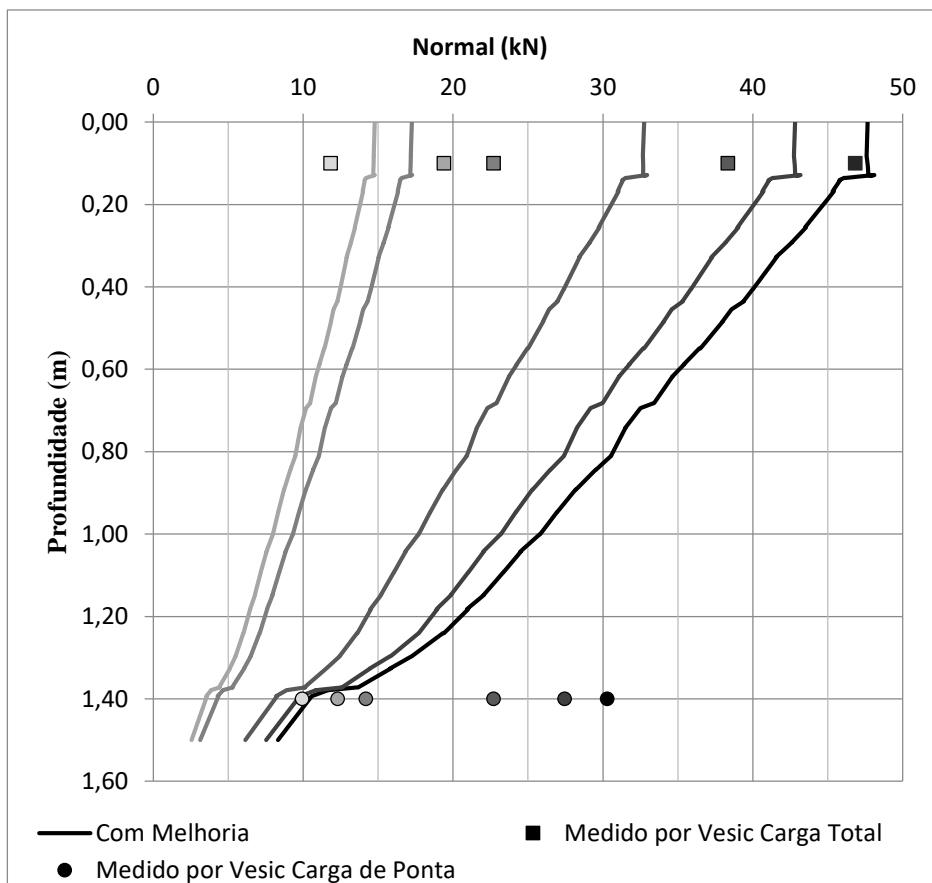


Figura 77 - Comparação entre a distribuição de carga ao longo da estaca, ensaio P - 45 (Modificado).

5.4 Considerações referente às eficiências – Grupo de 4 estacas

5.4.1 Como Vesic (1969) estimava a eficiência

Vesic (1969) considerou as eficiências para grupo a relação entre o valor da carga na estaca no grupo e a carga da estaca isolada (ensaio P -12). A seguir tem um exemplo de como Vesic (1969) estimou as eficiências dos grupos de estacas.

Para o ensaio P – 45, temos:

Carga resistida pelo conjunto $Q = 72,9 \text{ kN}$

Carga resistida em cada estaca $Q = 18,23 \text{ kN}$

Carga resistida pelas estacas $Q = 62,5 \text{ kN}$

Carga resistida em cada estaca $Q = 15,6 \text{ kN}$

Carga de ponta resistida pelo conjunto $Q = 34,1 \text{ kN}$

Carga de ponta resistida em cada estaca $Q = 8,53 \text{ kN}$

Contribuição do bloco $Q = 10,4 \text{ kN}$

Contribuição do bloco em cada estaca $Q = 2,6 \text{ kN}$

Para o ensaio P – 12, temos:

Carga Total $Q_T = 13,8 \text{ kN}$

Carga de ponta $Q_{ponta} = 10,5 \text{ kN}$

Carga de atrito $Q_{atrito} = 3,4 \text{ kN}$

Vesic (1969) definiu:

$$e = \frac{Q \text{ na estaca no grupo}}{Q \text{ na estaca isolada}}$$

Então, para o grupo de estacas do ensaio P – 45, temos as seguintes eficiências:

Eficiência total do conjunto: $e_T = 1,3$

Eficiência da capacidade de carga de ponta: $e_{ponta} = 1,5$

Eficiência da capacidade de carga de atrito: $e_{atrito} = 2,8$

5.4.2 Resultados

Os resultados obtidos nas análises numéricas para grupos de estacas com bloco, para carga total na ruptura, foram bem próximos aos valores experimentais de Vesic (1969), em termos médios. O que sugere ter sido um procedimento adequado, em termos de carga total, a modelagem dos ensaios dos grupos de estacas com bloco de coroamento com base em modelo constitutivo simples até cerca de 75% da carga de ruptura e extrapolação das curvas carga versus recalque obtidas numericamente, para interpretação dos resultados.

As curvas carga versus recalque dos ensaios P-45 e P-42,

e 71 respectivamente, mostram que para uma mesma carga, no trecho inicial da curva, observa-se recalque de menor magnitude quando é considerada, na modelagem numérica, a melhoria no solo, conforme esperado.

No ensaio P-45, em que a densidade relativa variou de 0,49 para 0,94 no entorno do fuste, essa diferença foi pouco expressiva.

Percebeu-se, nos ensaios com grupo de 4 estacas, uma diferença no formato das curvas carga total versus recalque obtidas pela extrapolação dos dados numéricos. A extrapolação dos dados obtidos na modelagem numérica do ensaio P-45 forneceu curvas muito similares para as condições de solo com e sem melhoria. Deste modo as cargas totais interpretadas para as duas situações (com e sem melhoria) foram, também, muito próximas. Tal comportamento não era esperado visto que nesse ensaio a melhoria do solo (prevista) foi significativa.

Já no ensaio P-42, foi observado o comportamento esperado: curvas carga x recalque significativamente diferentes para as situações com e sem melhoria, com carga total de ruptura maior para o caso de solo com melhoria.

A contribuição das estacas no comportamento do grupo (carga total resistida pelas quatro estacas do grupo) obtida por Vesic (1969) e a estimada pelo método teórico U.S. Corps, foi similar, tendo sido considerada, neste último método, a melhoria do solo no fuste. Essa tendência foi observada em ambos os ensaios.

A parcela da carga total resistida pelas estacas obtida na análise numérica foi inferior à observada experimentalmente por Vesic (1969) e pelo método teórico. Isso se deve ao fato da contribuição do bloco de coroamento ter sido significativamente maior na análise numérica, quando comparada aos registros experimentais. Mais à frente, a autora fará algumas considerações quanto à modelagem do bloco.

A tendência de boa concordância entre os valores experimentais e os calculados pelo método teórico, também ocorreu para as parcelas de carga de ponta nos ensaios P-45 e P-42. Já os valores obtidos a partir da interpretação dos dados obtidos na análise numérica, estes foram afetados pela extrapolação por Van der Veen modificado por Aoki, uma vez que a carga de ponta foi muito pequena nos ensaios modelados. Deste modo, não houve uma boa concordância com os registros experimentais de Vesic (1969).

Para a parcela de carga de atrito, ao serem avaliados os valores experimentais (obtidos pela diferença entre a carga total nas estacas e a carga de ponta) e os estimados pelo método teórico, não foi percebida boa concordância

entre os resultados, conforme observado para as cargas total e de ponta. Isso se deu por que no método teórico se calculou a carga para uma estaca, e se multiplicou o valor obtido pelo número de estacas do grupo, (no caso 4 estacas, uma vez que todas as estacas no grupo têm a mesma posição relativa).

O valor da carga de atrito obtido na análise numérica com melhoria do solo para o ensaio P-42 foi bastante similar ao observado por Vesic (1969). Já para o ensaio P-45 o resultado numérico foi bem inferior ao experimental. Assim, não foi possível definir uma tendência única para a parcela de atrito.

Na análise numérica dos grupos de estacas com bloco de coroamento se observou deflexão na superfície semelhante à registrada por Vesic (1969).

Com a finalidade de avaliar as diferentes eficiências observadas numericamente e compará-las aos valores obtidos experimentalmente, a autora reproduziu na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** os dados da Tabela 4 de Vesic (1969), apresentada anteriormente, tendo sido incluídos os dados obtidos na presente pesquisa.

A **Erro! Fonte de referência não encontrada.** mostra as eficiências calculadas para diversas situações, descritas a seguir: na linha (a) são mostradas as eficiências de acordo com os dados experimentais (Vesic, 1969), dos ensaios P-45 (grupo de 4 estacas com espaçamento de 2 diâmetros) e valores médios das estacas isoladas (Vesic, 1969); em (b) são mostradas as eficiências para os dados experimentais (Vesic, 1969), do ensaio P-45 (grupo de 4 estacas com espaçamento de 2 diâmetros) e do ensaio P-12 para estaca isolada; em (c) são apresentados os resultados numéricos dos ensaios P-45 e P-12, com a implementação da melhoria no solo e em (d) são indicados resultados dos ensaios P-45 e P-12 com base nos dados obtidos numericamente, sem a implementação da melhoria no solo;

Ainda na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, na linha (e) as eficiências obtidas nos ensaios de Vesic (1969) são indicadas. Neste caso, foram utilizados os registros do ensaio P-42 (grupo de 4 estacas com espaçamento de 3 diâmetros) e valores médios dos ensaios em estacas isoladas; em (f) são apresentadas as eficiências obtidas por Vesic (1969) baseadas nos registros obtidos nos ensaios P-42 e P-12 e em (g) são mostrados os resultados numéricos dos ensaios P-42 e P-12, tendo sido considerada a melhoria no solo. Na linha (h) os resultados numéricos obtidos para os ensaios P-42 e P-12, sem a implementação da melhoria no solo, são apresentados. Cabe lembrar que os dados obtidos

numericamente foram extrapolados pelo método de Van der Veen modificado por Aoki (1975).

Seguindo o procedimento utilizado por Vesic (1969) as eficiências (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**) foram estimadas dividindo-se o valor da carga por estaca do grupo pelo valor da carga correspondente à estaca isolada, para cada situação avaliada (total, atrito, ponta).

Deste modo, a eficiência das estacas do grupo (carga total) foi estimada dividindo-se a carga total resistida por cada estaca do grupo (carga total das estacas dividida pelo número de estacas no grupo, quatro) pela carga total obtida no ensaio em estaca isolada.

Para estimativa da eficiência das parcelas de ponta e de atrito e do conjunto estacas mais bloco de coroamento, foi utilizado o procedimento descrito anteriormente para a eficiência em termos de carga total.

Tabela 19 - Eficiências - Resultados obtidos – Ensaios P-12, P-42 e P – 45.

| | Carga Total por Estaca | | Carga de Ponta | | Atrito Lateral | | Contribuição do Bloco por Estaca (kN) | Eficiência | | | |
|-------------------------------------|------------------------|----------------------|-----------------------|---------------------|-----------------------|----------------------|---------------------------------------|----------------|-------|--------|------------------------|
| | Estaca no Grupo, (kN) | Estaca Isolada, (kN) | Estaca no Grupo, (kN) | Estaca Isolada (kN) | Estaca no Grupo, (kN) | Estaca Isolada, (kN) | | Total (Estaca) | Ponta | Atrito | Total (Bloco + Estaca) |
| (a) P-45 | 15,66 | 12,19 | 8,41 | 9,52 | 7,21 | 2,67 | 2,49 | 1,28 | 0,88 | 2,70 | 1,48 |
| (b) P-45 e P-12 (experimental) | 15,66 | 13,57 | 8,41 | 10,32 | 7,25 | 3,25 | 2,49 | 1,15 | 0,81 | 2,23 | 1,34 |
| (c) P-45 e P-12 | | | | | | | | | | | |
| Plaxis com melhoria | 7,40 | 11,00 | 6,175 | 6,8 | 1,23 | 4,2 | 12,83 | 0,67 | 0,91 | 0,29 | 1,80 |
| (d) P-45 e P-12 Plaxis Sem Melhoria | 8,00 | 11,00 | 4,30 | 6,20 | 3,70 | 4,80 | 12,05 | 0,73 | 0,69 | 0,77 | 1,82 |
| (e) P-42 | 23,41 | 17,62 | 14,91 | 13,80 | 8,50 | 3,83 | 6,05 | 1,33 | 1,08 | 2,22 | 1,67 |
| (f) P-42 e P-12 (experimental) | 23,41 | 13,57 | 14,91 | 10,32 | 8,50 | 3,25 | 6,05 | 1,72 | 1,44 | 2,62 | 2,17 |
| (g) P-42 e P-12 | | | | | | | | | | | |
| Plaxis com melhoria | 7,23 | 11,00 | 1,45 | 6,80 | 5,78 | 4,20 | 30,95 | 0,66 | 0,21 | 1,38 | 3,47 |
| (h) P-42 e P-12 Plaxis Sem Melhoria | 10,03 | 11,00 | 1,13 | 6,20 | 3,90 | 4,80 | 29,55 | 0,91 | 0,18 | 0,81 | 3,60 |

Para avaliação da eficiência do conjunto estacas mais bloco de coroamento, a carga total por estaca foi acrescida da contribuição do bloco dividida por quatro (número de estacas no grupo).

As eficiências em termos de cargas totais para as análises numéricas ((c), (d), (g) e (h)) foram inferiores a 1, o que contraria o estimado por Vesic (1969). Isso se deu por conta da grande contribuição do bloco de coroamento observada numericamente.

As eficiências calculadas para a parcela de ponta foram inferiores a 1, em concordância com o observado nos ensaios experimentais de Vesic (1969). Os valores encontrados para o ensaio P-45 foram mais próximos aos obtidos por Vesic (1969). No entanto, os valores obtidos para o ensaio P-42 foram bem inferiores aos experimentais.

As eficiências calculadas para as parcelas de atrito não reproduziram os valores obtidos nos experimentos de Vesic (1969). Segundo este autor, o aumento da capacidade de carga de um grupo de estacas em areia decorre, principalmente, do aumento das cargas de atrito. Tal observação, embora bastante pertinente, não foi observada numericamente.

A eficiência do conjunto estacas mais bloco de coroamento, obtida numericamente, foi bem próxima à verificada por Vesic (1969) para o ensaio P-45. O mesmo não ocorreu para o ensaio P-42.

6. CONCLUSÕES

Foi procedida uma análise dos diferentes enfoques disponíveis para a consideração do efeito de grupo e um estudo dos fatores mais relevantes.

Para o caso específico de solos arenosos, tentou-se quantificar o efeito devido à instalação das estacas. A melhoria do solo devida à instalação foi estimada, tendo sido modificados os parâmetros do solo original, de forma similar ao realizado por Freitas (2010) e Freitas et al. (2014), com base no modelo de Alves (1998) do efeito da compactação do solo pela cravação de estacas, também descrito por Alves e Lopes (2001).

Análises foram feitas, contemplando a comparação do comportamento experimental com o resultado de análise numérica através do programa Plaxis 3D. Analisou-se a estaca isolada e em grupo de quatro estacas com bloco de coroamento, com e sem a melhoria. Método teórico foi, também, utilizado nas estimativas.

A seguir serão apresentadas as principais observações e conclusões da pesquisa, bem como sugestões para trabalhos futuros.

Referente à estimativa do módulo de elasticidade

Foram estabelecidas correlações, a partir dos dados experimentais de ensaios realizados por Vesic (1963), que deram origem ao ábaco da Figura 40. O módulo de Elasticidade varia em função do índice de vazios e da tensão confinante e essa variação foi considerável. Dependendo da compacidade da areia, e para uma dada tensão confinante, a variação do módulo chega a 20%.

Tanto o índice de vazios quanto a tensão confinante variam durante a cravação da estaca e sua combinação influencia a estimativa do módulo de Elasticidade.

Referente à melhoria do solo - Ensaio P - 45 e P - 42

Na avaliação da melhoria gerada pela cravação das estacas foi observado que a compacidade da areia variou de DR=49% (solo original) para, no máximo, DR=94%, no ensaio P-45, com estacas espaçadas de 2 diâmetros. Para este espaçamento, chegou-se bem próximo da compacidade máxima admitida pelo solo arenoso.

Já no ensaio P-42 (espaçamento de 3 diâmetros), a compacidade do solo variou de DR= 59% (solo original) para, no máximo, DR=78%. Neste caso a melhoria foi menos pronunciada devido ao maior espaçamento entre estacas.

A melhoria tende a ser maior para solos fofos, embora se concentre mais próxima ao eixo da estaca. Já para solos compactos, a melhoria é menor, mas atinge regiões mais afastadas do fuste da estaca.

Ao serem comparadas as compacidades obtidas nos dois ensaios, observa-se que o solo original do ensaio P-42, sem melhoria, é mais compacto que o solo original do ensaio P-45, e o mesmo sofreu menor variação na compacidade relativa (de 59% sem melhoria para 78% na região mais próxima ao fuste da estaca) do que o ensaio P-45 (de 49% sem melhoria para 94%). Este comportamento está em alinhamento com o modelo de Alves (1998).

A autora estimou as transferências de carga das estacas pelo método teórico U.S. Corps e estes valores foram utilizados na análise numérica (Plaxis 3D). Esse procedimento, para os casos dos grupos estudados, pareceu conservador, além de não incorporar o efeito de grupo. Embora tenha funcionado bem para estaca isolada (P-12), parece não ser indicado para as análises de grupo. A sugestão da autora, para análise numérica (no Plaxis 3D) de grupo de estacas, é de se adotar carga resistida por atrito em cada estaca do grupo, como sendo, em média, duas a três vezes superior ao valor estimado pelo método teórico para estaca isolada. De fato, as eficiências verificadas por Vesic (1969) (Tabela 4 - coluna 14) estão nesta faixa de valores.

Sugestão para trabalhos futuros

Para a continuidade dos estudos envolvendo tanto o efeito de grupo, quanto o efeito de melhoria devido à instalação de estacas em areias, sugere-se:

1. Implementar outros modelos de melhoria devido à instalação das estacas para fins de comparação com o de Alves (1998);
2. Estudo detalhado da influência das regiões ou malhas para o estudo do efeito de instalação nos resultados, a partir da adoção de malhas diferentes da sugerida por Freitas (2010);
3. Utilização de diferentes modelos representativos do comportamento do solo nas análises numéricas, para fins de comparação com o modelo de Mohr- Coulomb;
4. Análise do efeito da ordem de cravação das estacas no comportamento do conjunto;
5. Utilização de outros programas de elementos finitos para fins de comparação com o Plaxis 3D;
6. Procedimento de análises para níveis de deformação mais próximos da ruptura;
7. Estimativa de comportamento de grupo com estacas de diferentes comprimentos, mais curtas no centro, onde a melhoria deve ser mais eficiente;
8. Procedimento de análises para verificação do efeito de instalação e de grupo sob carga para a situação em que a base do bloco também contribui na mobilização do carregamento;
9. Procedimento de análises com solo de compacidade fofa, com o objetivo de avaliar a influência da compacidade inicial na melhoria obtida devido à instalação das estacas, bem como na resposta em relação ao nível de recalques e transferência de carga;
10. Realização de ensaios em grupo de estacas instrumentadas no campo;

REFERÊNCIAS

ALVES, A. M. L. Contribuição ao estudo de estacas de compactação em solos *granulares*. 1998, 190f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1998.

ALVES, A. M. L., LOPES, F. R. A contribution to the study of compaction piles in granular soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 15., 2001, Istanbul. *Proceedings...* [S.l.], 2001. p. 1683-1686.

AOKI, N.; LOPES, F. R. Estimating stresses and settlements due to deep foundations by the theory of elasticity. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., 1975, Buenos Aires. *Proceedings...* [S.l.], 1976. v. 1, p. 377-386.

AOKI, N.; VELOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., 1976, Buenos Aires. *Proceedings...* [S.l.], 1975. v.1, p. 367-376.

Bathe (1982) Finite element analysis in engineering analysis. Prentice-Hall, New Jersey.

BRINKGREVE, R.B.J. et al. *Plaxis 3D Foundation*. Version 2. Netherlands: Plaxis BV, 2007. 5 v.

BUTTERFIELD, R. e BANERJEE, P.K. The elastic analysis of compressible piles and pile groups. *Géotechnique*, London, v. 21, n. 1, p. 43-60, 1971.

BUTTERFIELD, R.; DOUGLAS, R. A. *Flexibility Coefficients for the Design of Piles and Pile Groups*. London : Construction Industry Research and Information Association, 1981. 79 p. (CIRIA Report, n. 108).

CHAN, R. K. S. *Foundation Design and Construction*. Hong Kong : The Government of the Hong Kong Special Administrative Region, 2006. (Geo Publication, n. 1).

CHELLIS, R.D. *Pile Foundations*. 2nd ed. New York: McGraw-Hill Inc.,1961. 704 p.
CHEUNG, Y.K., THAM, L.G.; GUO, D.J. Analysis of pile group by infinite layer method. *Géotechnique*, London, v. 38, p 415-431,1988.

CHOW, Y.K. Axially loaded piles and pile groups embedded in a cross-anisotropic soil. *Géotechnique*, London, v. 39, p 203-212, 1989. 185

CGE. *Canadian Foundation Engineering Manual*. 3th ed. Ottawa: Canadian Geotechnical Society, 1992. 512 p.

CONDE, A. C. Contribuição ao estudo de estacas de compactação em solos granulares. 2010, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – PGECIV, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1998.

CHEUNG, Y.K., THAM, L.G.; GUO, D.J. Analysis of pile group by infinite layer method. *Géotechnique*, London, v. 38, p 415-431,1988.

CUR (2004) Geotechnical Exchange format ofr cpt-data. Technical mreport, CUR.

DAHLBERG, R. *Settlement characteristics of preconsolidated natural sands*. 1975. Thesis (PhD) - Swedish Council for Building Research, Royal Institute of Technology, Stockholm, 1975.

DE MELLO, V. F. B. Revisitations on Sample Foundation Designs. *Soils and Rocks*, São Paulo, v. 18, n. 2, p. 75-92, 1995.

DE MELLO, V. F. B. The standard penetration test. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4., 1971. San Juan (Puerto Rico). *Proceedings...* Puerto Rico, 1971.

DE MELLO, V. F. B. Foundations of buildings on clay. State of the Art Report. In: STATE OF THE ART VOLUME: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7., 1969, Mexico City. *Proceedings...* Mexico City, 1969. p 49-136. 186

ENGIN, H.K.; SEPTANIKA, E.G.; BRINKGREVE, B.J. Estimation of Pile Group Behavior using Embedded Piles. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR COMPUTER METHODS AND ADVANCES IN GEOMECHANICS (IACMAG), 12., 2008, Goa. *Proceedings...* [Índia], 2008.

FLEMING, W.G.K.; THORBURN, S. Recent piling advances. In: CONFERENCE ON ADVANCES IN PILING AND GROUND TREATMENT FOR FOUNDATIONS, 1983, London. *Proceedings ...* London, 1983. p 1-16.

FLEMING, W. G. K.; WELTMAN, A. J.; RANDOLPH, M. F.; ELSON. *Piling Engineering*. 2nd ed. London: Surrey University Press, 1992.

FREITAS, A.C.; Danziger, B.R. ; PACHECO, M. P. . A Case of 3-D Small Pile Group Modeling in Stiff Clay Under Vertical Loading. Solos e Rochas (Cessou em 2006. Cont. ISSN 1980-9743 Soils & Rocks), v. 38, p. 67-79, 2015.

Freitas et al. (2015). FREITAS, A. C., Danziger, B. R., Pacheco, M. P., Gerscovich, D. M. S., 3-D predictions of instalation and group effect on driven piles. Internation journal of Geotechnical Engeneering volume 9, 2015

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

GUSMÃO FILHO, J. *Contribuição à prática de fundações: a experiência do Recife*. 1995. 251f. Tese de Professor Titular do Departamento de Tecnologia e Geociências da Escola de Engenharia - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 1995.

GUSMÃO FILHO, J. *Desempenho de Obras Geotécnicas*. Pernambuco: Editora Universitária da Universidade Federal de Pernambuco, 2006.

HOOPER, J.A.; WOOD, L. A. Comparative behaviour of raft and piled foundations. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9, 1977, Tokyo. Proceedings... Tokyo, 1977. v. 1. p 545-550.

KISHIDA, H and MEYERHOF, G. G., Bearing capacity of pile groups under eccentric loads in Sand” proceedings, sixth international conference on soil Mechanics and foundation Engineering, Montreal 1995. Vol II, pp. 270-274.

MEYERHOF, G. G. Bearing capacity and settlements of piled foundations. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, v. 102, p 197-228, 1976.

MINDLIN, R. D. Force at a point in the interior of a semi-infinite soil. *Physics*, v. 7, n. 5, p. 195, 1936.

MYLONAKIS, G.; GAZETAS, G. Settlement and additional internal forces of grouped piles in layered soil. *Geotechnique*, London, v. 48, n. 1, p. 55-72, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6122/2010: projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro, 1996.

O'NEILL, M.W. Group action in offshore piles. In: CONFERENCE ON GEOTECHNICAL PRACTICE IN OFFSHORE ENGINEERING, 1983, Austin. *Proceedings...* Austin, 1983. p. 25-64.

PLAXIS 3D - Reference Manual - (2011),

POULOS, H. G. Analysis of the settlement of pile groups. *Geotechnique*, London, v. 18, n. 4, p. 449-471, 1968.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. Pile foundation analysis and design. New York; John Wiley e Sons, 1980

RANDOLPH, M. F. Design methods for pile groups and piled rafts. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 13., 1994, New Delhi. *Proceedings...* New Delhi, 1994. v. 5, p 61-82.

RANDOLPH, M.F.; WROTH, C.P. An analysis of the vertical deformation of pile groups. *Géotechnique*, London, v. 29. n. 4, p 423-439, 1979.

RANDOLPH, M.F.; WROTH, C.P. Analysis of deformation of vertically loaded piles. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, v. 104, GT12, p. 1465-1488, 1978.

RUSSO NETO, L. Interpretação de Deformação e Recalque na Fase de Montagem de Estrutura de Concreto com Fundação em Estaca Cravada. 2005. 280 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

SANTANA, C. M. *Comparação entre metodologias de análise de efeito de grupo de estacas*. 2008. 160 f. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

STEINBRENNER, W. Tafeln sur Setzungsberechnung. *Die Satrasse*, v. 1, p. 121, 1934.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. *Soil mechanics in engineering practice*. 2nd ed. New York: Wiley, 1967. 729 p.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. *Soil exploration, soil mechanics in engineering practice*. New York: John Willey & Sons, Inc., 1948.

TERZAGHI, K., PECK, R. B.; MESRI, G. *Soil mechanics in engineering practice*. 3rd ed. New York: John Willey & Sons, Inc, 1996.

TOMLINSON, M. J. *Pile Design and Construction Practice*. 4th ed. London: Spon Press, 1994. 411 p.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. *Fundações*. Rio de Janeiro: Editora COPPE/ UFRJ, 2002. v. 2.

VESIC, A. S., Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand, "National Academy of Sciences, National Research Council, High Research Record. N°39, 1963, pp 112-153.

VESIC, A. S. Experiments with instrumented pile groups in sand. In: AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Performance of deep foundations*. Philadelphia, 1969. (ASTM Special Technical Publication, n. 444). p. 177-222. 192

VESIC, A. S. Pile-soil interaction, Chap4. In: NATIONAL COOPERATIVE HIGH RESEARCH PROGRAM OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. *Design of pile foundation*. Washington, DC, 1977. (Synthesis of Highway Practice, n. 42). p. 22-31.

VESIC, A.S. Bearing capacity of shallow foundations, Chapter 3. In: WINTERKORN, H.F.; FANG, H.Y. *Foundation Engineering Handbook*. [S.I.]: Van Nostrand Reinhold, 1975.

WHITAKER, H. The design of piled foundations. Oxford: Pergamon, 1957.