



Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Caio Duque Estrada Amendola

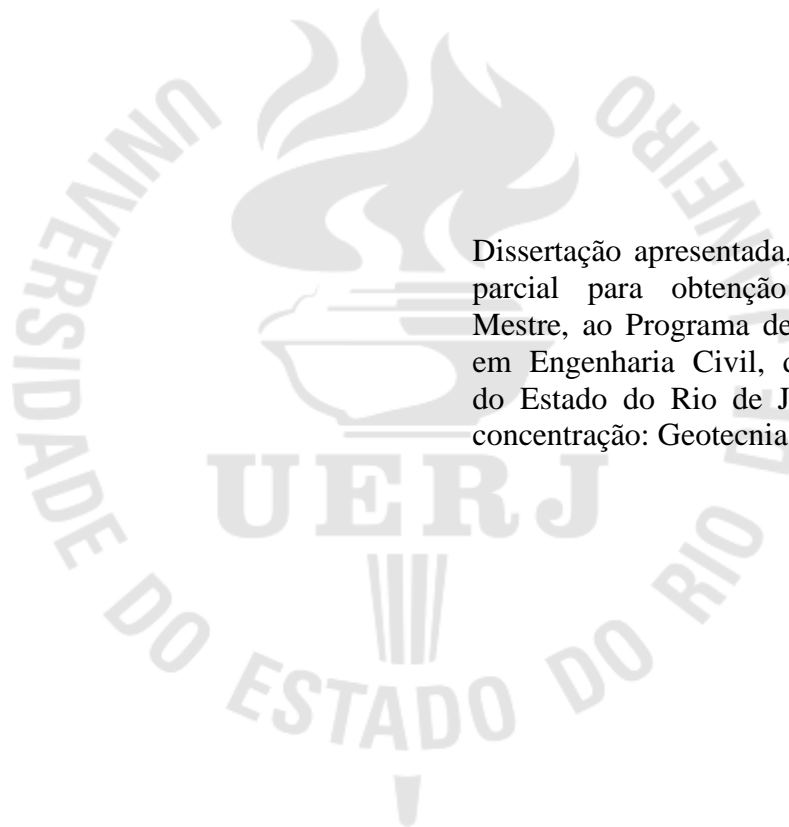
**Influência do Modelo de Transferência de Carga de Estacas Isoladas na
Previsão do seu Comportamento**

Rio de Janeiro

2018

Caio Duque Estrada Amendola

**Influência do Modelo de Transferência de Carga de Estacas Isoladas na Previsão do seu
Comportamento**



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.

Orientadoras: Prof.^a Dra. Bernadete Ragoni Danziger

Prof.^a Dra. Alessandra Conde de Freitas

Rio de Janeiro

2018

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

A511 Amendola, Caio Duque Estrada.
Influência do modelo de transferência de carga de estacas isoladas na
previsão do seu comportamento / Caio Duque Estrada Amendola. –
2018.
249f.

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. Fundações (Engenharia) - Teses. 3.
Engenharia geotécnica - Teses. 4. Análise estrutural (Engenharia) -
Teses. 5. Estacaria (Engenharia civil) - Teses. I. Danziger, Bernadete
Ragoni. II. Freitas, Alessandra Conde de. III. Universidade do Estado do
Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. IV. Título.

CDU 624.15

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

Caio Duque Estrada Amendola

**Influência do Modelo de Transferência de Carga de Estacas Isoladas na Previsão do seu
Comportamento**

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: 24 de agosto de 2018.

Banca Examinadora:

Prof. Dra. Bernadete Ragoni Danziger (Orientadora)
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dra. Alessandra Conde de Freitas (Orientadora)
Faculdade de Engenharia – UFRJ

Prof. Dr. Paulo Eduardo Lima de Santa Maria
COPPE – UFRJ

Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco
Faculdade de Engenharia – UERJ

Rio de Janeiro

2018

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus familiares e amigos por todo o apoio, carinho e compreensão.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, a Deus pela vida, pela possibilidade de crescimento pessoal e profissional, e por ter me permitido mais esta conquista.

Aos meus pais, pelo amor incondicional, incentivo e por estarem sempre do meu lado. Obrigado por tudo!

Aos meus avós por todo o amor e dedicação.

A minha família, como um todo, pelo carinho e apoio em minha caminhada.

Aos meus amigos e namorada pelo companheirismo, amor e amizade em todos os momentos.

A minha orientadora, Prof. Bernadete Ragoni Danziger, pela excelente orientação, pelos ensinamentos ao longo do curso e pela generosidade sempre demonstrada.

A minha orientadora, Prof. Alessandra Conde de Freitas, pela excelente orientação, companheirismo e pelas observações preciosas durante a fase da dissertação.

Aos professores Marcus Peigas Pacheco e Paulo Eduardo Lima de Santa Maria pela generosidade de participar da banca examinadora.

Aos demais professores do PGECIV/UERJ pelos ensinamentos e incentivo.

Ao engenheiro Frederico Falconi pela ajuda com um dos estudos de caso da dissertação.

A Helena Alves, da secretaria acadêmica, por toda a ajuda.

A CAPES pelo suporte para a realização desse estudo.

Aos professores do CEFET/RJ e Florida Tech pela formação acadêmica e ensino de qualidade.

A todos os meus professores ao longo da vida pela formação, incentivo e transmissão de conhecimentos. São igualmente importantes.

Aos colegas da ALTA Geotecnia Ambiental pelo companheirismo, incentivo e oportunidade de crescimento profissional.

Enfim, a todos que contribuíram para a minha formação e fazem parte da minha vida, os meus sinceros agradecimentos.

RESUMO

AMENDOLA, C. D. E. *Influência do modelo de transferência de carga de estacas isoladas na previsão do seu comportamento*. 249 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

A estimativa da grandeza dos recalques de estacas isoladas e de grupos de estacas é bastante relevante em análises de interação solo x estrutura. A ABNT NBR 6122 (2010) estabelece, em seu item 5.5, que “Em estruturas nas quais a deformabilidade das fundações pode influenciar na distribuição de esforços, deve-se estudar a interação solo-estrutura ou fundação-estrutura”. Por este motivo, a estimativa acurada de recalques tem merecido a atenção de muitos projetistas geotécnicos de fundações. Todavia, diferentemente das fundações diretas que transmitem toda a carga da estrutura através de tensões nas suas bases, as fundações profundas transmitem parte da carga por atrito lateral e parte pela ponta. Neste caso deve-se considerar a forma da transferência de carga ao solo, pois a parcela de resistência correspondente ao atrito lateral poderá estar esgotada para a carga de serviço. A porcentagem de carga transferida pela ponta, na situação de trabalho, é muito inferior àquela que ocorre por ocasião da ruptura. Antes de chegar neste estágio (último ou de ruptura), por exemplo, no nível das cargas de serviço, a mobilização da resistência é parcial e boa parte do solo que envolve a estaca está distante da ruptura. A forma como a carga aplicada no topo de uma estaca se distribui ao longo do fuste depende não somente da estratigrafia, mas também da rigidez relativa entre a estaca e o solo. O comportamento da fundação expresso pela curva carga-recalque é função também da transferência de carga, ou seja, da forma como a carga aplicada no topo se distribui em profundidade. Esta, por sua vez, costuma ser considerada de forma simplificada, já que sua determinação envolve muitas incertezas, sendo função do nível de tensões aplicadas, variando também com o tempo, entre outros fatores. Neste trabalho foram estudados alguns casos de obra contemplando estacas com comportamento conhecido, para os quais os recalques são previstos com transferência de carga estimada de forma simplificada e com o auxílio de funções de transferência, com modelos disponíveis na literatura. Esta pesquisa tem por objetivo um olhar crítico nos modelos disponíveis para a avaliação dos mecanismos de transferência de carga de estacas isoladas visando verificar sua influência na previsão do comportamento carga-recalque, e comparar com o comportamento medido, por meio de resultados de provas de carga. Os resultados mostraram que a utilização de modelos simples de análise de recalques e considerando a transferência de carga de uma forma simplificada gerou boas previsões do comportamento carga x recalque para os casos analisados, quando comparados com os resultados das instrumentações. Por fim, também foi verificada a influência das tensões residuais, cujo efeito é tornar mais rígido o comportamento carga-recalque, não influenciando na carga de ruptura.

Palavras-chave: Transferência de Carga. Comportamento Carga-Recalque. Estacas Isoladas. Funções de Transferência.

ABSTRACT

AMENDOLA, C. D. E. *Influence of the Load Transfer Model on the Behavior of Single Piles*. 249 f. Dissertation (Master in Civil Engineering) – Engineering School, Rio de Janeiro State University (UERJ), Rio de Janeiro, 2018.

The settlement estimation of a single pile or pile group is very relevant in soil-structure interaction analyzes. The ABNT NBR 6122 (2010) establishes, in its section 5.5, that "In structures where the deformability of foundations can influence the load distribution, the interaction between soil-structure or foundation-structure should be studied". For this reason, the accurate estimation of settlements has deserved the attention of many geotechnical designers. However, unlike shallow foundations that transmit the entire structure load through stresses at its bases, the deep foundations transmit part of the load by lateral friction and part by the tip. In this case, the load transfer form to the ground should be considered, since the portion of resistance corresponding to the lateral friction could be all gone for the service load. The percentage of load transferred by the tip in the service situation is much lower than the one that occurs at the rupture time. Before reaching this stage (ultimate or rupture), for example, at the level of service loads, the mobilization of resistance is partial and most of the ground surrounding the pile is far from rupture. The way the load applied to the top of a pile is distributed along the shaft depends not only on the soil stratigraphy but also on the relative stiffness between the pile and the ground. The behavior of the foundation expressed by the load-settlement curve is also a function of the load transfer, which is the way the load applied at the top is distributed in depth. This is usually considered in a simplified way, since its determination involves many uncertainties, being a function of the applied stress level, also varying with time, among other factors. In this dissertation, some single pile cases with known behavior were studied. The settlements are predicted with estimated load transfer in a simplified way and by using load-transfer functions with models available in the literature. This research aims to take a critical look at the models available for evaluating the mechanisms of load transfer of single piles, in order to verify its influence in the prediction of the load-settlement behavior and to compare these with the load test results. The results showed that the use of simple models of analysis of settlement, as well as the consideration of load transfer in a simplified way, generated good predictions of the load-settlement behavior for the cases analyzed, when compared to the results of the instrumentations. Finally, it was also verified the influence of the residual stresses, whose effect is to make the load-settlement behavior more rigid, not influencing the ultimate load.

Keywords: Load transfer. Load Settlement Behavior. Single Piles. Transfer Functions.

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	10
Objetivo	11
Motivação	11
Estrutura da pesquisa	12
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	13
1.1 Métodos para estimativa da capacidade de carga axial de fundações por estacas.....	13
1.2 Transferência de carga	20
1.3 Estimativa de recalques de estacas isoladas	27
1.4 Estimativa de parâmetros geotécnicos a partir de correlações com NSPT.....	41
2 FERRAMENTA NUMÉRICA DE ANÁLISE - UNIPILE 5.0	51
2.1 UniPile 5.0	51
3 ESTUDO DE CASO 1.....	57
3.1 Caracterização do estudo de caso	57
3.2 Fundações	61
3.3 Provas de Carga e Instrumentações	63
3.4 Transferência de Carga	67
4 ESTUDO DE CASO 2.....	73
4.1 Caracterização do estudo de caso	73
4.2 Fundações	76
4.3 Instrumentação da estaca	77
4.4 Cravação da estaca.....	78
4.5 Prova de carga estática.....	80
4.6 Transferência de Carga	82
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES	85
5.1 Estudo de Caso 01 – E104	85
5.2 Estudo de Caso 01 – E413	97
5.3 Estudo de Caso 02	107
6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	127
6.1 Conclusões.....	127
6.2 Sugestões para pesquisas futuras	130
REFERÊNCIAS	131
ANEXO A – MÉTODO DE AOKI E VELLOSO	142

ANEXO B – MÉTODO DE DÉCOURT E QUARESMA	144
ANEXO C – MÉTODO DE VELLOSO.....	146
ANEXO D – MÉTODO DO US ARMY CORPS OF ENGINEERING (2005)	148
ANEXO E – “MÉTODO B” (TENSÕES EFETIVAS).....	153
ANEXO F – DADOS SIMPLIFICADOS DA SONDAÇÃO SP-2 (ESTUDO DE CASO 1).....	155
ANEXO G – DADOS SIMPLIFICADOS DA SONDAÇÃO SP-1 (ESTUDO DE CASO 1).....	156
ANEXO H – RESULTADOS DAS LEITURAS DAS INSTRUMENTAÇÕES (E104).....	157
ANEXO I – RESULTADOS DAS LEITURAS DAS INSTRUMENTAÇÕES (E413) ..	160
APÊNDICE A – ESTUDO SIMPLIFICADO DA RESISTÊNCIA DO SOLO DURANTE A CRAVAÇÃO POR MEIO DA FÓRMULA DOS DINAMARQUESES (ESTUDO DE CASO 2)	163
APÊNDICE B – ESTIMATIVA DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS - ESTUDO DE CASO 1 (ESTACA E104)	168
APÊNDICE C – PLANILHAS DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA PARA O ESTUDO DE CASO 01 (ESTACA E104)	176
APÊNDICE D – FUNÇÕES DE TRANSFERÊNCIA USADAS NO UNIPILE (ESTACA E104).....	183
APÊNDICE E – DIAGRAMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA EXTRAÍDOS DO SOFTWARE UNIPILE (ESTUDO DE CASO 01 – E104).....	188
APÊNDICE F – ESTIMATIVA DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS - ESTUDO DE CASO 1 (ESTACA E413)	190
APÊNDICE G – PLANILHAS DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA PARA O ESTUDO DE CASO 01 (ESTACA E413)	199
APÊNDICE H – FUNÇÕES DE TRANSFERÊNCIA USADAS NO UNIPILE (ESTACA E413).....	206
APÊNDICE I – DIAGRAMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA EXTRAÍDOS DO SOFTWARE UNIPILE (ESTUDO DE CASO 01 – E413).....	211
APÊNDICE J – ESTIMATIVA DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS - ESTUDO DE CASO 2.....	213
APÊNDICE K – PLANILHAS DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA PARA A ESTACA DO ESTUDO DE CASO 02.....	223

APÊNDICE L – FUNÇÕES DE TRANSFERÊNCIA USADAS NO UNIPILE (ESTUDO DE CASO 02).....	241
APÊNDICE M – DIAGRAMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA EXTRAÍDOS DO SOFTWARE UNIPILE (ESTUDO DE CASO 02).....	246

INTRODUÇÃO

A demanda por obras de engenharia cada vez mais econômicas tem motivado a otimização do custo de todos os componentes da construção e, em particular, das fundações. Em todo o projeto estrutural, e em especial, nas fundações, o projetista deve atender às condições de segurança, conhecida como análise da situação de ruptura, ou estado limite último (ELU), e também ao comportamento em serviço, ou estado limite de serviço (ELS).

No caso de fundações profundas, para a verificação do estado de serviço necessário se faz a previsão de recalques. A estimativa da grandeza dos recalques de estacas isoladas e de grupos de estacas é bastante relevante em análises da interação solo x estrutura. A ABNT NBR 6122 (2010) estabelece, em seu item 5.5, que “Em estruturas nas quais a deformabilidade das fundações pode influenciar na distribuição de esforços, deve-se estudar a interação solo-estrutura ou fundação-estrutura”.

Por este motivo, a estimativa acurada de recalques tem merecido a atenção de muitos projetistas geotécnicos de fundações. Todavia, diferentemente das fundações diretas que transmitem toda a carga da estrutura através de tensões nas suas bases, as fundações profundas transmitem parte da carga por atrito lateral e parte pela ponta. Neste caso deve-se considerar a forma da transferência de carga ao solo, pois a parcela de resistência correspondente ao atrito lateral poderá estar esgotada para a carga de serviço.

A porcentagem de carga transferida pela ponta, na situação de trabalho, é muito inferior àquela que ocorre por ocasião da ruptura. Antes de chegar neste estágio (último ou de ruptura), por exemplo, no nível das cargas de serviço, a mobilização da resistência é parcial e boa parte do solo que envolve a estaca está distante da ruptura. A forma como a carga aplicada no topo de uma estaca se distribui ao longo do fuste depende não somente da estratigrafia, mas também da rigidez relativa entre a estaca e o solo.

O comportamento da fundação expresso pela curva carga-recalque é função também da transferência de carga, ou seja, da forma como a carga aplicada no topo se distribui em profundidade.

A transferência de carga costuma ser considerada de forma simplificada, já que sua determinação envolve muitas incertezas, face às inúmeras variáveis envolvidas em sua determinação, sendo função do nível de tensões aplicadas, variando também com o tempo, entre outros fatores. Este é um dos problemas mais difíceis da área de fundações, uma vez que é um problema altamente indeterminado.

Uma vez ser este assunto de grande relevância prática e, ao mesmo tempo, apresentando muitas variáveis e incertezas, a questão que se coloca é: qual a influência da simplificação do modelo de transferência de carga no comportamento da curva carga-recalque de fundações profundas?

Este trabalho de pesquisa tem por objetivo um olhar crítico nos modelos disponíveis para a avaliação dos mecanismos de transferência de carga de estacas isoladas visando verificar sua influência na previsão do comportamento carga x recalque. O autor irá se concentrar nas estacas isoladas, uma vez que a análise de um grupo de estacas é ainda mais complexa, pois é necessário que se conheça o comportamento de cada um de seus componentes isoladamente e da interação entre eles.

Objetivo

O objetivo principal desta pesquisa é avaliar a influência do modelo de transferência de carga no comportamento da curva carga x recalque de uma fundação. O objeto de estudo é a fundação profunda isolada e para níveis de carregamento de utilização.

Para atingir este objetivo, e como objetivos específicos, destacam-se:

- Análise das propostas disponíveis na literatura para a transferência de carga;
- Análise de modelos de avaliação das estimativas de recalque para a carga de serviço;
- Obtenção de parâmetros de deformabilidade dos solos para a simulação de recalques;
- Seleção de casos de obra de estacas instrumentadas;
- Comparação dos resultados dos ensaios com as previsões realizadas por diversos modelos.

Motivação

O autor tem interesse em fundações e o tema abrange uma série de conhecimentos da especialidade, pois a previsão de comportamento para a carga de serviço requer a estimativa do modelo de transferência de carga e a transferência está relacionada à capacidade de suporte das estacas. O estudo deste tema necessita, assim, o envolvimento com os principais assuntos da área de fundações. O autor tem também interesse em conhecer o programa UniPile, em seu módulo de simulação das funções de transferência de carga e simulação de provas de carga.

Além do interesse neste tema, outra indagação que o autor sempre se faz é quanto à qualidade dos dados disponíveis ao projeto em relação aos modelos de análise. O projeto

costuma ser desenvolvido com um nível de incertezas em relação aos parâmetros das várias camadas de solo atravessadas pela fundação profunda. Por outro lado, a acurácia dos modelos de cálculo, e as simplificações necessárias ao seu emprego, fazem com que o projetista sem muita experiência não tenha a clareza quanto ao método de análise mais adequado.

Estas duas razões conduziram o autor ao tema da pesquisa, na expectativa de obter, com a qualidade dos dados disponíveis, e as simplificações dos modelos usuais de cálculo, uma estimativa da acurácia da previsão do recalque quando comparado aos resultados de ensaios.

Estrutura da pesquisa

Após esta introdução é apresentada, no capítulo 1, a revisão bibliográfica. Pelo fato do assunto ser abrangente, e como muitos aspectos do estudo são de conhecimento amplo, o autor procurou utilizar muitos anexos e apêndices no detalhamento de assuntos ligados ao tema, mas não o foco principal de seu estudo.

O Capítulo 2 descreve, de forma sucinta, algumas características do software UniPile, empregado em algumas previsões de transferência de carga e da curva carga x recalque, e apresenta a relação entre a qualidade dos dados disponíveis e os métodos de análise nas previsões.

Os Capítulos 3 e 4 referem-se aos estudos de caso da presente pesquisa, contemplando a caracterização da área em estudo, descrição das investigações geotécnicas, aspectos relativos às fundações, prova de carga e instrumentações, bem como algumas previsões de comportamento das estacas e transferência de carga.

No Capítulo 5, são mostradas algumas interpretações e resultados de previsão de transferência de carga e comportamento carga-recalque, adotando modelos simplificados de transferência de carga e com o auxílio de funções de transferência. Este capítulo contempla ainda a comparação entre essas abordagens com os resultados da instrumentação.

O Capítulo 6 resume as principais conclusões do trabalho, além de apresentar algumas sugestões para pesquisas futuras.

Seguem-se as referências bibliográficas que serviram de base para o desenvolvimento da pesquisa, os anexos e apêndices.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo trata da revisão bibliográfica dos principais assuntos salientados na presente dissertação, contemplando métodos para estimativa da capacidade de carga axial de fundações por estacas, aspectos relativos à transferência de carga ao solo e metodologias para previsões de recalques de estacas isoladas e parâmetros geotécnicos.

1.1 Métodos para estimativa da capacidade de carga axial de fundações por estacas

A estimativa da capacidade de carga axial de fundações por estacas é um dos temas de grande interesse na engenharia de fundações, apresentando diversas formulações e metodologias de cálculo no Brasil e no exterior, conforme afirmado por Cintra e Aoki (2010).

A ABNT NBR 6122 (2010) descreve que uma fundação corretamente dimensionada deve apresentar simultaneamente segurança em relação aos possíveis modos de colapso (atendimento aos estados limite últimos) e deslocamentos em serviço aceitáveis (atendimento aos estados limite de utilização), para cada elemento isolado de fundação e para o conjunto.

A capacidade de carga de um elemento de fundação é aquela que aplicada ao mesmo provoca o colapso ou o escoamento do solo que lhe dá suporte ou do próprio elemento. Portanto, deve ser obtida pelo menor dos dois valores: (1) Resistência do solo que dá suporte ao elemento; (2) Resistência estrutural do material (ou materiais) que compõe o elemento da fundação (ALONSO, 2011).

De acordo com Lobo (2005), a carga que leva à ruptura estrutural da estaca é geralmente maior do que a necessária para a ruptura do solo, portanto, a capacidade de carga da fundação está condicionada ao mecanismo de interação solo-estaca.

De acordo com a ABNT NBR 6122 (2010), a carga de ruptura é definida como a carga aplicada à fundação que provoca deslocamentos que comprometem sua segurança ou desempenho. Ainda, diz que deve ser determinada a partir da utilização e interpretação de um ou mais dos seguintes procedimentos:

- a) Provas de carga;
- b) Métodos estáticos;
- c) A partir do estado-limite de serviço (ELS);
- d) Métodos dinâmicos;
- e) Fórmulas dinâmicas;
- f) Ensaios de carregamento dinâmico.

Como menciona a ABNT NBR 6122 (2010), a carga de ruptura pode ser determinada por provas de carga executadas de acordo com a ABNT NBR 12131 (2006). A capacidade de carga de estacas deve ser considerada definida quando ocorrer ruptura nítida, caracterizada por deformações continuadas sem novos acréscimos de carga.

Entretanto, a ruptura nítida pode não acontecer. Isto ocorre em duas circunstâncias: (a) Quando a capacidade de carga é superior à carga que se pretende aplicar (por exemplo, por limitação de reação); (b) Quando a estaca é carregada até apresentar recalques elevados, mas que não configurem uma ruptura nítida.

Nessas duas circunstâncias, a citada norma diz que a curva carga-recalque pode ser extrapolada para avaliar a carga de ruptura, o que deve ser feito por critérios baseados na engenharia geotécnica sobre uma curva do primeiro carregamento.

Para Vargas (1978), podem ser identificados na curva carga-recalque os seguintes trechos apresentados na Figura 1. O Trecho I (linear-elástico) apresenta uma região de quase linearidade entre carga e recalque. Já o Trecho II (elastoplástico) mostra uma região de deformação elastoplástica, onde os recalques são função da velocidade de carregamento. Por último, o Trecho III (ruptura nítida) constitui-se por uma região onde o recalque aumenta indefinidamente com pequenos (ou sem) acréscimos de carga.

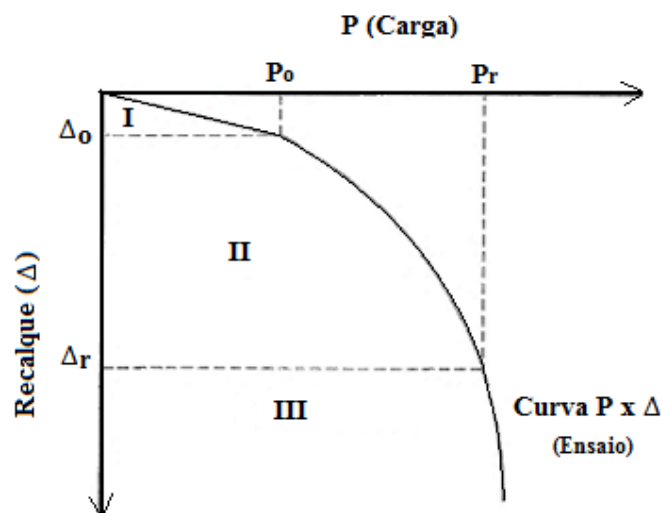


Figura 1 – Possíveis trechos de curvas carga-recalque (Modificado de VARGAS, 1978)

A ABNT NBR 6122 (2010) estabelece que a carga de ruptura possa ser convencionalmente determinada como aquela correspondente, na curva carga x recalque (Figura 2), ao recalque obtido pela equação (1).

$$\Delta_r = \frac{P \cdot L}{E \cdot A} + \frac{D}{30} \quad (1)$$

Sendo: Δ_r é o recalque de ruptura convencional;

P é a carga de ruptura convencional;

L é o comprimento da estaca;

E é o módulo de elasticidade do material;

A é área da seção transversal do material da estaca;

D é o diâmetro do círculo circunscrito à estaca ou, no caso de barretes, o diâmetro do círculo de área equivalente ao da seção transversal desta.

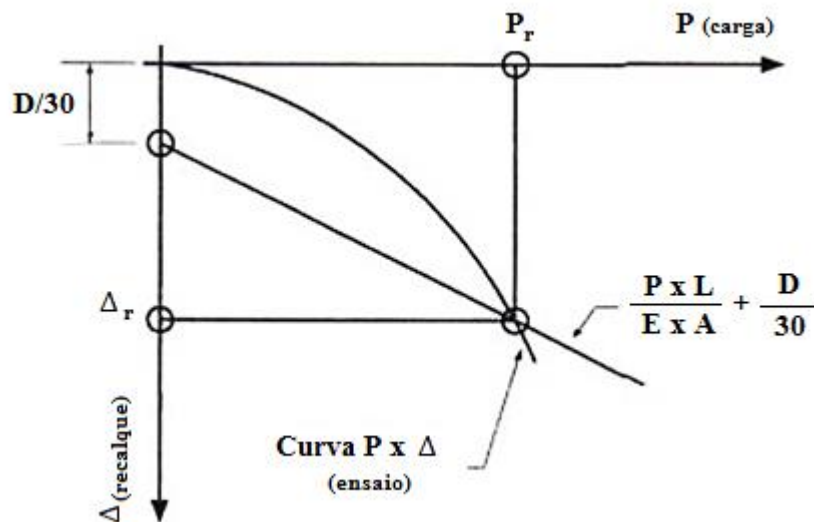


Figura 2 – Carga de ruptura convencional pela ABNT NBR 6122 (2010)

Assim como a ABNT NBR 6122 (2010), Davisson (1973) estabelece um critério que caracteriza a ruptura por encurtamento elástico da estaca somado a uma determinada porcentagem do diâmetro da ponta da estaca.

Diversos métodos foram propostos para a estimativa da carga de ruptura por extrapolação da curva carga-recalque, destacando-se: (1) Critérios que se baseiam na aplicação de uma determinada regra geométrica à curva carga-recalque: De Beer (1968), De Beer e Wallays (1972), Fuller e Hoy (1970) e Butler e Hoy (1977); (2) Critérios que visam a obtenção de uma assíntota vertical à curva carga-recalque: Van der Veen (1953), Brinch Hansen (1963), Chin (1970), Mazurkiewicz (1972), Massad (1986) e Décourt (1996), entre outros.

No método de Van der Veen (1953), a carga de ruptura é definida, por tentativas, através de uma equação matemática, expressa pela equação (2), ajustada como função do trecho que se dispõe da curva carga x recalque.

$$P = P_r \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot \rho}) \quad (2)$$

Onde: P é a carga vertical aplicada em determinado estágio de carregamento;

α é um coeficiente que define a forma da curva;

ρ é o correspondente recalque medido no topo da estaca.

O método de Van der Veen (1953) foi modificado por Aoki (1976), o qual sugeriu permitir o ajuste da reta de regressão linear sem que seja mandatória a passagem pela origem do diagrama, por meio da inclusão de um intercepto denominado de β , como mostra a equação (3).

$$P = P_r \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot \rho + \beta}) \quad (3)$$

Dessa forma, a partir de um valor de carga P_r (carga de ajuste) qualquer adotado, calculam-se os valores correspondentes de $\ln(1 - P/P_r)$ que são plotados em um gráfico em função do recalque. Por regressão linear, são definidos valores para α e β , e devem-se realizar ajustes até que o gráfico resulte em uma linha reta com melhor coeficiente r^2 , adotando este valor de P_r como o valor da carga de ruptura do elemento. Assim, a curva carga x recalque pode ser extrapolada com base na equação (3).

É válido destacar que na interpretação da prova de carga, devem ser levados em considerações diversos fatores, tais como: a natureza do terreno, a velocidade de carregamento, a estabilização dos recalques, etc.

A Figura 3, apresentada por Magalhães (2005), exhibe três alternativas de curvas carga-recalque em uma prova de carga. A Figura 3a representa uma prova de carga interrompida num trecho ainda majoritariamente elástico, sendo difícil de determinar corretamente o valor da carga de ruptura. Em seguida, é mostrada uma prova de carga interrompida no início de plastificação mais intensa do sistema estaca-solo (Figura 3b), no qual a estimativa da carga de ruptura pode ser feita por métodos de extrapolação. Já a Figura 3c representa uma prova de carga na qual um pequeno acréscimo de carga resulta em grandes deformações, de modo que a carga de ruptura é claramente evidenciada, não necessitando de métodos de extrapolação.

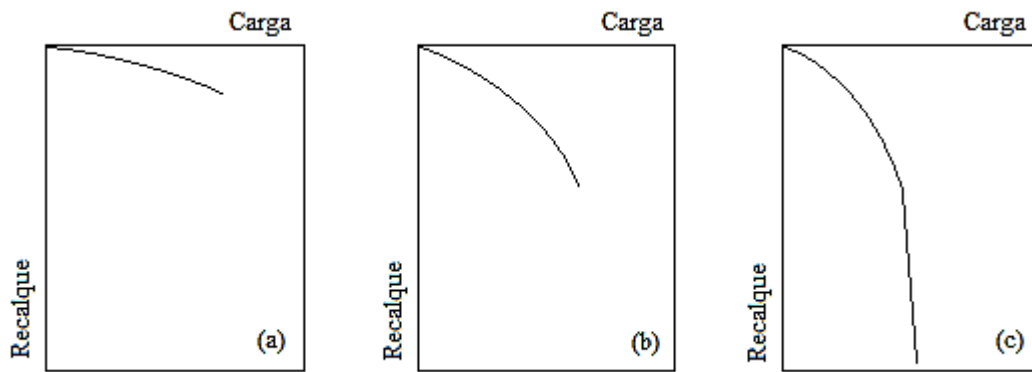


Figura 3 – Alternativas de curvas carga-recalque em uma prova de carga (MAGALHÃES, 2005)

Quanto ao procedimento do estado-limite de serviço, a ABNT NBR 6122 (2010) comenta que a determinação pode ser feita por prova de carga ou através de cálculo pelos métodos estáticos, sendo as propriedades do solo obtidas em ensaios de laboratório ou *in loco* (eventualmente através de correlações), e levando-se em consideração as modificações nessas propriedades causadas pela instalação do elemento fundação.

Os métodos dinâmicos estimam a carga de acordo com o comportamento das fundações sob carregamento dinâmico. Velloso e Lopes (2010) destacam que os chamados métodos dinâmicos são aqueles em que uma estimativa da capacidade de carga de uma estaca é feita com base na observação da sua resposta à cravação, ou ainda, em que uma dada resposta à cravação é especificada para o controle da cravação (com vistas a garantir uma determinada capacidade de carga).

As fórmulas dinâmicas baseadas na nega e repique elástico visam principalmente assegurar a homogeneidade de estacas cravadas. Utilizam as leis da física que governam o comportamento de corpos que se chocam.

O ensaio de carregamento dinâmico tem como objetivo a avaliação de cargas mobilizadas fundamentada na aplicação da Teoria da Equação da Onda. Conforme comenta Velloso e Lopes (2010), as soluções da Equação da Onda estudam a estaca como uma barra ao longo da qual se propaga uma onda de tensão (ou força) gerada pelo golpe do martelo, sujeita a atenuação, pela presença do solo que envolve a estaca.

Nos métodos estáticos, a capacidade de carga axial é calculada por equações que consideram a estaca mobilizando toda a resistência ao cisalhamento estático do solo. Segundo Velloso e Lopes (2010), os métodos estáticos separam-se em:

- a) Teóricos (ou Racionais): utilizam princípios da Mecânica dos Solos e parâmetros do solo;
- b) Semiempíricos: baseiam-se em ensaios *in situ* de penetração (CPT e SPT);

- c) Empíricos: a capacidade de carga é estimada com base apenas na classificação das camadas atravessadas, devendo ser utilizados apenas para uma estimativa inicial da capacidade de carga.

Dessa forma, imagina-se o equilíbrio entre a carga aplicada, o peso próprio da estaca e a resistência oferecida pelo solo, como mostra a Figura 4. Esse equilíbrio é expresso pela equação (4).

$$Q_{rup} + W = Q_{p,rup} + Q_{l,rup} \quad (4)$$

Onde: Q_{rup} é a capacidade de carga;

W é o peso próprio da estaca;

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

$Q_{l,rup}$ é a capacidade de carga devido ao atrito lateral (do fuste).

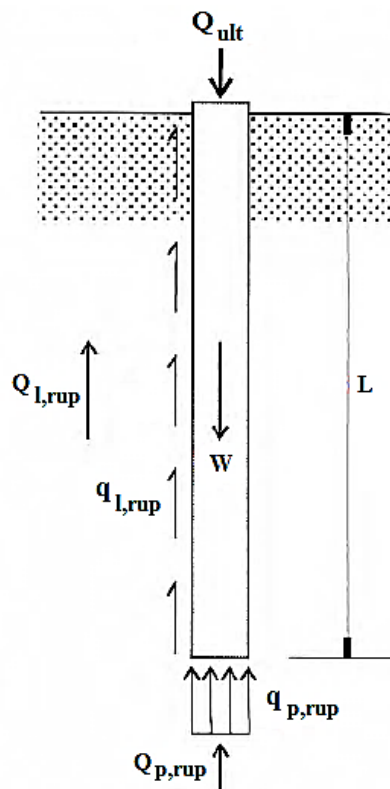


Figura 4 – Estaca submetida à carga de ruptura de compressão
Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Na maioria dos casos, o peso próprio da estaca costuma ser desprezado em face das cargas envolvidas. Portanto, a equação (5) apresenta a formulação em função das resistências

unitárias. A principal diferença entre os métodos seria a forma de considerar as variáveis geotécnicas no cálculo. Nas fórmulas teóricas, o atrito lateral unitário e a resistência de ponta unitária são obtidos através de princípios de Mecânica dos Solos.

$$Q_{rup} = q_{p,rup} \cdot A_b + U \int_0^L q_{l,rup} dz = q_{p,rup} \cdot A_b + U \sum q_{l,rup} \cdot \Delta L \quad (5)$$

Sendo: $q_{p,rup}$ e $q_{l,rup}$ são variáveis geotécnicas (resistências unitárias);

A_b , U (perímetro) e L são variáveis geométricas da estaca.

Velloso e Lopes (2010) ressaltam que a principal dificuldade do emprego destas fórmulas consiste na estimativa dos parâmetros geotécnicos das diversas camadas do terreno atravessadas pelas estacas com base nas investigações geotécnicas usuais. Já os métodos semiempíricos empregam os valores obtidos nos ensaios de campo diretamente para a estimativa do atrito lateral unitário e da resistência de ponta unitária, ou seja, sem passar pelos parâmetros geotécnicos.

Diversos métodos teóricos foram estabelecidos por vários autores no passado, cujas fórmulas que expressam a resistência de ponta se basearam na Teoria da Plasticidade, admitindo diferentes mecanismos de ruptura (DANZIGER, 2016).

Alguns dos métodos clássicos mais conhecidos e estudados são os de Terzaghi (1943), Meyerhof (1953), Berezantzev et. al. (1961), Vesic (1972, 1977) e do US Army Corps of Engineers (2005).

Ademais, diversos métodos semiempíricos com base nos resultados dos ensaio SPT, CPT e CPTu têm sido publicados, alguns deles são citados a seguir: (1) SPT: Meyerhof (1956), Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978, 1982), Teixeira (1996), Vorkar-Velloso (2000) e Lobo (2005); (2) CPT: Método de Schmertmann (1978), De Ruiter e Beringen (1979), Velloso (1981), Bustamante e Geaneselli (1982), Jardine e Chow (1997), Eslami e Fellenius (1997) e Holeyman et al. (1997); (3) CPTu: Almeida et al. (1996).

Para casos particulares, alguns autores também propuseram metodologias específicas, como é o caso de Cabral (1986) - para estacas tipo raiz com diâmetro final menor do que 0,45m e injetada com uma pressão menor ou igual a 4kgf/cm² -, Antunes e Cabral (1996) - para estacas hélice contínua -, Alonso (1996) - para estacas hélice contínua com o uso de resultados do ensaio SPT com medida de torque (SPT-T), entre outros.

Na presente dissertação, são utilizados três métodos semiempíricos usuais na prática brasileira - Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978, 1982), Velloso (1981) -, bem como o método teórico proposto pelo US Army Corps of Engineers (2005) e o método teórico denominado “Método β ” (através do *software* UniPile 5.0), os quais estão resumidos nos ANEXOS A a E da presente dissertação.

De acordo com Cintra e Aoki (2010), o método Aoki-Velloso (1975) tem sido comparado aos resultados de provas de carga realizadas em regiões ou formações geotécnicas específicas. Em consequência, algumas publicações trazem novos valores para K e α , válidos para determinados locais. Os trabalhos de Alonso (1980), Danziger e Velloso (1986), Laprovitera (1988) e Monteiro (1997) são alguns destes exemplos. Portanto, os autores recomendam a manutenção da formulação geral do método, mas substituir as correlações originais (mais abrangentes), por correlações regionais, que tenham validade comprovada.

No método original, não é levado em consideração a influência da compactidade nos valores de K , tendo em vista que tais valores estão relacionados apenas ao tipo de solo.

Souza (2009) estabeleceu correlações $q_c = K \cdot N_{SPT}$ entre os resultados de ensaios SPT e CPT/CPTu para areias com diferentes compactidades, com o intuito de investigar a influência da compactidade no estabelecimento das correlações. Os resultados mostraram que o valor de K decresce com o aumento da compactidade das areias, obtendo valores de $K = 1,1\text{MPa}$ (areias fofas), $K = 0,8\text{MPa}$ (areias pouco compactas), $K = 0,6\text{MPa}$ (areias medianamente compactas) e $K = 0,5\text{MPa}$ (areias compactas). Concluiu também que os dados indicaram um valor de $K = 0,6\text{MPa}$, independente da compactidade.

Cunha (2016) desenvolveu correlações lineares entre os resultados de SPT e CPTu, em solos arenosos da cidade de Natal/RN, corrigindo a resistência à penetração do ensaio SPT para eficiência de 60% ($N_{SPT,60}$). Assim como Souza (2009), seus resultados também confirmaram a influência da compactidade no estabelecimento das correlações.

1.2 Transferência de carga

A transferência da carga que atua na estaca para o solo adjacente representa um mecanismo de difícil previsão, tendo em vista que é afetado pelas características de resistência dos elementos do sistema estaca-solo, incluindo os procedimentos de instalação das estacas, bem como pelo comportamento tensão x deformação ao longo do tempo (VESIC, 1977).

Para a determinação da capacidade de carga, a utilização da equação (4) tem como premissa que, por ocasião da ruptura, todos os elementos do fuste e a ponta da estaca mobilizam toda a resistência disponível pelo solo na ruptura, em todo o trecho de embutimento da estaca. Entretanto, resultados de instrumentações na estaca ao longo de seu comprimento indicam que o deslocamento necessário para mobilizar o atrito lateral e a ponta são muito diferentes. Enquanto o atrito é mobilizado para deslocamentos pequenos, a mobilização integral da ponta se dá para deslocamentos consideravelmente maiores, em especial para estacas de maior diâmetro.

Whitaker e Cooke (1966) afirmam que a resistência devido ao atrito lateral no fuste se desenvolve rapidamente e quase linearmente com o recalque, sendo completamente mobilizada quando o recalque é de cerca de 0,5% do diâmetro do fuste. Entretanto, a resistência na base geralmente não é completamente mobilizada até que o recalque da estaca atinja de 10% a 20% do diâmetro da base.

Vesic (1977) sugere que o deslocamento necessário para mobilizar a resistência lateral é pequeno, não superior a 10 mm, independentemente do tipo de solo e tipo e dimensões da estaca. Em contrapartida, o deslocamento necessário para mobilizar a resistência de ponta pode ser relativamente grande, em especial para estacas de grandes diâmetros, da ordem de 8% do diâmetro da base para estacas cravadas e até 30% do diâmetro para estacas escavadas. Dessa forma, a porcentagem da carga transferida à ponta em relação à carga aplicada ao topo é bem menor para a carga de serviço do que na ruptura.

Este mesmo autor afirma que no caso de estacas esbeltas, mais deformáveis, em que o deslocamento do topo pode ser bastante superior ao da ponta, o atrito pode ser mobilizado muito antes nos trechos superiores do que nos trechos inferiores.

Diversos autores afirmam que a mobilização total da resistência por atrito lateral ao longo do fuste ocorre com pequenos deslocamentos, ao passo que para se atingir a mobilização da resistência de base são necessários deslocamentos bem maiores, principalmente em estacas escavadas. Por este motivo, a porcentagem da carga transferida à ponta em relação à carga aplicada ao topo é bem menor para a carga de serviço do que por ocasião da ruptura. Algumas dessas publicações são Simons e Menzies (1981), Massad (1991), Miliyitsky (1991), Décourt (1995) e FHWA (2007).

Nas estimativas de recalques de uma fundação superficial, geralmente recorre-se a critérios baseados na Teoria da Elasticidade, tendo em vista que as cargas de serviço estão em geral distantes da ruptura. No caso das fundações profundas, conserva-se uma semelhança,

mas neste caso deve-se considerar a forma da transferência de carga ao solo, pois a parcela de resistência correspondente ao atrito lateral poderá estar esgotada para a carga de serviço.

Neste sentido, é importante procurar entender o comportamento de uma estaca sob o efeito de carregamento axial, desde o início do seu carregamento até a eventual ruptura, sendo necessário estudar o mecanismo de transferência de carga da estaca para o solo, o que se verá no próximo item.

A Figura 5 ilustra como ocorre a transferência da carga Q , aplicada ao topo, em relação às parcelas mobilizadas por atrito e pela ponta. A própria figura, extraída de Velloso e Lopes (2010), já ilustra a relação entre a transferência de carga, o nível de carregamento, e o recalque. Esse estudo também é chamado de interação estaca-solo.

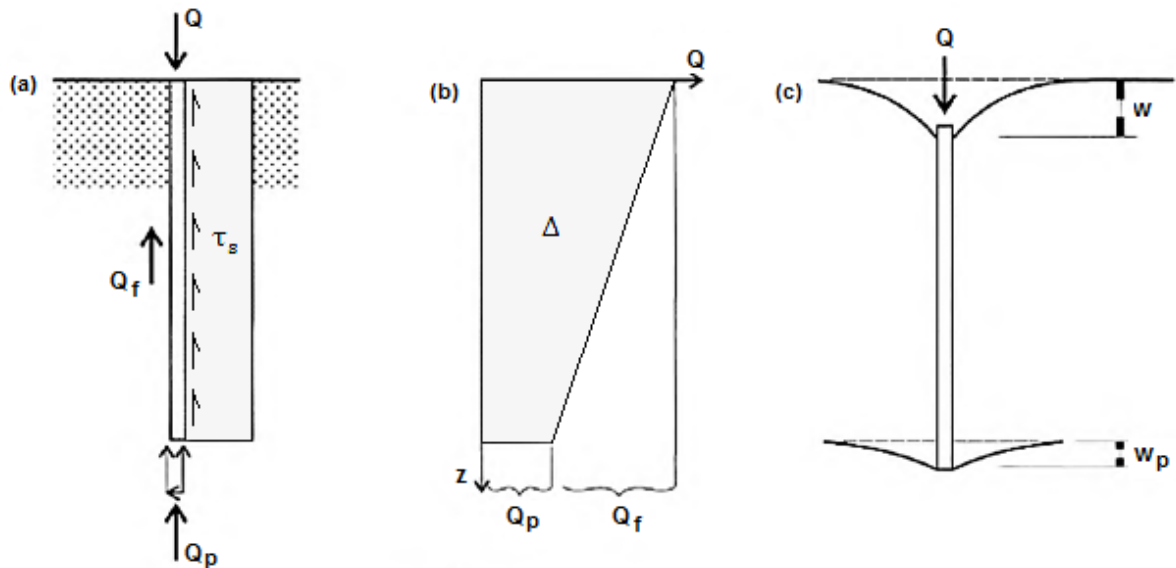


Figura 5 – Elementos do mecanismo de transferência de carga da estaca para o solo

Legenda: (a) cargas e tensões na estaca; (b) curva carga-profundidade; (c) recalques no topo e na ponta

Fonte: Modificado de Vesic (1977)

Na Figura 5a observa-se a carga aplicada a uma estaca e a correspondente reação do solo sobre essa estaca, a qual consiste em tensões cisalhantes no fuste (superfície lateral da estaca em contato com o solo) e tensões normais na base. A resultante das tensões cisalhantes é a carga de fuste (Q_f) e a resultante das tensões normais corresponde à carga de ponta (Q_p), as quais equilibram a carga aplicada Q .

Na sequência, a Figura 5b apresenta um diagrama de carregamento axial ao longo do fuste, podendo-se notar as componentes da reação do solo. Por meio da Figura 5c observa-se o

deslocamento da estaca sob o efeito da carga axial (Q) aplicada, bem como os recalques na cabeça (w) e ponta ou base (w_p) da estaca.

Vale destacar que o diagrama de atrito lateral (Figura 5a) e a distribuição de carga ao longo do fuste (Figura 5b) correspondem a uma distribuição de atrito lateral uniforme ao longo do fuste da estaca. Outros modelos de distribuição de atrito lateral, bem como os correspondentes aos diagramas de distribuição de carga podem ser observados na Figura 6.

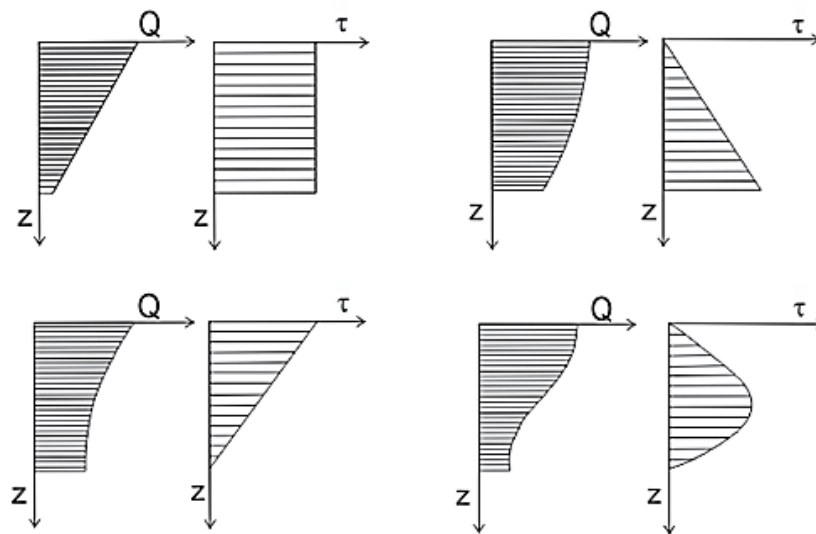


Figura 6 – Diagramas de atrito lateral e de carga axial correspondente
Fonte: Modificado de Vesic (1977)

Ressalta-se que no enfoque analítico as curvas que definem o atrito local são funções contínuas. Entretanto, na prática, nos casos em que se obtém o diagrama de transferência de carga a partir da instrumentação (ex.: *strain gauges* ou *tell-tales*), os recalques são conhecidos apenas nos níveis instrumentados. Em consequência, as curvas de transferência de carga e de atrito unitário são apresentadas em “degraus”, pois o esforço normal e o atrito unitário são calculados por trechos.

A partir da análise da Figura 5, algumas relações básicas podem ser estabelecidas, apresentadas nas equações (6) a (10). Sendo ρ a parcela do recalque correspondente ao encurtamento elástico do fuste da estaca.

$$w = w_p + \rho \quad (6)$$

$$\rho = \int_0^L \frac{Q(z)}{A \cdot E_p} dz = \frac{1}{A \cdot E_p} \int_0^L Q(z) dz = \frac{\Delta}{A \cdot E_p} \quad (7)$$

Uma simplificação da equação (7) é válida quando a área da seção transversal da estaca (A) e o módulo de elasticidade (E_p) do material da estaca são constantes. A segunda simplificação corresponde à utilização da área Δ do diagrama carga-profundidade (Figura 5b).

$$Q(z) = -A \cdot E_p \frac{dw}{dz} \quad (8)$$

$$w(z) = w_0 - \frac{1}{A \cdot E_p} \int_0^z Q(z) dz \quad (9)$$

$$\tau(z) = -\frac{1}{U} \frac{dQ(z)}{dz} \quad (10)$$

A Figura 7, extraída de Velloso e Lopes (2010) mostra um comportamento idealizado de uma estaca esbelta carregada até a ruptura, tanto em termos de diagramas de recalque (deslocamentos), de atrito lateral e transferência de carga em profundidade, quanto em termos da relação carga-recalque.

Esta figura procura abordar os principais aspectos observados em provas de carga instrumentadas. Para isso, foram apresentados quatro estágios de carregamentos, sendo o último correspondente à carga de ruptura do solo. A mobilização da parcela correspondente ao atrito lateral se dá de cima para baixo, pois seu acionamento depende do deslocamento da estaca.

As Figuras 7b e 7c mostram que os dois primeiros estágios de carga são absorvidos praticamente pela parcela correspondente ao atrito lateral, não chegando carregamento à ponta. No terceiro estágio de carregamento, quando a parcela de carga correspondente ao atrito lateral está quase toda esgotada, parte do carregamento chega então à ponta da estaca, mobilizando parte da resistência do solo disponível no trecho.

A Figura 7d mostra a relação carga (fuste) versus recalque médio do fuste, a Figura 7e mostra a relação carga (ponta) versus recalque da ponta da estaca e a Figura 7f mostra a relação carga versus recalque medido na cabeça (topo) da estaca, sendo a composição das duas anteriores.

Observa-se que a resposta do solo ao carregamento do fuste é mais rígida (apresenta recalques menores para um determinado nível de carregamento) que ao carregamento da ponta da estaca.

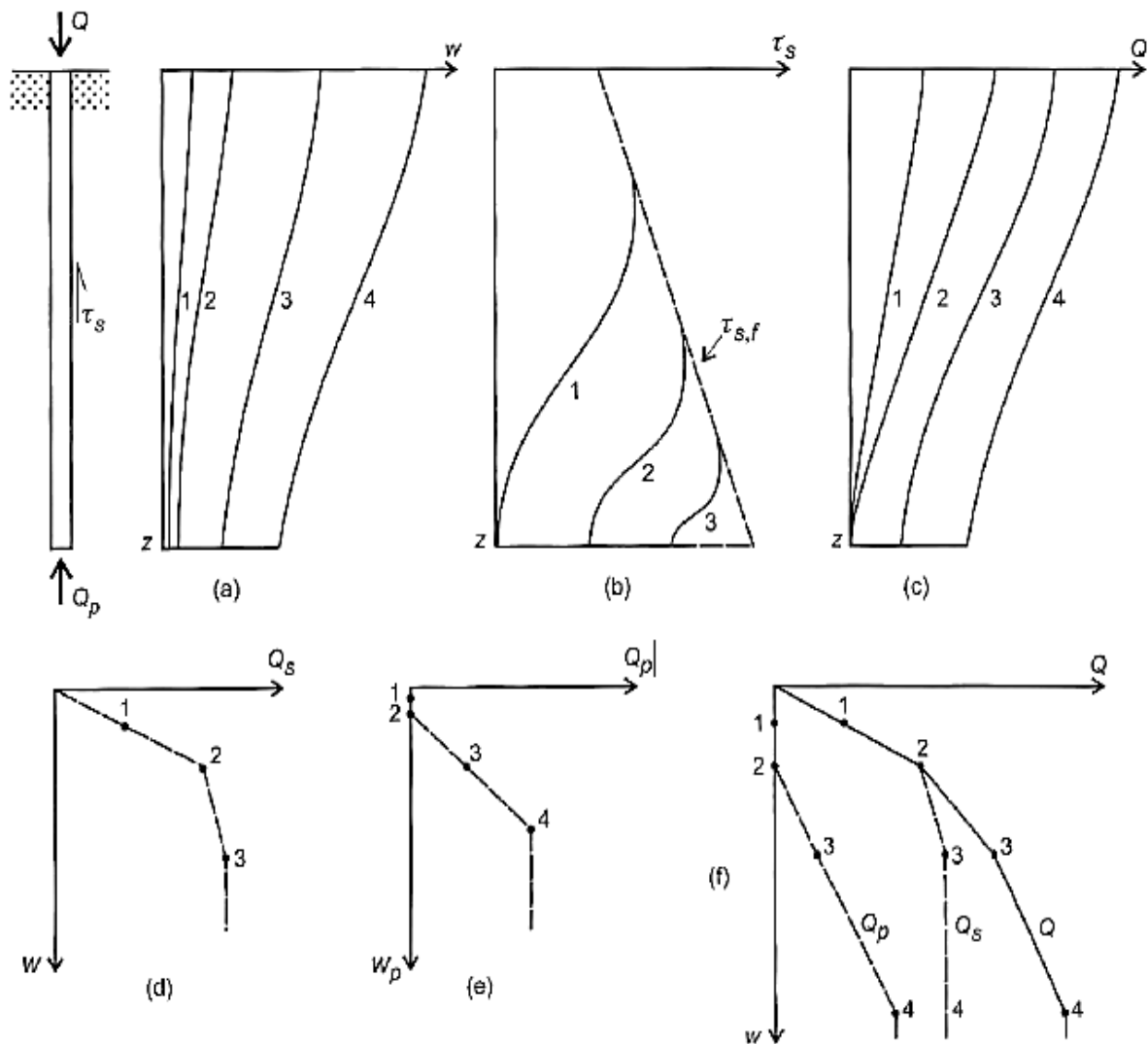


Figura 7 – Comportamento idealizado de uma estaca esbelta

Legenda: (a) Diagrama de recalque; (b) Diagrama de atrito lateral (c) Diagrama de carga x profundidade; Relações carga-recalque para (d) fuste, (e) base, (f) a cabeça da estaca

Fonte: Lopes (1979)

Outro modelo simplificado de transferência de carga vertical de uma estaca isolada para um maciço de solo foi apresentado por Aoki (1989), como mostra a Figura 8. Observa-se que as reações distribuídas ao longo do fuste da estaca e da base da estaca são dependentes do tipo de perfil geotécnico de cada solo, sendo fatores determinantes para a análise do diagrama proposto.

Tendo em vista que a transferência de carga é um mecanismo de difícil previsão, costuma-se admitir na prática um modelo simplificado de cálculo. Como o atrito lateral é mobilizado antes da resistência na base, somente após boa parte do atrito estar esgotado é que começa a mobilização da resistência de ponta. Portanto, de forma simplificada, admite-se que a reação na base só se inicia após a total mobilização do atrito lateral.

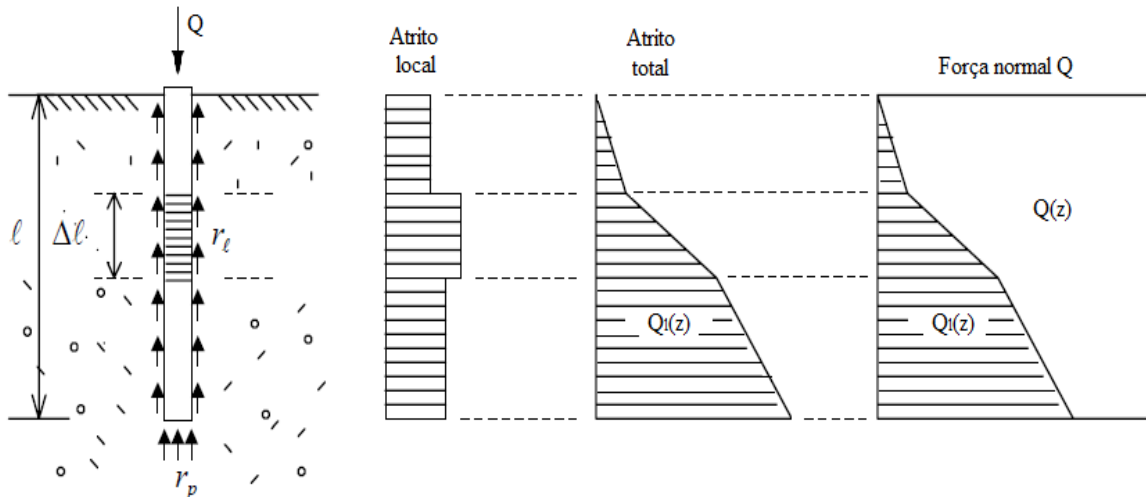


Figura 8 – Diagramas de transferência de carga para estacas isoladas (Adaptado de AOKI, 1989)

Assim procedendo para uma carga aplicada (Q_0) maior que a parcela correspondente ao atrito lateral na ruptura ($Q_{l,rupt}$) e menor que a carga total na ruptura (Q_{rupt}), pode-se admitir que todo o atrito lateral é mobilizado pelo fuste e a diferença entre a carga aplicada e o atrito lateral na ruptura será a carga de ponta (Q_p), como exhibe a Figura 9a de Aoki (1989). Outra alternativa que pode ser adotada é admitir-se que a distribuição se dê apenas num trecho da estaca onde a carga aplicada iguala o atrito lateral disponível, como mostra a Figura 9b, em que a parcela de ponta não é mobilizada, ou que se distribui ao longo da estaca, de forma proporcional, como exemplificado na Figura 9c.

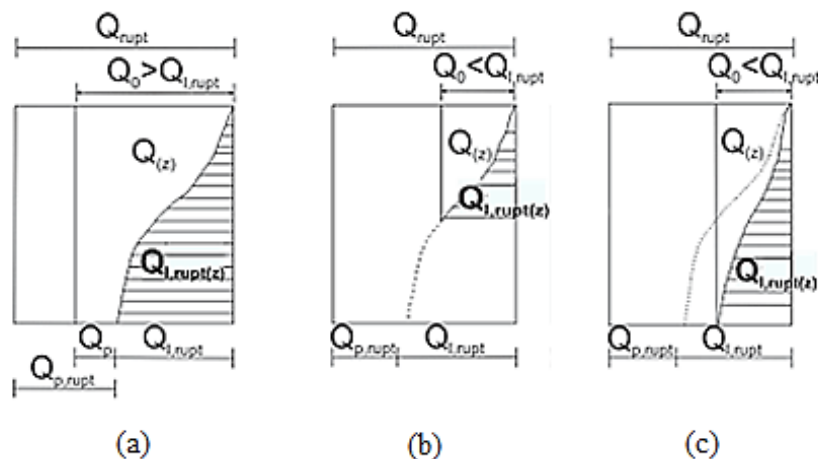


Figura 9 – Modelo simplificado de transferência de carga (AOKI, 1989)

Em conseqüências dessas simplificações, pode-se admitir que o diagrama de atrito lateral acumulado será igual ao diagrama de atrito lateral no instante da ruptura e, portanto, o diagrama de força normal $Q(z)$ seria dado pela equação (11).

$$Q(z) = Q_0 - Q_{l,rupt}(z) \quad (11)$$

1.3 Estimativa de recalques de estacas isoladas

Velloso e Lopes (2010) expõem que uma maneira de classificar os métodos de previsão de recalques seria separar métodos semiempíricos de racionais. Os primeiros constituídos por soluções adaptadas a correlações com ensaios de penetração (por exemplo: SPT e CPT), e os segundos constituídos por soluções teoricamente corretas alimentadas por parâmetros que representam o comportamento tensão-deformação dos solos envolvidos. Ainda, os métodos racionais podem ser separados em:

- a) Baseados em funções de transferência de carga;
- b) Baseados na Teoria da Elasticidade;
- c) Métodos numéricos.

Com os avanços tecnológicos, os métodos baseados em funções de transferência de carga são quase sempre utilizados em métodos computacionais e, dessa forma, podem ser agrupados com os métodos numéricos. Assim, os métodos de previsão de recalques podem ser divididos em:

- a) Métodos baseados na Teoria da Elasticidade;
- b) Métodos numéricos (inclusive baseados em funções de transferência de carga);
- c) Métodos semiempíricos.

1.3.1 Métodos baseados na Teoria da Elasticidade

Uso de soluções para acréscimo de tensões

Martins (1945) e Geddes (1966) obtiveram soluções, pela Teoria da Elasticidade, através da integração da equação de Mindlin (1936), para o acréscimo de tensões no solo causado pelo carregamento de uma estaca. Essas soluções fornecem os acréscimos de tensão em qualquer ponto na vizinhança da estaca devidos a carga de fuste e a de ponta, como mostra a Figura 10.

Os acréscimos de tensão, obtidos em pontos abaixo da ponta da estaca, podem ser combinados com as propriedades de deformação dos solos (abaixo da estaca), num cálculo de recalques “indireto” ou “por camadas”. Tal procedimento pode ser consultado em Velloso e Lopes (2010). Vale ressaltar que a esse recalque deve ser somado o encurtamento elástico do fuste, para se obter o recalque da cabeça da estaca.

Destaca-se que é necessário estimar as cargas transferidas pelo fuste e pela ponta no nível da carga de serviço (modo de transferência de carga) para o uso da solução de acréscimo de tensão e para o cálculo do encurtamento elástico do fuste.

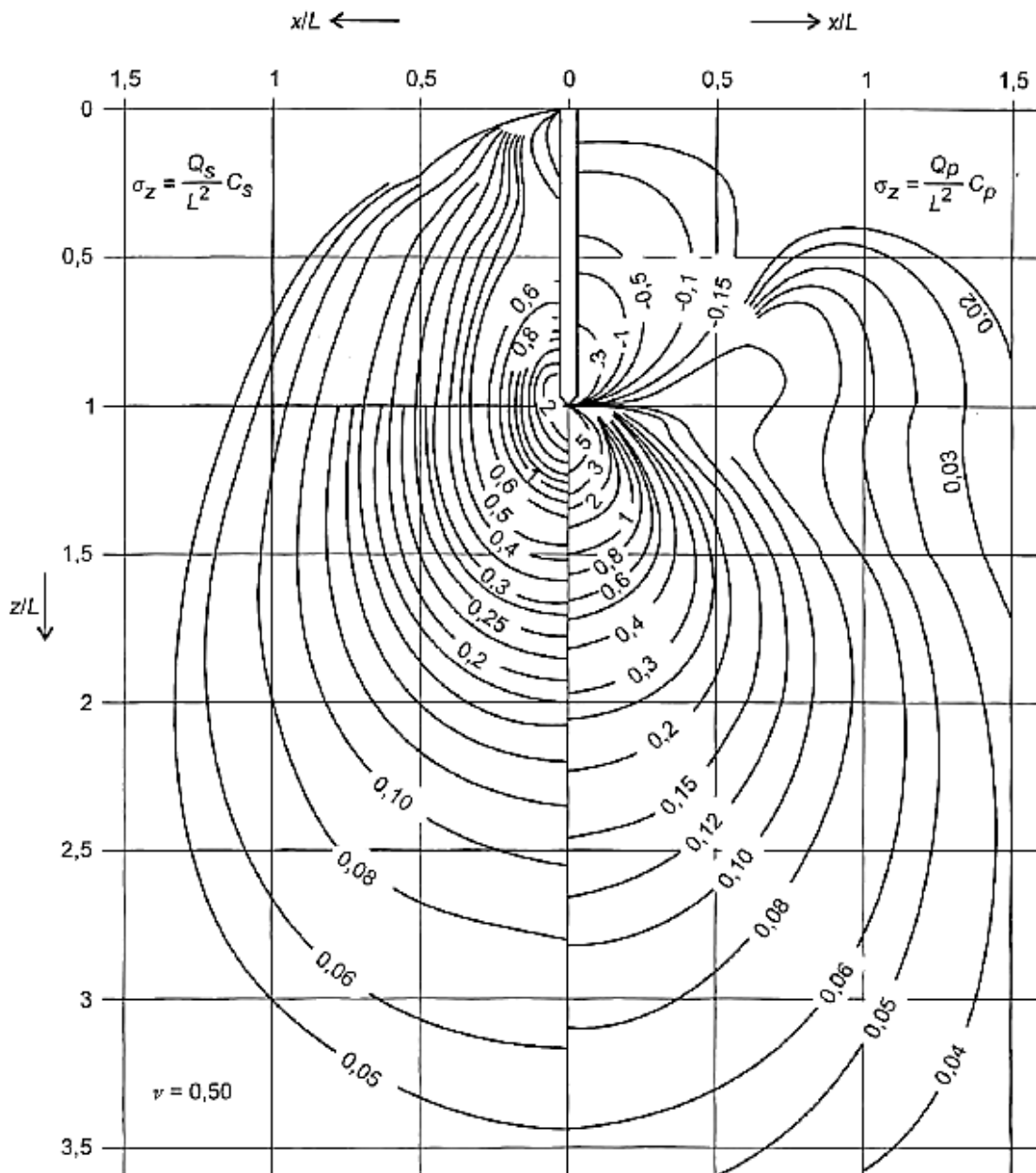


Figura 10 – Solução para o cálculo do acréscimo de tensões no solo causado por uma estaca (MARTINS, 1945)

Método de Randolph

Randolph (1977) e Randolph e Wroth (1978) estudaram o recalque de uma estaca isolada carregada verticalmente, inicialmente com as cargas transferidas pela base e pelo fuste separadamente e, posteriormente, juntando os dois efeitos para produzir uma solução aproximada (VELLOSO E LOPES, 2010).

O modelo usado na análise é o da Figura 11a, no qual o solo sob influência da estaca é dividido em duas camadas por um plano horizontal que passa pela base da estaca. Admite-se que a camada superior se deforma exclusivamente devido à carga transferida pelo fuste, e a camada inferior, devido à carga transferida pela base. A Figura 11b mostra os modos de deformação admitidos para a parte superior e inferior da camada. O desenvolvimento deste método pode ser consultado em Vellosos e Lopes (2010).

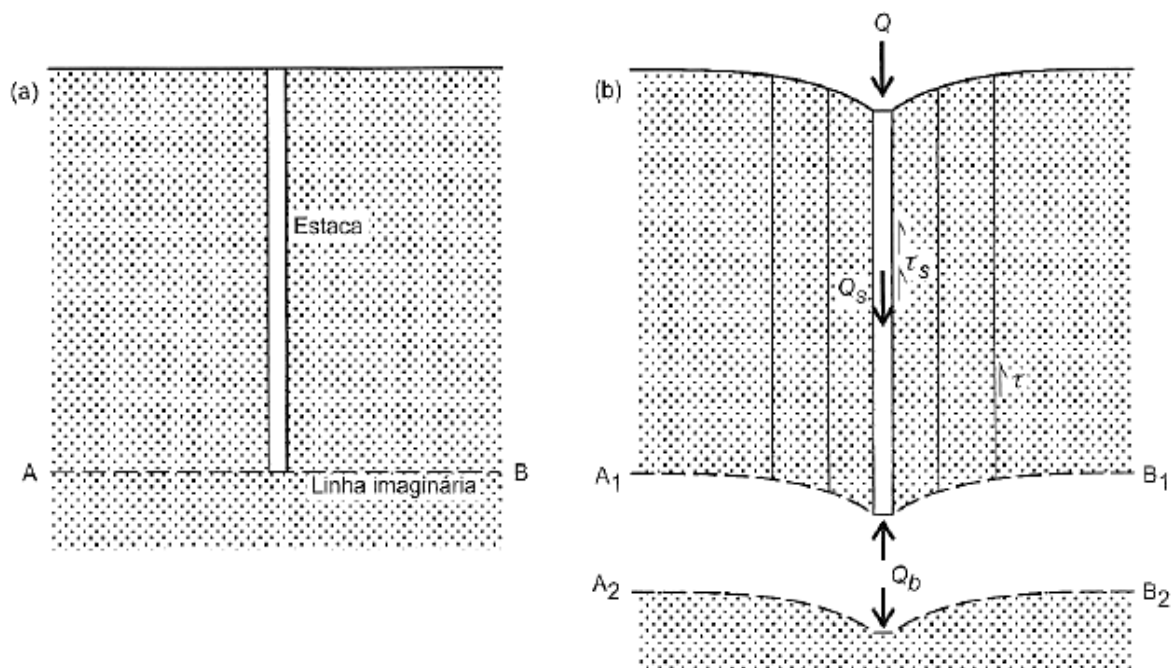


Figura 11 – Camadas de solo superior e inferior e modos de deformação no modelo de Randolph (1977)

Método de Poulos e Davis

Poulos e Davis (1980) apresentam um resumo de seus trabalhos e de colaboradores sobre o comportamento carga-recalque de estacas. Os autores utilizaram um procedimento numérico a partir das equações de Mindlin (1936) que permite estimar o recalque de uma

estaca isolada, inicialmente suposta como incompressível, em um meio elástico semi-infinito, homogêneo e coeficiente de Poisson igual a 0,5.

Posteriormente, os citados autores obtiveram soluções para estacas compressíveis, em solo de espessura finita e com ponta em material resistente, além de considerar diferentes valores para o coeficiente de Poisson, através da aplicação de fatores corretivos.

Para uma estaca de diâmetro d (ou largura B), embutida num maciço de solo com módulo de elasticidade E_s , carregada por um esforço de compressão Q_0 , no seu topo, aqui considerado como $z = 0$, o recalque, no nível do topo, é obtido pela equação (12) e ilustrado pela Figura 12.

$$w_0 = \frac{Q_0 \cdot I}{E_s \cdot d} \quad (12)$$

Ao se considerar as condições reais de contorno, o valor do fator de influência I deve ser substituído pelo valor dado pela equação (13).

$$I = I_0 \cdot R_K \cdot R_h \cdot R_v \cdot R_b \quad (13)$$

Sendo: I_0 é o fator de influência para uma estaca incompressível de diâmetro da base d_B ;

R_K é o fator de correção para a compressibilidade da estaca;

R_h é o fator de correção para a espessura h (finita) de solo compressível;

R_v é o fator de correção para o coeficiente de Poisson do solo;

R_b é o fator de correção para a base ou ponta em solo mais resistente, sendo E_b o módulo de Young do solo sob a base.

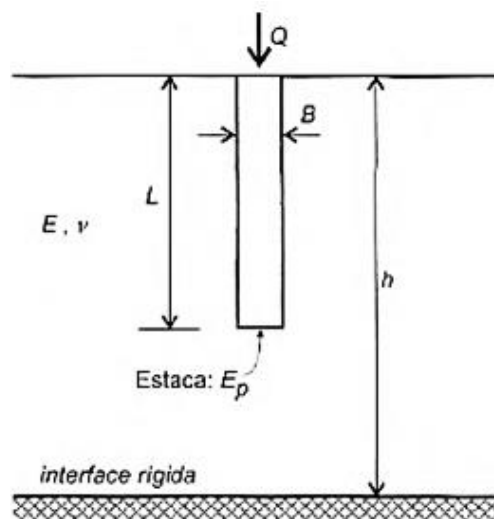


Figura 12 – Modelo admitido por Poulos e Davis (1974)

A Figura 13 apresenta os ábacos para determinação dos fatores corretivos para o cálculo de recalque em estacas isoladas. Já a Figura 14 exibe os ábacos do fator de correção R_b , para diferentes fatores de rigidez, ao se considerar a base da estaca em solo mais rígido.

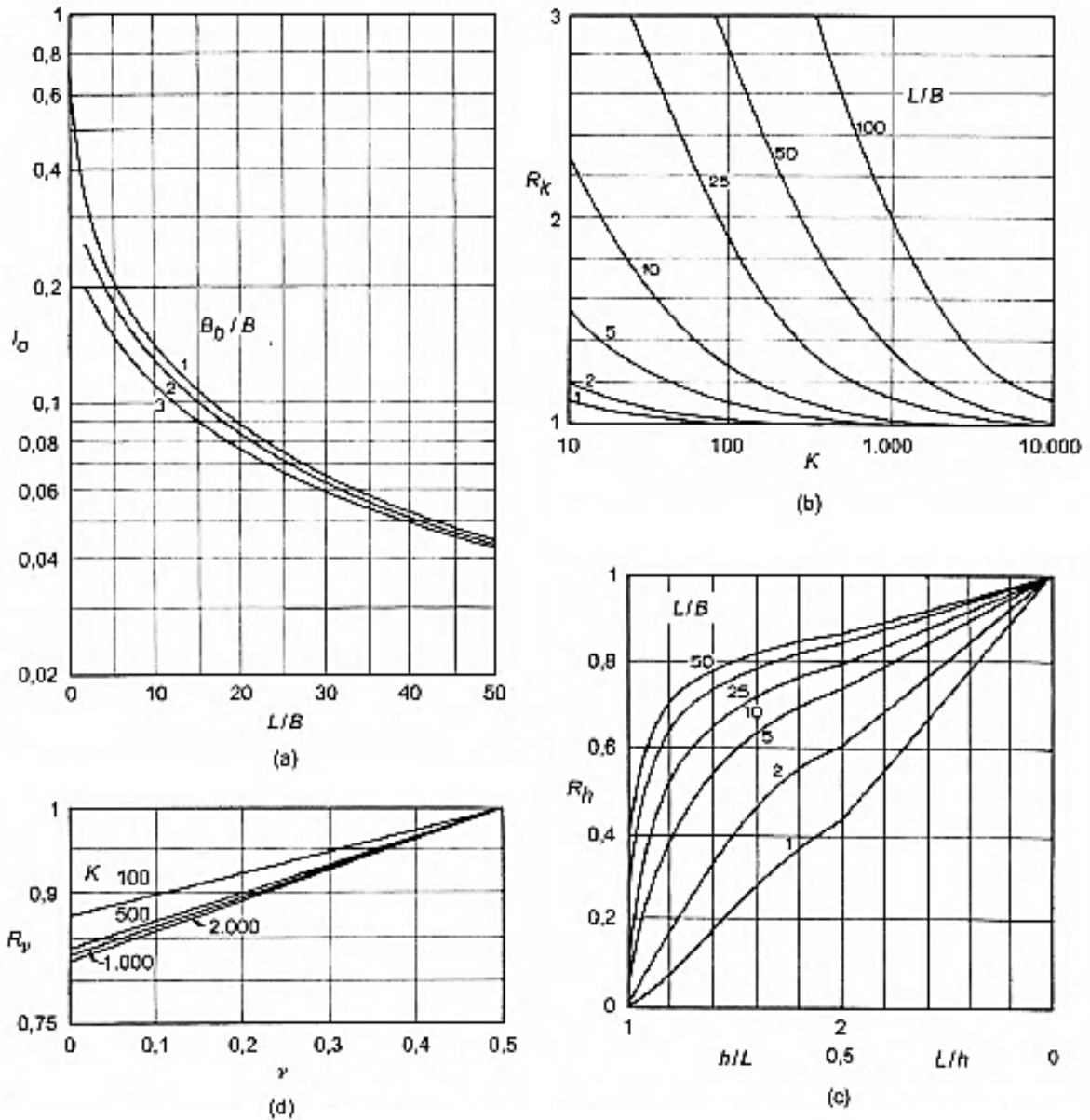


Figura 13 – Fatores corretivos para o cálculo de recalque em estacas isoladas

Legenda: (a) fator I_0 ; (b) fator R_k ; (c) fator R_h ; (d) fator R_v

Fonte: Poulos e Davis (1974)

A compressibilidade da estaca é expressa por um fator de rigidez K , dado pela equação (14), no que R_A é a relação entre a área da seção da estaca e a área da seção plena, de modo que, em seções maciças, $R_A = 1$.

$$K = \frac{E_p}{E_s} R_A \quad (14)$$

Onde: E_p é o módulo de elasticidade da estaca;

E_s é o módulo de elasticidade equivalente do solo.

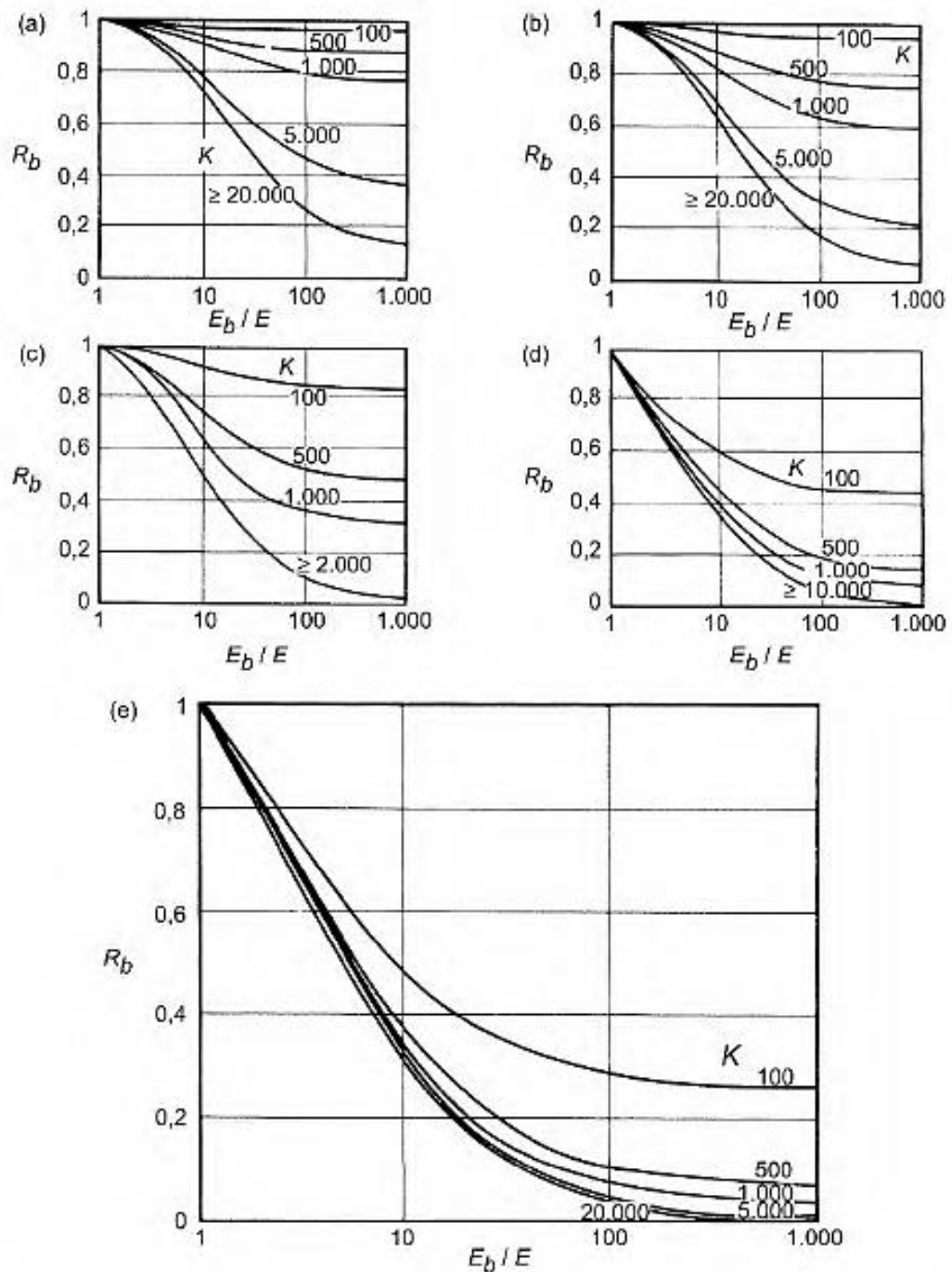


Figura 14 – Fator de correção R_b para a base da estaca em solo mais rígido: (a) para $L/B = 75$; (b) para $L/B = 50$; (c) para $L/B = 25$; (d) para $L/B = 10$; (e) para $L/B = 5$ (Poulos e Davis, 1974)

Adicionalmente, o método permite também a definição da parcela β - equação (15) - da carga aplicada que seria transferida à base e a parcela transferida por atrito lateral, conforme as equações (16) e (17), respectivamente.

$$\beta = \beta_1 \cdot c_k \cdot c_b \quad (15)$$

$$Q_b = \beta \cdot Q_0 \quad (16)$$

$$Q_0 - Q_b = Q_s = (1 - \beta) \cdot Q_0 \quad (17)$$

A parcela β_1 , tal como o fator I_0 na equação (13), se refere a uma estaca incompressível, e pode ser obtida pela Figura 15a.

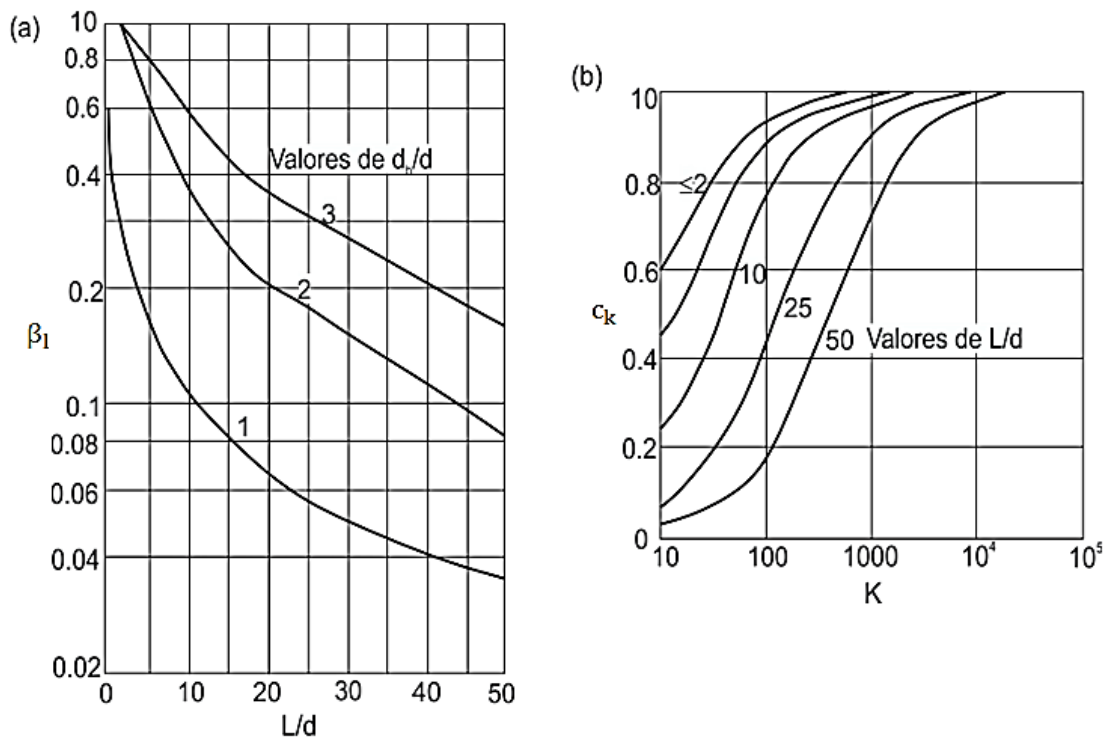


Figura 15 – Fatores corretivos (β_1 e c_k) para cálculo da transferência de carga
Fonte: Poulos e Davis (1974)

Os fatores de correção c_k e c_b , do mesmo modo que os fatores R_K e R_b , levam em conta a compressibilidade da estaca e a presença de solo menos compressível sob a base da estaca, em relação ao solo no trecho do fuste. Estes valores podem ser obtidos, na devida ordem, na Figura 15b e na Figura 16.

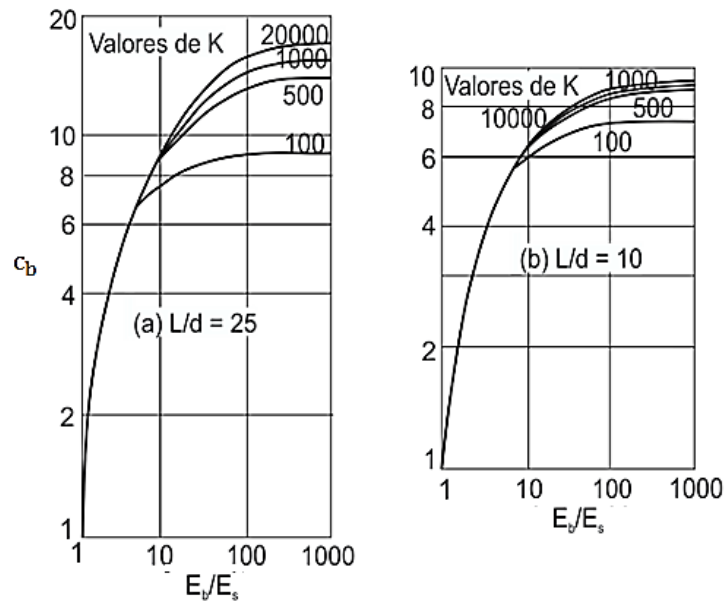


Figura 16 – Fator corretivo c_b para cálculo da transferência de carga (POULOS E DAVIS, 1974)

Método de Vesic

Na metodologia proposta por Vesic (1977), o recalque do topo da estaca (w_0) é calculado em três componentes independente, equação (18).

$$w_0 = w_s + w_{pp} + w_{ps} \quad (18)$$

- Recalque devido à deformação axial do fuste (w_s);
- Recalque no nível da ponta causado pelas cargas transmitidas pela ponta (w_{pp});
- Recalque no nível da ponta da estaca causado pelas cargas transmitidas ao longo do fuste (w_{ps}).

O recalque devido à deformação do fuste da estaca (w_s) pode ser determinado pela resistência dos materiais, pela deformação axial de uma barra, com a magnitude e distribuição do esforço normal, no topo, reduzido da resistência lateral mobilizada. A equação (19) explicita o cálculo do recalque devido à deformação elástica do fuste.

$$w_s = (Q_p + \alpha Q_s) \frac{L}{A E_p} \quad (19)$$

Sendo: Q_p é a carga de ponta, para o nível de carregamento considerado;

Q_s é o atrito lateral transmitido pela estaca, para o nível de carregamento considerado;

α é o coeficiente que depende da distribuição de atrito lateral ao longo da profundidade (no trabalho original de Vesic, foi ilustrada a distribuição uniforme e, portanto, $\alpha = 0,5$).

Com base nas equações apresentadas por Vesic (1970, 1975) e correlações empíricas disponíveis entre E_s e a resistência unitária de ponta (q_0) para um número expressivo de casos de obra, as equações (20) e (21) foram propostas para as parcelas de recalque no nível da ponta da estaca (w_{pp} e w_{ps}), respectivamente.

$$w_{pp} = \frac{C_p Q_p}{B q_0} \quad (20)$$

Onde: B é o diâmetro da base ou menor lado;

C_p é um coeficiente empírico que depende do tipo de solo e do método executivo da estaca;

q_0 é a resistência unitária de ponta.

$$w_{ps} = \frac{C_s Q_s}{D q_0} \quad (21)$$

Sendo: D é o trecho em que há transferência de carga da estaca para o solo;

C_s é um coeficiente empírico que depende do tipo de solo e do método executivo da estaca;

Alguns valores típicos de C_p são dados na Tabela 1. O coeficiente C_s é um valor relacionado com C_p , por meio da equação (22).

$$C_s = \left(0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) C_p \quad (22)$$

Tabela 1 – Valores Típicos do coeficiente C_p

Tipo de Solo	Estacas Cravadas	Estacas Escavadas
Areia (densa a fofa)	0,02 a 0,04	0,09 a 0,18
Argila (rija a mole)	0,02 a 0,03	0,03 a 0,06
Silte (denso a fofo)	0,03 a 0,06	0,09 a 0,12

Fonte: Vesic (1977)

Conforme ressaltado por Danziger (2016), deve ser enfatizado que q_0 nas equações (20) e (21) representa a tensão de ruptura na ponta da estaca. O valor de q_0 não é o mesmo para diferentes tipos de fundação no mesmo solo e é, também, afetado pelo efeito de escala. Deste modo, fatores de escala são introduzidos, na determinação de q_0 , de tal forma que os coeficientes C_p e C_s praticamente independem das dimensões da estaca.

Além disso, é importante destacar que os valores dos coeficientes C_p dados na Tabela 1 fornecem recalques a longo prazo em estacas em condições onde o horizonte de solo sob a base da estaca se estende a pelo menos 10 diâmetros abaixo de sua ponta, e onde o solo abaixo é de rigidez comparável ou superior. Tais valores são significativamente menores se uma camada resistente (rocha) existir nas proximidades da ponta.

1.3.2 Métodos Numéricos

Método de Aoki e Lopes

O método de Aoki e Lopes (1975) estima tensões e recalques de pontos no interior do maciço de solo por meio de um processo numérico em que as cargas que um conjunto de estacas (ou tubulões) transmite ao maciço são decompostas em um sistema equivalente de cargas concentradas (vide Figura 17), cujos efeitos, calculados pelas equações de Mindlin, são superpostos nos pontos em estudo.

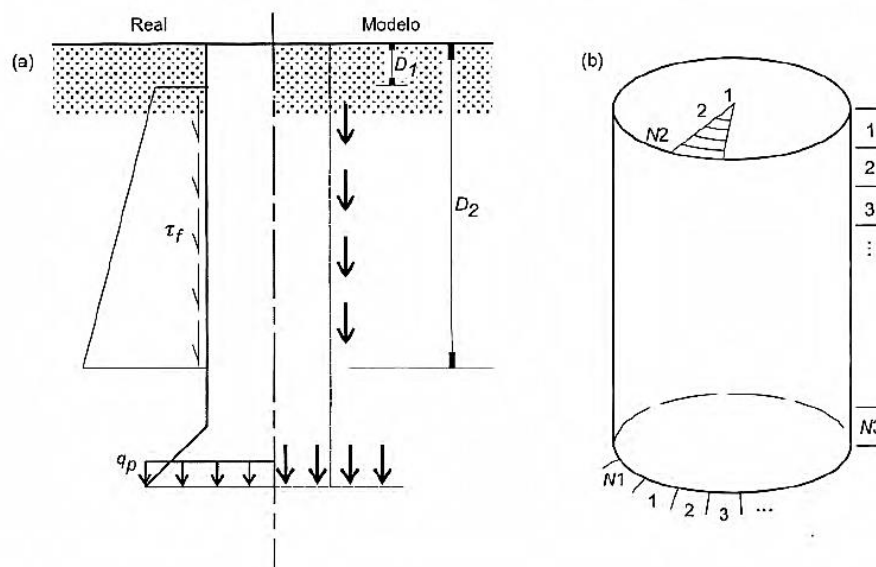


Figura 17 – Modelo simplificado (AOKI e LOPES, 1975)

Legenda: (a) fundação real e sua modelagem; (b) modo de divisão da superfície do fuste e da base

Admite-se que a carga atuante no topo da estaca seja dividida numa parcela transferida à ponta (Q_p) e outra de atrito lateral (Q_l). Considera-se que o atrito lateral é linearmente distribuído ao longo de cada trecho, e a carga na base é suposta uniformemente distribuída, como ilustra a Figura 17a.

Alguns trabalhos apresentaram uma rotina para a previsão da transferência de carga de fundações profundas ao solo suporte, com base na metodologia de Aoki e Lopes (1975). Destacam-se as contribuições de Pinho et al. (1999), Amaral et al. (2000), Carvalho et al. (2000) e Pereira et al. (2002).

Funções de Transferência

As funções de transferência de carga propõem substituir a ação do solo sobre a estaca por uma função, representando a resposta da mola que constitui o modelo (vide Figura 18).

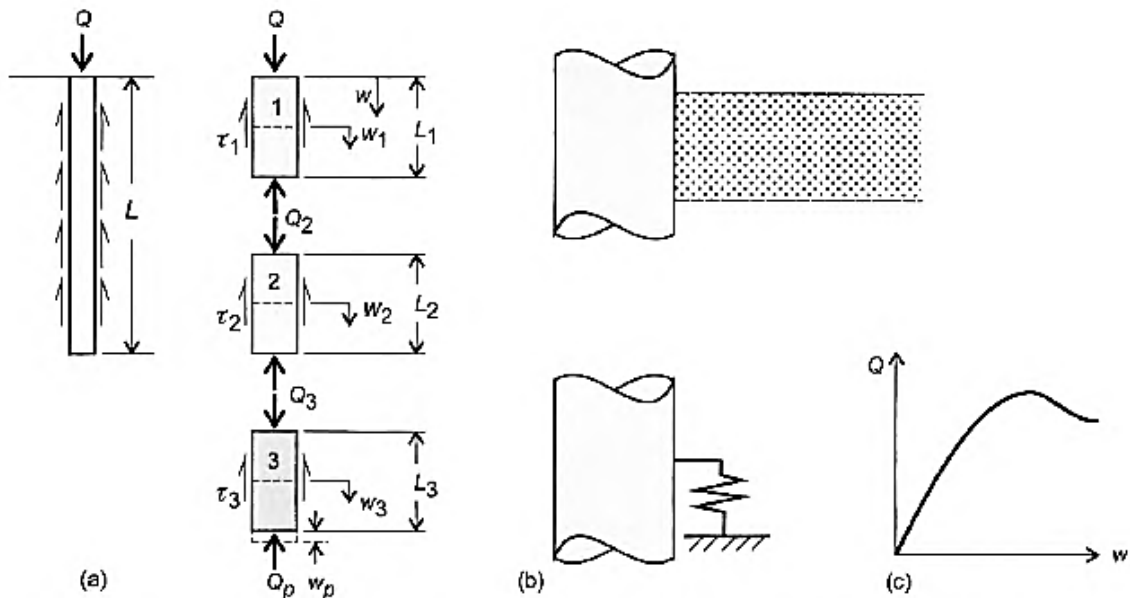


Figura 18 – Função de transferência de carga (VELLOSO E LOPES, 2010)

Legenda: (a) divisão da estaca em elementos; (b) fatia de solo e modelo que a substitui; (c) resposta da mola que constitui o modelo

Segundo Fernandes (2010), este método permite que estacas isoladas com cargas axiais possam ser tratadas como elementos unidimensionais, com um conjunto de molas verticais representando a rigidez axial da estaca e a interação desta com o solo adjacente.

Assim, é necessário subdividir a estaca num número discreto de segmentos unidos por molas que representam a rigidez axial da estaca. Cada segmento encontra-se ligado

lateralmente a uma mola vertical, representando a mobilização da resistência ao cisalhamento do solo envolvente. O último segmento, na base da estaca, é também suportado por uma mola vertical que representa a resistência de ponta da estaca.

A Figura 19 exibe um esquema da discretização da transferência de carga por meio de funções de transferência.

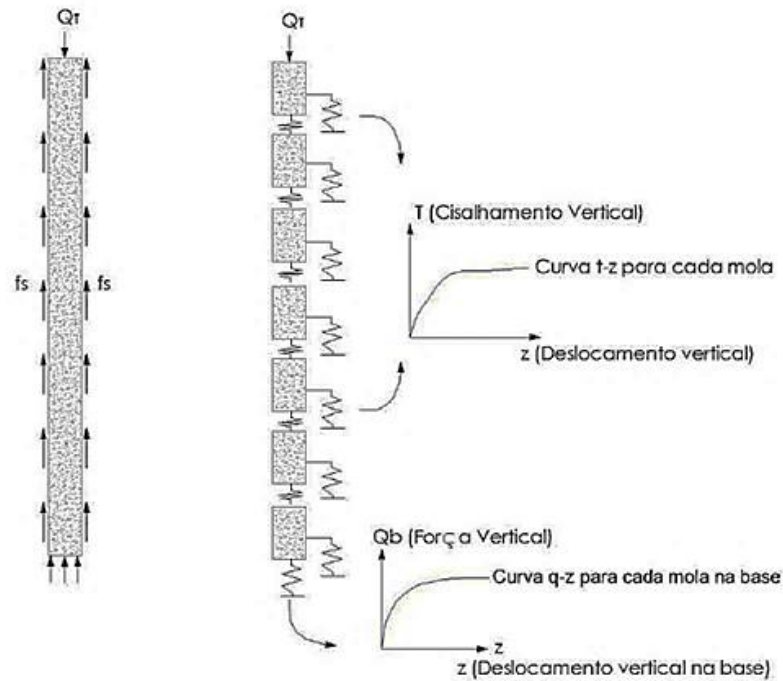


Figura 19 – Discretização da transferência de carga por meio de funções de transferência
Fonte: Fernandes (2010)

A Figura 19 ilustra que o método é baseado em dois tipos de funções de transferência de carga: (1) Curvas $t-z$: caracterizam a transferência de carga entre o fuste e o solo através das molas laterais do modelo; (2) Curva $q-z$: traduz a força na base da estaca em relação ao recalque da mesma, atribuída à mola da ponta da estaca. Estas curvas são altamente dependentes do tipo de solo, da execução e do carregamento a que a estaca vai estar sujeita.

Há várias publicações técnicas sobre o assunto, sendo uma das primeiras abordagens proposta por Seed e Reese (1955), por meio de observações experimentais. Desde então, diversos autores propuseram funções utilizando esta metodologia. Alguns trabalhos compilaram funções de transferência de carga e fizeram conceituações teóricas a respeito, como é o caso de Vesic (1977), Fernandes (2010), Perez (2014), Alves (2016), dentre outros.

A transferência de carga também pode ser analisada pelas leis propostas por Cambefort (1964), com relações do tipo rígido-elástico-plástico para a resistência de atrito lateral e para resistência de ponta, tendo sido utilizadas no Brasil por Massad (1991).

Inicialmente utilizadas em cálculos manuais, as funções de transferência vêm sendo atualmente empregadas em métodos numéricos, que são hoje parte do Método dos Elementos Finitos. Nesse caso, elementos unidimensionais representam a estaca, e as molas não lineares, com comportamento definido por uma das funções de transferência, representam o solo (VELLOSO E LOPES, 2010).

Método dos Elementos Finitos

A definição do Método dos Elementos Finitos (MEF), conforme exposto por Lotti et al. (2006), seria uma análise matemática que consiste na discretização de um meio contínuo em pequenos elementos, os quais conservam as mesmas propriedades do meio original. Esses elementos são representados por equações diferenciais e resolvidos por modelos matemáticos, alcançando assim os resultados desejados.

Velloso e Lopes (2010) destacam que o MEF é usualmente empregado em programas comerciais, mais facilmente encontrados para análise linear, bi e tridimensional de estruturas, com elementos unidimensionais (elementos de viga), bidimensionais (planos) e tridimensionais (sólidos), com a possibilidade de apoio elástico (molas). Existem programas especializados para problemas geotécnicos, com modelos constituintes próprios para os solos, como o modelo Hardening Soil, Soft Soil e o Cam-Clay, por exemplo.

Estacas isoladas sob cargas verticais axiais podem ser tratadas como elementos unidimensionais tipo viga, com molas verticais nos nós. A resposta das molas pode ser linear ou não. No primeiro caso, pode-se usar um programa para a análise de pórticos planos. No segundo caso, são necessários programas para a análise não linear, o que requer uma técnica incremental ou iterativa. A não linearidade pode ser expressa pelas curvas t - z , para o atrito lateral, curvas q - z , para a resistência de ponta (VELLOSO E LOPES, 2010).

Já uma estaca isolada de seção circular sob cargas axiais, por exemplo, constitui um problema axissimétrico que pode ser resolvido em duas dimensões. Modelos tridimensionais são justificáveis em grupos de estacas ou situações que não possam ser resolvidas em 2-D.

1.3.3 Outros métodos

Alonso (1981) propôs um método semiempírico para a estimativa da curva carga-recalque de estacas isoladas com base nos resultados de sondagens à percussão tipo SPT. De modo a testar a metodologia foram executadas 39 provas de carga estáticas, realizando-se

análises comparativas entre as curvas obtidas nos ensaios e as previstas pelo método. Posteriormente, o próprio Alonso afirma que a metodologia proposta não seria o melhor caminho para a resolução desse tipo de problema. Por este motivo, o autor não incluiu o detalhamento do método neste capítulo.

Inúmeros métodos de estimativa de recalques de estacas isoladas estão disponíveis na literatura: Berezantzev (1965), Butterfield e Banerjee (1971), Zeevaert (1972), entre outros.

1.3.4 Influência das tensões residuais no comportamento carga x recalque

As tensões residuais são constituídas por tensões de cisalhamento, devido ao atrito negativo ao longo da parte superior da estaca, em equilíbrio com a resultante das tensões abaixo do ponto de equilíbrio, também conhecido como ponto neutro.

Velloso e Lopes (2010) asseguram que estacas cravadas em solos arenosos estão sujeitas a tensões residuais de cravação, e apresentam em parte do seu fuste atrito negativo e uma força compressiva na ponta. Dizem ainda que na interpretação de provas de carga, a consideração das tensões residuais pode conduzir a diferentes valores para a resistência lateral e de ponta. Dessa forma, essas tensões podem afetar o comportamento carga-recalque, uma vez que a transferência de carga ao solo é alterada pela presença de tais tensões.

As cargas residuais também exercem uma importante influência no comportamento de estacas escavadas, conforme afirma Cooke et al. (1979). Ocorrem por causa de diferenças nas taxas de mobilização no fuste e na ponta, à medida que a estaca é deslocada. Estas forças residuais também podem resultar da retração do concreto.

Os recalques que ocorrem numa estaca em que estão presentes cargas residuais são inferiores aos que se verificaria caso esta carga não estivesse presente. Com a presença das tensões residuais, verifica-se uma diminuição no encurtamento elástico, bem como no deslocamento da ponta da estaca, conduzindo a um menor recalque da cabeça da estaca (VESIC, 1977).

Velloso e Lopes (2010) destacam alguns autores que mostraram que a consideração das tensões residuais leva a uma previsão de comportamento mais rígido da estaca, tais como Massad (1992, 1993), Costa (1994), e Costa et al. (1994).

Ressalta-se que na presente dissertação não serão consideradas as tensões residuais na previsão das curvas carga x recalque para as estacas dos estudos de caso, embora em um dos casos analisados, como se verá oportunamente, estas tensões tenham sido registradas. Para maiores detalhes sobre a influência das tensões residuais no comportamento carga x recalque,

o autor sugere os trabalhos de Teixeira (1993), Costa (1994), Langone (2012), Bazani (2015) e Quito (2018).

1.4 Estimativa de parâmetros geotécnicos a partir de correlações com N_{SPT}

Como serão empregados nas análises alguns métodos teóricos, serão utilizadas correlações com as sondagens disponibilizadas. Ressalta-se que as correlações a seguir serão utilizadas como base para determinação dos parâmetros geotécnicos, além da experiência do autor da presente dissertação com casos similares.

É válido destacar que estas correlações devem ser usadas com cautela, pois a maior parte expressa os resultados em termos médios, mas poucas mostram as dispersões. Ademais, deve-se levar em consideração o local e os dados utilizados para o estabelecimento das expressões.

Na falta de ensaios de laboratório, o peso específico efetivo do solo pode ser obtido a partir dos valores aproximados das Tabelas 2 e 3, em função da consistência da argila e da compactidade da areia (GODOY, 1972).

Tabela 2 – Peso específico de solos arenosos

N_{SPT}	Compactidade	Peso específico (kN/m^3)		
		Seco	Úmido	Saturado
< 5	Fofa			
5 - 8	Pouco compacta	16	18	19
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta			
> 40	Muito compacta	18	20	21

Fonte: Godoy (1972)

Tabela 3 – Peso específico de solos argilosos

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

Fonte: Godoy (1972)

Os dados obtidos através do ensaio SPT permitem estimar o ângulo de atrito interno (ϕ), dos materiais granulares, podendo este ser estimado indiretamente através dos valores calculados da densidade relativa (D_r), ou diretamente a partir do valor N_{SPT} .

Referente à densidade relativa em solos granulares - equações (23) e (24) - são mostradas as correlações entre $N_{SPT,60}$, o nível de tensões efetivas e D_r , propostas por Gibbs e Holtz (1957) e Skempton (1986), respectivamente. Nestas equações, considera-se a tensão efetiva vertical no nível do ensaio (σ'_{vo}), expressada em kN/m².

$$D_r = \left(\frac{N_{SPT,60}}{0,23 \cdot \sigma'_{vo} + 16} \right)^{1/2} \quad (23)$$

$$D_r = \left(\frac{N_{SPT,60}}{0,28 \cdot \sigma'_{vo} + 27} \right)^{1/2} \quad (24)$$

A equação (25) representa uma correlação entre o ângulo de atrito interno e a densidade relativa, apontada por De Mello (1971). Neste trabalho também é mostrada uma forma de se estimar o ângulo de atrito interno de areias graficamente, por meio de correlações estatísticas entre os pares de valores (σ_v , N_{SPT}), levando-se em consideração o confinamento do solo.

$$\tan \phi = \frac{0,712}{(1,49 - D_r)} \quad (25)$$

Através de métodos estatísticos, Giuliani e Nicoll (1982) propuseram a equação (26), sendo que esta relação não é válida para areias finas saturadas com baixos valores de N.

$$\tan \phi = 0,575 + 0,361 \cdot D_r^{0,866} \quad (26)$$

De acordo com Afonso (2016), diversos autores propuseram correlações diretas entre o valor de N_{SPT} e o ângulo de atrito interno, de modo a evitar as aproximações através de duas correlações, isto é, entre N_{SPT} e D_r e entre D_r e ϕ . Ainda, afirma que as dispersões entre os resultados utilizando as correlações diretas podem ser consideráveis.

Neste sentido, Godoy (1983) menciona a seguinte correlação empírica - equação (27) - com o índice de resistência à penetração (N) do SPT.

$$\phi = 28^\circ + 0,4 \cdot N_{SPT} \quad (27)$$

Outra expressão adotada na estimativa do ângulo de atrito interno foi proposta por Teixeira (1996) como mostra a equação (28).

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{SPT}} + 15^\circ \quad (28)$$

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), a correção para um valor de penetração de referência, normalizado com base no padrão internacional de $N_{SPT,60}$, é realizada simplesmente por meio de uma relação linear entre a energia empregada e a energia de referência, conforme a equação (29).

$$N_{SPT,60} = \frac{N_{SPT} \cdot \text{energia aplicada}}{0,60} \quad (29)$$

Velloso e Lopes (2010) ressaltam que ao se empregar os ábacos, tabelas, equações, etc., baseados na experiência estrangeira, deve-se considerar que o efeito da energia efetivamente aplicada no ensaio SPT varia com o método de aplicação dos golpes.

No Brasil, o sistema mais comum é manual, e a energia aplicada é da ordem de 70% da energia nominal. Por outro lado, nos Estados Unidos, o sistema é mecanizado e a energia é da ordem de 60% (conhecido como $N_{SPT,60}$). Dessa forma, ao se utilizar uma correlação baseada na experiência americana, por exemplo, o número de golpes obtido com uma sondagem brasileira deve ser majorado de 10% a 20%. Portanto, $N_{SPT,60} = 1,1$ a $1,2 \cdot N_{SPT}$. Pesquisas mais recentes têm atualizados estes fatores corretivos.

Assim, as expressões corrigidas de Godoy (1983) e Teixeira (1996) estão apresentadas nas equações (30) e (31), respectivamente.

$$\phi = 28^\circ + 0,33 \cdot N_{SPT,60} \quad (30)$$

$$\phi = \sqrt{16,67 \cdot N_{SPT,60}} + 15^\circ \quad (31)$$

Ainda para a estimativa de ϕ , Hatanaka e Uchida (1996) propuseram a seguinte correlação, vide equação (32).

$$\phi = 20^\circ + \sqrt{15,4 \cdot N_{SPT,60}} \quad (32)$$

Outra expressão foi sugerida por Kulhawy e Mayne (1990), levando em consideração o nível de tensões, como mostra a equação (33). Os trabalhos de Hunt (1984) e Décourt (1989) também podem ser consultados acerca desse assunto.

$$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{N_{\text{SPT},60}}{12,2 + 0,23 \cdot \sigma'_{v0}} \right)^{0,34} \quad (33)$$

Não se dispondo de ensaios de laboratório nem de prova de cargas sobre placa para a determinação do módulo de elasticidade do solo (E_s), podem ser utilizadas correlações com a resistência de ponta do cone (q_c) ou com índice de resistência à penetração (N) da sondagem SPT, como por exemplo a equação (34), apresentada por Teixeira & Godoy (1996).

$$E_s = \alpha \cdot q_c = \alpha \cdot K \cdot N_{\text{SPT}} \quad (34)$$

em que α e K são coeficientes empíricos dados pelas Tabelas 4 e 5, em função do tipo de solo.

Tabela 4 – Coeficiente K em função do tipo de solo

Tipo de Solo	K (MPa)
Areia com pedregulhos	1,10
Areia	0,90
Areia siltosa	0,70
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,30
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,20

Fonte: Teixeira e Godoy (1996)

Tabela 5 – Coeficiente α em função do tipo de solo

Tipo de Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Teixeira e Godoy (1996)

De acordo com D'Appolonia et al. (1970), a presença do lençol freático pode ser ignorada porque seu efeito no módulo de elasticidade é refletido na obtenção de N_{SPT} .

Leão (2015) propõe uma correlação única, aplicável às areias e aos solos argilosos, apresentada na equação (35).

$$E_s (\text{kPa}) = \eta \cdot N_{\text{SPT},60}^{0,80} \quad (35)$$

sendo $3000 \text{ kN/m}^2 < \eta < 8000 \text{ kN/m}^2$, cujo valor inferior ($\eta = 3000 \text{ kN/m}^2$) se aplica aos solos predominantemente argilosos, enquanto o valor superior ($\eta = 8000 \text{ kN/m}^2$) se aplica às areias puras. Portanto valores intermediários de η podem ser ajustados subjetivamente com base na distribuição granulométrica ou na classificação tátil-visual do solo, para a condição drenada, conforme mostra a Figura 20, elaborada pelo autor da presente dissertação.

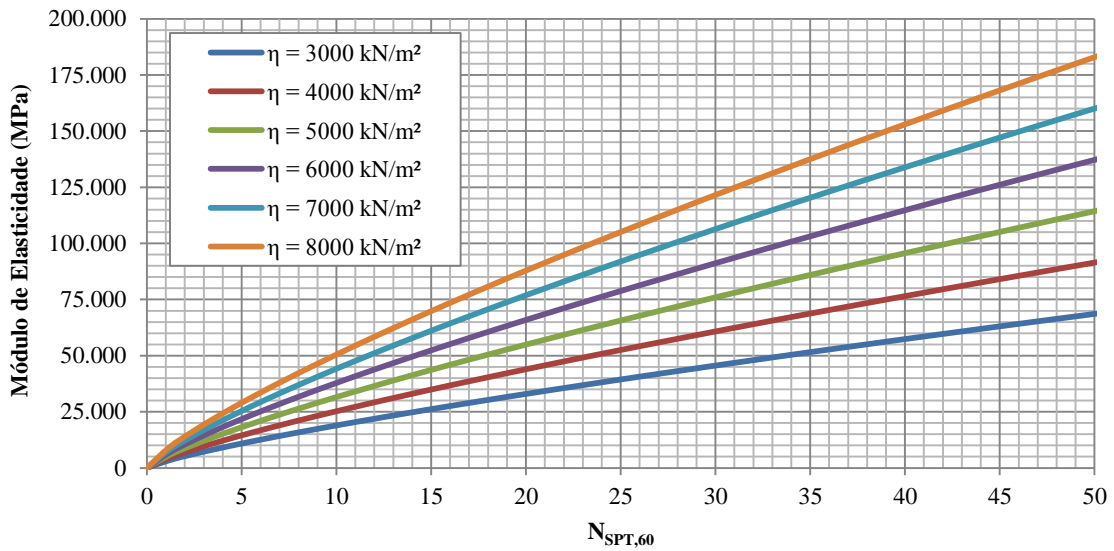


Figura 20 – Equações potenciais utilizando as equações de Leão (2015) em função do tipo de solo

Leão (2015) ainda afirma que a equação (35) assim como a proposta por Freitas (2010) para areias puras - equação (37) - devem ser restritas a valores de $N_{SPT,60}$ entre 4 e 30.

Para solos arenosos, Clayton (1986), com base nos dados do trabalho de Burland e Burbidge (1985), obteve as relações $E/N_{SPT,60}$, mostradas na Tabela 6 e graficamente na Figura 21, a qual foi elaborada pelo autor da presente dissertação.

Tabela 6 – Relações $E/N_{SPT,60}$ (em MPa) para solos arenosos

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

Fonte: Clayton (1986)

De acordo com Schnaid (2000), para solos arenosos, a relação $E/N_{SPT,60}$ é igual a 3,4, como exhibe a equação (36).

$$E = 3,4 \cdot N_{SPT,60} \text{ (em MPa)} \quad (36)$$

Freitas (2010) sugere uma equação potencial para a estimativa do módulo de elasticidade estático em areias, permitindo ainda estimar, para fins práticos, variações desse módulo em relação à curva média, que pode ser expressa pela equação (37).

$$E_s(\text{kPa}) = 8000 \cdot N_{SPT,60}^{0.80} \quad (37)$$

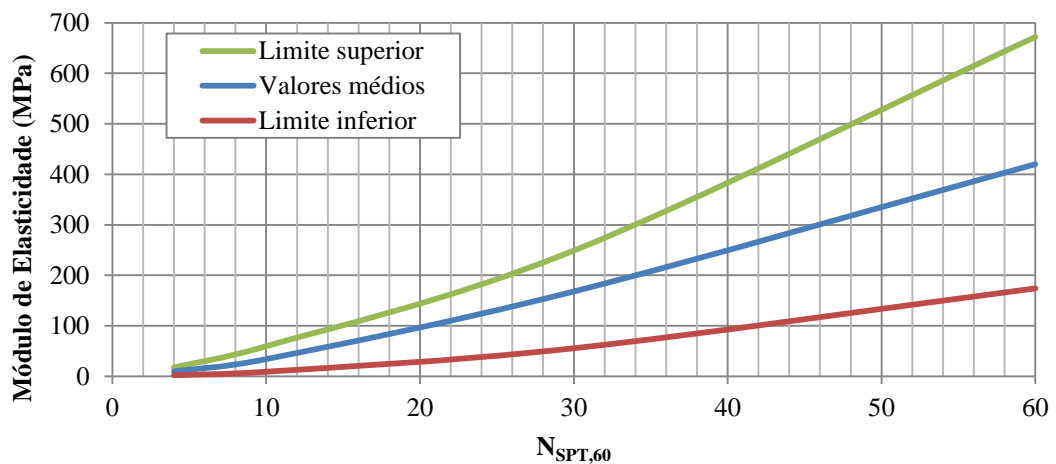


Figura 21 - Relações $E/N_{SPT,60}$ para solos arenosos obtidas por Clayton (1986)

A Figura 22 ilustra a comparação da equação potencial para solos arenosos, com intervalos de confiança de até dois desvios padrões. Na curva (a) o N_{SPT} foi corrigido em 1,20 e na curva (b) em 1,37. Neste trabalho também são mostradas outras curvas para diferentes equações potenciais.

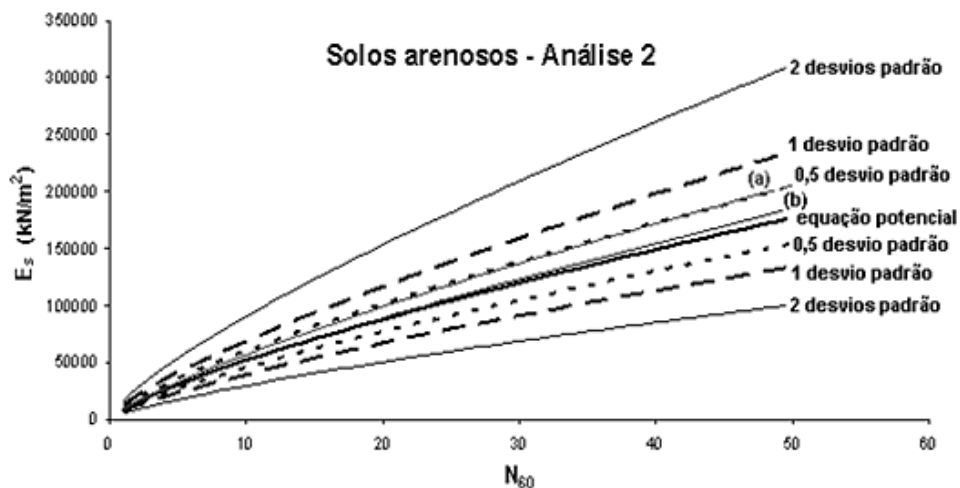


Figura 22 – Comparação da equação potencial para solos arenosos com intervalos de confiança de até dois desvios padrões (FREITAS, 2010)

Sandroni (1991) usou resultados de ensaios de carga em placa em solos residuais de gnaiss com a finalidade de se obter o valor do módulo de elasticidade para estes solos, como mostrado na Figura 23.

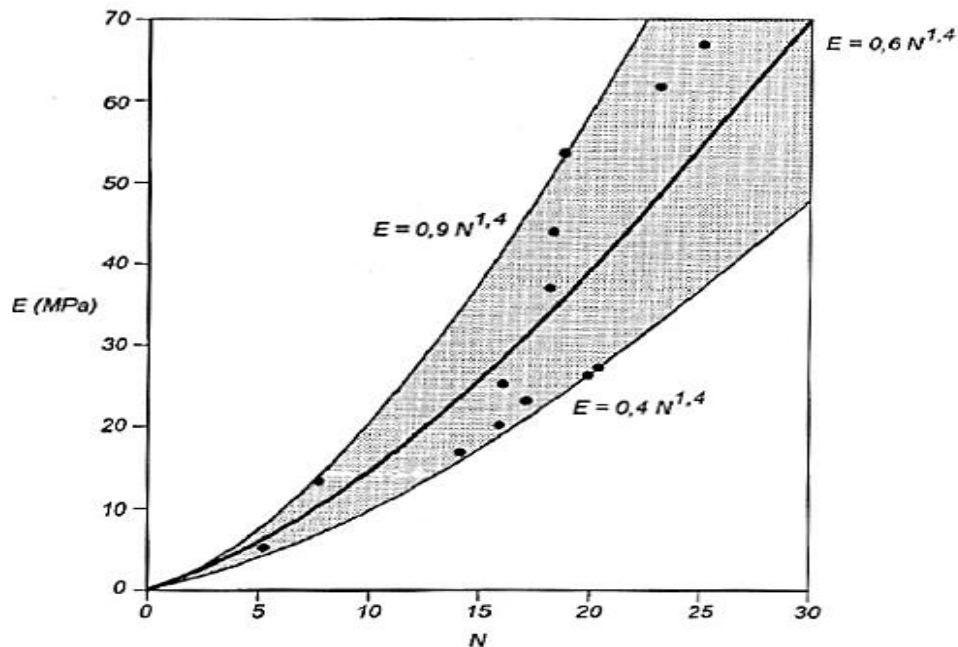


Figura 23 – Relações de E com o N para solos residuais (SANDRONI, 1991)

Blight (1997) refere uma correlação do N_{SPT} para solos residuais com o módulo de elasticidade, expressa pela equação (38).

$$E \text{ (MPa)} = 1,6 \cdot N_{SPT,60} \quad (38)$$

Schnaid e Odebrecht (2012) apresentam uma relação entre $N_{SPT,60}$ e o módulo de elasticidade para solos residuais, expressa na equação (39). As duas equações subsequentes – equações (40) e (41) - representam os limites superior e inferior de probabilidade de 99% de ocorrência dos valores de E, respectivamente.

$$E_{med} \text{ (MPa)} = 2,01 \cdot N_{SPT,60} \quad (39)$$

$$E_{LS} \text{ (MPa)} = 2,01 \cdot N_{SPT,60} + 0,611 \sqrt{N_{SPT,60}^2 - 19,79 \cdot N_{SPT,60} + 184,63} \quad (40)$$

$$E_{LI} \text{ (MPa)} = 2,01 \cdot N_{SPT,60} - 0,611 \sqrt{N_{SPT,60}^2 - 19,79 \cdot N_{SPT,60} + 184,63} \quad (41)$$

A Figura 24, elaborada pelo autor da presente dissertação, ilustra as curvas de módulo de elasticidade em função do valor $N_{SPT,60}$ usando as equações anteriores.

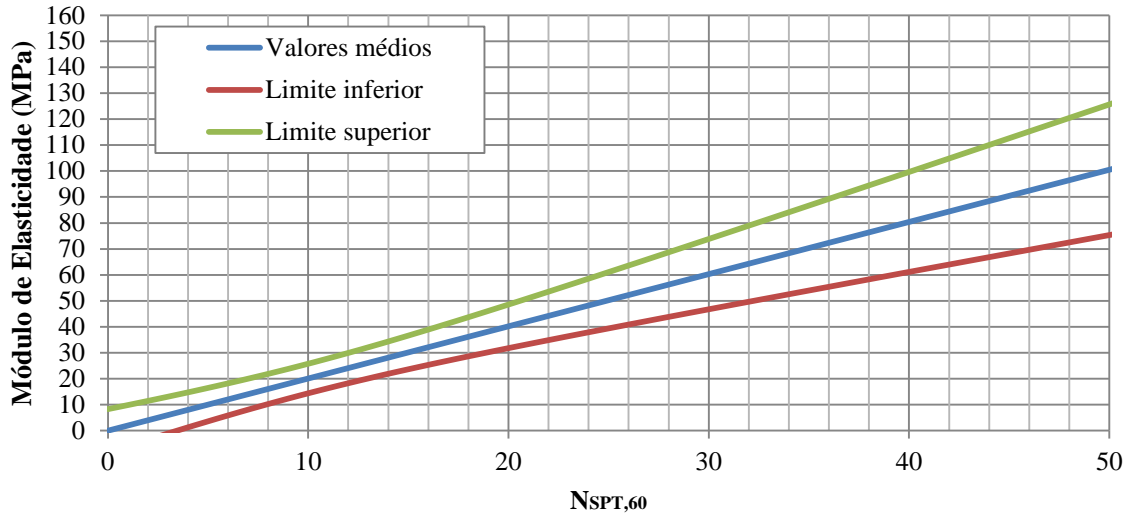


Figura 24 – Módulo de elasticidade x $N_{SPT,60}$, utilizando as equações (39), (40) e (41) propostas por Schnaid e Odebrecht (2012)

A Figura 25, elaborada pelo autor da presente dissertação, compila as curvas de módulo de elasticidade x $N_{SPT,60}$ das correlações propostas para solos residuais.

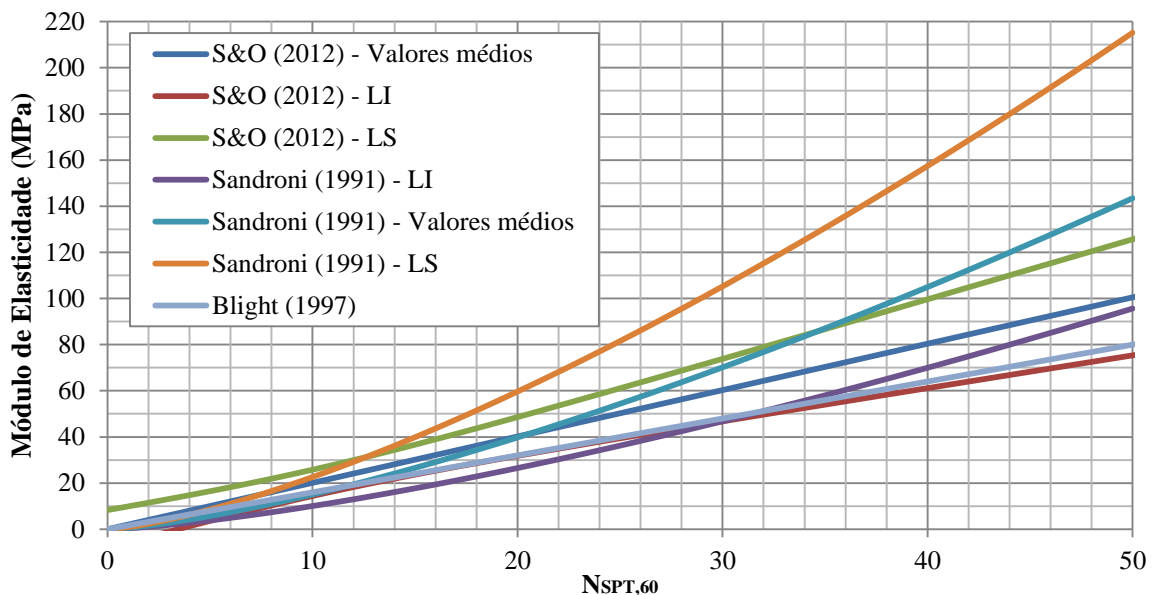


Figura 25 – Módulo de elasticidade x $N_{SPT,60}$, utilizando as equações apresentadas para solos residuais

Teixeira & Godoy (1996) também apresentam valores típicos para o coeficiente de Poisson do solo (ν), reproduzidos na Tabela 7.

Tabela 7 – Coeficiente de Poisson

Tipo de solo	ν
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 – 0,5
Argila saturada	0,4 – 0,5
Argila não saturada	0,1 – 0,3

Fonte: Teixeira e Godoy (1996)

A Tabela 8 mostra alguns valores típicos de parâmetros geotécnicos para os solos do Rio de Janeiro/RJ. Adicionalmente, as Tabelas 9 e 10 apresentam parâmetros geotécnicos para rochas metamórficas de Minas Gerais e para os solos do estado de São Paulo, respectivamente.

Tabela 8 – Valores típicos de parâmetros geotécnicos para os solos do RJ (GEO-RIO, 2000)

Tipo de Solo	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ' (graus)	c' (kPa)
Aterro compactado (silte areno argiloso)	19 – 21	32 – 42	0 – 20
Solo residual maduro	17 – 21	30 – 38	5 – 20
Colúvio <i>in situ</i>	15 – 20	27 – 35	0 – 15
Areia densa	18 – 21	35 – 40	0
Areia fofa	17 – 19	30 – 35	0
Pedregulho uniforme	18 – 21	40 – 47	0
Pedregulho arenoso	19 – 21	35 – 42	0

Tabela 9 – Parâmetros de resistência de solos saprolíticos de rochas metamórficas (COSTA E DE CAMPOS, 1991)

Rocha de origem	Macroestrutura	Resistência - CD		Cond. de saturação	Referência
		Paralelo	Perpendicular		
Quartzito ferrítico	Laminada (areia siltosa)	$c' = 20\text{kPa}$ $\phi' = 37^\circ$	$c' = 50\text{kPa}$ $\phi' = 44^\circ$	Parcialmente saturado	Sandroni (1985)
Quartzito micáceo	Xistosa (silte arenoso)	$c' = 40\text{kPa}$ $\phi' = 22^\circ$	$c' = 45\text{kPa}$ $\phi' = 27^\circ$	Parcialmente saturado	Sandroni (1985)
Gnaíse migmatito	Bandamento (rico em mica)	$c' = 40\text{kPa}$ $\phi' = 20^\circ$	$c' = 52\text{kPa}$ $\phi' = 23^\circ$	Parcialmente saturado	de Campos (1974)
		$c' = 30\text{kPa}$ $\phi' = 21^\circ$	$c' = 49\text{kPa}$ $\phi' = 22^\circ$	Submerso	
Xisto	Laminada (areia siltosa)	$c' = 78\text{kPa}$ $\phi' = 28^\circ$	$c' = 100\text{kPa}$ $\phi' = 27^\circ$	Parcialmente saturado	Durci e Vargas (1983)
Filito (micáceo)	Xistosa (silte)	$c' = 10\text{kPa}$ $\phi' = 29^\circ$	$c' = 60\text{kPa}$ $\phi' = 41^\circ$	Parcialmente saturado	Durci e Vargas (1983)

Tabela 10 – Parâmetros obtidos em alguns solos residuais do estado de São Paulo (PINTO et al., 1993)

Tipo	e	w_L	I_p	% argila	c' (kPa)	φ' (°)	φ' (°) (c' = 0)
Arenito (Bauru)	0,56	23	8	15	5	31	31,3
Arenito (Caiuá)	0,47	23	5	13	8	36	37,1
Argilito-siltito	0,80	41	16	31	43	30	33
Basalto	1,54	68	31	48	19	29	30,4
Colúvio	1,46	43	16	51	7	30	30,5
Filito	0,94	69	35	60	46	27	30,4
Gnaisse	1,05	36	11	19	14	30,5	31,5
Granito	1,18	53	20	31	10	31	31,7
Metabasalto	1,49	67	32	50	22	26	27,5
Micaxisto	0,98	51	24	15	20	30,5	31,9
Migmatito	1,00	42	16	19	26	29	30,9
Migmatito	1,20	48	18	23	18	28,5	29,8
Migmatito	0,77	34	12	15	32	30	32,2
Pegmatito	1,05	NP	NP	14	5	33	33,3

2 FERRAMENTA NUMÉRICA DE ANÁLISE - UNIPILE 5.0

A seguir são apresentadas algumas características do *software* UniPile, empregado em algumas previsões de transferência de carga e da curva carga x recalque nesta pesquisa.

Inicialmente é importante ressaltar a relação entre a qualidade dos dados disponíveis e os métodos de análise nas previsões. A Figura 26a ilustra a questão de que a acurácia da previsão depende da qualidade do método e dos dados utilizados, de tal forma que a deficiência de um deles pode ser compensada pela sofisticação do outro. Entretanto, Lambe (1973), em seu trabalho clássico, discorda de tal afirmação e recomenda que, ao fazer uma previsão, o engenheiro deve compatibilizar a sofisticação do método escolhido com a qualidade dos dados.

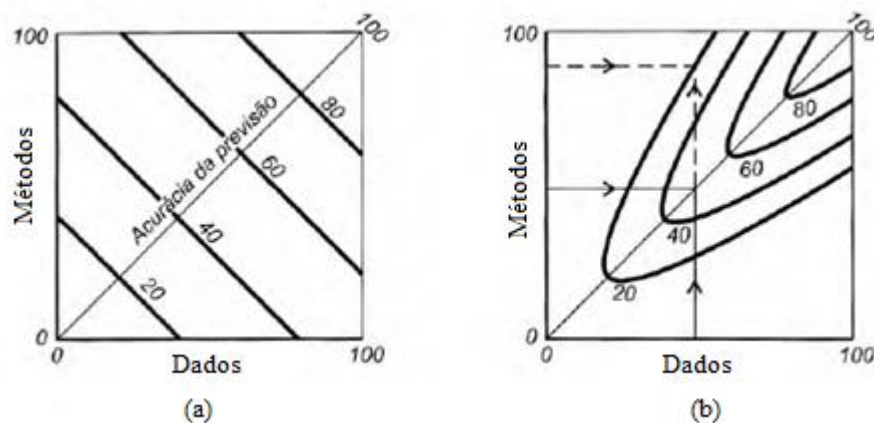


Figura 26 – Acurácia da previsão (LAMBE, 1973)

Conforme indica a Figura 26b, o aumento na sofisticação do método, utilizado com dados de má qualidade, pode resultar numa previsão pior que aquela que seria obtida com um método mais simples, como na Figura 26b.

Velloso e Lopes (2010) revisitam a citada publicação destacando sua importância atual, quando poderosos métodos computacionais (ex.: Método dos Elementos Finitos) são repetidamente utilizados com dados de baixa qualidade.

2.1 UniPile 5.0

Desenvolvido pelos engenheiros Bengt Fellenius e Pierre Goudreault, o UniPile é um software que pode ser usado para o dimensionamento, por diversos métodos, de estacas isoladas e grupo de estacas. No programa é possível fazer análises de capacidade de carga de

estacas isoladas, recalques (estacas isoladas e grupo de estacas), simulações de provas de carga estática e bidirecional, bem como levar em consideração aspectos construtivos e cargas residuais para simulação da transferência de carga em uma estaca.

As estimativas de capacidade de carga podem ser realizadas pelos métodos apresentados na Tabela 11. Maiores detalhes destas metodologias podem ser consultados em Fellenius (2017).

Tabela 11 – Métodos para previsão de capacidade de carga no programa UniPile 5.0

Método	Dados de ensaio de campo	Observações
Estático	-	Método teórico (Tensões efetivas “Método β ” e Tensões totais “Método α ”)
Eslami & Fellenius	CPTu	Baseado nos trabalhos: Eslami (1996), Eslami & Fellenius (1995, 1996, 1997), Fellenius & Eslami (2000)
Schmertmann & Nottingham (“Método dos Holandeses”)	CPT	Baseado nos trabalhos: Nottingham (1975) e Schmertmann (1978)
deRuiter & Beringer (1979)	CPT	-
(“Método dos Holandeses”)	CPT	-
Bustamante (“Método LCPC”)	CPT	Baseado no trabalho de Bustamante & Ganeselli (1982)
Meyherhof (1976)	SPT	-
Decourt (1989, 1995)	SPT	-
O’Neill & Reese (1999)	SPT	-

Adicionalmente, o programa permite simular o comportamento de transferência de carga da estaca, por meio da inserção de curvas de transferência de carga para cada camada, sendo o limite máximo de 20 camadas, cada uma com os seus respectivos parâmetros.

Com relação aos aspectos construtivos, o programa permite analisar vários tipos de estacas, definindo a geometria e módulo de elasticidade do seu material. O UniPile permite a inserção de dois sistemas de unidades: o Sistema Internacional de unidades (SI) e o Sistema de unidades convencionais dos Estados Unidos.

A Figura 27 apresenta a interface do programa UniPile 5.0, com destaque para a barra de Ferramentas de Análise e os Dados de Entrada.

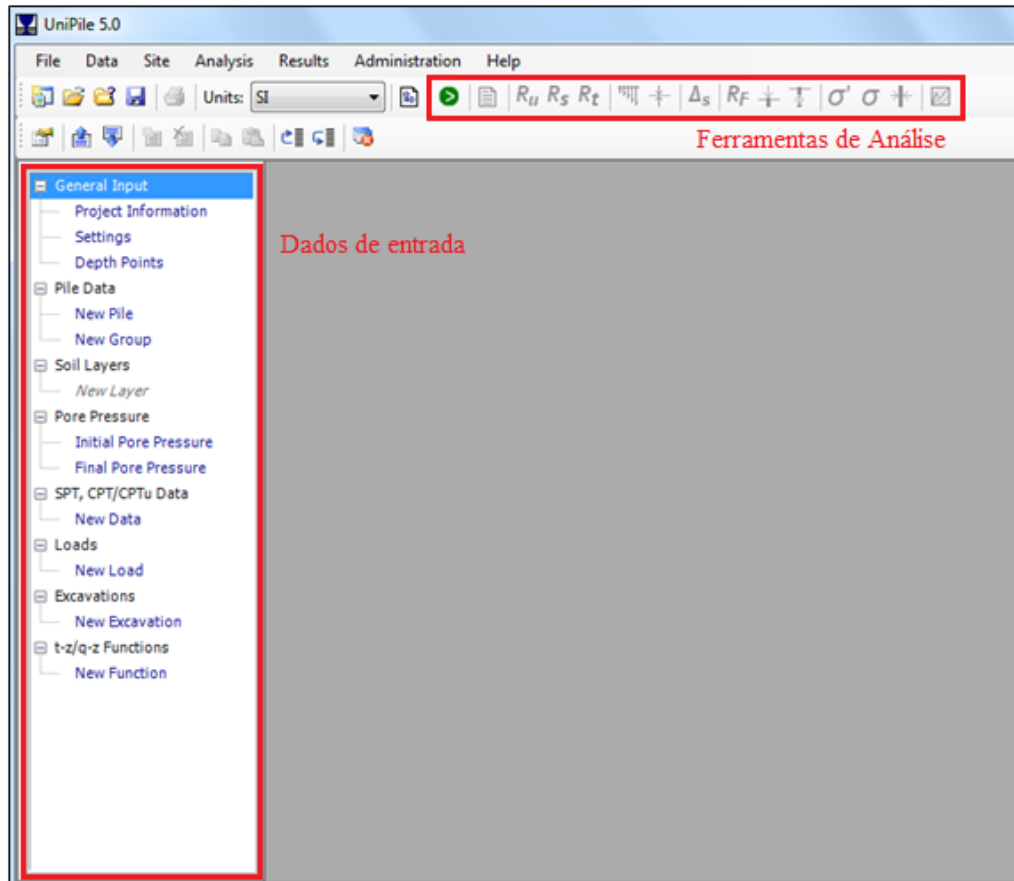


Figura 27 – Interface do programa UniPile 5.0

A janela de informações do projeto (*Project Information*) permite inserir os dados gerais relativos ao projeto em consideração. As informações inseridas não têm efeito específico sobre os resultados finais de uma análise, exceto para exibição e relatórios.

As configurações (*Settings*) são usadas para especificar as constantes, métodos de análise e opções diversas ao longo da análise. Já o recurso de pontos em profundidade (*Depth points*) pode ser utilizado para especificar profundidades adicionais de interesse, por exemplo, em retroanálises de provas de carga estáticas ou bidirecional.

Conforme anteriormente mencionado, o programa permite o cálculo de estacas isoladas e grupo de estacas. A janela de dados de estacas (*Pile Data*) inclui algumas entradas gerais, propriedades, parâmetros geométricos e de resistência. Já na parte das camadas de solo (*Soil Layers*), pode-se especificar informações gerais, parâmetros de resistência, compressibilidade e funções de transferência. Além disso, as informações iniciais ou finais de poropressões (*Pore Pressure*) também podem ser especificadas.

Um bom recurso do programa é a possibilidade de inserção de dados de SPT, CPT e CPTu (*SPT, CPT e CPTu Data*), com o intuito de se obter a resistência da estaca por meio de métodos que utilizam estes dados (vide Tabela 11).

Ademais, múltiplas cargas (*Loads*) e escavações (*Excavations*), aplicáveis em diferentes momentos durante o projeto, podem ser adicionadas.

Por último, podem ser definidas curvas de transferência de carga, atribuindo funções diferentes para cada camada tanto para o fuste como para a ponta.

2.1.1 Curvas de transferência de carga

No que tange às curvas de transferência de carga, a versão supracitada do programa possui cinco modelos predefinidos (Ratio, Chin-Kondner Hyperbolic, Exponential, Hansen 80% e Zhang), sendo possível também que o usuário defina seu próprio modelo especificando uma série de pares ordenados de deslocamentos e forças de resistência normalizadas. Os modelos supracitados podem ser consultados com mais detalhes em Fellenius (2017).

As funções de transferência, correspondentes ao fuste (t-z) e à ponta (q-z) são usadas na simulação de provas de carga estática e bidirecional. O programa não faz esta distinção entre funções t-z e q-z, definindo todas as curvas com a notação t-z. Cabe ao usuário definir quais as curvas relativas ao fuste e à ponta da estaca.

A Figura 28 exhibe um exemplo de função de transferência de carga com um dos modelos predefinidos no programa (Chin-Kondner Hyperbolic).

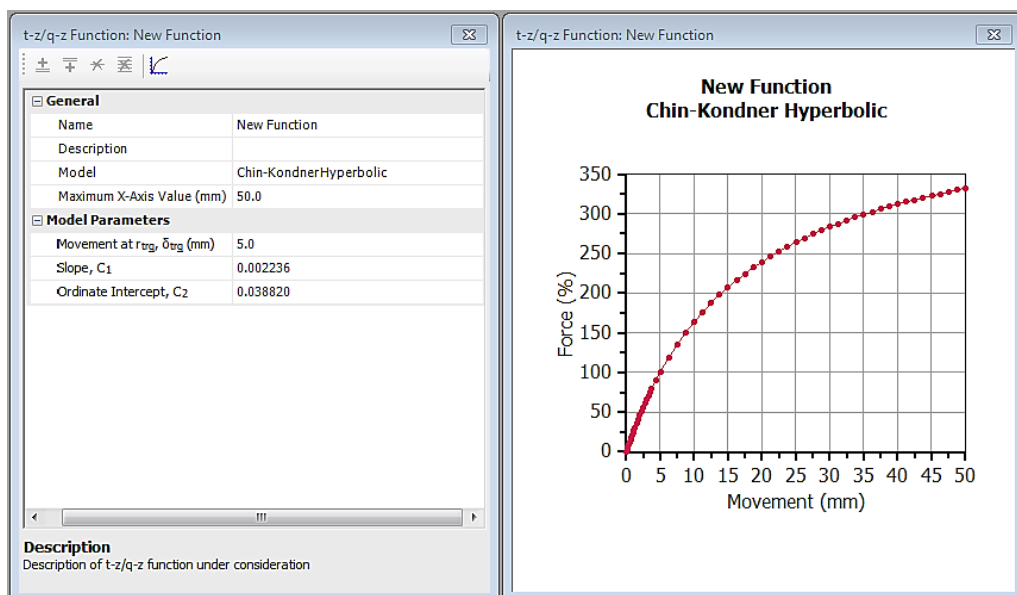


Figura 28 – Exemplo de função de transferência com o modelo Chin-Kondner Hyperbolic

Já a Figura 29 apresenta um exemplo de uma função de transferência do tipo personalizada (*User defined*).

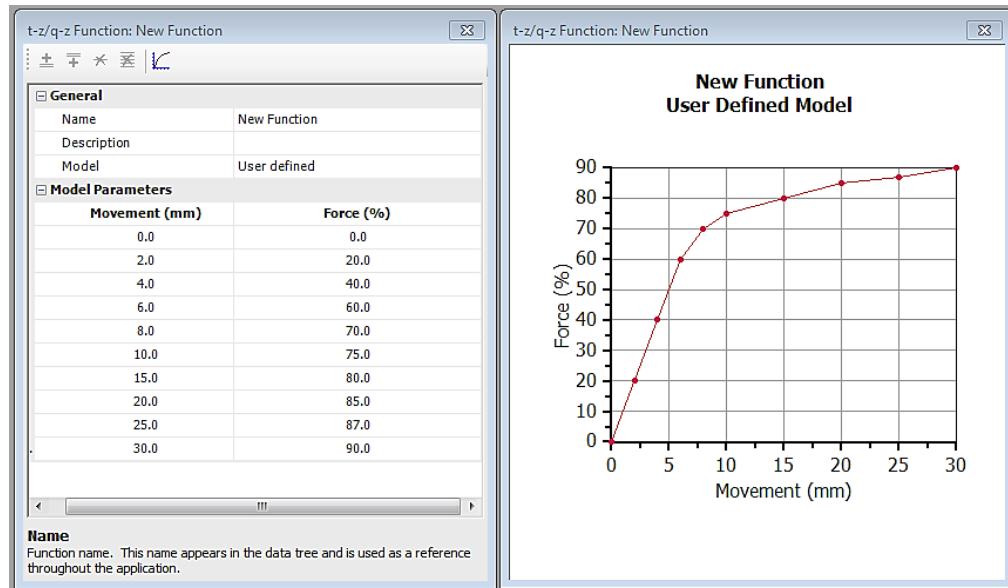


Figura 29 – Exemplo de função de transferência do tipo personalizada

2.1.2 Exemplos de análises no programa UniPile

Alguns autores usaram o programa UniPile para estimativas de capacidade de carga, avaliação da transferência de carga em profundidade e previsões de comportamento da curva carga-recalque.

Anjos (2006) avaliou a influência da tensão residual nos resultados de provas de carga instrumentadas através do software UniPile. O autor observou que negligenciar o efeito da tensão residual conduz a erros na interpretação das cargas em profundidade. Por exemplo, cargas estimadas na base são menores, enquanto que as do fuste são maiores quando comparadas com a distribuição “real” obtida da prova de carga. Ademais, mostra uma avaliação da carga residual e distribuição de carga em profundidade para alguns casos de estacas escavadas.

Fernandes (2010) descreve uma metodologia teórica para encontrar curvas de transferência de carga, analisa os parâmetros que a influenciam e apresenta as curvas que caracterizam o comportamento de cada tipo de estaca no solo do campo experimental na Faculdade de Engenharia do Porto. O autor realizou diversas análises paramétricas e simulação das curvas de transferência de carga com o auxílio do programa UniPile e subsequente calibração da metodologia apresentada pelo autor para estimar os recalques dos três tipos de estacas executados no campo experimental.

Além de fazer uma conceituação teórica sobre o programa, o autor também ressaltou ainda algumas implicações que uma incorreta avaliação das cargas residuais criadas no

decurso da construção/instalação das estacas, tais como a consideração de uma resistência lateral unitária constante ou crescente e a consideração ou não de cargas residuais.

Alves (2016) relata a utilização do *software* UniPile para previsões de capacidade de carga, curva carga x recalque e curva carga x profundidade de uma estaca escavada com polímero executada no campo experimental de Araquari/SC, o qual possui perfil do subsolo predominantemente granular. O objetivo geral desse trabalho consistiu na análise das previsões submetidas por diversos autores ao evento internacional realizado no 8º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE8) do comportamento carga-recalque da estaca supracitada.

Quito (2018) verificou que o UniPile não tem a capacidade de previsão das tensões residuais, mas apenas prevê a transferência de carga ao longo do fuste, para uma tensão residual medida na ponta, ou estimada através da experiência do projetista.

3 ESTUDO DE CASO 1

Este capítulo contempla o primeiro estudo de caso. Apresenta a localização do empreendimento, a caracterização geológica e geotécnica, bem como alguns aspectos relacionados aos ensaios realizados, as fundações, previsão de comprimento das estacas e transferência de carga. O autor estará revisitando a análise elaborada anteriormente por Velloso et al. (1978), utilizando os modelos anteriores e incluindo as possibilidades mais atuais.

3.1 Caracterização do estudo de caso

Trata-se das fundações do Silo Vertical de 100.000ton no Porto de Paranaguá/PR, conforme Figura 30. Possui 154m de comprimento por 42m de largura, sendo dividido em 6 blocos: o bloco da torre de processamento de cereais com 66m de altura e 5 blocos de células de armazenamento (4 de 12 células e um de 8 células). Cada célula cilíndrica tem 34m de altura e 9m de diâmetro interno. A Figura 31 mostra uma visão geral dos silos.



Figura 30 - Mapa de localização

Fonte: Adaptado de Google Earth (acesso em 31/08/2017)



Figura 31 – Vista no sentido SO-NE dos silos
 Fonte: Google Earth (acesso em 31/08/2017)

De acordo com MINEROPAR (2001), as rochas do Estado do Paraná estão local e parcialmente recobertas por sedimentos inconsolidados (unidade litoestratigráfica Qm), oriundos da erosão e deposição das litologias mais antigas intemperizadas, como pode ser visualizado na Figura 32. Esta unidade litoestratigráfica é descrita como sedimentos marinhos de planície costeira indiferenciados, com cordões litorâneos.

O processo formador é hidráulico-deposicional, fluvial no interior do continente, condicionado às calhas de drenagem dos rios e planícies de inundação, sendo marinho e deltáico, na faixa litorânea. Os depósitos coluviais provenientes de movimentos de massa ocorrem em áreas localizadas em encostas.

Conforme descrito em MINEROPAR (2001), a formação destes depósitos se iniciou no período Quaternário e continua ocorrendo devido ao avanço do intemperismo, erosão e retrabalhamento dos sedimentos anteriormente formados. Os depósitos de terraço mais antigos passam, com o avanço do processo erosivo, a constituir paleoterraços.

Na Figura 32 também é possível observar uma área denominada de aterro, a qual engloba a execução de aterros e modificações antrópicas.

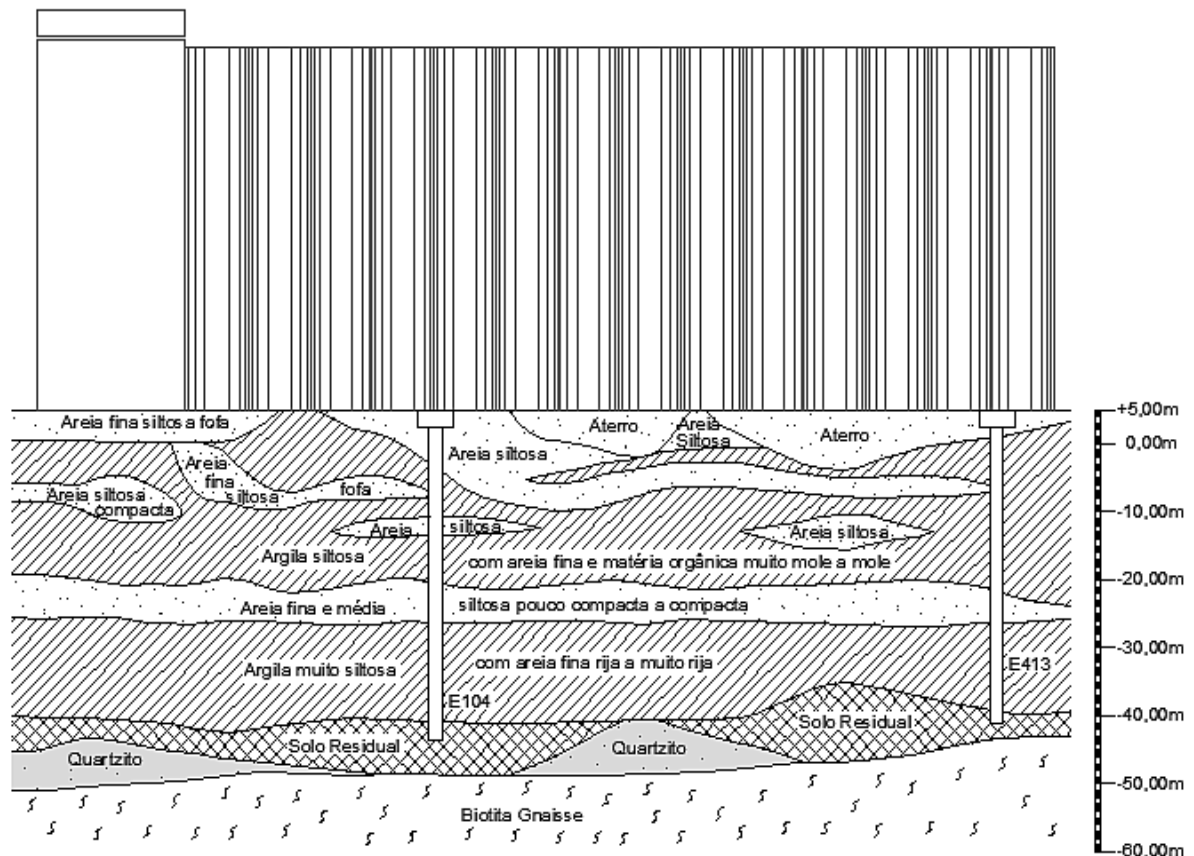


Figura 33 – Perfil geotécnico simplificado do terreno

Fonte: Modificado de Velloso et al. (1978)

As Tabelas 12 e 13 exibem algumas informações das sondagens SP-01 e SP-02, respectivamente, as quais são as mais representativas do local de realização das provas de carga estáticas.

Tabela 12 – Dados da sondagem SP-02 - E413

Camada	Cotas (m)		Espessura da camada (m)	Classificação	N _{SPT} (médio)	N _{SPT,60} * (médio)
-	5,00	2,60	2,40	Areia	-	-
1	2,60	-1,00	3,60	Areia siltosa	12,20	14,64
2	-1,00	-14,00	13,00	Argila silto-arenosa	2,20	2,64
3	-14,00	-21,00	7,00	Argila silto-arenosa	8,50	10,20
4	-21,00	-27,00	6,00	Areia siltosa	18,20	21,84
5	-27,00	-31,00	4,00	Argila silto-arenosa	17,30	20,76
6	-31,00	-34,00	3,00	Argila silto-arenosa	21,60	25,92
7	-34,00	-39,00	5,00	Argila silto-arenosa	50,80**	60,96
8	-39,00	-41,20	2,20	Silte arenoso	137,30**	164,76

* Foi utilizado um fator corretivo (para a obtenção do N₆₀) de 20%

** Valores obtidos de sondagens com penetração fracionada

Tabela 13 – Dados da sondagem SP-01 - E104

Camada	Cotas (m)		Espessura da camada (m)	Classificação	N _{SPT} (médio)	N _{SPT,60} * (médio)
-	5,00	2,60	2,40	Areia siltosa	-	-
1	2,60	-7,00	9,60	Areia siltosa	2,7	3,24
2	-7,00	-20,00	13,00	Argila silto-arenosa	3,4	4,08
3	-20,00	-24,00	4,00	Areia siltosa	27,6	33,12
4	-24,00	-38,00	14,00	Argila silto-arenosa	20,9	25,08
5	-38,00	-43,00	5,00	Argila silto-arenosa	26,3	31,56
6	-43,00	-49,00	6,00	Silte arenoso	90,1**	108,12

* Foi utilizado um fator corretivo (para a obtenção do N₆₀) de 20%

** Valores obtidos de sondagens com penetração fracionada

3.2 Fundações

O projeto inicial, apresentado para concorrência pública, previa fundações em estacas tubulares de aço ($\varnothing = 50,8\text{cm}$; $e = 1,27\text{cm}$) para carga de 1570kN (160tf) e um comprimento estimado de 40m. No entanto, foi estudada uma solução em “estacas diafragmas” de concreto com seção transversal de 1,00m x 2,20m (vide Figura 37), a qual se mostrou mais econômica e foi executada, como mostra a Figura 34.

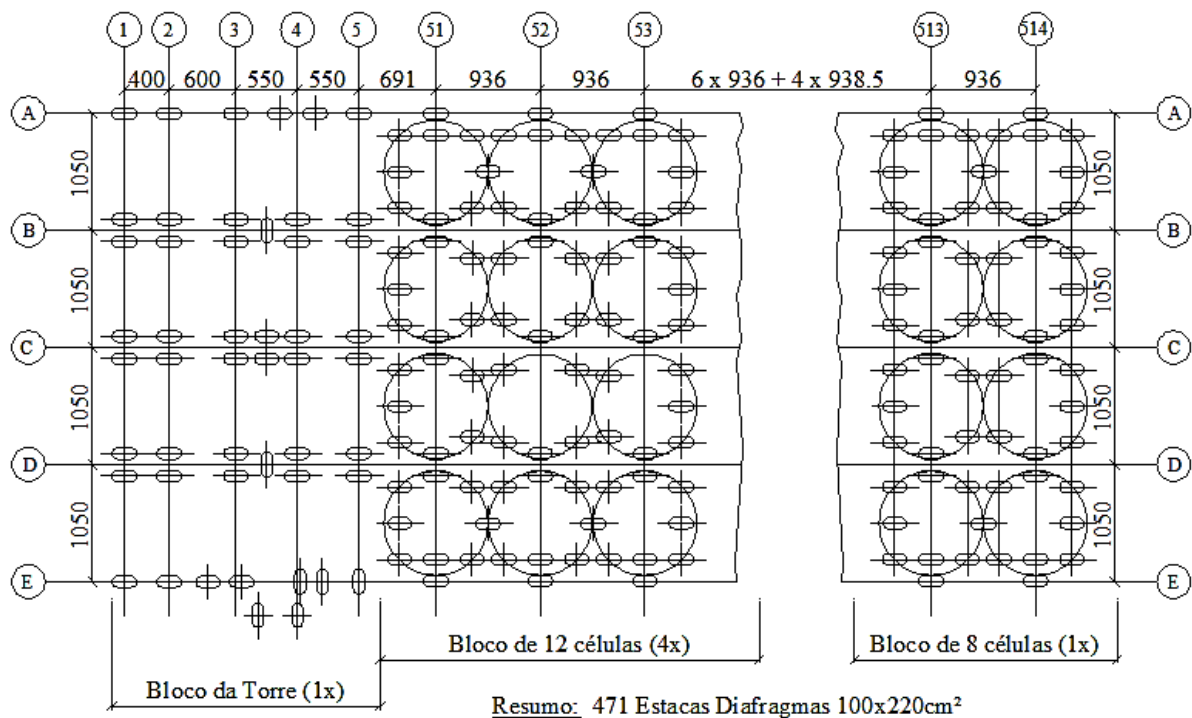


Figura 34 – Disposição das estacas diafragmas do silo (medidas em cm)

Fonte: Velloso et al. (1978)

A ABNT NBR 6122 (2010) define uma estaca escavada com fluido estabilizante como sendo aquela moldada in loco, cuja estabilidade da parede da perfuração é assegurada pelo uso de fluido estabilizante ou água, quando tiver revestimento metálico. Recebe a denominação de estaca escavada quando a perfuração é feita por uma caçamba acoplada a uma perfuratriz, e estaca barrete quando a seção for retangular e escavada com utilização de clamshell.

A execução dessas estacas (Figura 35) é iniciada com a colocação da caixa guia com auxílio de guindaste, com o intuito de posicionar corretamente o clamshell e conter superficialmente a escavação. Em seguida, procede-se a escavação e descarga do material escavado, completando com lama bentonítica o volume escavado.

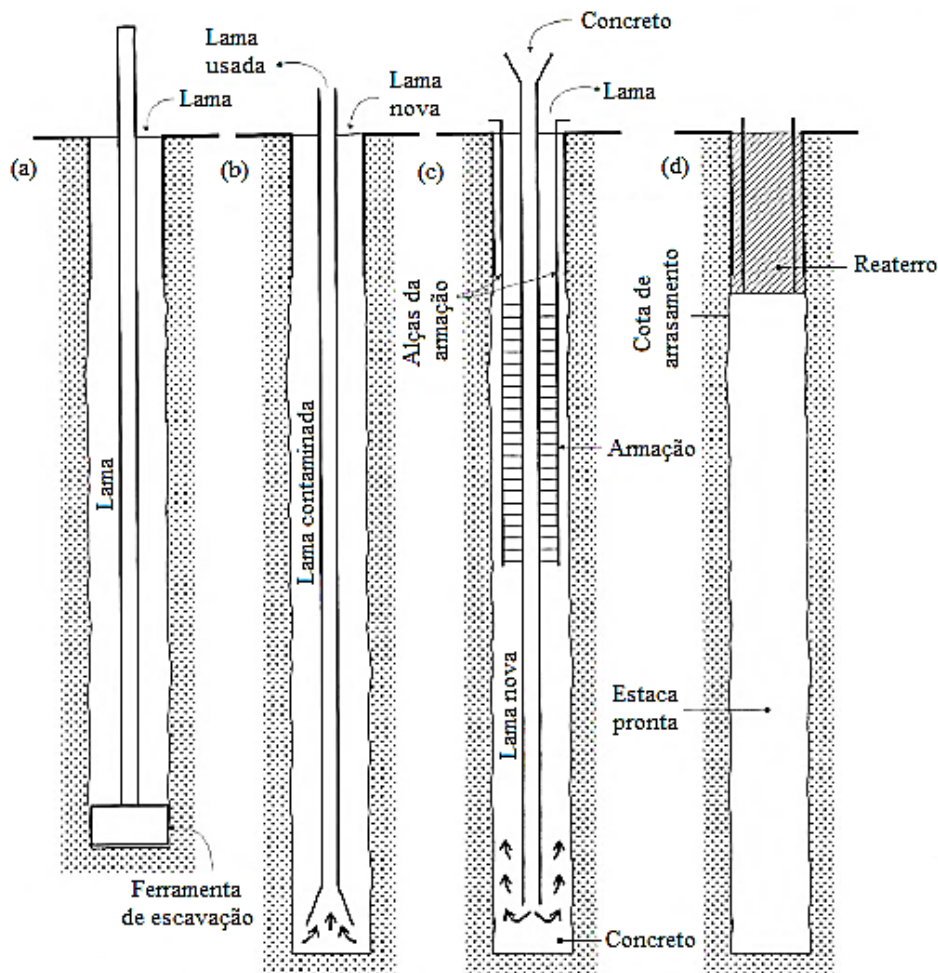


Figura 35 – Esquema executivo de estaca escavada com fluido estabilizante
Fonte: Velloso e Lopes (2010)

Velloso et al. (1978) relatam que, no caso de Paranaguá, foi feito previamente um rebaixamento do lençol freático para possibilitar a colocação do gabarito e, também, garantir

uma diferença da ordem de 3 a 4m entre o nível de água no exterior e o nível de bentonita no interior da escavação. Isso é necessário para reforçar a ação estabilizadora da lama e reduzir a descompressão nas camadas arenosas, sendo importante para o cálculo da capacidade de carga.

Terminada a escavação, ao atingir a profundidade desejada, faz-se a troca de lama usada do fundo da escavação por nova através de sistema air lift ou bombeamento submerso. A lama poluída sofria tratamento de desarenação e, após os resultados dos ensaios normalizados determinarem a possibilidade de sua reutilização, isso era feito. (VELLOSO et al., 1978).

Faz-se a colocação da armação e tubo de concretagem. Na sequência, concretase a estaca. Terminada a concretagem, procede-se a colocação de aterro na parte superior e retirada da caixa guia.

Os comprimentos previstos para as estacas 104 e 413 foram de, aproximadamente, 45m e 43m, respectivamente. Ressalta-se que a cota de arrasamento de ambas foi +2,60m, como mostra a Figura 40.

3.3 Provas de Carga e Instrumentações

Devido à importância e vulto da obra, a realização de provas de cargas foi indispensável para verificação do comportamento das estacas, não obstante a magnitude da carga a atingir.

De acordo com as normas vigentes à época, NB-20 – atual ABNT NBR 12131 (2006) – e NB-51 – atual ABNT NBR 6122 (2010) –, para uma carga de trabalho de 6000 kN (600t), a carga de ensaio deve ser de, pelo menos, $1,5 \times 6000\text{kN} = 9000 \text{ kN}$. Na montagem da prova de carga, para se obter essa reação, optou-se por utilizar as estacas do próprio bloco (Figuras 36 e 37).

Velloso et al. (1978) relatam que, quanto a esse tipo de montagem de prova de carga, os campos de tensões aplicados ao solo pelas estacas de tração e pela estaca de compressão tendem a se equilibrar no interior da massa de solo definida pelo contorno do grupo de estacas (em planta) e pelo comprimento das estacas (em profundidade).

Tschebotarioff (1973) destaca que os resultados de uma prova de carga realizada dessa forma devem conduzir a menores recalques e cargas de ruptura, em relação aos resultados que seriam obtidos com uma montagem convencional.

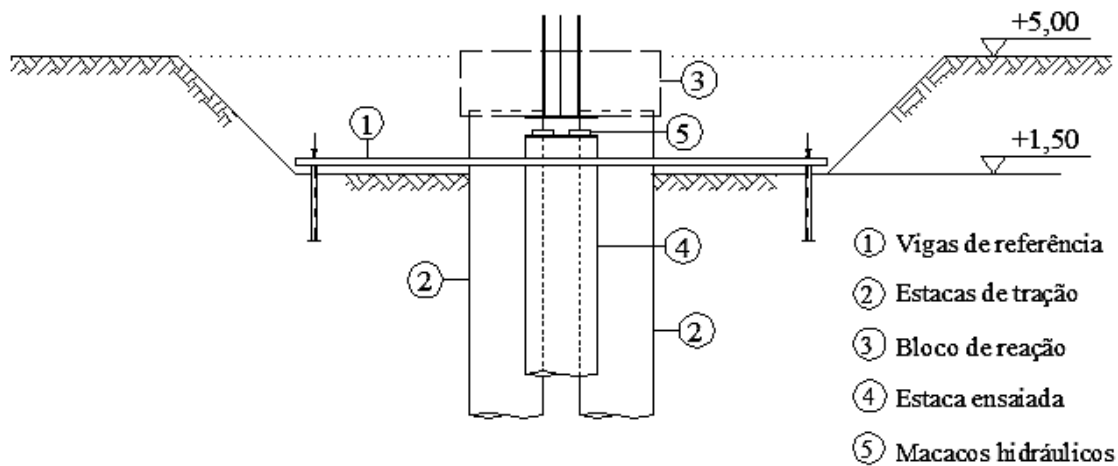


Figura 36 – Esquema da prova de carga - Elevação
 Fonte: Velloso et al. (1978)

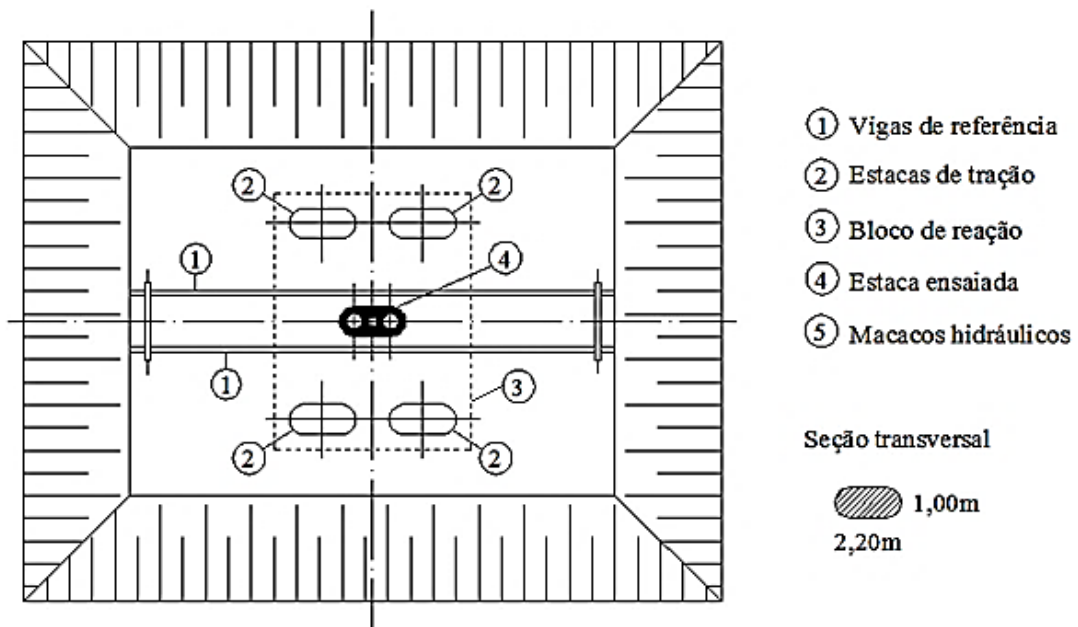


Figura 37 – Esquema da prova de carga - Planta Baixa
 Fonte: Velloso et al. (1978)

Os resultados das provas de carga (curvas carga x recalque no topo) das estacas E104 e E413 estão apresentados nas Figuras 38 e 39. Os valores de recalques plotados nestas figuras correspondem aos finais de cada estágio, ou seja, valores estabilizados.

Percebe-se, pelo formato da curva carga x recalque, que a prova de carga se limitou ao trecho linear-elástico, ou seja, apresenta uma região de quase linearidade entre carga e recalque. Isso também pode ser observado pelo pequeno deslocamento residual (deformação plástica) e o quase paralelismo entre as curvas de carregamento e descarregamento.

De forma complementar, também foram medidos os recalques nos níveis das instrumentações (*tell-tales*) para cada estágio de carregamento, e plotadas as curvas carga x recalque para cada nível (ANEXOS H e I). Ainda, usando as vigas de referência, foram medidos os deslocamentos (negativos) do bloco de reação, ou seja, levantamento do bloco. Os gráficos citados estão detalhados em Velloso et al. (1978).

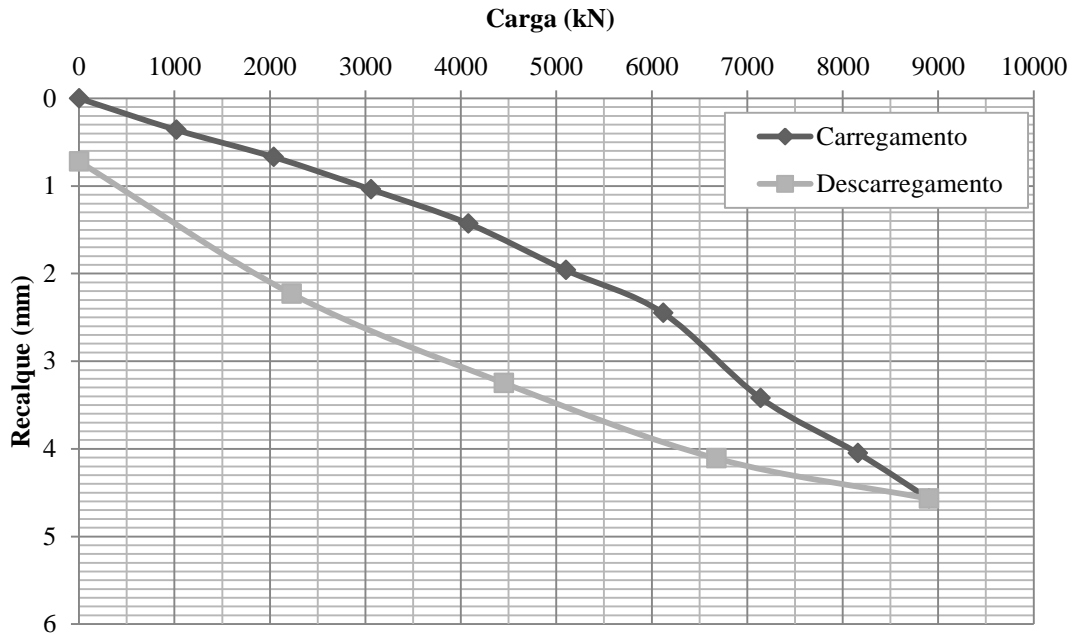


Figura 38 – Resultados da prova de carga – Estaca E104
Fonte: Modificado de Velloso et al. (1978)

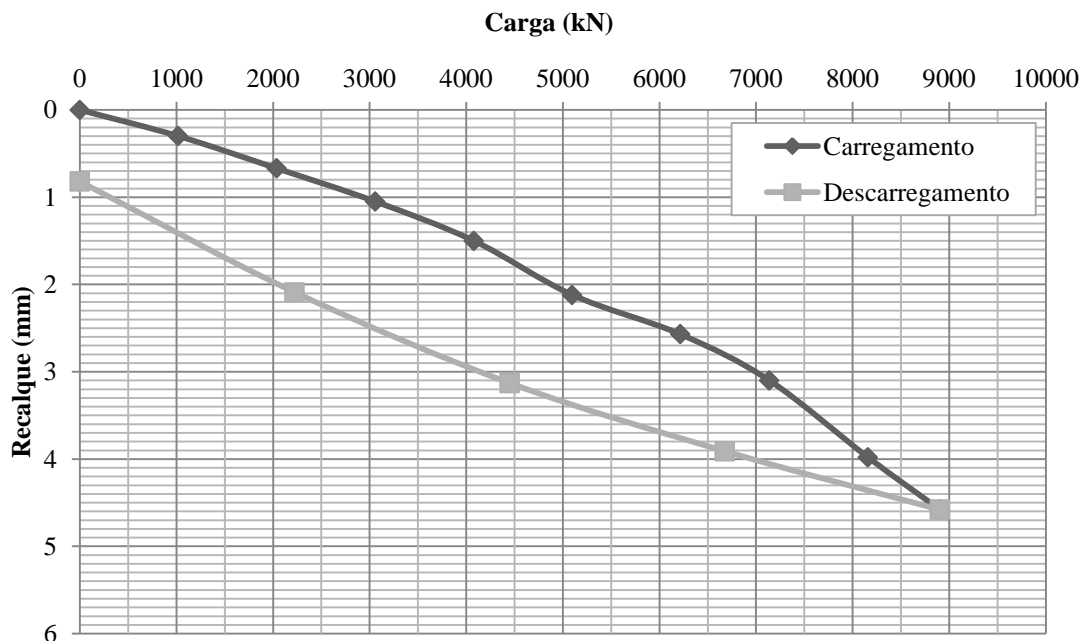


Figura 39 – Resultados da prova de carga – Estaca E413
Fonte: Modificado de Velloso et al. (1978)

Sabe-se que as cargas axiais aplicadas às estacas são transmitidas para o solo por atrito ao longo do fuste (resistência lateral) e pela base da estaca (resistência de ponta). O conhecimento de como se faz essa transferência de carga da estaca para o solo é essencial para a previsão do comportamento da estaca sob a ação das cargas solicitantes. Experimentalmente, a transferência de carga é estudada medindo-se os recalques da estaca em diversas profundidades, mediante a instrumentação da mesma.

No presente caso, foram utilizados *tell-tales*, ou seja, barras de aço colocadas no interior de tubos com as pontas fixadas nas profundidades em que se quer medir o recalque. Procurou-se medir os recalques no topo, na base e em pontos intermediários da estaca, como mostra a Figura 40.

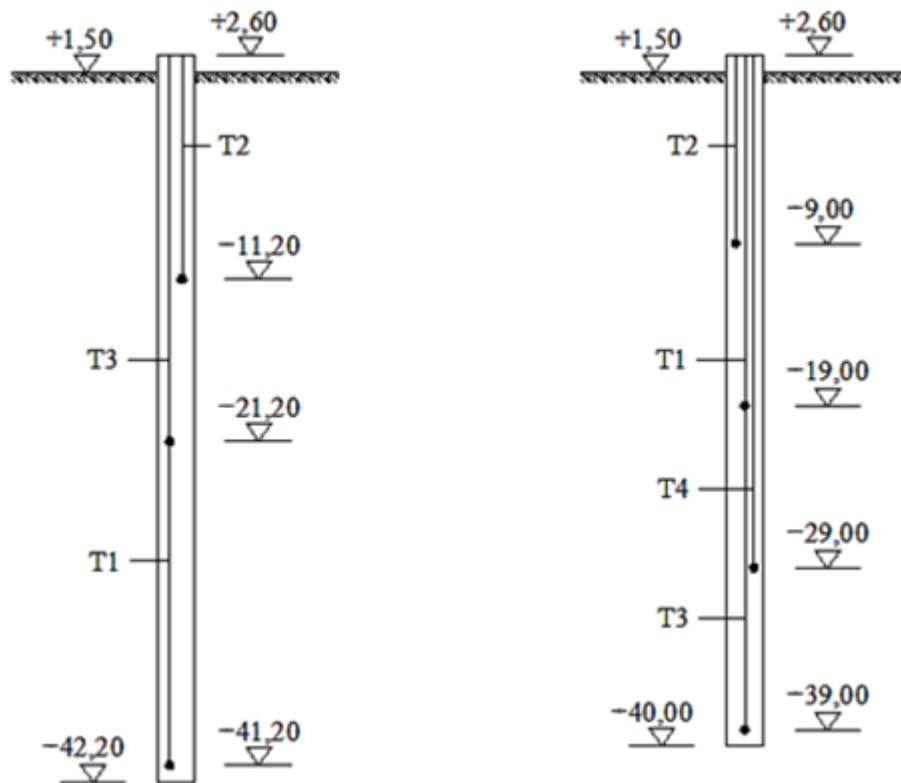


Figura 40 – Esquema dos “tell-tales” nas estacas (medidas em metros)

Fonte: Velloso et al. (1978)

Os resultados obtidos para as cargas máximas de ensaios estão mostrados nas Tabelas 14 e 15. Nestas tabelas, pode-se observar que o valor do módulo de elasticidade considerado para o concreto foi de cerca de 30GPa.

Tabela 14 – Resumo dos resultados dos “tell-tales” – Estaca 104

Recalque (mm)	Leituras (mm)				Estacas de Tração (bloco)
	Topo da Estaca (+2,60m)	T2 (-11,20m)	T3 (-21,20m)	T1 (-41,20m)	
Total	4,57	2,47	1,13	0,41	-1,84
Permanente	0,72	0,41	0,24	0,00	-0,30
Elástico	3,85	2,06	0,89	0,41	-1,54
Concreto: $f_c 28$ médio = 205,0kgf/cm ² \approx 20MPa ; E = 21.000√205 \approx 300.000kgf/cm ² \approx 30GPa					
Fonte: Velloso et al. (1978)					

Tabela 15 – Resumo dos resultados dos “tell-tales” – Estaca 413

Recalque (mm)	Leituras (mm)					Estacas de Tração (bloco)
	Topo da Estaca (+2,60m)	T2 (-9,00m)	T1 (-19,00m)	T4 (-29,00m)	T3 (-39,00m)	
Total	4,58	2,50	1,68	0,99	0,53	-2,020
Permanente	0,82	0,50	0,00	0,12	0,09	-0,385
Elástico	3,76	2,00	1,68	0,87	0,44	-1,635
Concreto: $f_c 28$ médio = 201,4kgf/cm ² \approx 20MPa ; E = 21.000√201,4 \approx 300.000kgf/cm ² \approx 30GPa						
Fonte: Velloso et al. (1978)						

3.4 Transferência de Carga

Por meio dos resultados da instrumentação, conhecidos os recalques em diferentes profundidades, é possível obter-se uma ideia aproximada da distribuição de cargas ao longo da estaca. Assim, procedeu-se a uma distribuição aproximada de cargas ao longo da estaca por meio das formulações apresentadas no item 1.2 e pelas equações (42), (43) e (44), a seguir. Para o módulo de elasticidade do concreto, o autor da presente dissertação efetuou as análises considerando dois valores: (1) 21GPa (valor mais usual) e (2) 30GPa (valor extraído do trabalho original).

Considerando z_i e z_j como duas profundidades nas quais foram medidos os recalques ρ_i e ρ_j , a carga normal P_{ij} na estaca no trecho compreendido entre essas duas profundidades é dada pela equação (42).

$$P_{ij} = \frac{\rho_i - \rho_j}{z_j - z_i} EA \quad (42)$$

A equação (43) mostra como se determinar a parcela de carga transmitida por atrito lateral no trecho, de uma forma simplificada.

$$(P_1)_{ij} = P_0 - P_{ij} \quad (43)$$

O atrito lateral f_s unitário médio no trecho é dado pela equação (44).

$$\bar{f}_s = \frac{1}{U} \cdot \frac{(N_i - N_j)}{(z_j - z_i)} \quad (44)$$

Para a estaca E104, o diagrama de transferência de cargas atuantes nos vários estágios de carregamentos da prova de carga, está apresentado na Figura 41.

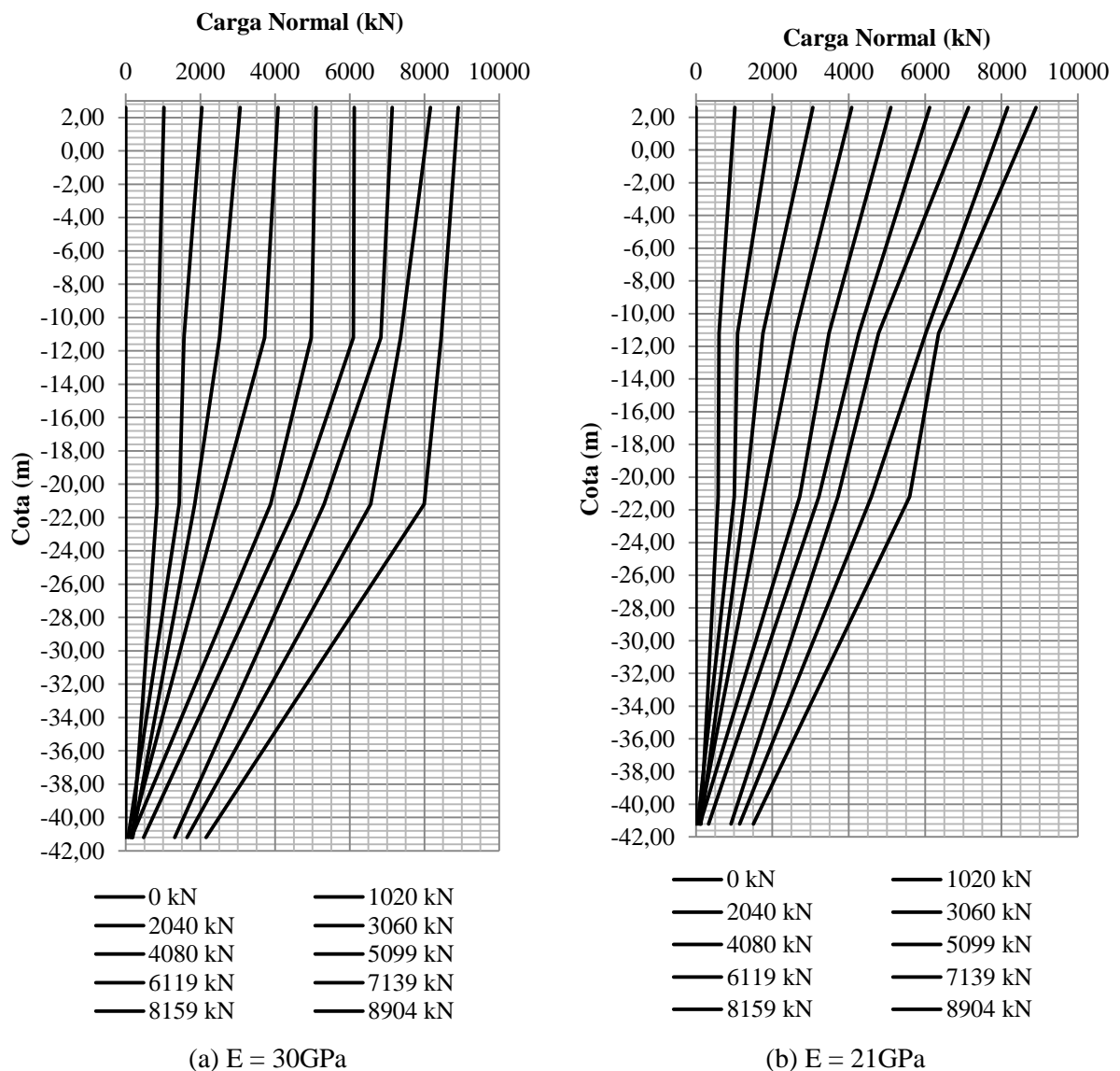


Figura 41 – Diagrama de transferência de carga (Prova de carga – E104)

A Figura 41a mostra o diagrama de transferência de carga, considerando o módulo de elasticidade do concreto igual a 30GPa, indicado no trabalho original. Adicionalmente, com o

intuito de verificar a influência do módulo de elasticidade da estaca na transferência de carga, foi considerado o $E=21\text{GPa}$ para o concreto (vide Figura 41b), por se tratar de um valor mais usual para este tipo de estaca.

Percebe-se que a variação do módulo de elasticidade da estaca influencia diretamente na distribuição da carga normal em profundidade. Quanto maior o módulo de elasticidade da estaca, maior a carga normal e, conseqüentemente, o atrito lateral é menos mobilizado (ver Figuras 41 e 44).

A Figura 42 exibe os diagramas de atrito lateral unitário mobilizado para os diferentes níveis de carregamento instrumentados, considerando o módulo de elasticidade do concreto igual a 30GPa .

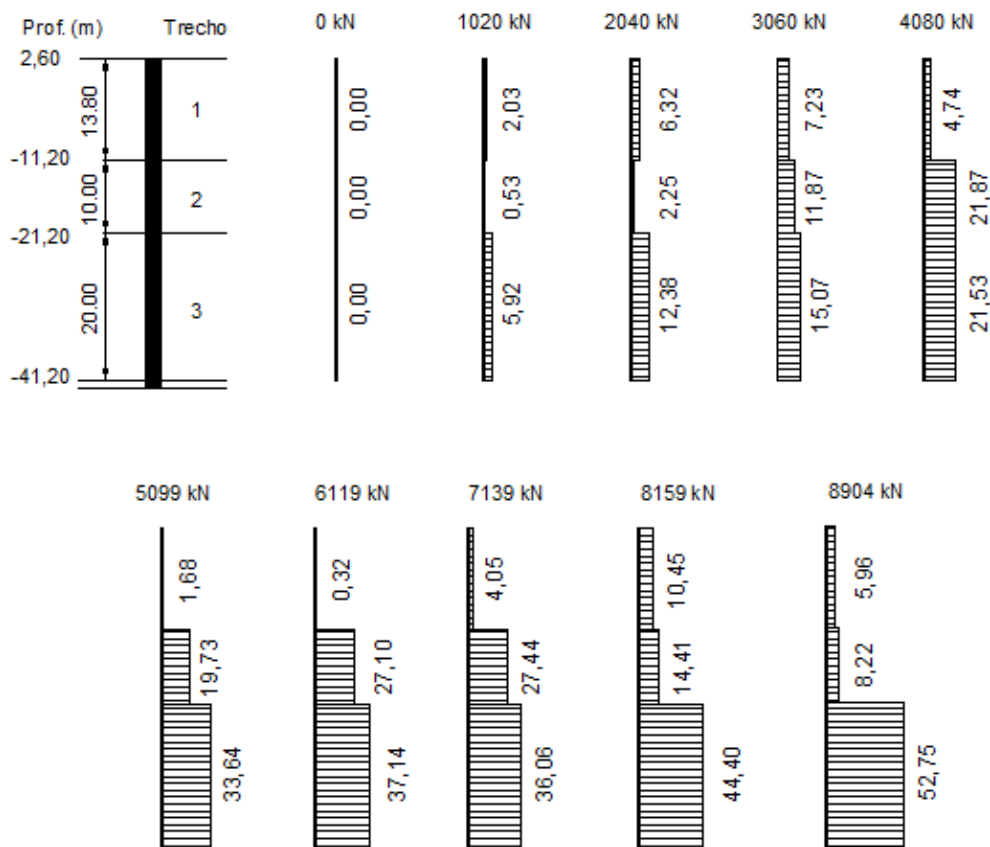


Figura 42 – Diagramas de atrito lateral unitário com $E=30\text{GPa}$ (Prova de carga – E104)

Já a Figura 43 exibe os diagramas de atrito lateral unitário mobilizado para os diferentes níveis de carregamento instrumentados, considerando o módulo de elasticidade do concreto igual a 21GPa .

Ao comparar estas figuras, pode-se observar que, ao se considerar $E=21\text{GPa}$, o atrito unitário vai sendo esgotado, de forma gradual, a medida que o carregamento prossegue, e da

superfície para um trecho mais profundo, como esperado. Embora os autores tenham considerado um módulo de 30GPa, é provável que o módulo extraído a partir do f_{ck} de corpos de prova retirados da betoneira sejam superiores à da massa de concreto, incluindo ainda o fenômeno da retração, etc. Tal afirmação também pode ser visualizada através da variação de carga normal em cada trecho, ou seja, verificação da tangente à curva carga normal em profundidade.

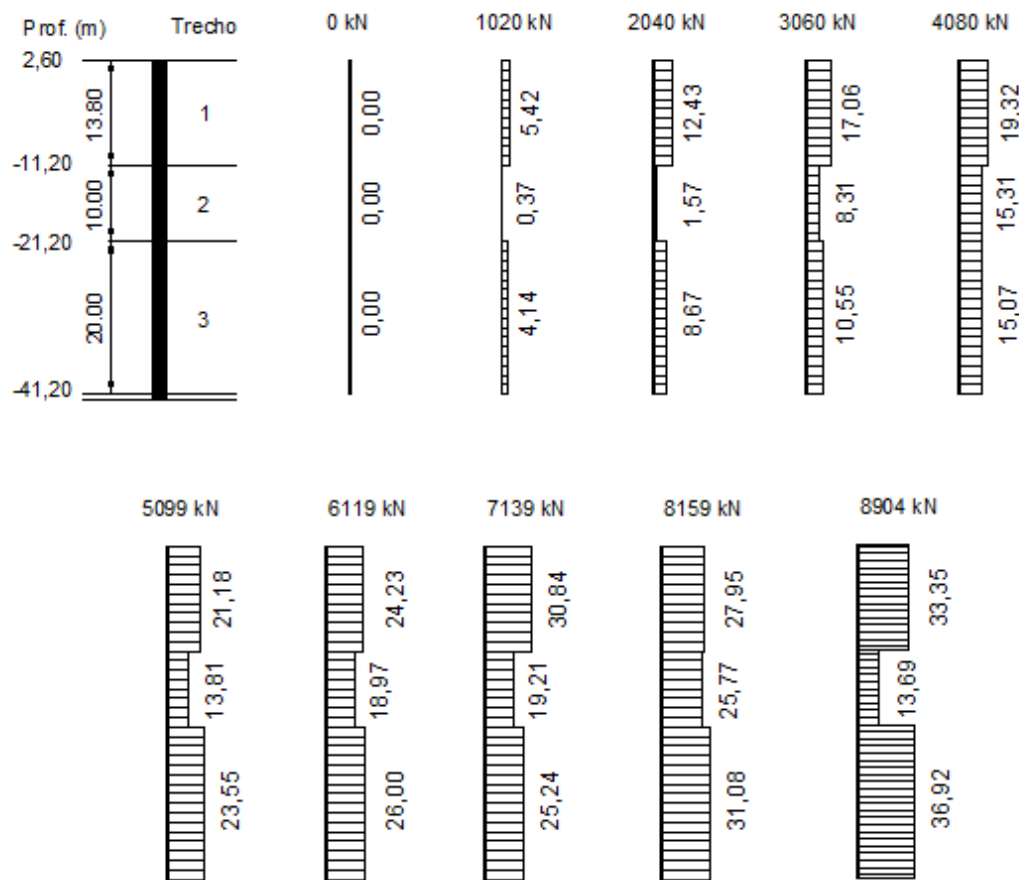


Figura 43 – Diagramas de atrito lateral unitário com $E=21\text{GPa}$ (Prova de carga – E104)

Para a estaca E413, o diagrama de transferência de cargas atuantes nos vários estágios de carregamentos da prova de carga está exibido na Figura 44. De modo análogo à estaca anteriormente apresentada, considerou-se o módulo de elasticidade do concreto igual a 30GPa (Figura 44a) e 21GPa (Figura 44b).

Nota-se que a variação do módulo de elasticidade da estaca influenciou diretamente na distribuição da carga normal em profundidade, ou seja, quanto maior o módulo de elasticidade da estaca, maior a carga normal e, conseqüentemente, menor o atrito lateral unitário. Na estaca E413, para um módulo maior haveria, inclusive indícios de carga residual, com atrito

negativo na superfície. De fato, há registros de carga residual em estacas escavadas por ação da retração do concreto, em algumas publicações consultadas. A falta do conhecimento das características reais do concreto aumentam as incertezas na interpretação de provas de carga instrumentadas em estacas moldadas *in situ*.

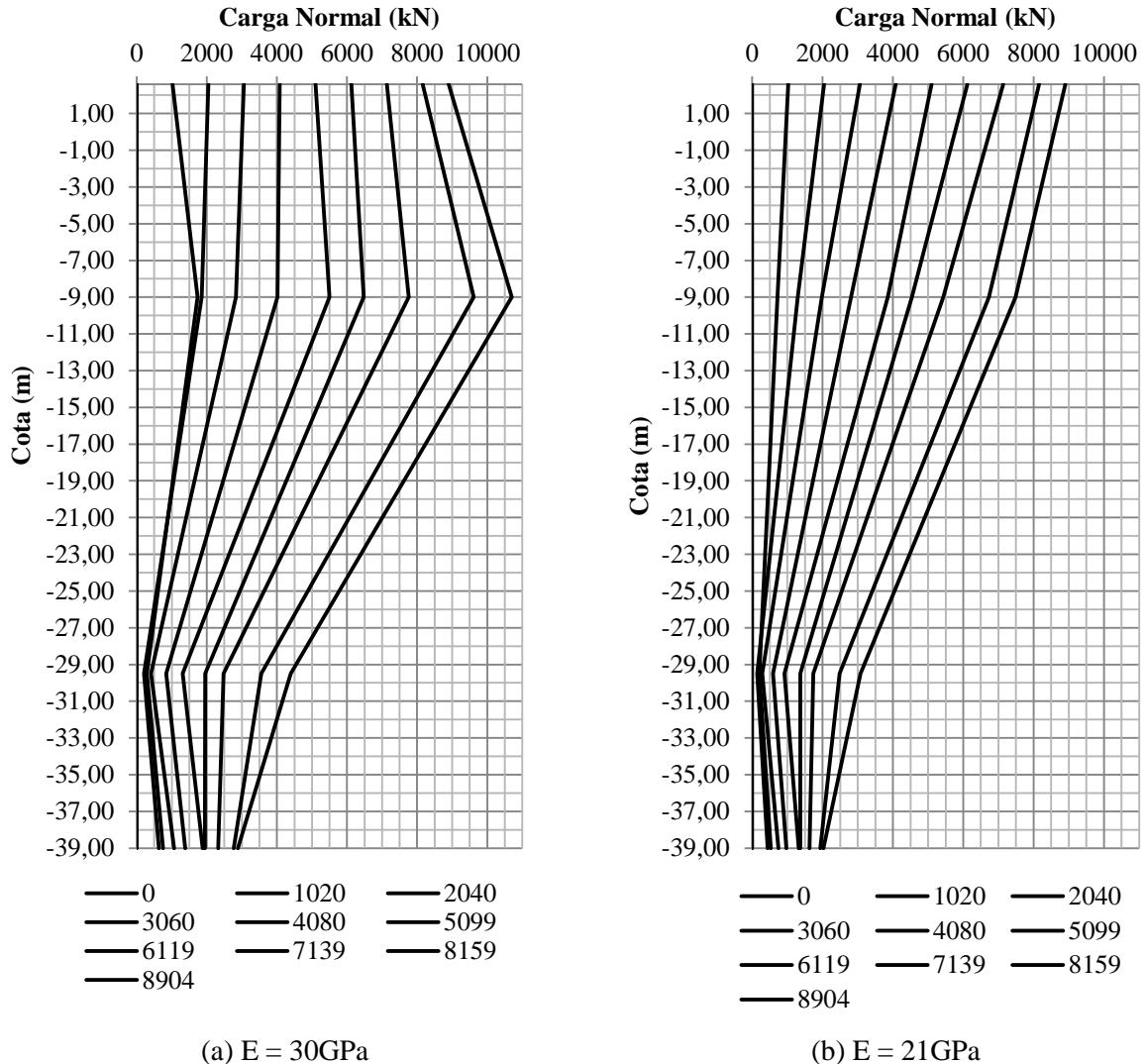


Figura 44 – Diagrama de transferência de carga (Prova de carga – E413)

A Figura 45 exibe os diagramas de atrito lateral unitário entre os níveis de instrumentação, para módulo de elasticidade do concreto igual a 30GPa, construídas pelo autor. O autor também preparou a Figura 46 que exibe os diagramas de atrito lateral unitário entre os níveis de instrumentação, para módulo de elasticidade do concreto igual a 21GPa.

O mesmo padrão de comportamento da estaca anterior foi observado. Com um menor módulo, o atrito lateral foi sendo mobilizado da superfície para as camadas mais profundas, como seria esperado.

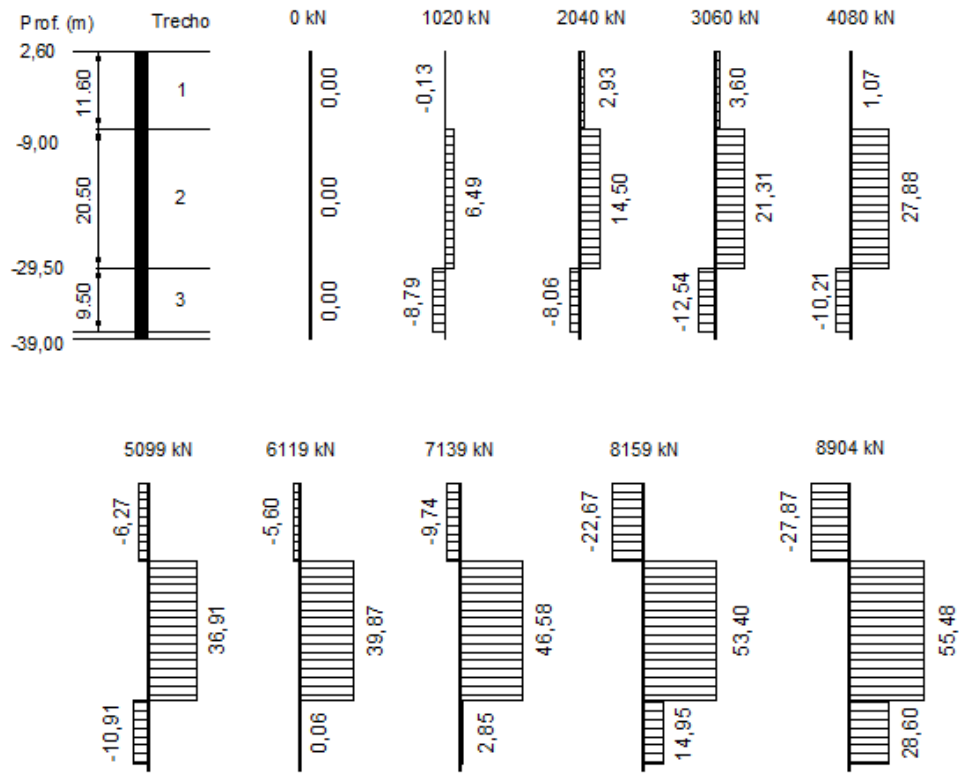


Figura 45 – Diagramas de atrito lateral unitário com E=30GPa (Prova de carga – E413)

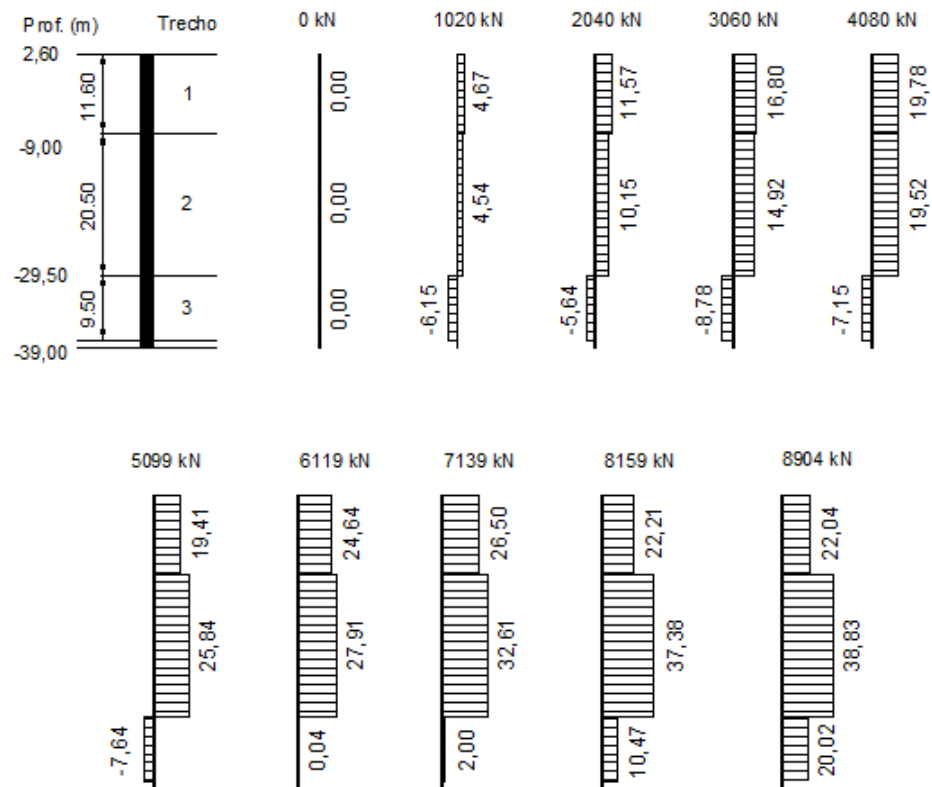


Figura 46 – Diagramas de atrito lateral unitário com E=21GPa (Prova de carga – E413)

4 ESTUDO DE CASO 2

O presente capítulo abrange o segundo estudo de caso. Apresenta a localização do empreendimento, a caracterização geológica e geotécnica, bem como alguns aspectos relacionados aos ensaios realizados, as fundações, previsão de comprimento das estacas e transferência de carga. O autor revisita o artigo de Perez e Falconi (2007), utilizando os modelos anteriores e incluindo as possibilidades mais atuais.

4.1 Caracterização do estudo de caso

Este caso diz respeito a um edifício de 17 pavimentos, localizado na cidade de Santos/SP, cujas fundações foram projetadas e executadas com estacas metálicas profundas, constituídas por elementos de seção variável. A Figura 47 mostra um mapa de localização do empreendimento.

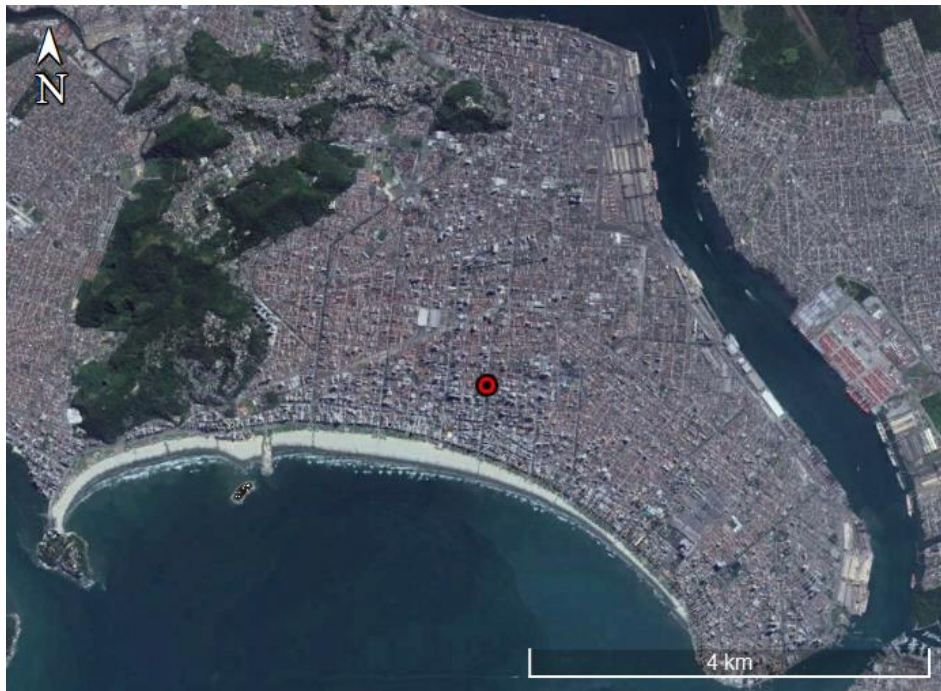


Figura 47 – Mapa de localização
Fonte: Google Earth (acesso em 22/04/2018)

No mapeamento geológico do CPRM (2006), mostrado na Figura 48, a área em estudo é classificada como tendo seu substrato formado predominantemente por depósitos litorâneos indiferenciados (Qli).

Segundo Suguio e Martin (1978), os depósitos litorâneos indiferenciados são constituídos por depósitos arenosos de cordões regressivos, sedimentos argilo-arenosos de origem flúvio-lagunar (podem estar associados a sambaquis) e sedimentos de mangues, em margens de lagunas e no curso inferior de rios.

Acrescentam ainda que tais depósitos estariam relacionados à transgressão Santos, de idade holocênica, e se assentam, no litoral sul e central do estado de São Paulo, sobre a Formação Cananéia (Q1cn), que também é retrabalhada pelos depósitos holocênicos, e sobre o embasamento cristalino.

Sedimentos flúvio-marinhos estão amplamente distribuídos nas planícies litorâneas constituindo várzeas e bacias pantanosas. Os terraços são formados por sedimentos areno-silto-argilosos, intercalados de sedimentos grosseiros. São áreas alagadas, formadas por areias finas com parcela argilosa e húmica, ricas em solos orgânicos (CHIEREGATI et al., 1982).

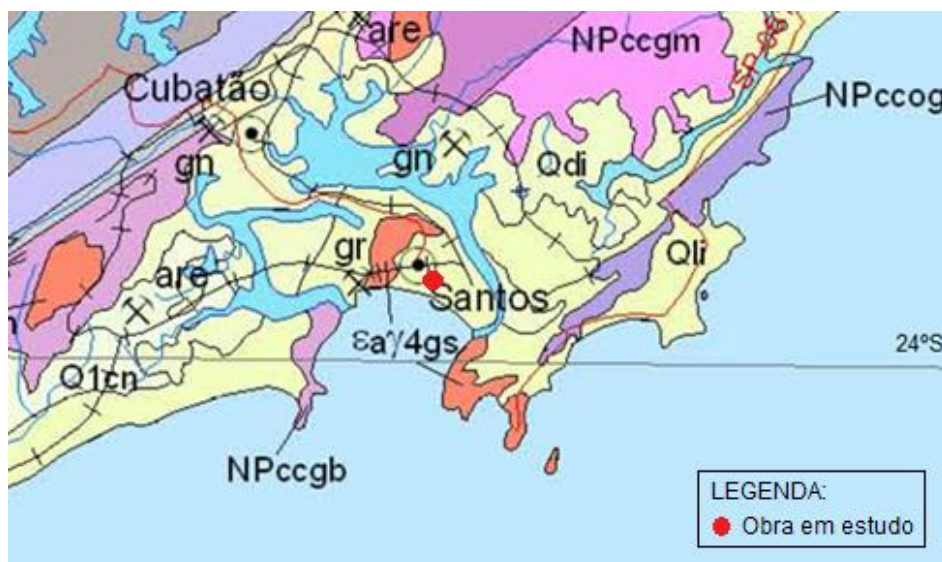


Figura 48 – Mapa geológico simplificado (Adaptado de CPRM, 2006)

De acordo com Suguio e Tessler (1984), a Formação Cananéia está presente em todo litoral sul do estado de São Paulo, ocorrendo de forma descontínua, sobrejacente a rochas mais antigas diversas, com depósitos associados a um evento transgressivo pleistocênico, denominado Transgressão Cananéia. A porção basal da Formação Cananéia é representada por sedimentos arenosos finos, com níveis de minerais pesados e intercalações argilosas com estratificações onduladas e cruzadas de baixo ângulo, intensa bioturbação e estruturas de sobrecarga.

O embasamento cristalino composto pelo granito Guarujá-Santos (Ca/4gs) incluiu-se como granito quimicamente indiferenciado, tardiorogênico, do Orógeno Araçuaí. Essa

unidade litoestratigráfica ocorre como corpos pequenos que afloram na região de Bertiooga, Santos e Guarujá, em meio a depósitos litorâneos cenozóicos.

O caso em questão está localizado próximo ao Canal 3 da cidade de Santos/SP. O subsolo local, como mostra a Figura 49, é constituído por camadas de areia fina siltosa pouco a medianamente compacta, intercaladas com camadas de argila marinha siltosa, muito mole a mole, de coloração cinza escura. O nível d'água é superficial.

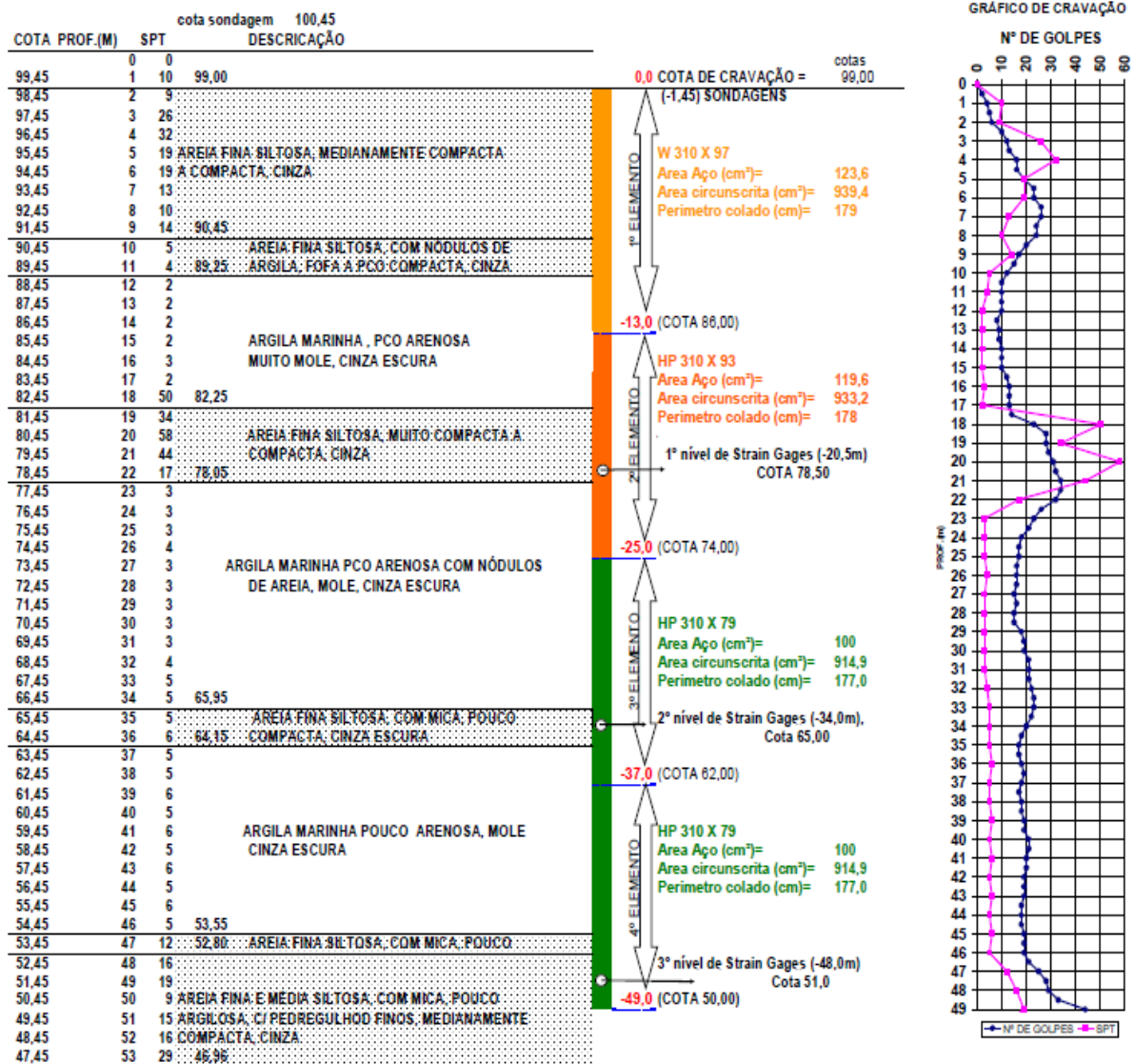


Figura 49 – Perfil geotécnico simplificado e gráfico de cravação da estaca
 Fonte: Perez e Falconi (2007)

As duas primeiras camadas de argila marinha apresentam N_{SPT} da ordem de 3 golpes. Já a terceira camada apresenta N_{SPT} em torno de 6 golpes. O solo residual é encontrado a partir de 53,0m, sendo no trecho inicial (limite das sondagens) constituído por silte arenoso

micáceo compacto a muito compacto. A Tabela 16 exhibe algumas informações da sondagem mais representativa.

Tabela 16 – Dados da sondagem mais representativa

Camada	Profundidade (m)		Espessura da camada (m)	Classificação	N _{SPT} (médio)	N _{SPT,60} * (médio)
1	0,00	8,55	8,55	Areia siltosa	16,9	20,3
2	8,55	9,75	1,20	Areia silto-argilosa	4,5	5,4
3	9,75	15,75	6,00	Argila arenosa	2,2	2,6
4	15,75	20,95	5,20	Areia siltosa	40,6	48,7
5	20,95	33,05	12,10	Argila arenosa	3,5	4,2
6	33,05	34,85	1,80	Areia siltosa	5,5	6,6
7	34,85	45,45	10,60	Argila arenosa	5,4	6,5
8	45,45	46,20	0,75	Areia siltosa	12,0	14,4
9	46,20	52,04	5,84	Areia silto-argilosa	17,3	20,8

* Foi utilizado um fator corretivo (para a obtenção do N₆₀) de 20%

4.2 Fundações

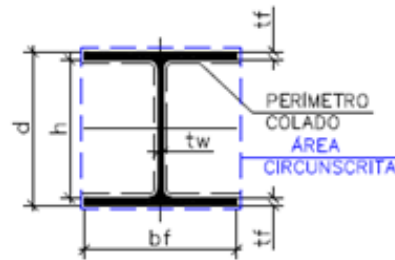
O prédio é composto por dois blocos em estrutura convencional de concreto armado com 17 pavimentos. As cargas nas fundações dos pilares variam entre 2000 e 9700 kN.

De acordo com Perez e Falconi (2007), entre as soluções tecnicamente viáveis, a solução em estacas metálicas com seção decrescente com a profundidade apresentou a melhor relação custo x benefício para obra.

Perez e Falconi (2007) acrescentam ainda que o emprego da solução com elementos de seções diferentes está crescendo, principalmente em locais em que as características da obra e do subsolo indicam a necessidade de estacas profundas, como no caso da cidade de Santos/SP. Ainda, nestes casos a economia de aço pode ser de 10 a 15%, quando comparada à solução de seção constante, tornando deste modo a solução em estacas metálicas competitiva quando comparada as outras alternativas.

As estacas utilizadas são constituídas por perfis metálicos laminados, padrão ASTM A572 grau 50 e tensão de escoamento de 345MPa. A variação da seção da estaca foi determinada em função da carga estrutural máxima dos perfis e da dissipação das cargas atuantes por atrito lateral x profundidade. Portanto, a estaca resultou na composição de quatro elementos conforme mostrado na Figura 49 e na Tabela 17, com comprimento previsto de 49,0m para carga de trabalho de 2010kN (205tf).

Tabela 17 – Características dos perfis metálicos utilizados



Perfil	Massa (kg/m)	Comp. (m)	d (mm)	h (mm)	b _f (mm)	Espessura		Área de aço (cm ²)	Perímetro colado (cm)	Área circ. (cm ²)
						t _w (mm)	t _f (mm)			
W 310x97	97,0	24,0	308	277	305	9,9	15,4	124,0	179	939,5
HP 310x93	93,0	12,0	303	277	308	13,1	13,1	120,0	178	933,2
HP 310x79	79,0	13,0	299	277	306	11,0	11,0	100,0	177	915,0

Fonte: Modificado de Perez e Falconi (2007)

4.3 Instrumentação da estaca

Foram colocados três pares de extensômetros elétricos (“strain gauges”) ao longo da estaca, como exhibe a Figura 49. O *strain gauge* é um instrumento de alta precisão utilizado para medir deformações em elementos estruturais quando submetidos a carregamentos.

Instalados aos pares na alma dos perfis, os *strains gauges* forneceram as deformações específicas das estacas durante a realização da prova de carga. Conhecidos o módulo de elasticidade do aço e as características geométricas da estaca, pode-se calcular a tensão e a carga atuante em cada nível durante a aplicação dos carregamentos.

Segundo Perez e Falconi (2007), cuidados especiais foram tomados para que os instrumentos não fossem danificados no decorrer da cravação. Após o adequado preparo da superfície, os instrumentos foram colados na alma dos perfis e receberam proteção com uma resina especial contra umidade e choques (Figura 50).



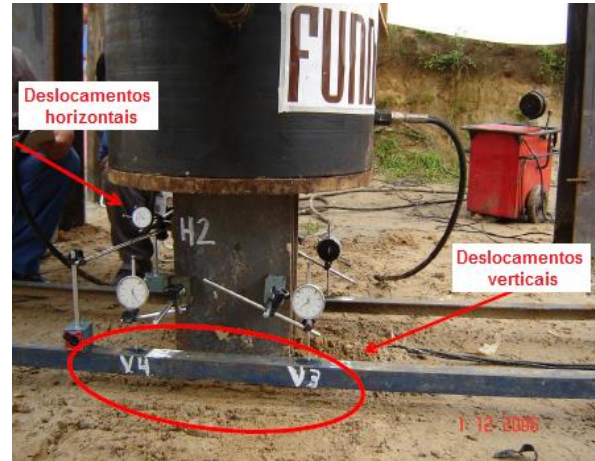
(a) Preparo da superfície



(b) Instalação dos *strain gauges*



(c) Talas metálicas soldadas



(d) Extensômetros mecânicos (topo da estaca)

Figura 50 – Instrumentação da estaca

Fonte: Perez e Falconi (2007)

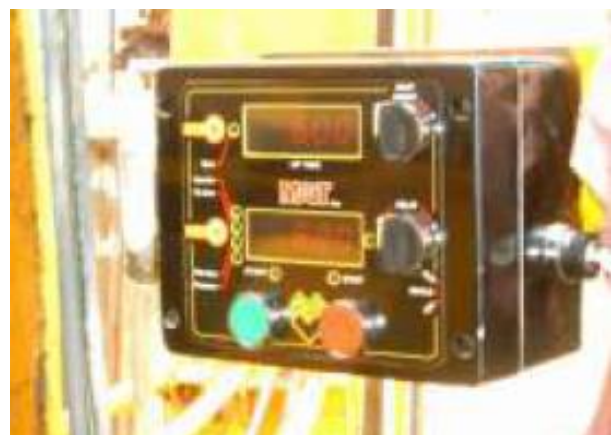
Ainda, ao longo da estaca foram soldadas de forma simétrica duas talas metálicas para proteção dos extensômetros e cabos, mantendo-os totalmente isolados do terreno. Além dos extensômetros elétricos também foram instalados no topo da estaca seis extensômetros mecânicos, dos quais quatro para medidas de deslocamentos verticais e dois para deslocamentos horizontais.

4.4 Cravação da estaca

Com os instrumentos previamente instalados, a cravação ocorreu no dia 24/11/2006. Para isso, utilizou-se um bate-estacas de esteiras, equipado com martelo hidráulico de 5500kg, o que garantiu um rígido controle da altura de queda do martelo durante toda a cravação (Figura 51a e Figura 51b).



(a) Equipamento bate-estacas de esteiras



(b) Painel do bate-estacas para controle da altura de queda do martelo



(c) Proteção dos cabos da instrumentação

(d) Execução de soldas nos perfis

Figura 51 – Cravação das estacas e emendas dos perfis

Fonte: Perez e Falconi (2007)

Objetivando-se evitar danos na região de emenda dos perfis, devido ao aumento de temperatura provocado pela solda, os cabos receberam uma proteção com mangueira (tipo “espaguete”) térmica de amianto (Figura 51c). A Figura 51d mostra o processo de execução de soldas nos perfis.

De acordo com Perez e Falconi (2007), a estaca atingiu a profundidade prevista de 49,0m e o diagrama de cravação (Figura 49) apresentou coerência com a sondagem mais próxima.

No entanto, ao observar o número de golpes do SPT em comparação ao gráfico de cravação, percebe-se que o trecho entre 17,0 e 22,0m apresenta “picos” de valores de N_{SPT} que não se refletiram ao longo da cravação. Os demais trechos de fato apresentaram uma maior coerência.

Acredita-se que pelo fato de a estaca ensaiada estar um pouco afastada da sondagem mais representativa, essa camada possa não estar presente nos dois locais com a mesma compactidade. Dessa forma, o autor da presente pesquisa realizou um estudo simplificado da resistência do solo durante a cravação por meio da Fórmula dos Dinamarqueses - Sorensen e Hansen (1957), de modo a calibrar e corrigir os valores do número de golpes do SPT nesta camada, e verificar a influência desta correção nas análises de transferência de carga e recalque.

Tal estudo está apresentado no APÊNDICE A e a Tabela 18 exhibe os dados da sondagem mais representativa, com os valores modificados para a camada de areia siltosa muito compacta a compacta (Camada 4).

Tabela 18 – Dados da sondagem mais representativa com a correção da Camada 4

Camada	Profundidade (m)		Espessura da camada (m)	Classificação	N _{SPT} (médio)	N _{SPT,60} * (médio)
1	0,00	8,55	8,55	Areia siltosa	16,9	20,3
2	8,55	9,75	1,20	Areia silto-argilosa	4,5	5,4
3	9,75	15,75	6,00	Argila arenosa	2,2	2,6
4	15,75	20,95	5,20	Areia siltosa	27,0	32,4
5	20,95	33,05	12,10	Argila arenosa	3,5	4,2
6	33,05	34,85	1,80	Areia siltosa	5,5	6,6
7	34,85	45,45	10,60	Argila arenosa	5,4	6,5
8	45,45	46,20	0,75	Areia siltosa	12,0	14,4
9	46,20	52,04	5,84	Areia silto-argilosa	17,3	20,8

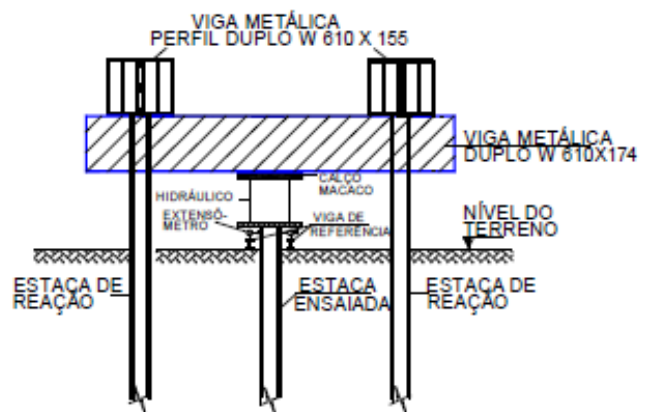
* Foi utilizado um fator corretivo (para a obtenção do N₆₀) de 20%

4.5 Prova de carga estática

A prova de carga foi realizada 14 dias após a cravação, no dia 08/12/2006. O sistema de reação foi dimensionado de acordo com a ABNT NBR 12.131, utilizando-se como estacas de reação, as outras quatro estacas do respectivo bloco de fundação (Figura 52). A aplicação da carga durante o ensaio foi feita através de um conjunto macaco-bomba-manômetro previamente calibrado.



(a) Sistema de reação



(b) Esquema do sistema de reação

Figura 52 – Sistema de reação para a prova de carga

Fonte: Perez e Falconi (2007)

De acordo com Perez e Falconi (2007), o ensaio foi realizado em estágios rápidos de carregamento com incrementos equivalentes a 10% da carga de trabalho da estaca, ou seja, incrementos de 201kN (20,5tf). Em cada estágio manteve-se a carga aplicada por 10 minutos com leituras de deslocamentos e deformações logo após a aplicação da carga e decorridos 10 minutos.

As leituras das deformações específicas foram efetuadas através de uma caixa seletora e um indicador digital. As estacas de reação opostas (em diagonal) foram monitoradas com nível topográfico com precisão de 0,01mm.

Ao se aplicar a carga de 3427kN (349,5tf), correspondente ao 16º estágio de carregamento observou-se grandes deslocamentos na estaca, indicando a ruptura geotécnica e, portanto, a prova de carga foi interrompida. Procedeu-se então ao descarregamento, efetuado em sete etapas. Na Figura 53 está apresentada a curva carga x recalque no topo da estaca.

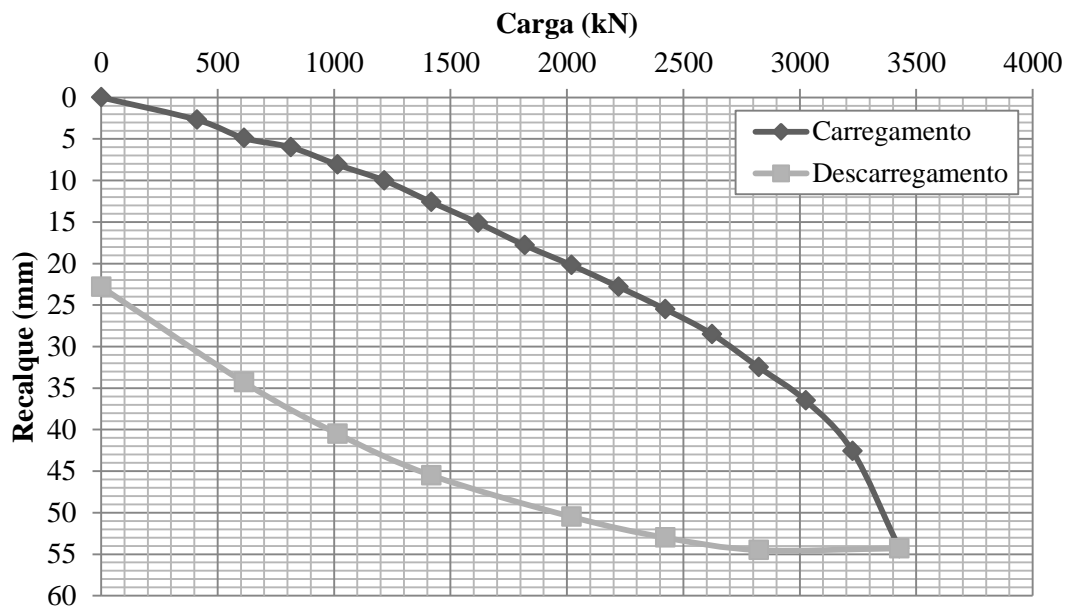


Figura 53 – Curva carga x recalque

Fonte: Perez e Falconi (2007)

Com as deformações obtidas pelos *strain gauges* foi possível traçar as curvas cargas aplicadas x tensão atuante no aço, para cada nível de instrumentação, as quais estão ilustradas na Figura 54 e na Tabela 19.

Tabela 19 – Carga aplicada x tensão no aço durante o carregamento em cada nível de instrumentação

Carga (tf)	Carga (kN)	Tensão (MPa)			
		Topo (0.00m)	-20.50m	-34.00m	-48.00m
0,0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
42,0	412	33,32	9,81	0,98	0,00
62,5	613	49,59	19,61	2,94	0,00
83,0	814	65,85	29,42	5,88	0,00
103,5	1015	82,12	39,23	10,79	0,00
124,0	1216	98,38	49,03	15,69	0,98
144,5	1417	114,65	68,65	25,50	0,98
165,0	1618	130,91	78,45	34,32	1,96

185,5	1819	147,18	92,18	45,11	2,94
206,0	2020	163,44	104,93	54,92	3,92
226,5	2221	179,71	116,70	65,70	4,90
247,0	2422	195,97	129,45	76,49	5,88
267,5	2623	212,24	145,14	91,20	6,86
288,0	2824	228,50	159,85	107,87	9,81
308,5	3025	244,77	167,69	118,66	12,75
329,0	3226	261,03	171,62	122,58	16,67
349,5	3427	277,30	181,62	129,45	20,59

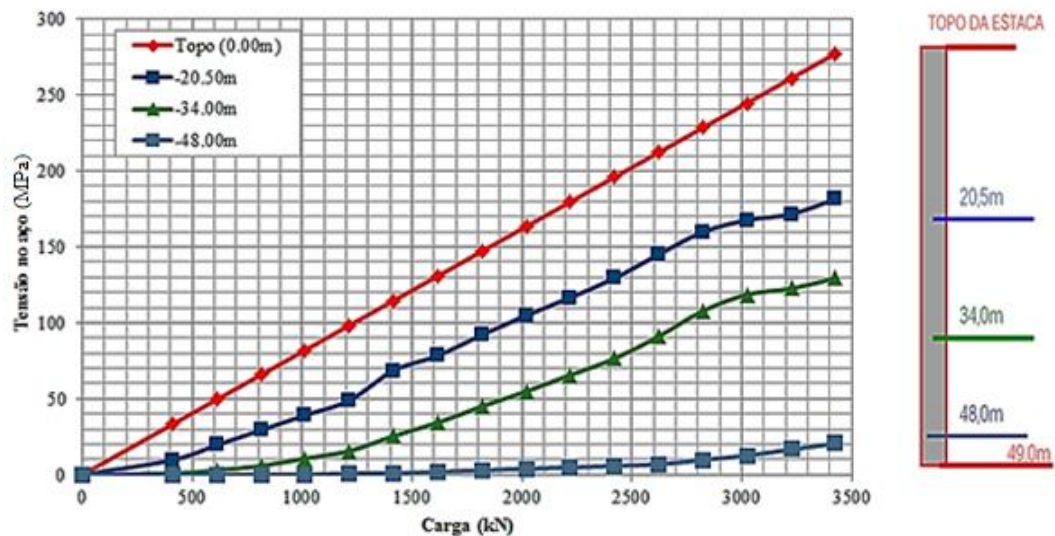


Figura 54 – Carga aplicada x tensão no aço durante o carregamento

Fonte: Modificado de Perez e Falconi (2007)

4.6 Transferência de Carga

Levando-se em consideração os resultados da instrumentação e conhecidos os recalques em diferentes profundidades, foi possível realizar uma distribuição aproximada de cargas ao longo da estaca por meio das formulações apresentadas no item 1.2 e no Estudo de Caso 1 (item 3.4). O diagrama de transferência de cargas atuantes para os vários estágios de carregamento está exposto na Figura 55.

De forma complementar, a Figura 56 mostra a variação da carga normal com a profundidade para quatro níveis de carregamento e indica a presença de tensões residuais após a etapa de descarregamento da prova de carga. O autor entrou em contato com o engenheiro Frederico Falconi, de forma a obter a informação de quando teriam sido zerados os instrumentos: se antes da cravação das estacas ou antes da prova de carga. A informação recebida foi de que os sensores teriam sido zerados antes da prova de carga, ou seja, as

tensões residuais devidas à cravação, anteriores ao ensaio, não foram registradas. As tensões residuais registradas na instrumentação foram obtidas após a prova de carga, ou seja, foram desenvolvidas por ocasião do descarregamento do ensaio.

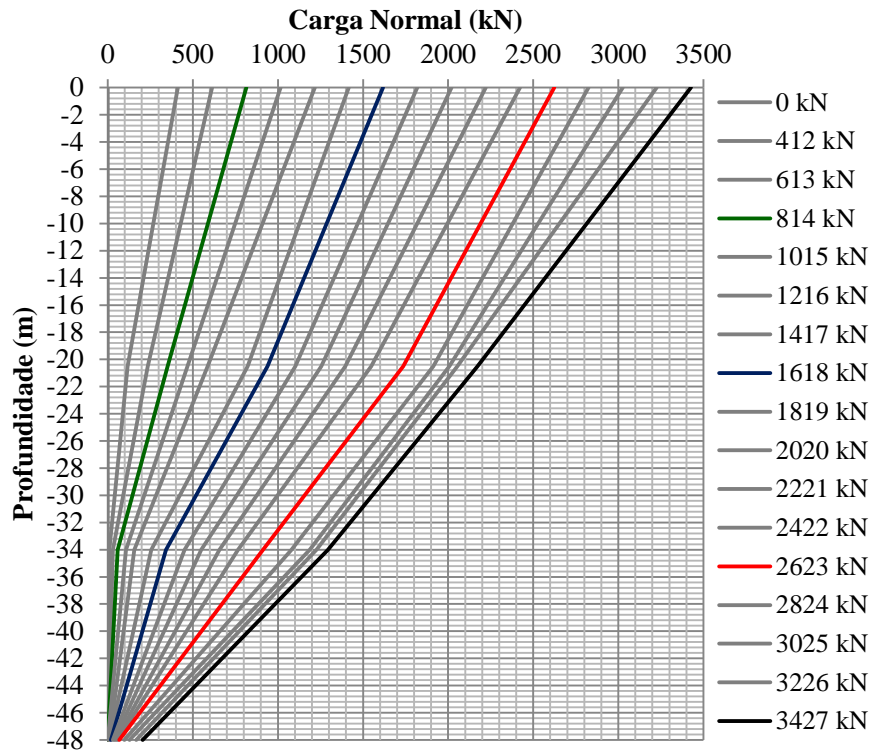


Figura 55 – Diagrama de transferência de carga (Prova de carga)

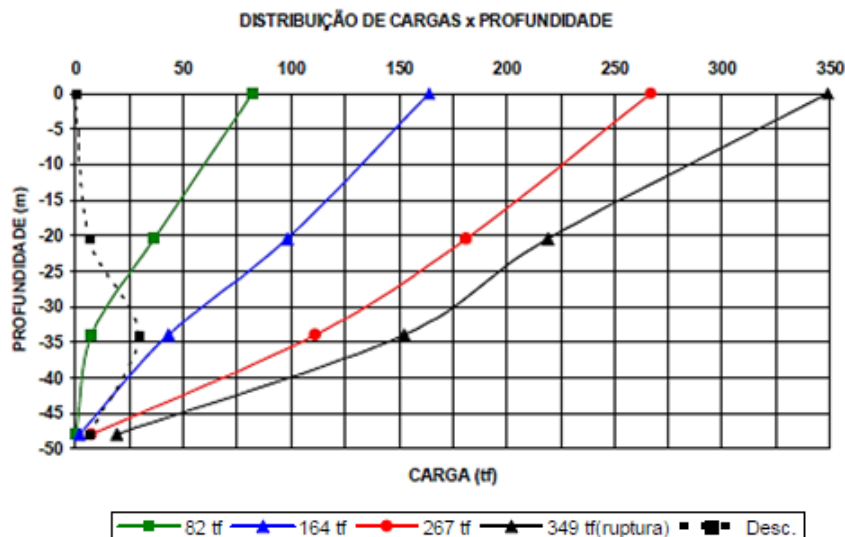


Figura 56 – Diagrama de transferência de carga indicando presença de tensões residuais

Fonte: Perez e Falconi (2007)

Cabe observar a curva preta pontilhada, com as tensões residuais registradas após o ensaio, cujo ponto neutro se situou a 35m de profundidade,

Já a Figura 57, preparada pelo autor, exhibe os diagramas de atrito lateral unitário entre os níveis de instrumentação, mobilizado durante o ensaio, e sem levar em consideração a carga residual resultante da prova de carga. Estes diagramas indicam a mobilização do atrito lateral de cima para baixo e aumentando sempre com o nível de tensões aplicadas, como esperado. No caso de estacas metálicas, estes diagramas são muito mais confiáveis, uma vez que o módulo de elasticidade do aço é conhecido previamente, enquanto o caso anterior, da estaca escavada, a moldagem *in situ* introduz uma série de aspectos de execução e incertezas na qualidade do concreto que tornam a interpretação mais difícil de ser realizada.

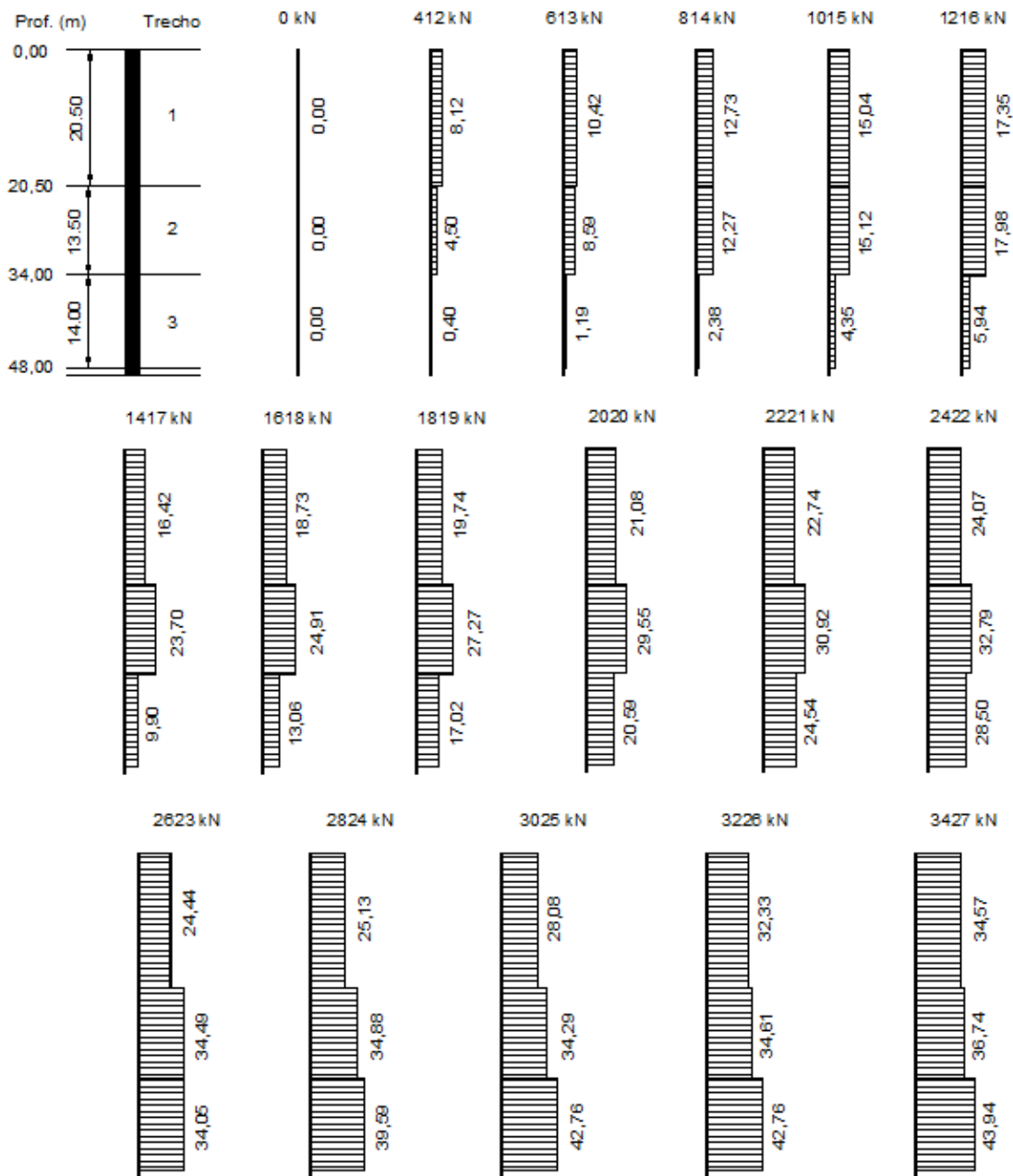


Figura 57 – Diagramas de atrito lateral unitário (Prova de carga)

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Algumas interpretações e resultados, não incorporados nas publicações originais, foram apresentados pelo autor na caracterização dos casos de obra (Capítulos 3 e 4). A partir dos resultados das provas de carga instrumentadas, foi possível estabelecer uma distribuição aproximada de cargas ao longo da estaca. Plotou-se o diagrama de transferência de cargas atuantes e o atrito lateral unitário mobilizado nos vários estágios de carregamento experimental.

Nas simulações apresentadas neste capítulo, os diagramas de transferência de carga, necessários à estimativa de recalques, são inicialmente considerados com a premissa de que o atrito lateral vai se esgotando de cima para baixo e que a carga transferida à ponta, para cada nível do carregamento, é a parcela da carga total reduzida do atrito total mobilizado. Assim, só surge carga na ponta após total mobilização do atrito lateral disponível. Esta interpretação simplificada será procedida para os métodos de previsão da capacidade de carga analisados.

Em seguida, serão utilizadas, no software UniPile, as funções de transferência obtidas a partir das estimativas de capacidade de carga pelos métodos estáticos disponíveis neste programa. No programa UniPile, além do modelo rígido plástico, foram utilizadas algumas outras funções de transferência.

Os gráficos que simulam as transferências de carga em cada uma das simulações, para cada nível de carregamento dos ensaios, foram comparados aos experimentais.

Finalmente, serão apresentadas as previsões do comportamento carga x recalque para as estacas dos dois estudos de caso (Capítulos 3 e 4). Tais previsões serão, em seguida, comparadas aos resultados obtidos experimentalmente.

5.1 Estudo de Caso 01 – E104

Neste item são apresentados os resultados das análises e discussão dos resultados da estaca E104 (Capítulo 3). As curvas carga x recalque previstas, pelas metodologias apresentadas, são comparadas às da prova de carga.

5.1.1 Resumo das estimativas dos parâmetros geotécnicos

Procedeu-se a estimativa de parâmetros geotécnicos a partir de experiência com solos de características similares e correlações com N_{SP_T} (sondagem SP-01), através das tabelas,

gráficos e equações expostas no item 1.4 (Tabela 20). É importante destacar que o nível d'água nesta sondagem foi considerado superficial. Adicionalmente, o APÊNDICE B apresenta os cálculos para se chegar aos valores resumidos na Tabela 20.

Tabela 20 – Parâmetros geotécnicos estimados - E104

Camada	Classificação	N_{SPT} (médio)	$N_{SPT,60}$ (médio)	E_s (MPa)	ν	γ (kN/m ³)	ϕ' (graus)	c' (kPa)
1	Areia siltosa	2,7	3,2	2 - 25	0,3	18,0	28-32	0-5
2	Argila silto-arenosa	3,4	4,1	6 - 15	0,4	15,0	25-30	5-10
3	Areia siltosa	27,6	33,1	50 - 225	0,4	20,0	30-35	0-5
4	Argila silto-arenosa	20,9	25,1	37 - 66	0,4	19,0	25-30	10-15
5	Argila silto-arenosa	26,3	31,6	39 - 88	0,4	19,5	25-30	15-20
6	Silte arenoso	50 (90,1)	60 (108,1)	157 - 450	0,4	21,0	30-35	15-20

5.1.2 Capacidade de carga

As estimativas de capacidade de carga de fundações profundas foram realizadas por métodos semiempíricos consagrados na prática nacional – Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978, 1982) e Velloso (1981) –, pelo método teórico proposto pelo US Army Corps of Engineers (2005), e também pelo método teórico denominado “Método β ”, através do software UniPile 5.0.

A estimativa de capacidade de carga foi realizada na cota -42m, correspondente ao assentamento da base da estaca E104. O APÊNDICE C exibe as planilhas de cálculo para os métodos supracitados. Para a estimativa com auxílio do UniPile 5.0, “Método β ”, utilizou-se os parâmetros da Tabela 21.

Como a prova de carga foi interrompida num trecho de comportamento ainda elástico (Figura 3a), não se justifica a extrapolação da curva carga-recalque. As estimativas de capacidade de carga são resumidas na Tabela 22 e Figura 58.

Tabela 21 – Parâmetros adotados na estimativa pelo “Método β ” - E104

Camada	Classificação	N_{SPT} (médio)	β	N_t
1	Areia siltosa	2,7	0,25	5
2	Argila silto-arenosa	3,4	0,15	3
3	Areia siltosa	27,6	0,35	30
4	Argila silto-arenosa	20,9	0,30	10
5	Argila silto-arenosa	26,3	0,35	10
6	Silte arenoso	50 (90,1)	0,40	50

Tabela 22 – Comparação das previsões de capacidade de carga na cota -42m - E104

Método de previsão	Q_l (kN)	Q_p (kN)	Q_{rup} (kN)
Aoki e Velloso (1975)	5.739 (55,0%)	4.703 (45,0%)	10.441
Décourt e Quaresma (1978, 1982) modificado por Décourt (1996)	11.024 (68,2%)	5.138 (31,8%)	16.162
Velloso (1981)	10.853 (80,4%)	2.645 (19,6%)	13.498
US Army Corps of Engineering (2005)	10.678 (66,5%)	5.384 (33,5%)	16.062
Método β (através do software UniPile 5.0)	8.833 (58,0%)	6.388 (42,0%)	15.221

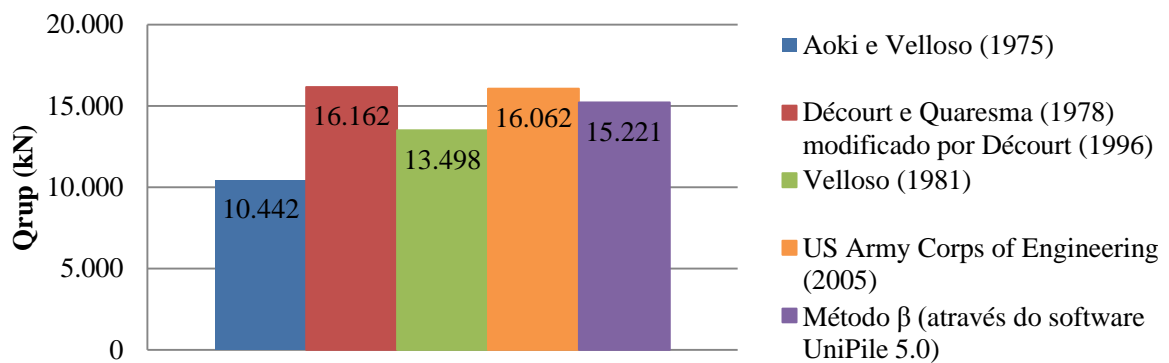


Figura 58 – Comparação das previsões de capacidade de carga na cota -42m - E104

Para o assentamento na cota -42m percebe-se que a estimativa pela metodologia de Aoki e Velloso (1975) gerou o valor mais baixo de capacidade de carga por atrito lateral, e a metodologia de Velloso (1981) resultou no valor mais baixo de capacidade de carga de ponta. Por outro lado, os valores mais elevados para o atrito lateral e ponta foram obtidos pela metodologia de Décourt e Quaresma (1978, 1982) modificado por Décourt (1996) e pelo método β , respectivamente.

A Figura 59 ilustra as estimativas de capacidade de carga (Q_p , Q_l e Q_{ult}), em profundidade, pelos métodos apresentados anteriormente.

5.1.3 Transferência de carga

Como consequência da simplificação descrita no item 1.2, do esgotamento do atrito lateral anteriormente à mobilização da ponta, adotou-se o diagrama de transferência de carga como a diferença entre a carga aplicada no topo e o atrito lateral mobilizado na ruptura. Foram considerados os atritos laterais calculados pelos métodos estáticos de capacidade de carga, conforme apresentado no item 5.1.2. As Figuras 60 a 63 exibem os diagramas previstos de transferência de carga normal em profundidade e atrito lateral unitário mobilizado.

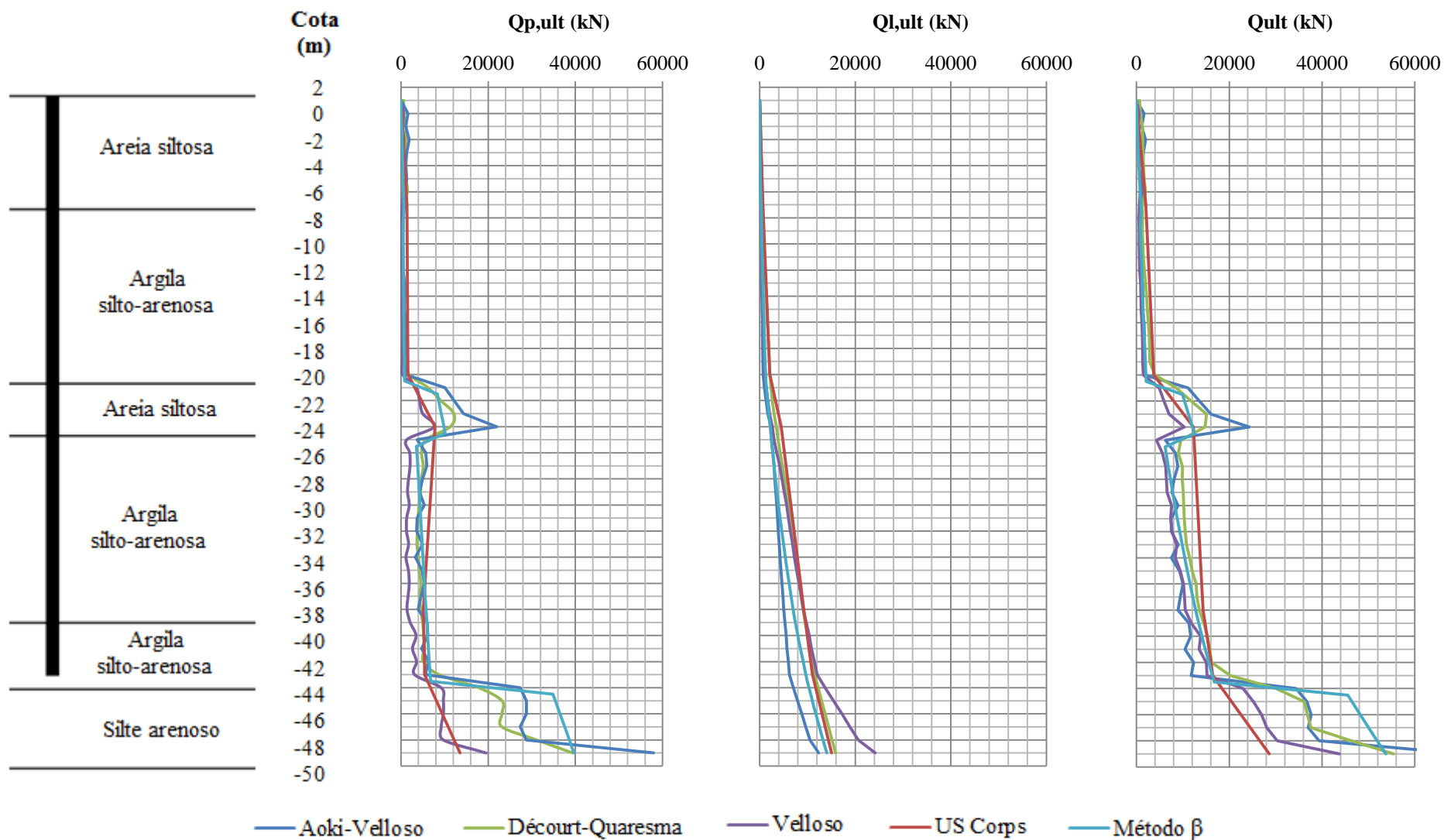
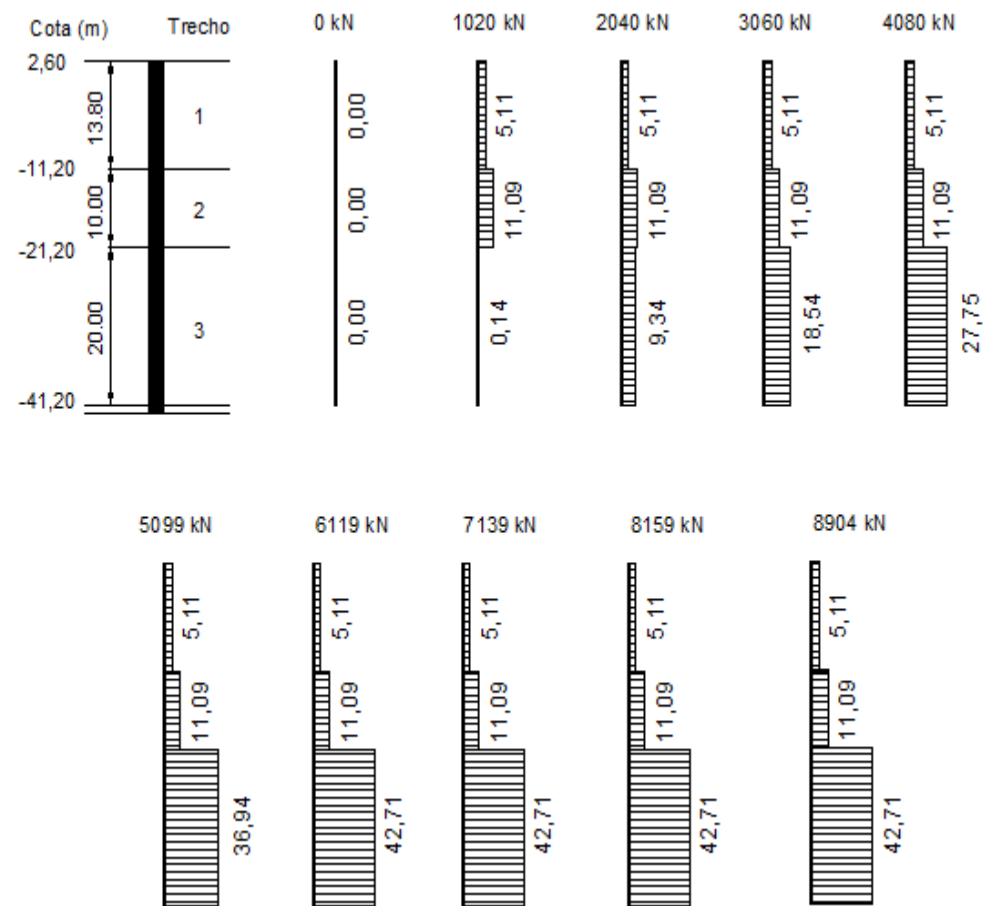
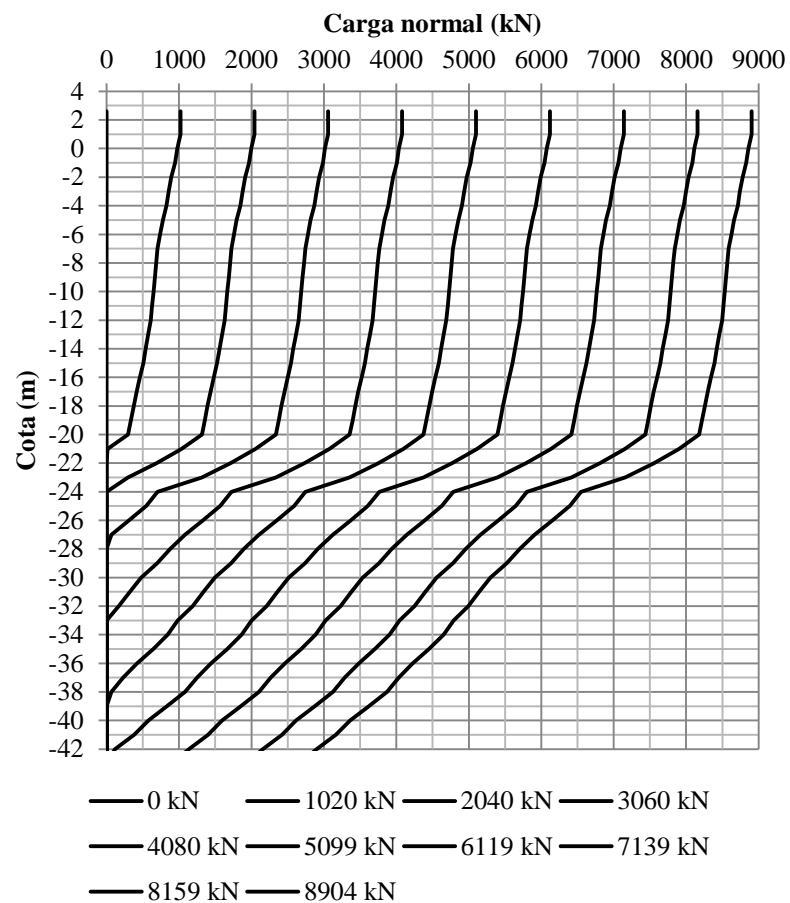


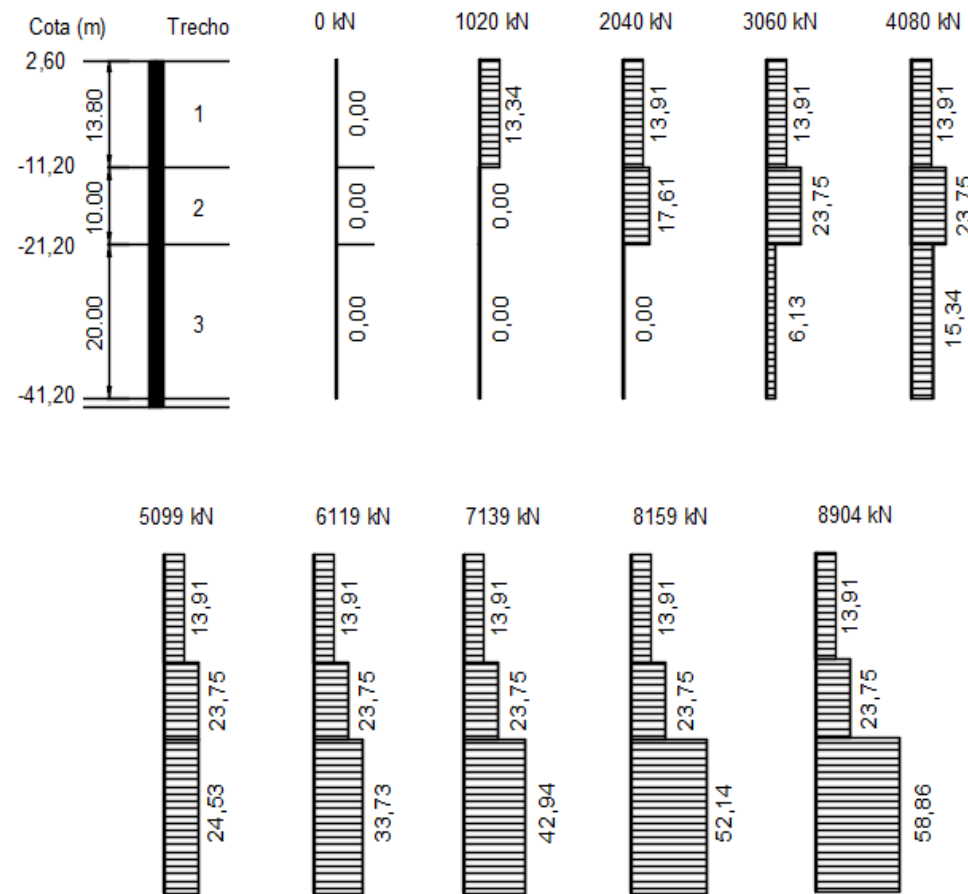
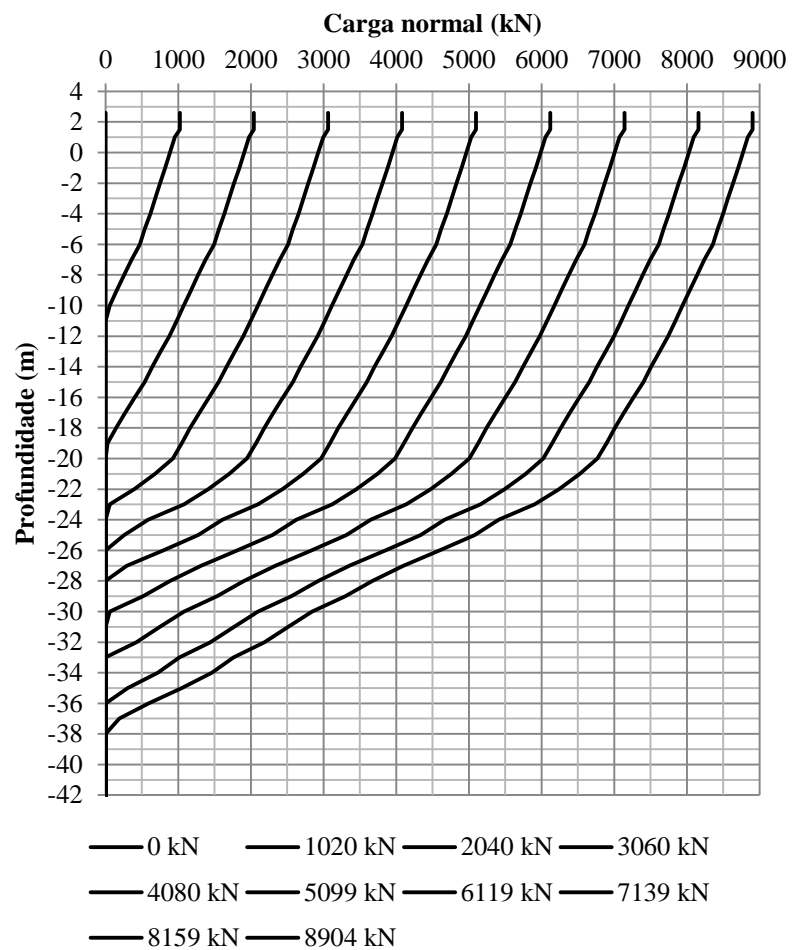
Figura 59 – Estimativa de capacidade de carga (em profundidade) pelos métodos apresentados - E104



(a) Carga normal x profundidade

(b) Diagramas de atrito lateral unitário

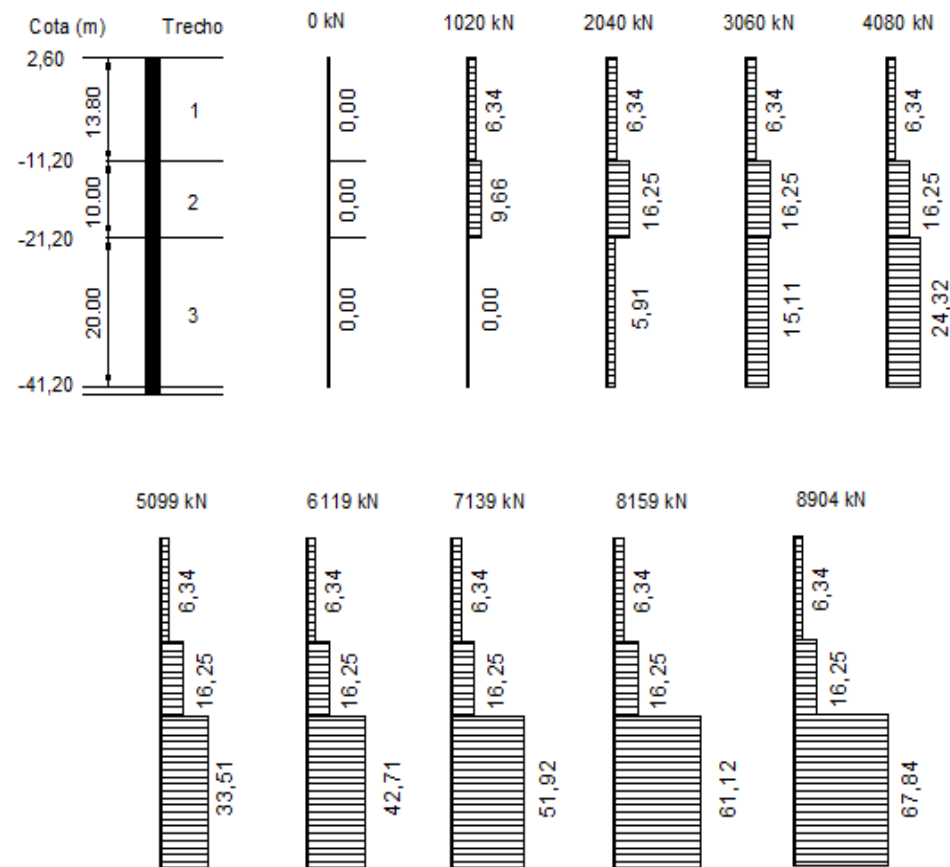
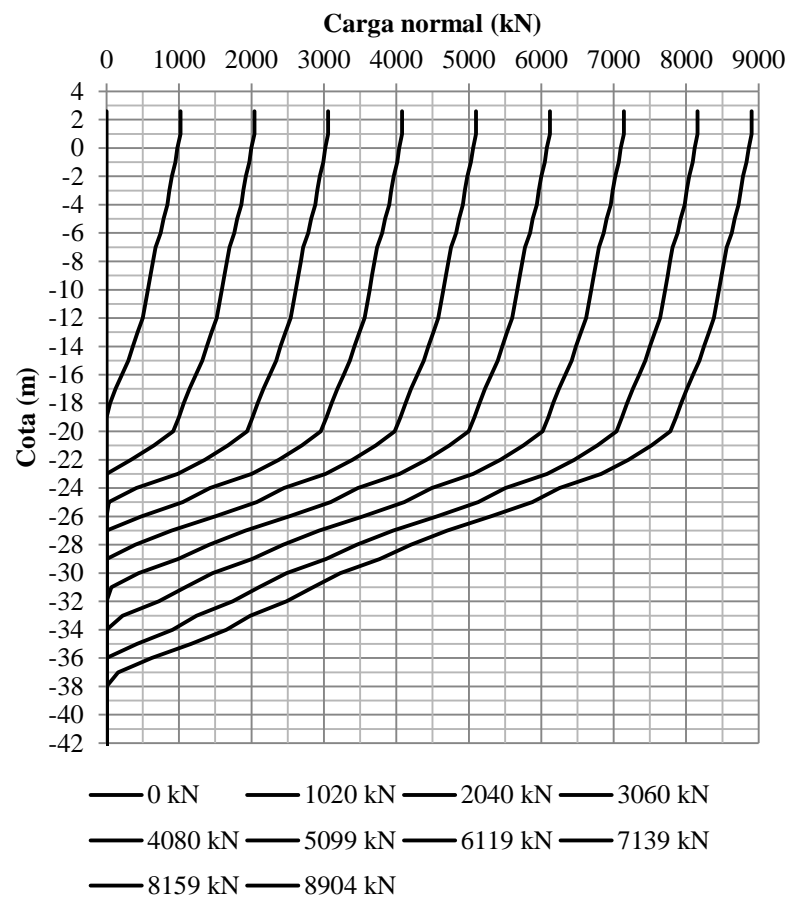
Figura 60 – Diagramas de transferência de carga e atritos unitários mobilizados previstos (TC Aoki e Velloso) - E104



(a) Carga normal x profundidade

(b) Diagramas de atrito lateral unitário

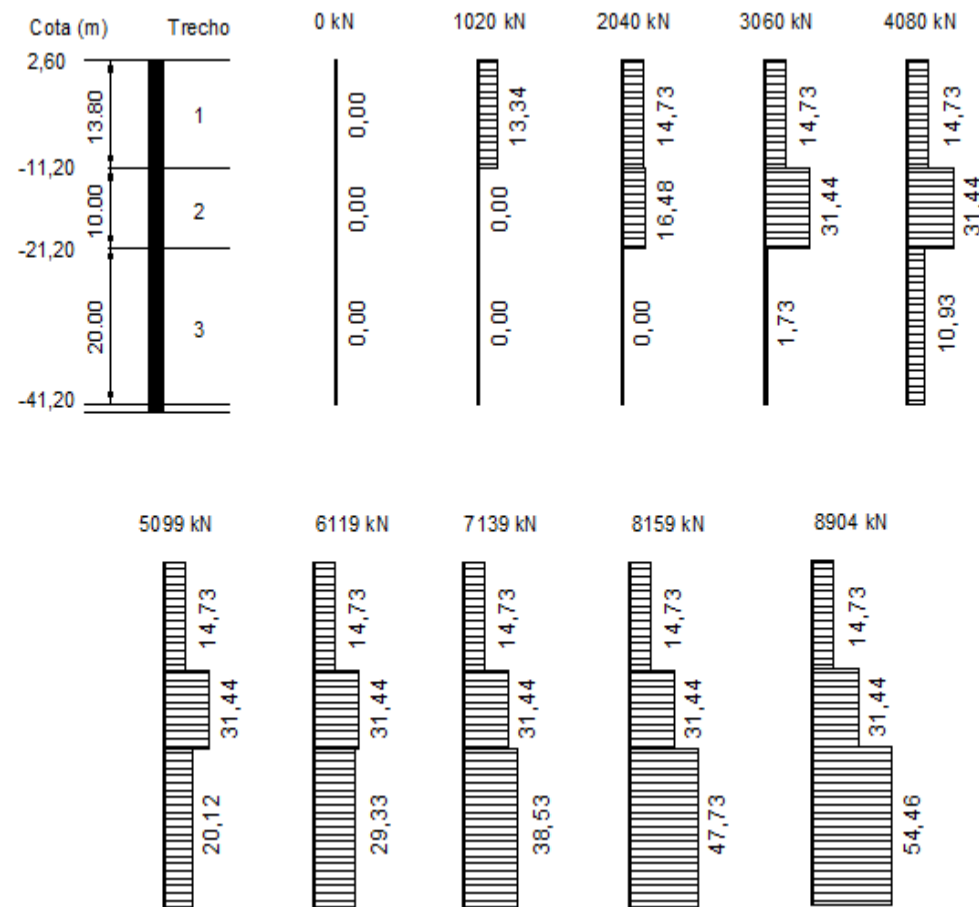
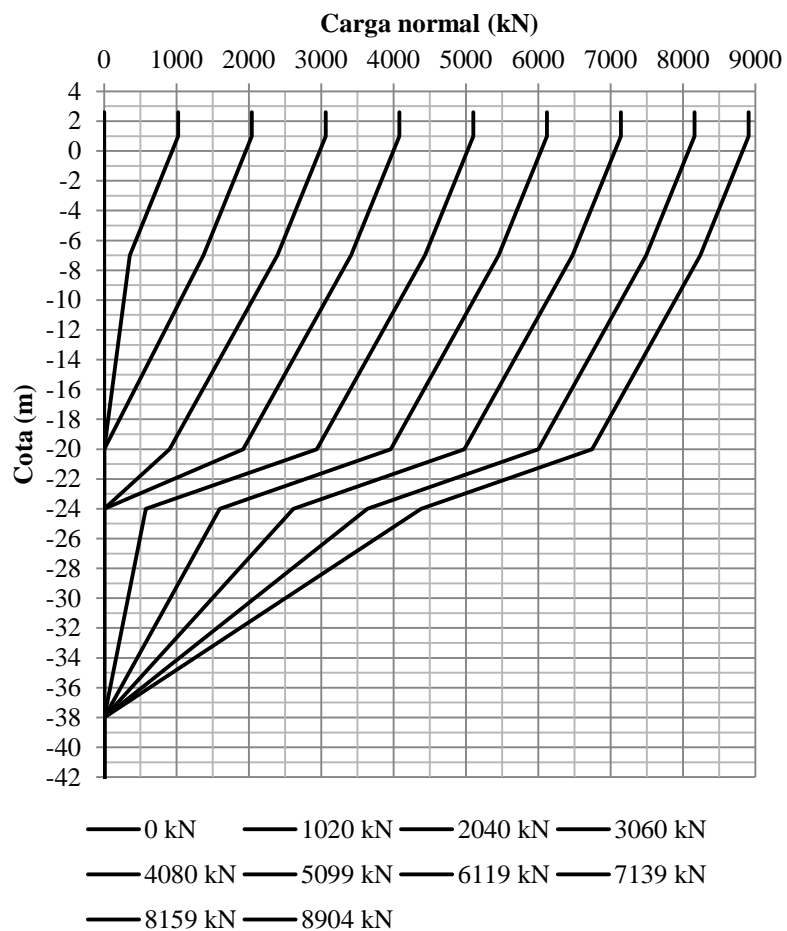
Figura 61 – Diagramas de transferência de carga e atritos unitários mobilizados previstos (TC Décourt e Quaresma) - E104



(a) Carga normal x profundidade

(b) Diagramas de atrito lateral unitário

Figura 62 – Diagramas de transferência de carga e atritos unitários mobilizados previstos (TC Velloso) - E104



(a) Carga normal x profundidade

(b) Diagramas de atrito lateral unitário

Figura 63 – Diagramas de transferência de carga e atritos unitários mobilizados previstos (TC US Army Corps of Engineers) - E104

Os diagramas de transferência de carga da estaca E104, extraídos do software UniPile, podem ser visualizados no APÊNDICE E.

É válido destacar que em função do modelo simplificado para previsão da transferência de carga em profundidade, apresentado no item 1.2, todos os diagramas de transferência supracitados apresentaram um comportamento diferente do obtido a partir dos resultados da prova de carga. Entretanto, apesar das previsões dos diagramas de transferência não se mostrarem compatíveis com os resultados da prova de carga, essa metodologia conduziu a resultados satisfatórios para previsão do comportamento carga-recalque para pequenas deformações, ou seja, correspondente ao ELS.

5.1.4 Previsão do comportamento carga x recalque

As previsões do comportamento carga x recalque foram realizadas pelos métodos de Vesic (1977), Poulos & Davis (1980) e com as funções de transferência por meio do *software* UniPile 5.0.

A Figura 64 ilustra os resultados da previsão de recalques pelo método de Vesic, considerando as diferentes transferências de carga dos diferentes métodos de capacidade de carga.

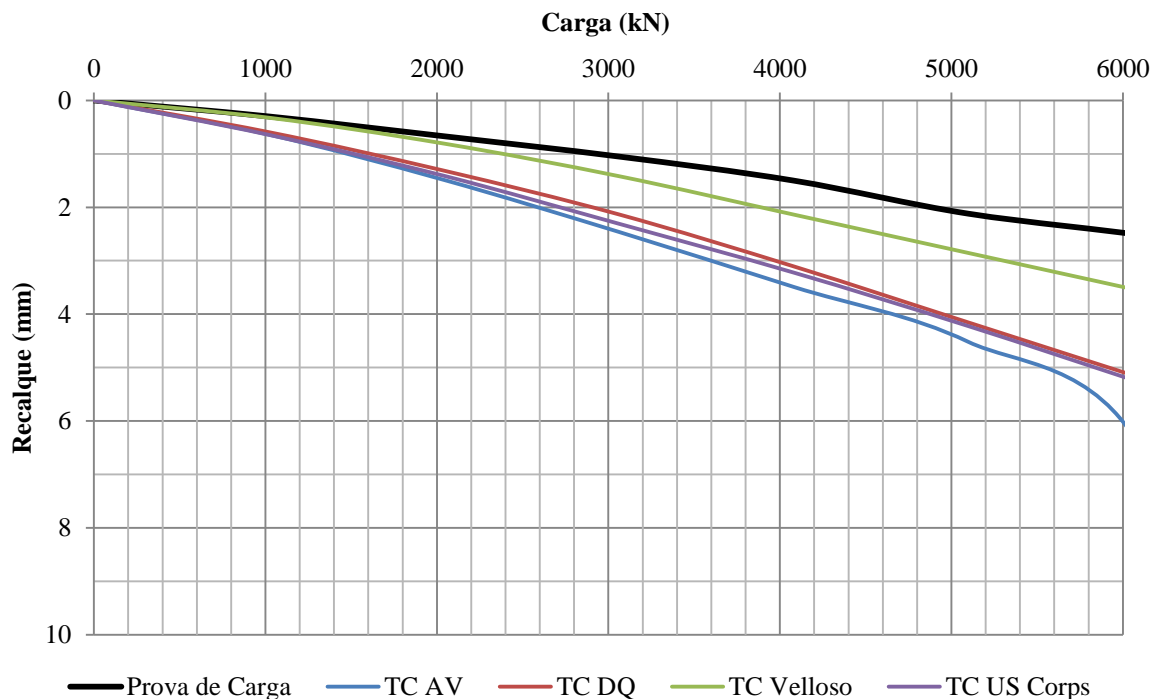


Figura 64 – Previsões de curvas carga x recalque (Metodologia de Vesic) - E104

Observa-se que a curva com comportamento mais rígido corresponde àquela com maior porcentagem de atrito lateral, ou seja, Velloso (1981), seguida da curva de Décourt e Quaresma (1978, 1982) e US Army Corps of Engineers (2005), praticamente coincidentes, e como limite inferior segue a curva de Aoki e Velloso (1975).

Verifica-se também que o recalque obtido da transferência de carga com os valores estimados pela metodologia de Aoki e Velloso (1975) apresenta um trecho final curvo, correspondente à mobilização da resistência de ponta. Nota-se que a curva medida apresenta comportamento sempre linear, indicando a predominância do atrito, até o nível do carregamento máximo do ensaio.

Vale lembrar que na estimativa de recalques pelo método de Vesic há necessidade de se conhecer a transferência da carga ao longo do atrito e da ponta, que é função do nível de carregamento. Assim, o atrito lateral acumulado foi considerado com base nas estimativas calculadas pelos diferentes métodos de capacidade de carga.

A Figura 65 ilustra os resultados da aplicação do método de Poulos e Davis (1980). Cabe salientar que, diferentemente do método de estimativa de recalques de Vesic, o modo de transferência de carga não é fornecido, mas sim incorporado à própria estimativa de recalques pelo método.

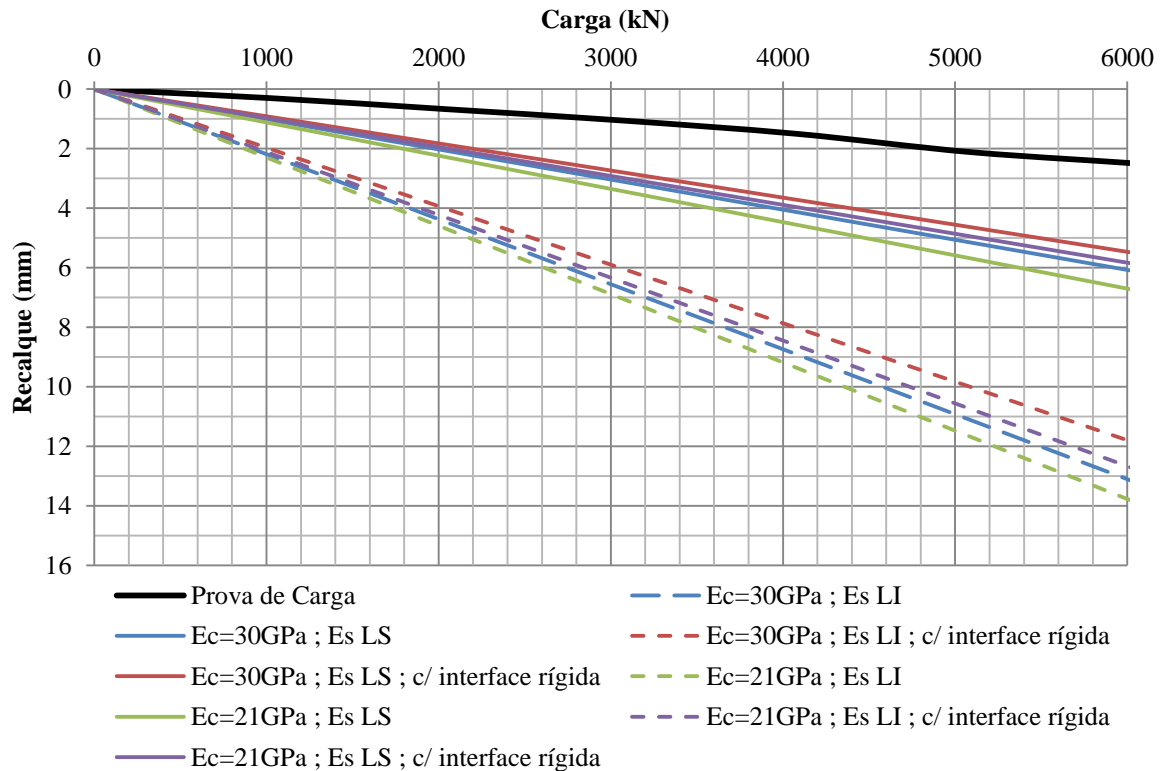


Figura 65 – Previsões de curvas carga x recalque (Metodologia de Poulos e Davis) - E104

São apresentadas as curvas correspondentes aos valores extremos, superior e inferior, das faixas de módulos de elasticidade da estaca e do solo. Em relação ao módulo de elasticidade do concreto das estacas, foi analisada a faixa entre 21 e 30GPa, e do solo considerou-se a faixa correspondente à Tabela 20 (**LI**, limite inferior e **LS**, limite superior).

Destaca-se também, em relação ao módulo de elasticidade do solo, que foi considerado tanto um perfil se estendendo indefinidamente abaixo no nível da ponta, como a ocorrência de uma fronteira rígida 7m abaixo da base da estaca (correspondente ao impenetrável à percussão da sondagem).

Constata-se que a curva que mais se aproximou da prova de carga corresponde àquela com E_c de 30GPa, utilizando a faixa superior dos módulos de elasticidade do solo e correspondendo à ocorrência da fronteira rígida no impenetrável à percussão. Observa-se que, mesmo com o limite superior do E_c e de E_s , a estaca apresentou um comportamento mais rígido no ensaio.

É válido destacar que o método de Poulos e Davis (1980) indica que para a previsão do comportamento carga x recalque, para esta estaca, mais relevante do que o modo de transferência de carga são os valores de módulo de elasticidade do solo e do concreto da estaca, bem como a presença da interface rígida. O autor observa, assim, que a influência da acurácia do método de previsão de transferência tem influência pequena, quando comparada à influência de uma seleção adequada dos parâmetros de compressibilidade do solo. O método de Poulos fornece também a transferência de carga, mas esta não varia com o nível de tensões neste método, mas apenas com a geometria da estaca e rigidez relativa entre a estaca e o solo. Assim, a utilização de um modelo refinado de análise, como o Método dos Elementos Finitos (MEF), não se justifica para fins de projeto.

Na utilização do software UniPile, o programa inclui, em sua base de cálculo de capacidade de carga, vários métodos, entre os quais o método de Décourt e o método β , que foram os selecionados pelo autor. Além deste aspecto, o autor procedeu a dois tipos de previsão pelo UniPile.

Na primeira previsão, o autor não incorporou qualquer informação obtida pela prova de carga, ou seja, para o atrito lateral foram considerados dois modelos: o rígido-plástico e o elastoplástico. Neste último modelo, o autor considerou a mobilização plena do atrito para um recalque de 10mm e, para a ponta, um deslocamento correspondente a 30% do diâmetro da estaca, baseado no trabalho de Vesic (1977), no caso de estaca escavada.

Na segunda previsão, o autor retroanalisou as curvas de função de transferência estabelecidas a partir dos resultados da prova de carga instrumentada. O procedimento para

estabelecer as funções de transferência de carga se deu da seguinte maneira: i) Inicialmente, a partir dos valores de carga normal nas profundidades de instalação dos *strain gauges*, calculou-se a parcela do recalque correspondente ao encurtamento elástico do fuste da estaca, nas profundidades médias entre as instrumentações, para os vários estágios de carregamento por meio da equação (7); ii) De posse de tais valores, utilizou-se a equação (9) para determinar o recalque devido ao solo nas profundidades médias entre as instrumentações, ou seja, descontou-se do recalque total no topo da estaca a parcela de recalque elástico estimado, correspondente a cada trecho, resultando no valor de recalque devido ao solo. O valor no último trecho refere-se ao recalque no nível da ponta. Embora estes valores tenham sido registrados durante a instrumentação (ANEXO H), a função obtida diretamente do ensaio incorpora variabilidades do módulo de elasticidade do concreto não uniforme ao longo do fuste de uma estaca moldada *in situ*, além de possíveis ocorrências de retração, etc. Assim, o autor procurou “adaptar” estas inconsistências através da estimativa através das equações (7) e (9) e com o emprego de um módulo 30GPa, conforme informado no artigo original. Observa-se que as curvas assim obtidas (APÊNDICE D) também relevaram comportamento inconsistente, apesar do excelente ajuste à prova de carga.

A Figura 66 ilustra os resultados da previsão de recalques utilizando funções de transferência, com o auxílio do software UniPile.

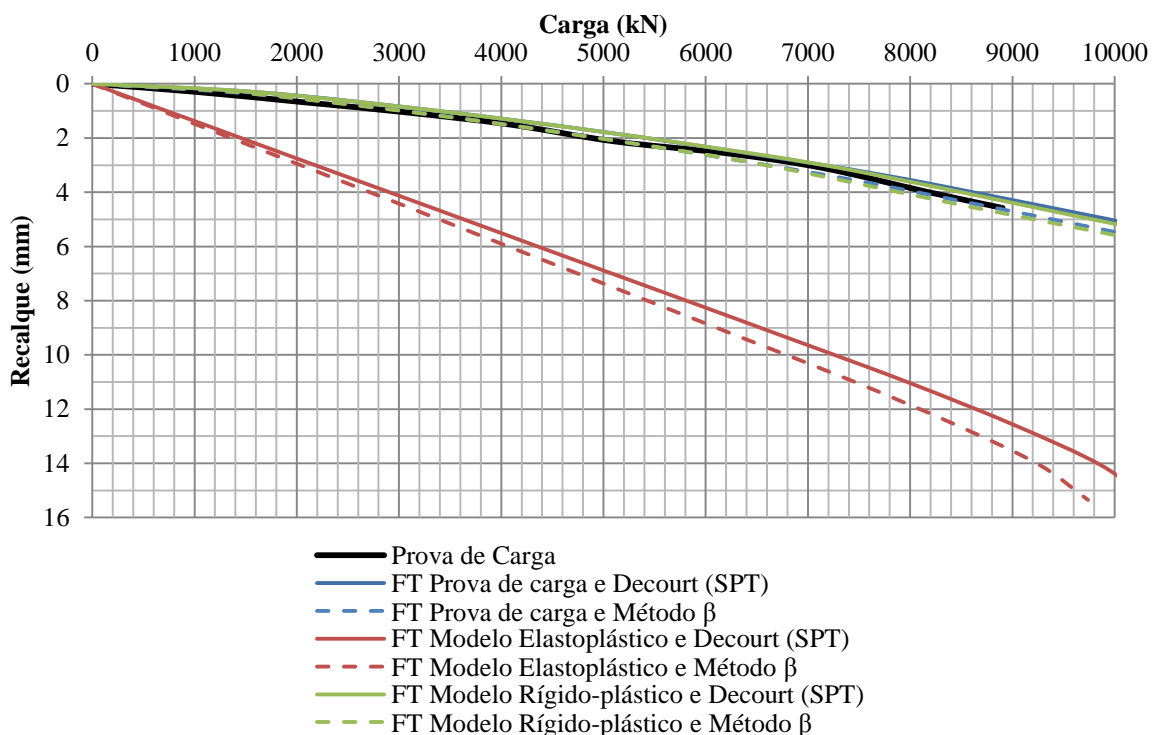


Figura 66 – Previsões de curvas carga x recalque (software UniPile) - E104

Tanto as estimativas usando as curvas de função de transferência estabelecidas a partir dos resultados da prova de carga instrumentada, quanto as estimativas que adotaram um modelo rígido-plástico obtiveram um comportamento da curva carga x recalque praticamente idêntico ao apresentado na prova de carga instrumentada.

Por outro lado, as estimativas usando o modelo elastoplástico com as considerações de Vesic (1977) resultaram num comportamento menos rígido da curva carga-recalque.

Estas duas observações resultam do fato dos recalques registrados no ensaio, tanto no topo como em profundidade, terem sido extremamente pequenos, ou seja, próximo a uma função de transferência rígido-plástica.

5.2 Estudo de Caso 01 – E413

Neste item são apresentados os resultados das análises e discussão dos resultados da estaca E413 (Capítulo 3). As curvas carga x recalque previstas, pelas metodologias apresentadas, são comparadas às da prova de carga.

5.2.1 Resumo das estimativas de parâmetros geotécnicos

Utilizou-se para estimativa dos parâmetros o mesmo procedimento do caso anterior, com resultados reunidos na Tabela 23 e cálculos no APÊNDICE F.

Tabela 23 – Parâmetros geotécnicos estimados - E413

Camada	Classificação	N_{SPT} (médio)	$N_{SPT,60}$ (médio)	E_s (MPa)	ν	γ (kN/m ³)	ϕ' (graus)	c' (kPa)
1	Areia siltosa	12,2	14,6	10-80	0,3	19,0	28-32	0-5
2	Argila silto-arenosa	2,2	2,6	4-11	0,4	15,0	25-30	5-10
3	Argila silto-arenosa	8,5	10,2	15-32	0,4	16,0	25-30	5-10
4	Areia siltosa	18,2	21,8	25-130	0,35	19,5	30-35	0-5
5	Argila silto-arenosa	17,3	20,8	30-57	0,4	18,0	25-30	10-15
6	Argila silto-arenosa	21,6	25,9	38-68	0,4	18,0	25-30	10-15
7	Argila silto-arenosa	50 (50,8)	60 (61,0)	80-215	0,4	21,0	25-30	15-20
8	Silte arenoso	50 (137,3)	60 (164,8)	90-450	0,4	21,0	30-35	15-20

5.2.2 Capacidade de carga

As estimativas de capacidade de carga de fundações profundas foram realizadas com os mesmos modelos de cálculo e também pelo “Método β ”, do software UniPile 5.0.

A estimativa de capacidade de carga foi realizada na cota -40m, correspondente ao assentamento da base da estaca E413. O APÊNDICE G exibe as planilhas de cálculo para os métodos supracitados. Para a estimativa com auxílio do UniPile 5.0, “Método β ”, utilizou-se os parâmetros da Tabela 24.

Tabela 24 – Parâmetros adotados na estimativa pelo “Método β ” - E413

Camada	Classificação	N_{SPT} (médio)	β	N_t
1	Areia siltosa	12,2	0,25	20
2	Argila silto-arenosa	2,2	0,15	3
3	Argila silto-arenosa	8,5	0,20	8
4	Areia siltosa	18,2	0,30	25
5	Argila silto-arenosa	17,3	0,25	10
6	Argila silto-arenosa	21,6	0,25	12
7	Argila silto-arenosa	50 (50,8)	0,35	30
8	Silte arenoso	50 (137,3)	0,40	50

Assim como no item 5.1, como a prova de carga foi interrompida num trecho de comportamento ainda elástico (Figura 3a), não se justifica a extrapolação da curva carga-recalque. As estimativas de capacidade de carga são resumidas na Tabela 25 e na Figura 67.

Tabela 25 – Comparação das previsões de capacidade de carga na cota -40m - E413

Método de previsão	Q_l (kN)	Q_p (kN)	Q_{rup} (kN)
Aoki e Velloso (1975)	8.685 (17,5%)	40.828 (82,5%)	49.514
Décourt e Quaresma (1978, 1982) modificado por Décourt (1996)	12.283 (23,1%)	40.961 (76,9%)	53.244
Velloso (1981)	15.543 (47,0%)	13.778 (53,0%)	29.321
US Army Corps of Engineering (2005)	10.074 (42,6%)	13.561 (57,4%)	23.635
Método β (através do software UniPile 5.0)	7.447 (19,9%)	30.045 (80,1%)	37.492

Para o assentamento na cota -40m percebe-se que a estimativa pelo método β gerou o valor mais baixo de capacidade de carga por atrito lateral, e a metodologia do US Army Corps

of Engineers (2005) resultou no valor mais baixo de capacidade de carga de ponta. Por outro lado, os valores mais elevados para o atrito lateral e ponta foram obtidos pela metodologia de Velloso (1981) e pela metodologia proposta por Décourt e Quaresma (1978, 1982) modificado por Décourt (1996), respectivamente.

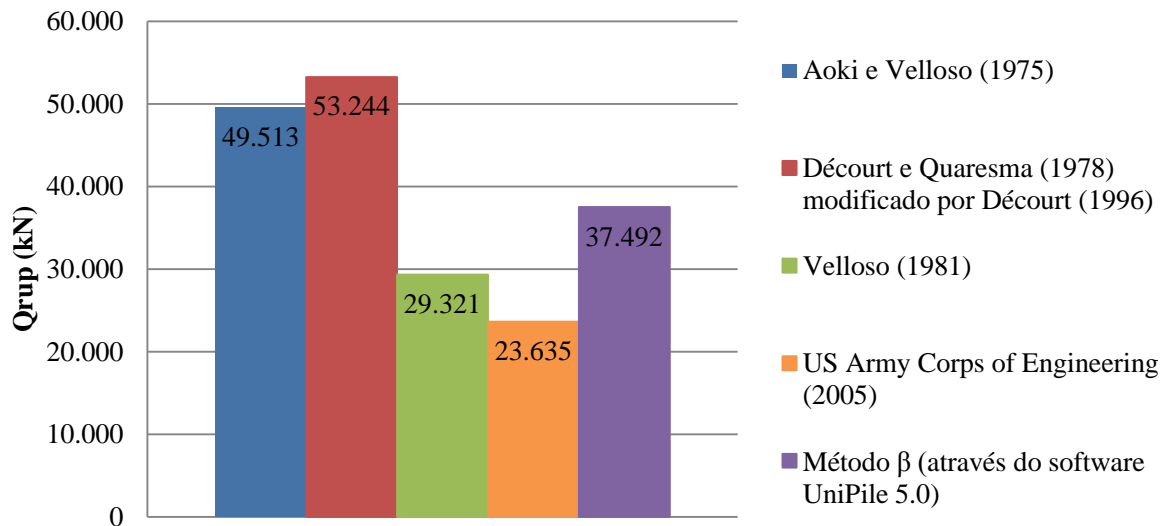


Figura 67 – Comparação das previsões de capacidade de carga na cota -40m - E413

A Figura 68 exibe gráficos com as estimativas de capacidade de carga (Q_p , Q_l e Q_{ult}), em profundidade, pelos métodos apresentados anteriormente.

5.2.3 Transferência de carga

Adotou-se o diagrama de transferência de carga como a diferença entre a carga aplicada no topo e o atrito lateral mobilizado e os atritos laterais calculados pelos métodos estáticos. As Figuras 69 a 72 exibem os diagramas previstos de transferência de carga normal em profundidade e atrito lateral unitário mobilizado. Ademais, os diagramas de transferência de carga da estaca E413, extraídos do software UniPile, podem ser visualizados no APÊNDICE I.

De modo análogo ao descrito no item 5.1.3, todos os diagramas de transferência supracitados apresentaram um comportamento diferente do obtido a partir dos resultados da prova de carga. Apesar disso, as previsões dos diagramas de transferência conduziram a resultados satisfatórios para previsão do comportamento carga-recalque para pequenas deformações, ou seja, correspondente ao ELS.

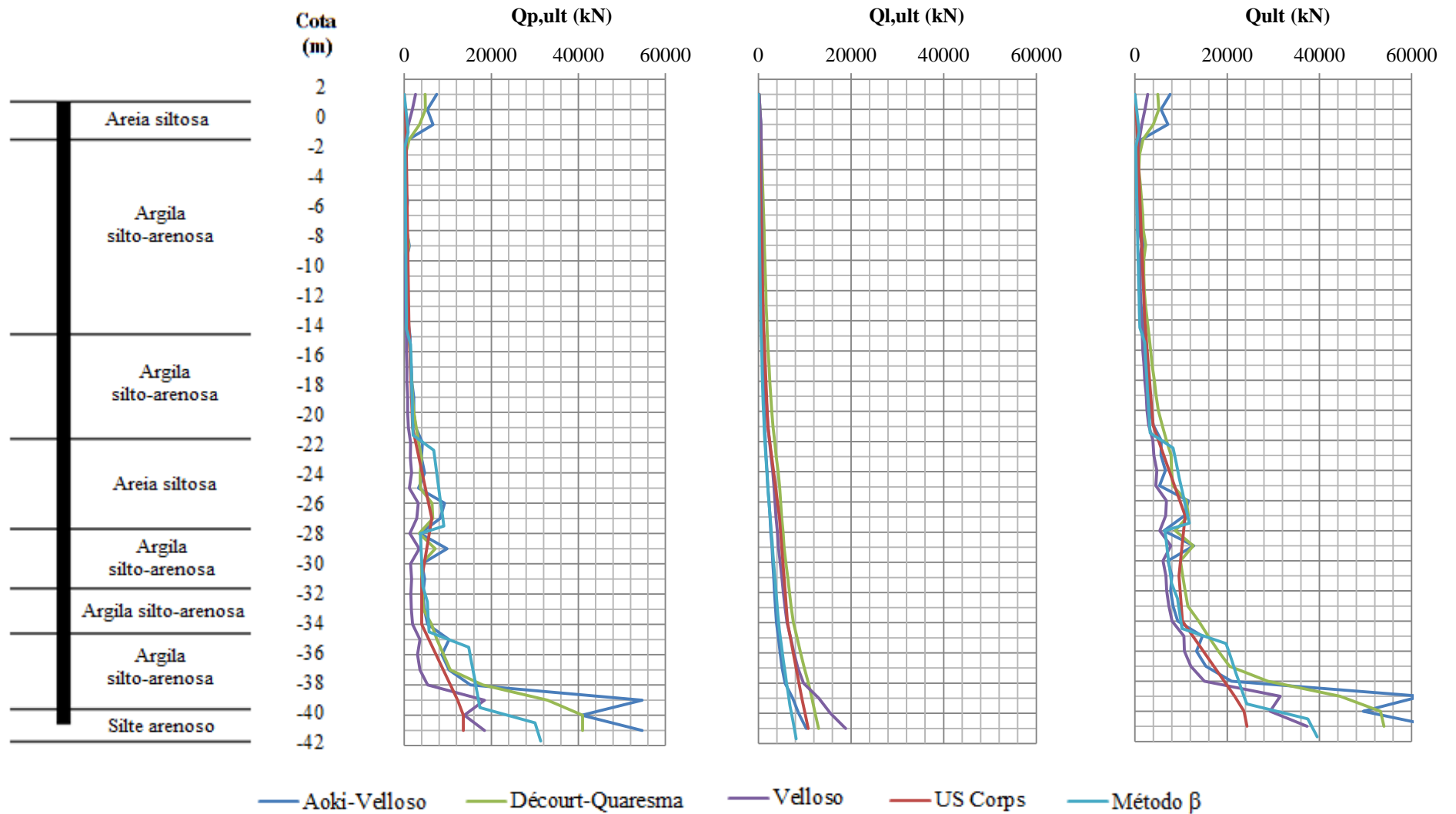
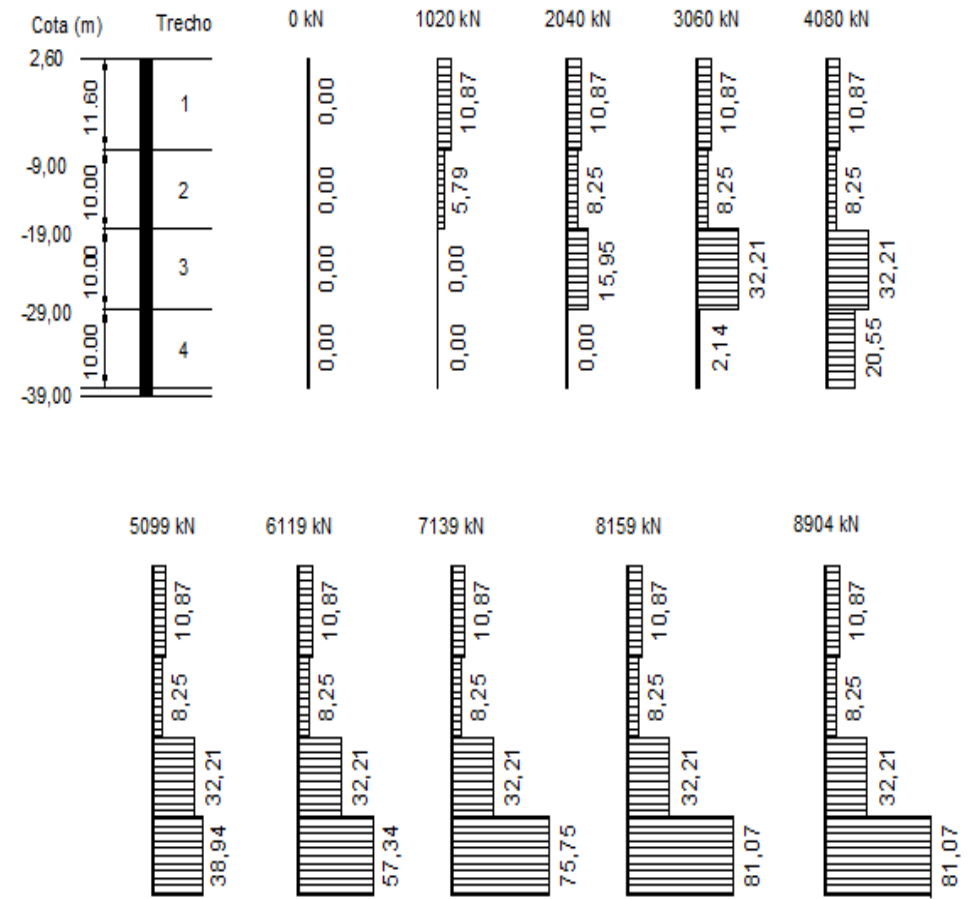
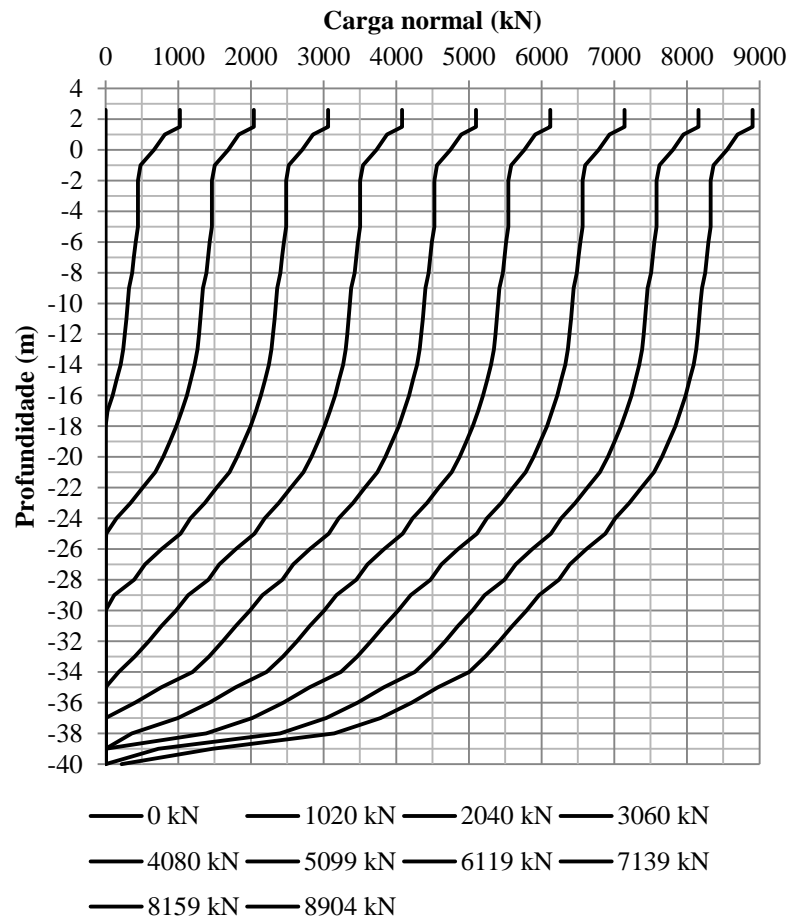


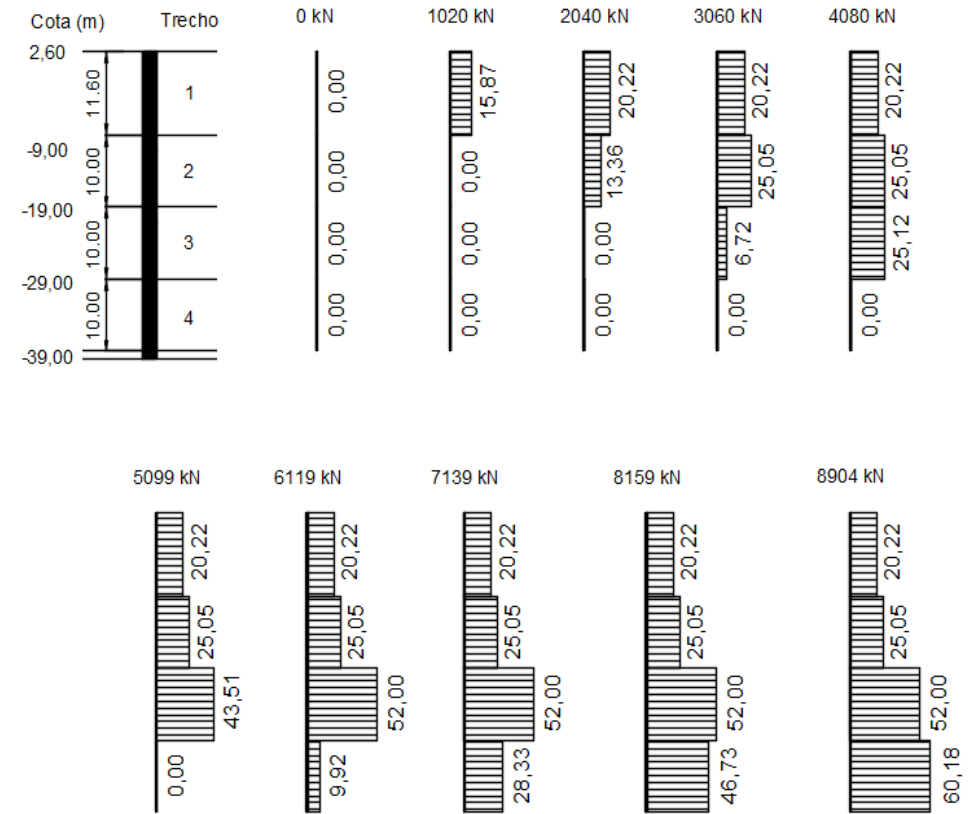
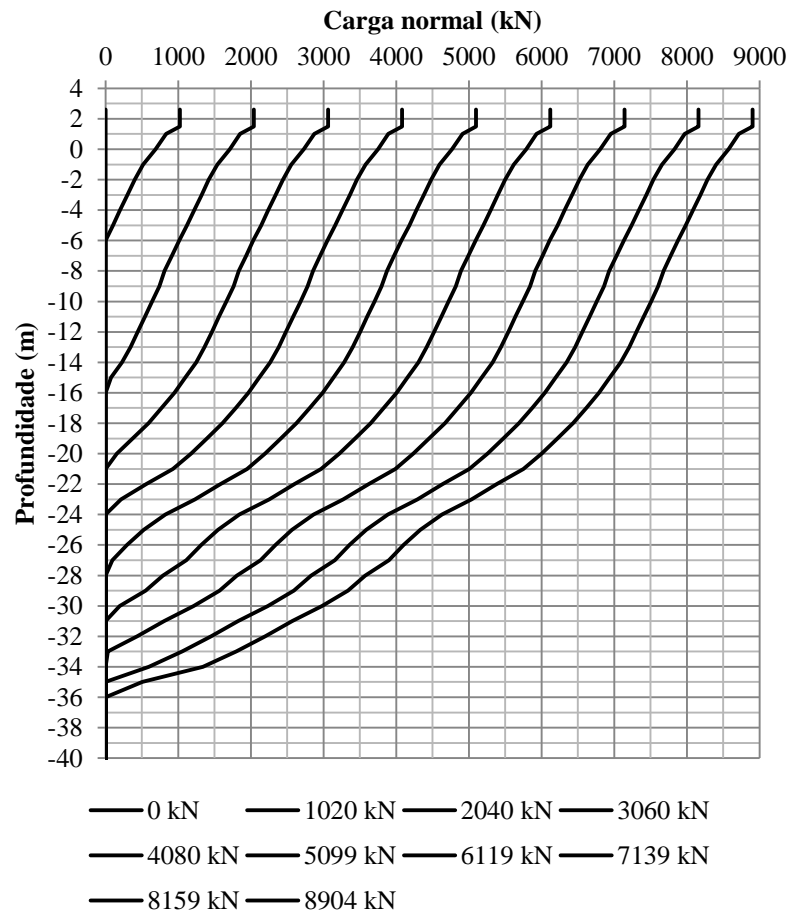
Figura 68 – Estimativa de capacidade de carga (em profundidade) pelos métodos apresentados - E413



(a) Carga normal x profundidade

(b) Diagramas de atrito lateral unitário

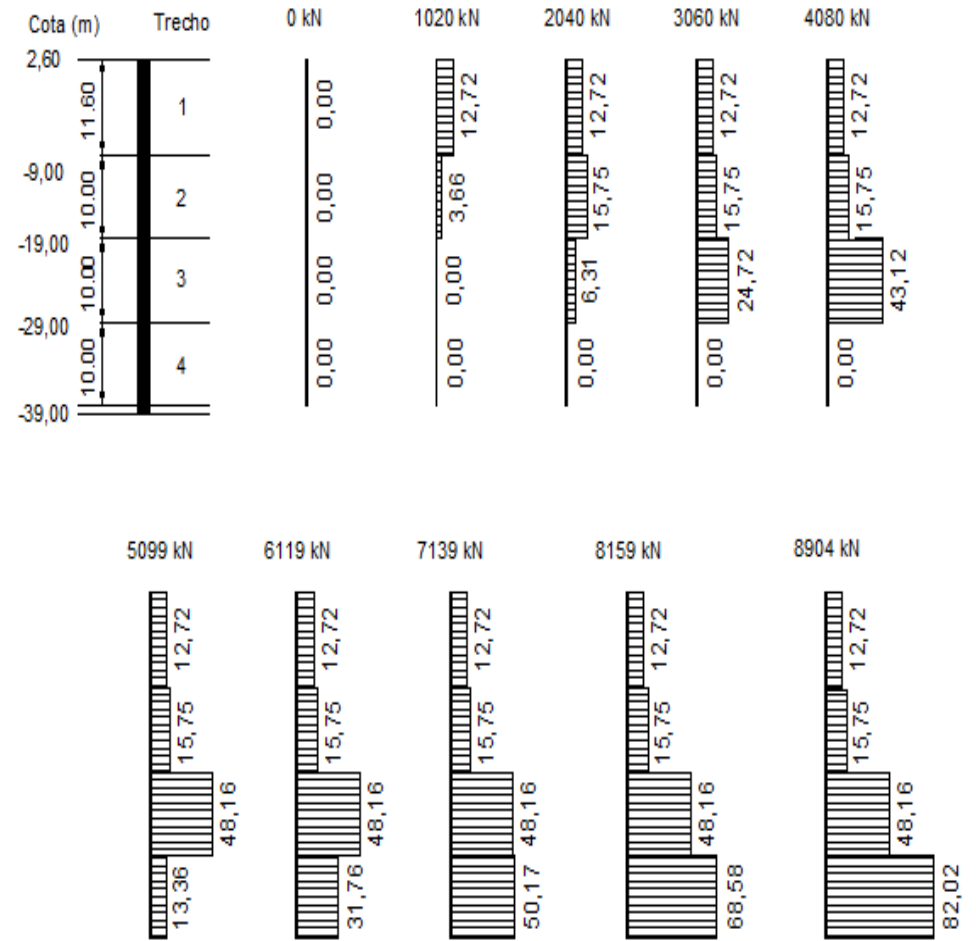
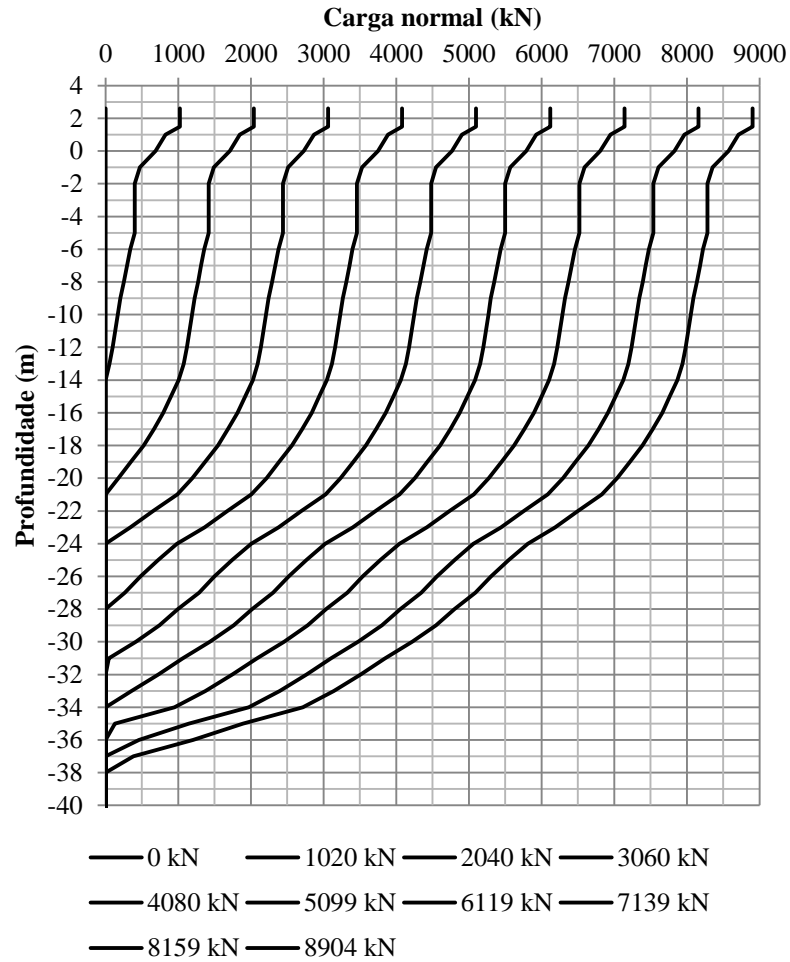
Figura 69 – Diagramas de transferência de carga e atritos unitários mobilizados previstos (TC Aoki e Velloso) - E413



(a) Carga normal x profundidade

(b) Diagramas de atrito lateral unitário

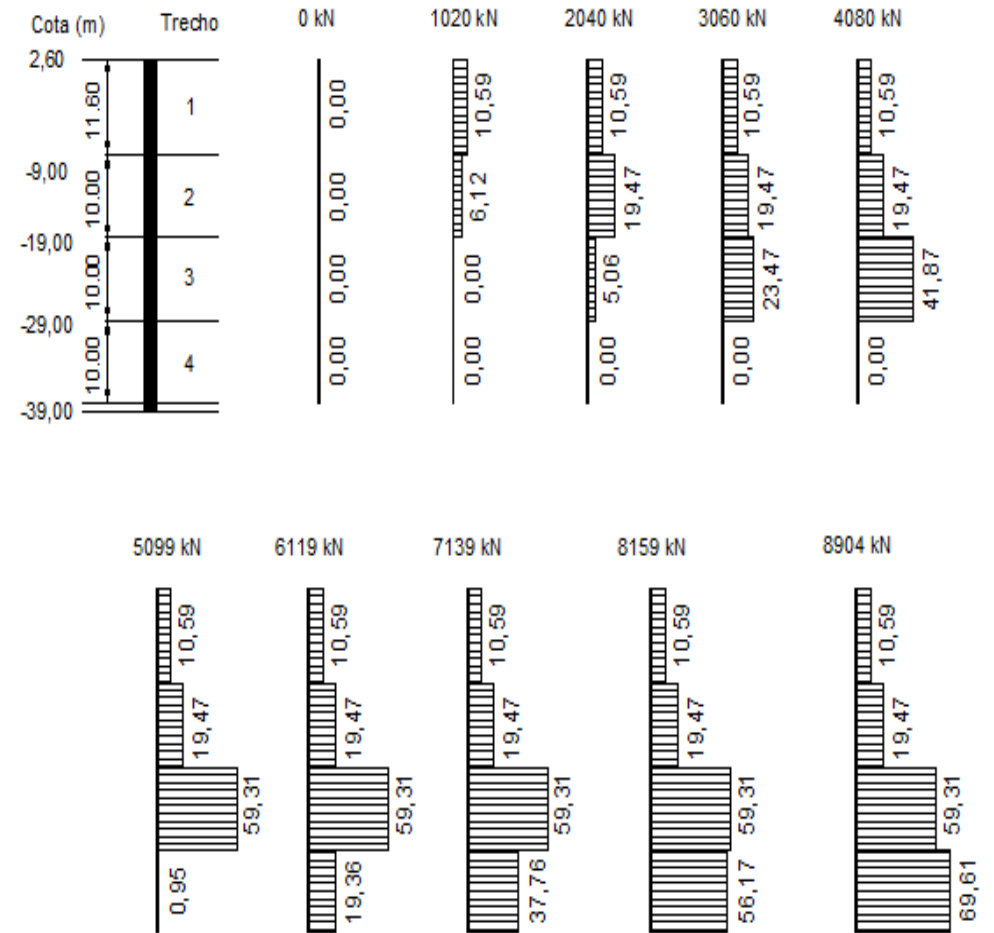
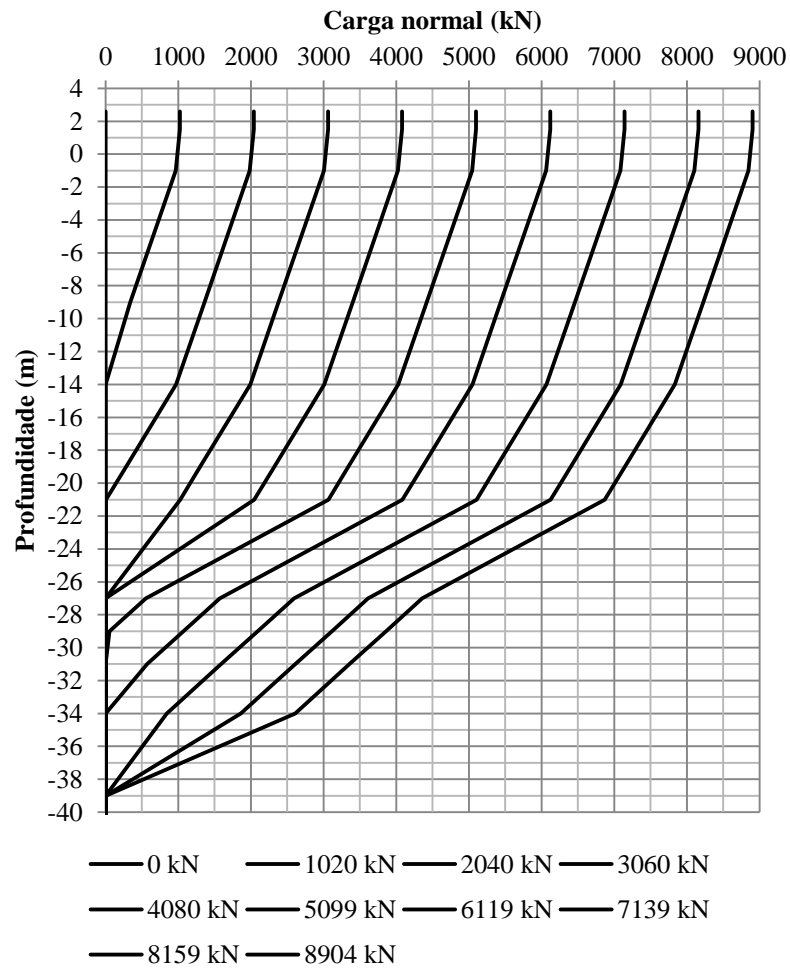
Figura 70 – Diagramas de transferência de carga e atritos unitários mobilizados previstos (TC Décourt e Quaresma) - E413



(a) Carga normal x profundidade

(b) Diagramas de atrito lateral unitário

Figura 71 – Diagramas de transferência de carga e atritos unitários mobilizados previstos (TC Velloso) - E413



(a) Carga normal x profundidade

(b) Diagramas de atrito lateral unitário

Figura 72 – Diagramas de transferência de carga e atritos unitários mobilizados previstos (TC US Army Corps of Engineers) - E413

5.2.4 Previsões do comportamento carga x recalque

As previsões carga x recalque foram realizadas pelos métodos de Vesic (1977), Poulos & Davis (1980) e com as funções de transferência por meio do *software* UniPile 5.0.

A Figura 73 ilustra os resultados pelo método de Vesic, considerando as diferentes transferências de carga dos diferentes métodos de capacidade de carga.

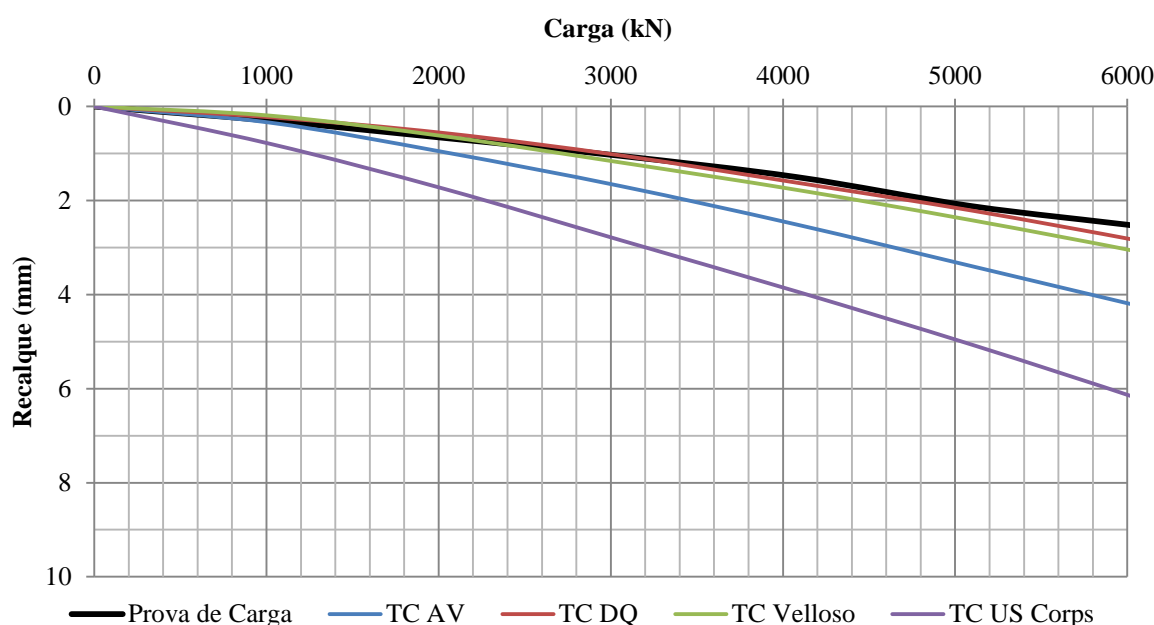


Figura 73 – Previsões de curvas carga x recalque (Metodologia de Vesic) - E413

Observa-se que a curva com comportamento mais rígido corresponde àquela com maior porcentagem de atrito lateral, ou seja, Décourt e Quaresma (1978, 1982) e Velloso (1981), bem semelhantes, seguida da curva de Aoki e Velloso (1975) e US Army Corps of Engineers (2005).

Neste caso, verifica-se que os recalques obtidos considerando as diferentes transferências de carga não indicam a mobilização significativa da resistência de ponta, haja vista a quase linearidade das curvas, e não apresentação de trecho curvo (característico do aumento do recalque quando da mobilização da resistência de ponta). De fato, a curva medida apresenta comportamento sempre linear, indicando a predominância do atrito, até o nível do carregamento máximo do ensaio.

A Figura 74 ilustra os resultados da aplicação do método de Poulos & Davis (1980), em que o modo de transferência de carga não é fornecido, mas sim incorporado à própria estimativa de recalques. São apresentadas, como anteriormente, as curvas correspondentes aos

valores extremos, superior e inferior, das faixas de módulos de elasticidade da estaca e do solo, com as mesmas faixas de E_c e faixa de E_s correspondente à Tabela 23.

Destaca-se também, em relação ao módulo de elasticidade do solo, que foi considerado tanto um perfil se estendendo abaixo no nível da ponta, como a ocorrência de uma fronteira rígida de cerca de dois metros abaixo da base da estaca (correspondente ao impenetrável à percussão da sondagem).

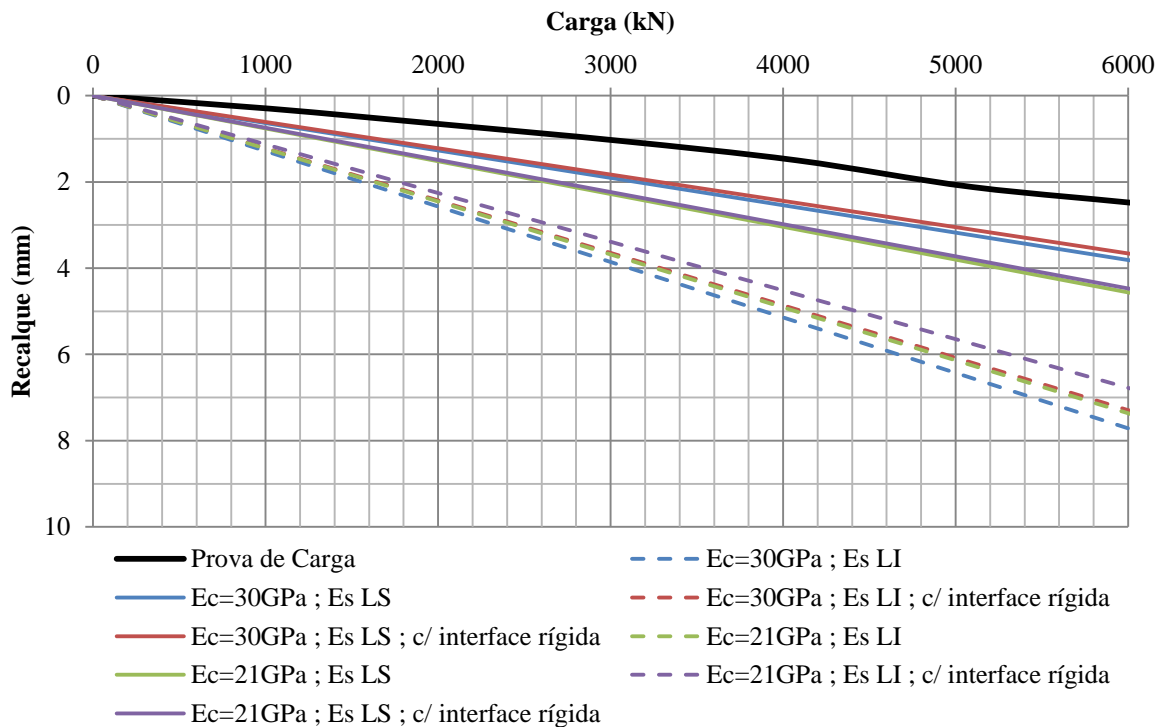


Figura 74 – Previsões de curvas carga x recalque (Metodologia de Poulos e Davis) - E413

A curva que mais se aproximou da prova de carga corresponde à da faixa superior dos módulos de elasticidade (E_c e E_s) e correspondente à ocorrência da fronteira rígida.

Semelhantemente à estaca já analisada anteriormente, destaca-se que o método de Poulos e Davis (1980) indica a relevância dos valores de módulo de elasticidade e da presença da interface rígida, em relação ao modo de transferência.

Em relação às análises com o UniPile, o autor realizou o mesmo procedimento anterior: sem incorporar qualquer informação do ensaio, modelos rígido plástico e elasto-plástico, e retroanalisando as funções de transferência estabelecidas dos resultados do ensaio.

A Figura 75 ilustra os resultados da previsão de recalques utilizando funções de transferência, com o auxílio do software UniPile. O APÊNDICE H mostra as funções de transferência utilizadas para as referidas previsões.

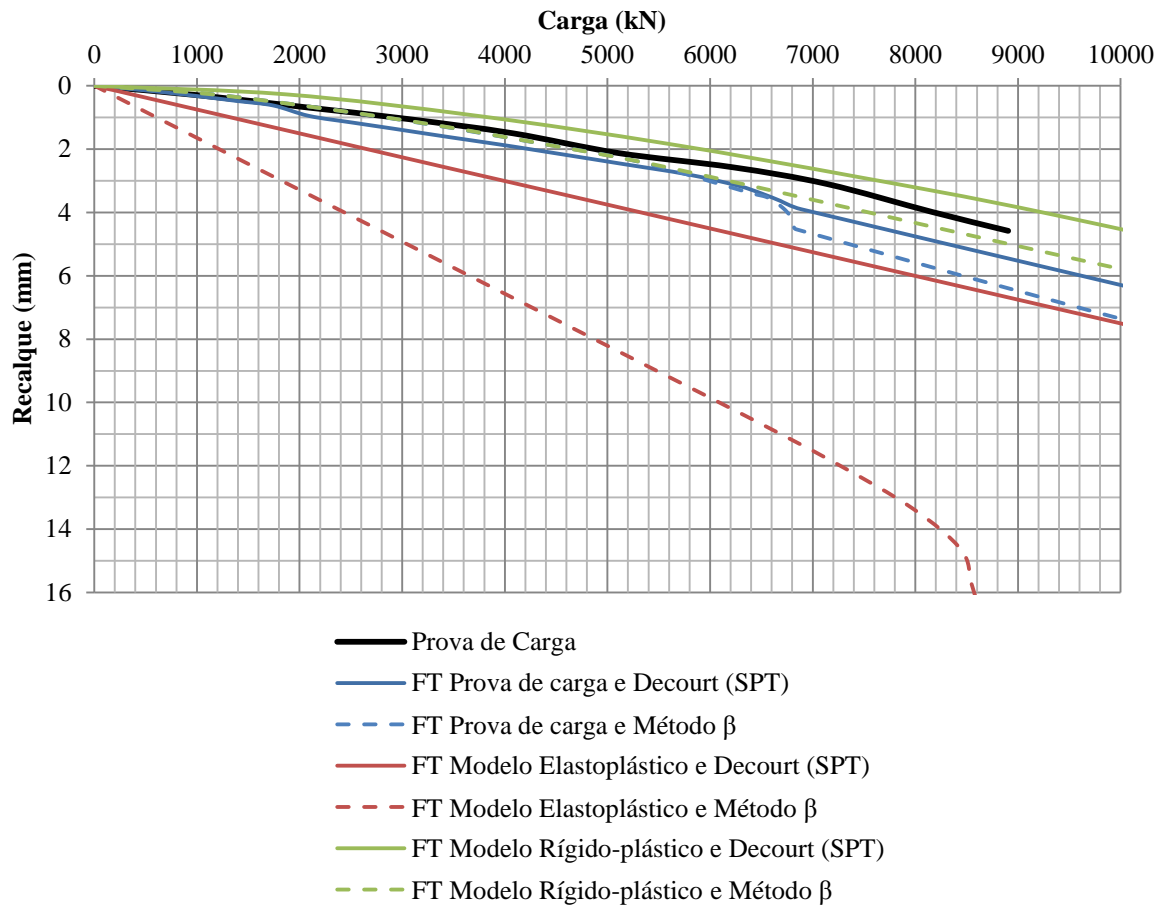


Figura 75 – Previsões de curvas carga x recalque (UniPile) - E413

Semelhantemente à análise da estaca anterior, o modelo rígido plástico, bem como as curvas de transferência obtidas dos ensaios, estão mais próximas da curva experimental, como seria esperado, já que foram observados recalques bem reduzidos no ensaio. Porém, observa-se que o modelo elastoplástico, mas com a transferência obtida de Décourt, também apresentou estimativa adequada, embora um pouco conservativa. Muito provavelmente o atrito mobilizado, durante o ensaio, foi inferior ao atrito disponível na ruptura pelo método de Décourt. Já o método β , com o modelo elastoplástico, apresentou comportamento muito conservativo, revelando mobilização parcial da resistência de ponta, não indicada no ensaio.

5.3 Estudo de Caso 02

Este item exhibe os resultados das análises e discussão dos resultados do Estudo de Caso 02 (Capítulo 4). As curvas carga x recalque previstas, pelas metodologias apresentadas, serão comparadas às da prova de carga.

5.3.1 Resumo das estimativas dos parâmetros geotécnicos

Procedeu-se a estimativa de parâmetros geotécnicos a partir de experiência com solos de características similares e correlações com N_{SPT} (sondagem SP-01), através das tabelas, gráficos e equações expostas no item 1.4 (Tabela 16). É importante destacar que o nível d'água nesta sondagem foi considerado superficial. Adicionalmente, o APÊNDICE J apresenta os cálculos para se chegar aos valores resumidos na Tabela 26.

Tabela 26 – Parâmetros geotécnicos estimados - Obra CONF

Camada	Classificação	N_{SPT} (médio)	$N_{SPT,60}$ (médio)	E_s (MPa)	ν	γ (kN/m ³)	ϕ' (graus)	c' (kPa)
1	Areia siltosa	16,9	20,3	30-145	0.4	19.0	28-32	0-10
2	Areia silto-argilosa	4,5	5,4	3-45	0.3	18.0	25-30	0-10
3	Argila arenosa	2,2	2,6	5-11	0.4	15.0	22-28	5-15
4	Areia siltosa	40,6 (27,0)	48,7 (32,4)	85-505 (57-275)	0.4 (0.4)	20.0 (19.0)	34-38 (32-36)	5-15 (5-15)
5	Argila arenosa	3,5	4,2	7-16	0.4	15.0	22-28	5-15
6	Areia siltosa	5,5	6,6	5-50	0.3	18.0	25-30	0-10
7	Argila arenosa	5,4	6,5	11-22	0.4	15.0	22-28	5-15
8	Areia siltosa	12,0	14,4	17-100	0.3	19.0	30-35	5-15
9	Areia silto-argilosa	17,3	20,8	28-148	0.4	20.0	30-35	10-20

5.3.2 Capacidade de carga

As estimativas de capacidade de carga de fundações profundas foram realizadas pelos mesmos métodos analisados anteriormente.

Nas considerações de cálculo, foi adotado o perímetro colado para a previsão da carga resistida pelo atrito lateral, e a área circunscrita para a previsão da carga resistida pela ponta. A estimativa de capacidade de carga foi realizada na cota -49m, correspondente ao assentamento da base da estaca.

A partir dos resultados da prova de carga estática, e considerando que a prova de carga foi interrompida no início da plastificação do sistema estaca-solo (Figura 3b), a estimativa da carga de ruptura foi feita por dois métodos de extrapolação da curva carga-recalque: critério da ABNT NBR 6122 (2010) e metodologia de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976).

O APÊNDICE K exhibe as planilhas de cálculo para os métodos supracitados. Para a estimativa com auxílio do UniPile 5.0, “Método β ”, utilizou-se os parâmetros da Tabela 27.

Tabela 27 – Parâmetros adotados na estimativa pelo “Método β ” - Obra CONF

Camada	Classificação	N _{SPT} (médio)	β	N _t
1	Areia siltosa	16,9	0,35	60
2	Areia silto-argilosa	4,5	0,25	10
3	Argila arenosa	2,2	0,15	5
4	Areia siltosa	40,6 (27,0)	0,50 (0,35)	75 (30)
5	Argila arenosa	3,5	0,15	5
6	Areia siltosa	5,5	0,25	10
7	Argila arenosa	5,4	0,15	5
8	Areia siltosa	12,0	0,30	55
9	Areia silto-argilosa	17,3	0,35	70

A Figura 76 e a Tabela 28 mostram uma comparação das previsões de capacidade de carga pelos métodos estáticos e pela extrapolação da curva carga-recalque da prova de carga apresentada no Capítulo 4. Já as Figuras 77 e 78 ilustram as estimativas de capacidade de carga (Q_p , Q_l e Q_{ult}), em profundidade, pelos métodos apresentados anteriormente.

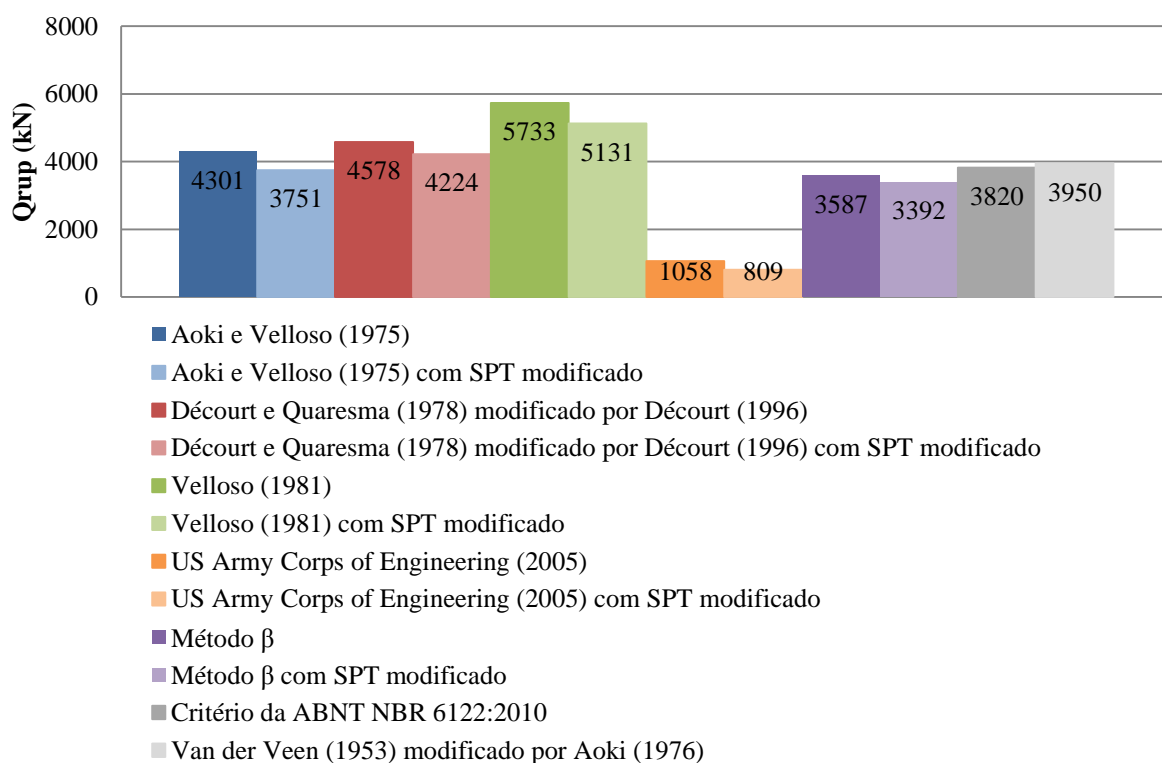


Figura 76 – Comparação das previsões de capacidade de carga - Obra CONF

Para o assentamento na cota -49m verifica-se que a estimativa pela metodologia do US Army Corps of Engineering (2005) com os valores de SPT modificado gerou os valores mais baixos de capacidade de carga por atrito lateral e de ponta. Por outro lado, os valores mais

elevados para o atrito lateral e ponta foram obtidos pela metodologia de Velloso (1981) e pela metodologia proposta por Décourt e Quaresma (1978, 1982) modificado por Décourt (1996), respectivamente. Os métodos de cálculo que mais se aproximaram dos resultados da prova de carga foram o método β e o de Aoki e Velloso (1975) com o SPT modificado.

Tabela 28 – Comparação das previsões de capacidade de carga na cota -49m - Obra CONF

Método de previsão	Q_l (kN)	Q_p (kN)	Q_{rup} (kN)
Aoki e Velloso (1975) com SPT original	3972 (92,4%)	329 (7,6%)	4301
Aoki e Velloso (1975) com SPT modificado	3422 (91,2%)	329 (8,8%)	3751
Décourt e Quaresma (1978, 1982) modificado por Décourt (1996) com SPT original	4053 (88,5%)	525 (11,5%)	4578
Décourt e Quaresma (1978, 1982) modificado por Décourt (1996) com SPT modificado	3699 (87,6%)	525 (12,4%)	4224
Velloso (1981) com SPT original	5377 (93,8%)	356 (6,2%)	5733
Velloso (1981) com SPT modificado	4775 (93,1%)	356 (6,9%)	5131
US Army Corps of Engineering (2005) com SPT original	938 (88,7%)	120 (11,3%)	1058
US Army Corps of Engineering (2005) com SPT modificado	689 (85,2%)	120 (14,8%)	809
Método β (através do software UniPile 5.0) com SPT original	3336 (93,0%)	252 (7,0%)	3587
Método β (através do software UniPile 5.0) com SPT modificado	3141 (92,6%)	252 (7,4%)	3392
Critério da ABNT NBR 6122 (2010)	-	-	3820
Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976)	-	-	3950

5.3.3 Transferência de carga

As Figuras 79 a 86 exibem os diagramas previstos de transferência de carga normal em profundidade e atrito lateral unitário mobilizado. Ademais, os diagramas de transferência de carga da estaca do Estudo de Caso 02, extraídos do software UniPile, podem ser visualizados no APÊNDICE M.

Destaca-se que em função do modelo simplificado para previsão da transferência de carga em profundidade, apresentado no item 1.2, todos os diagramas de transferência deste item apresentaram um comportamento diferente do obtido a partir dos resultados da prova de carga. Como o atrito lateral é mobilizado antes da resistência na base, somente após boa parte do atrito estar esgotado é que começa a mobilização da resistência de ponta. De forma simplificada, admitiu-se que a reação na base só se inicia após a total mobilização do atrito lateral.

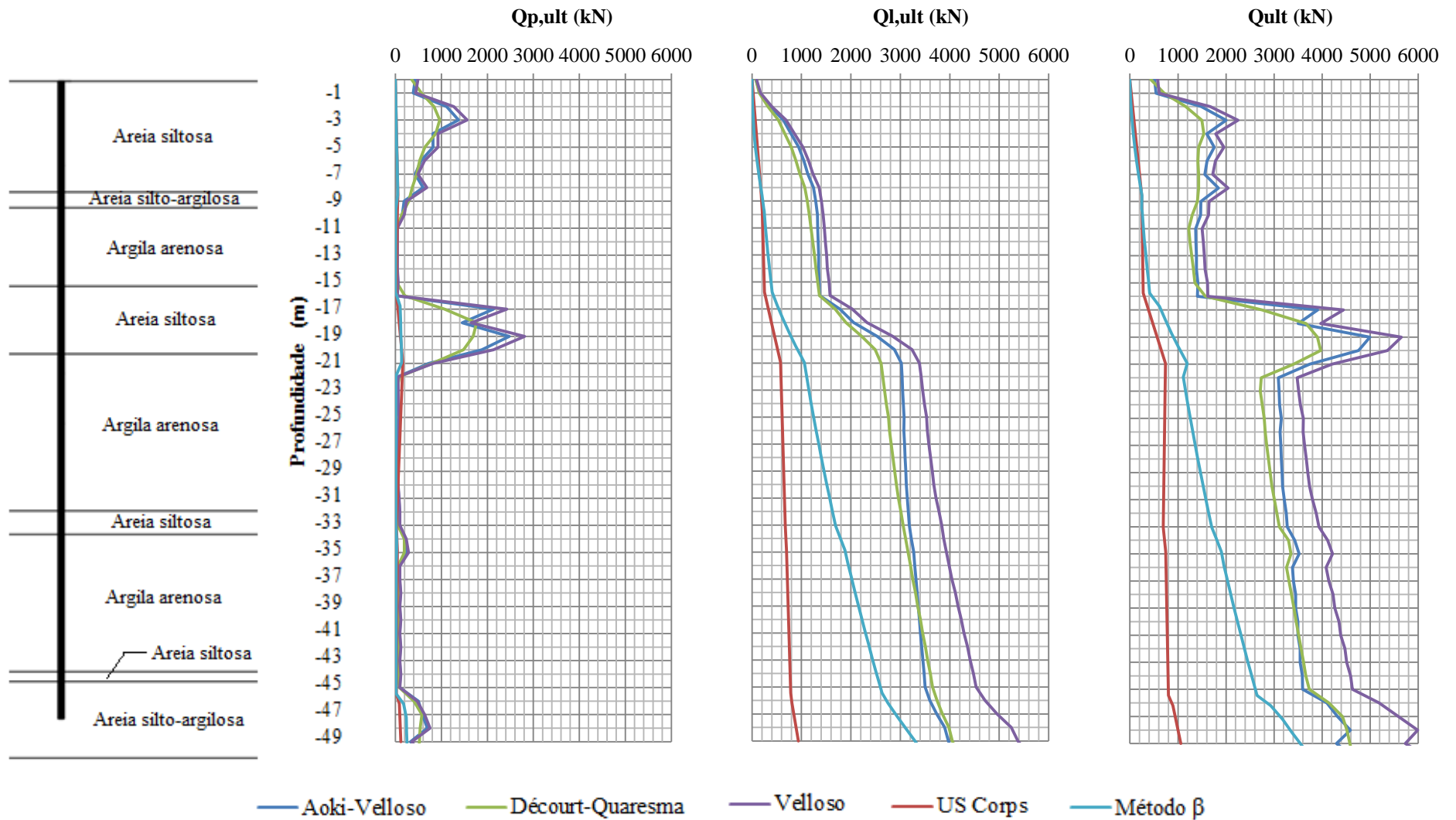


Figura 77 – Estimativa de capacidade de carga (em profundidade) pelos métodos apresentados - Obra CONF

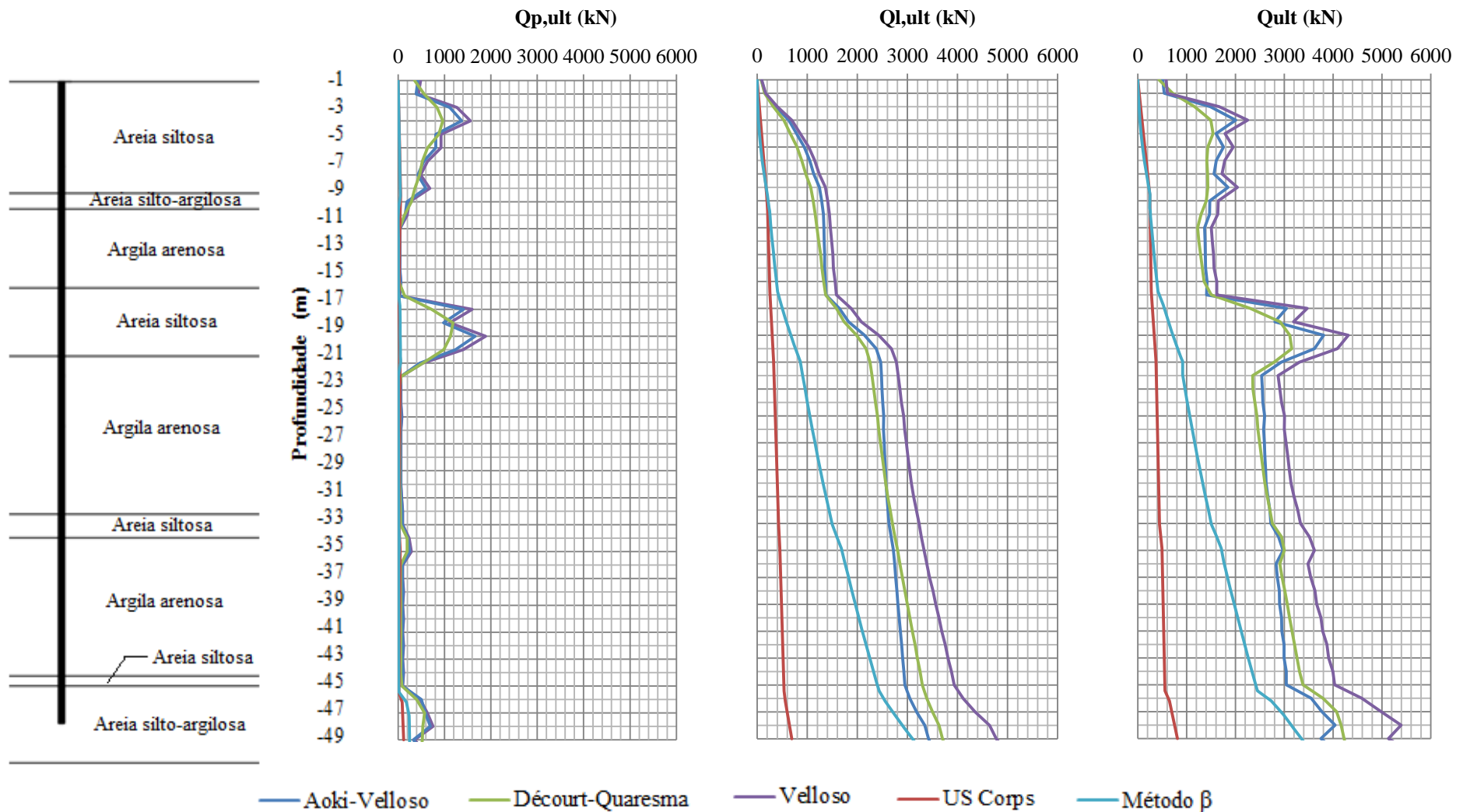
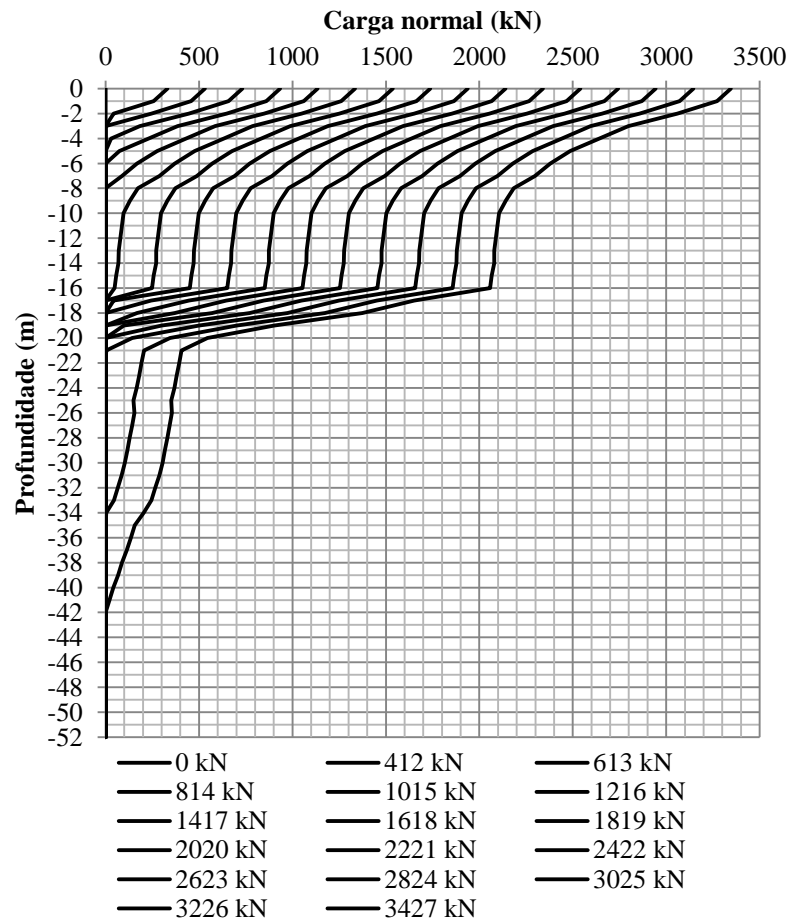
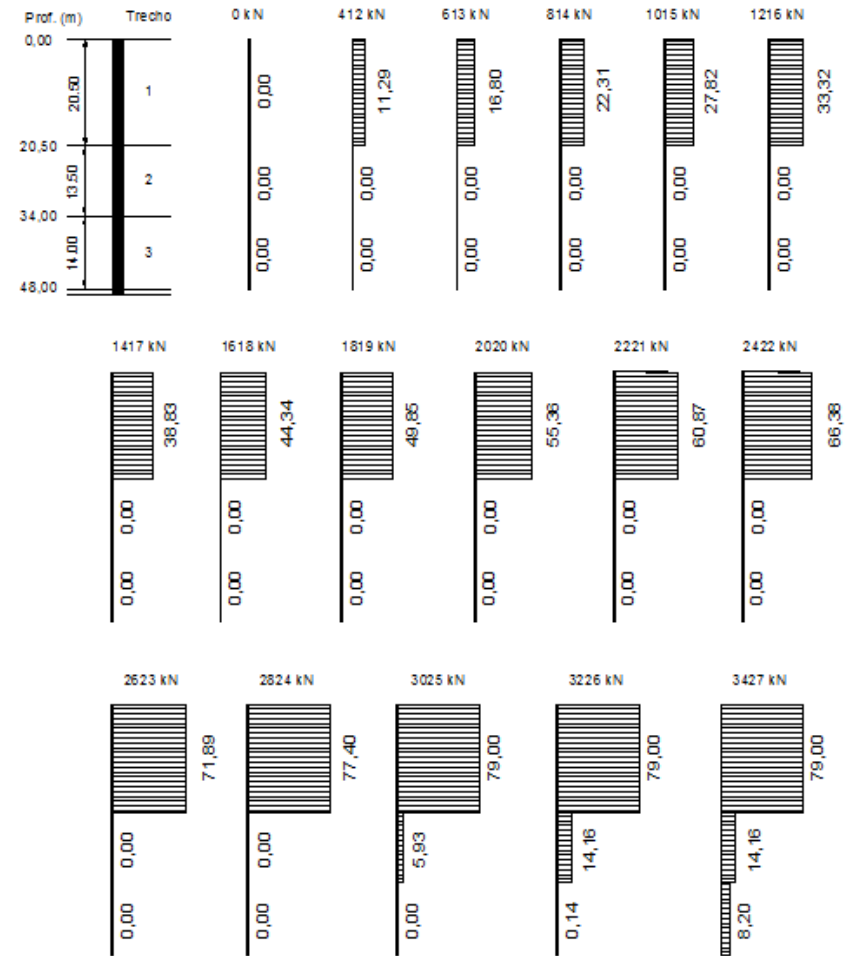


Figura 78 – Estimativa de capacidade de carga (em profundidade) pelos métodos apresentados - Obra CONF (SPT modificado)

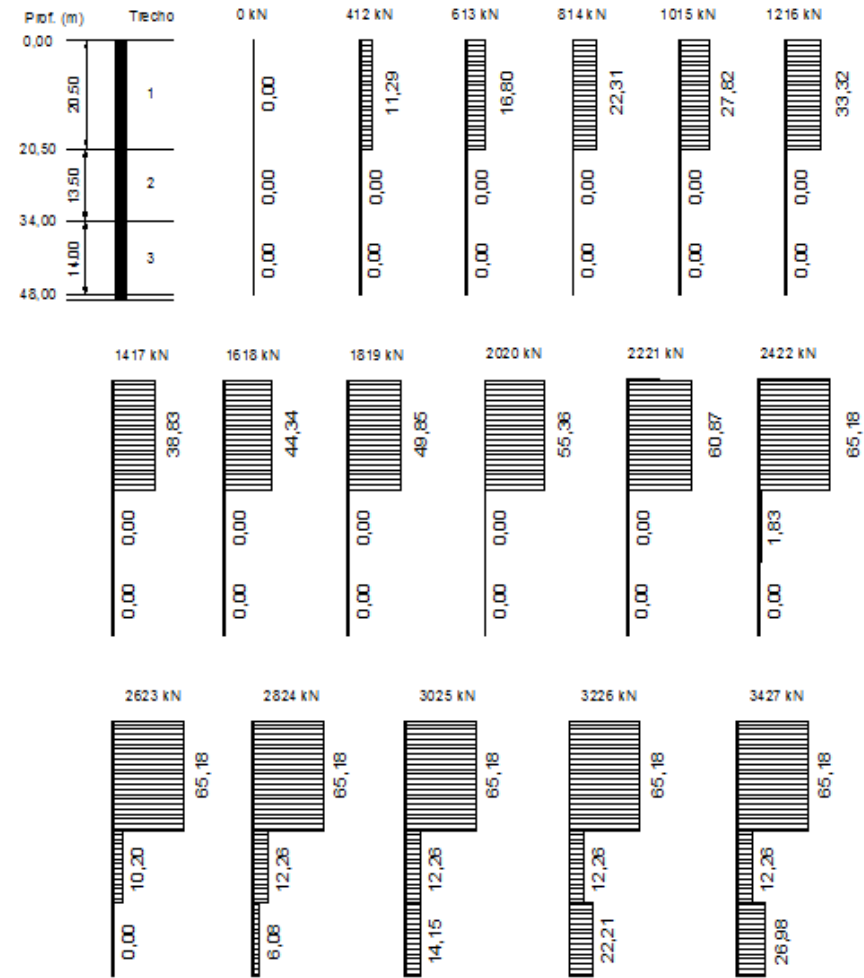
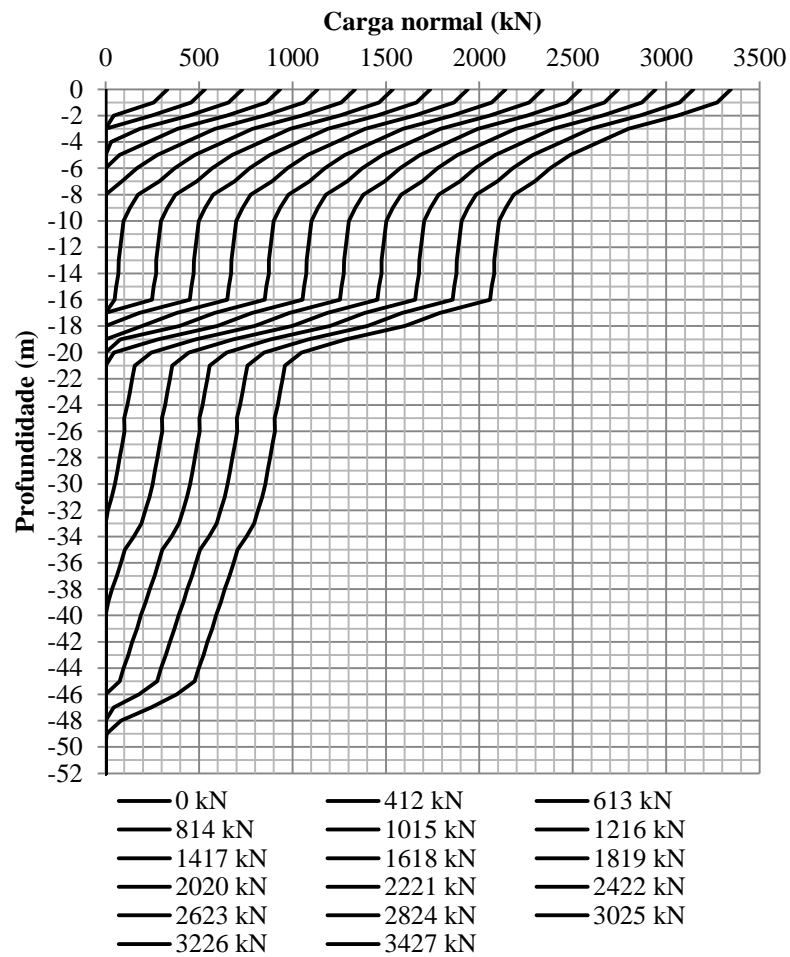


(a) Carga normal x profundidade



(b) Diagramas de atrito lateral unitário

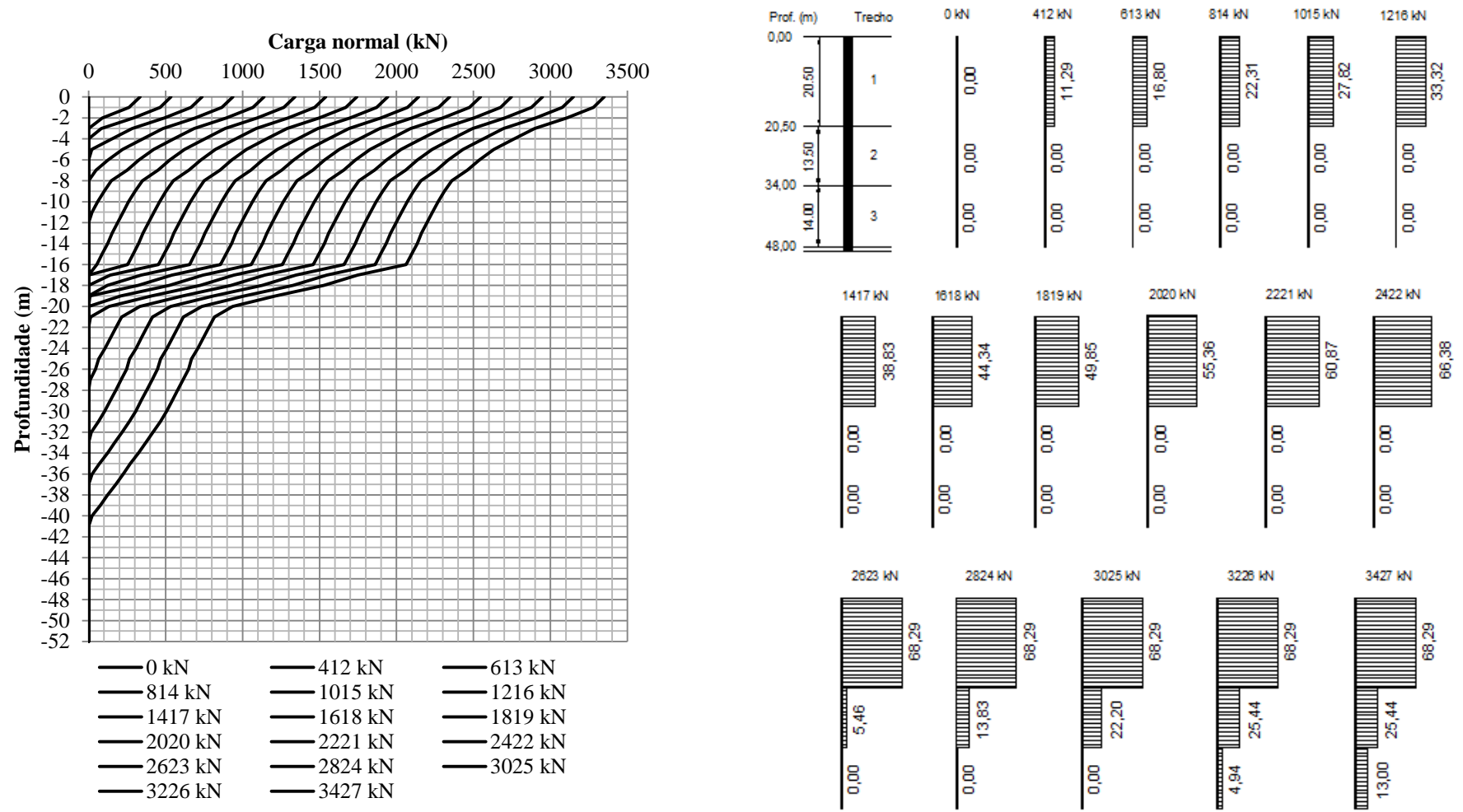
Figura 79 – Diagramas de transferência de carga e atritos unitários mobilizados previstos (TC Aoki e Velloso) - Obra CONF



(a) Carga normal x profundidade

(b) Diagramas de atrito lateral unitário

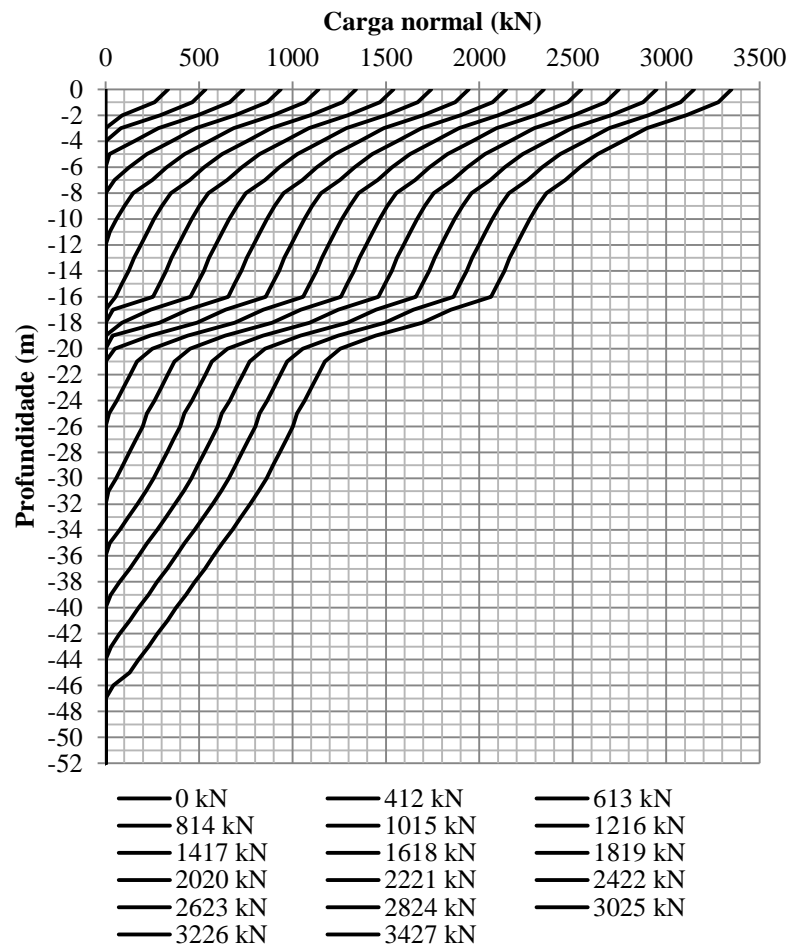
Figura 80 – Diagramas de transferência de carga e atritos unitários mobilizados previstos (TC Aoki e Velloso com SPT modificado) - Obra CONF



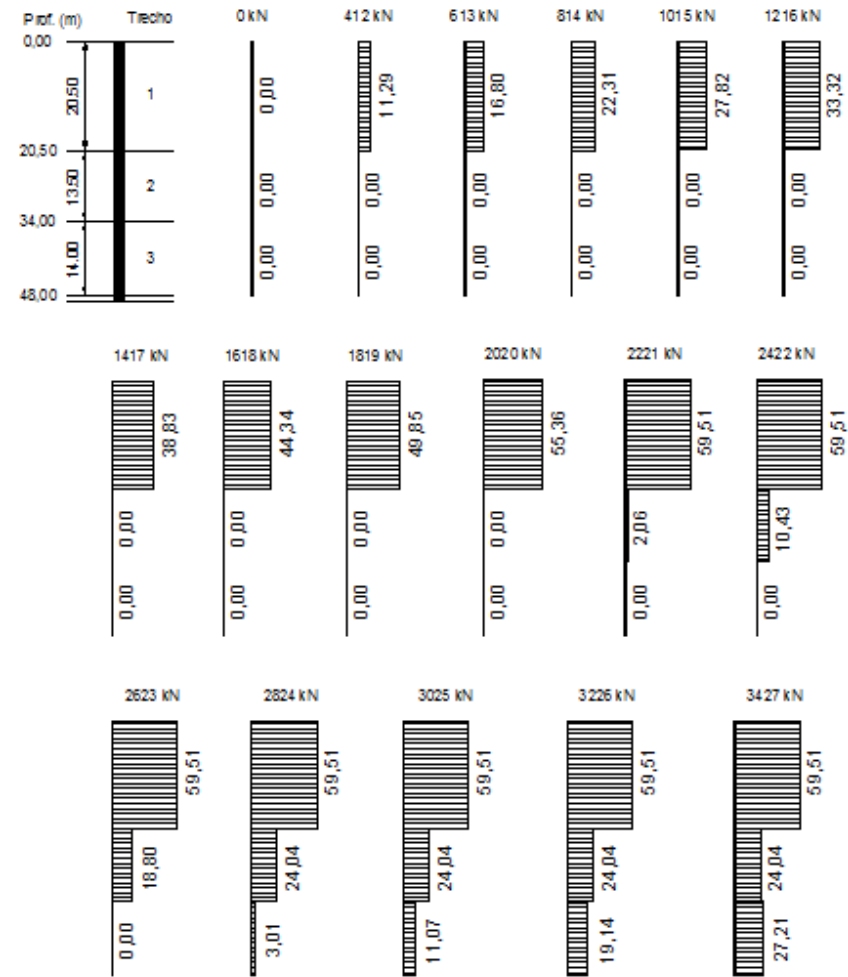
(a) Carga normal x profundidade

(b) Diagramas de atrito lateral unitário

Figura 81 – Diagramas de transferência de carga e atritos unitários mobilizados previstos (TC Decourt e Quaresma) - Obra CONF

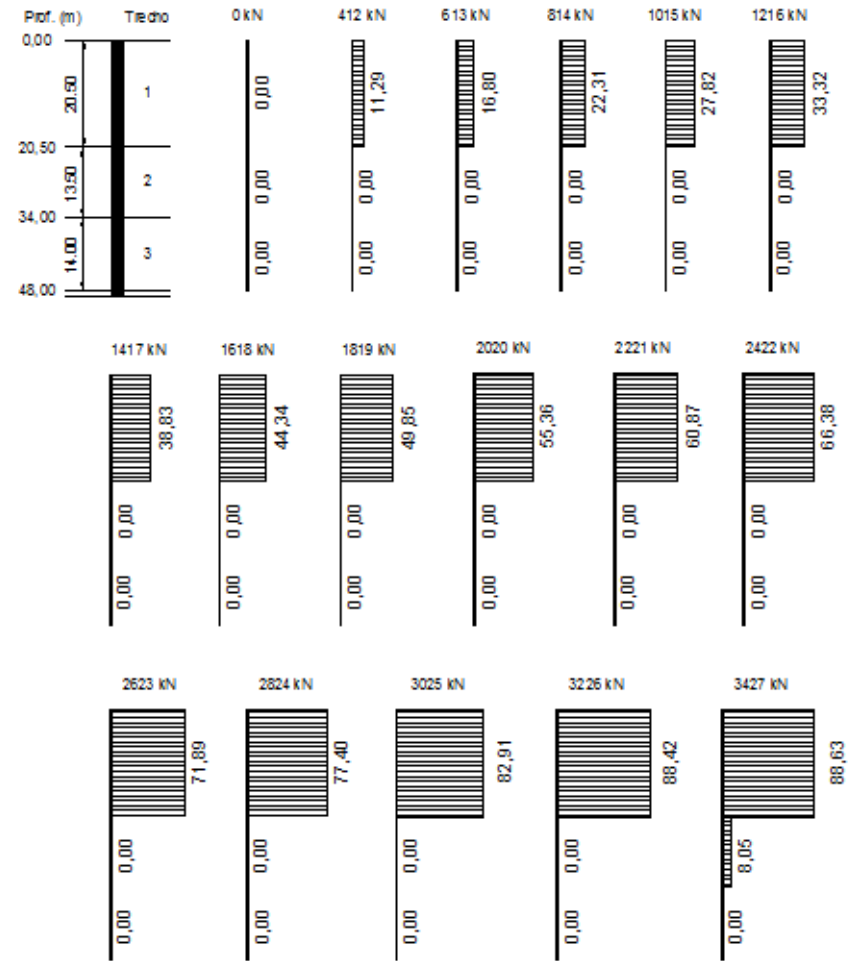
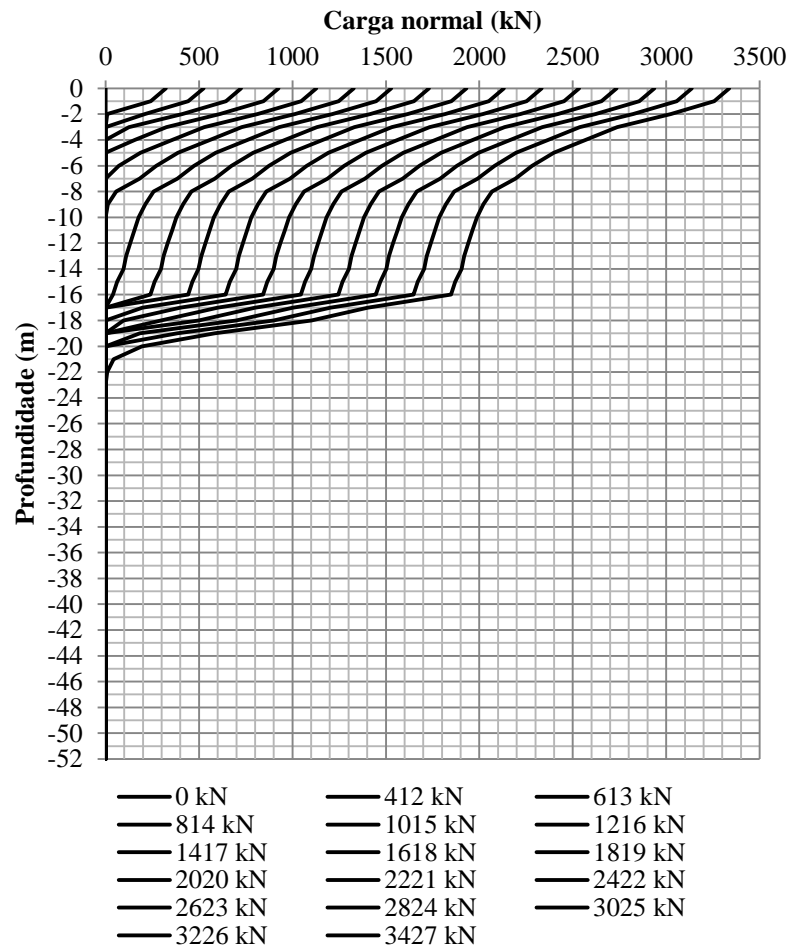


(a) Carga normal x profundidade



(b) Diagramas de atrito lateral unitário

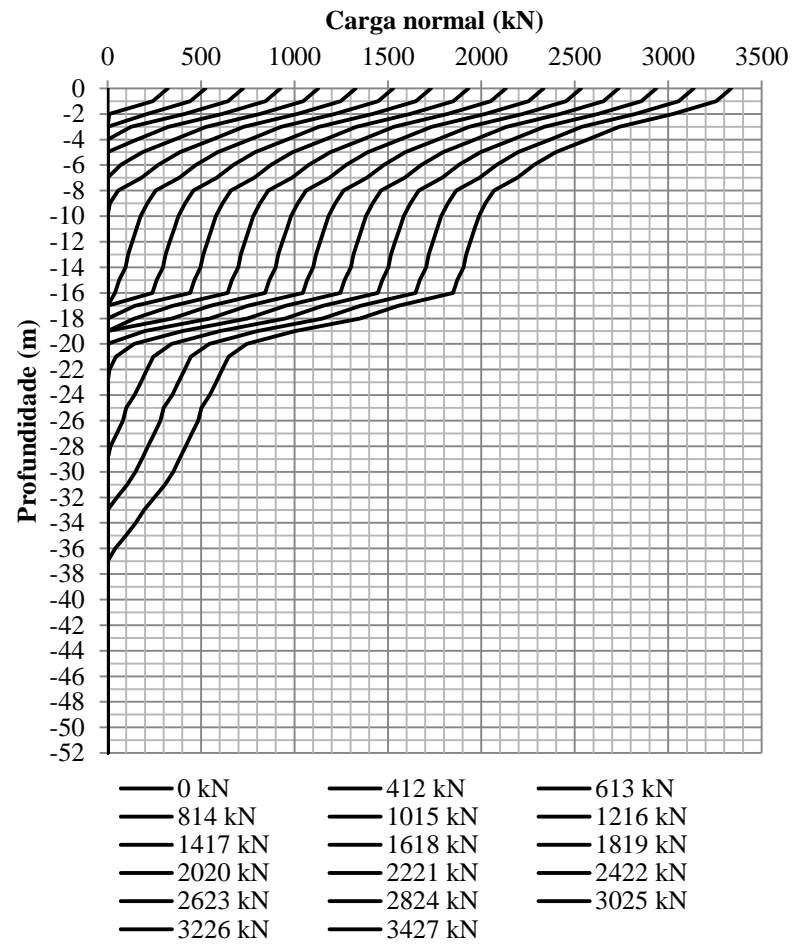
Figura 82 – Diagramas de transferência de carga e atritos unitários mobilizados previstos (TC Decourt e Quaresma com SPT modificado) - Obra CONF



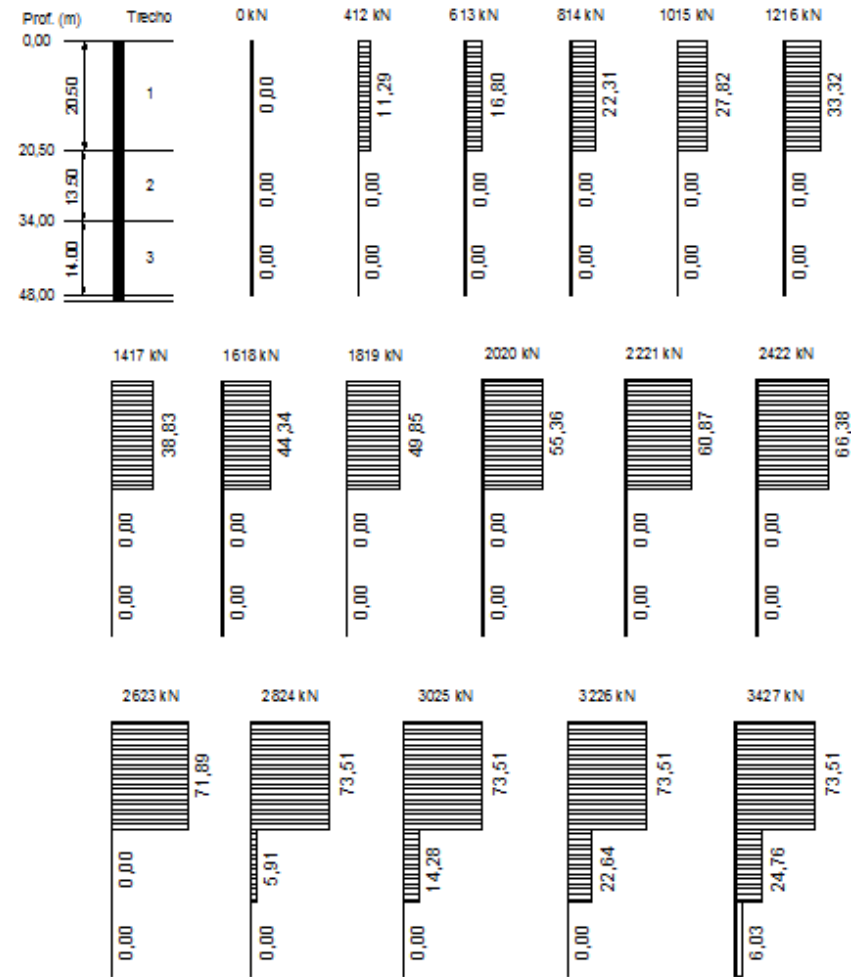
(a) Carga normal x profundidade

(b) Diagramas de atrito lateral unitário

Figura 83 – Diagramas de transferência de carga e atritos unitários mobilizados previstos (TC Velloso) - Obra CONF

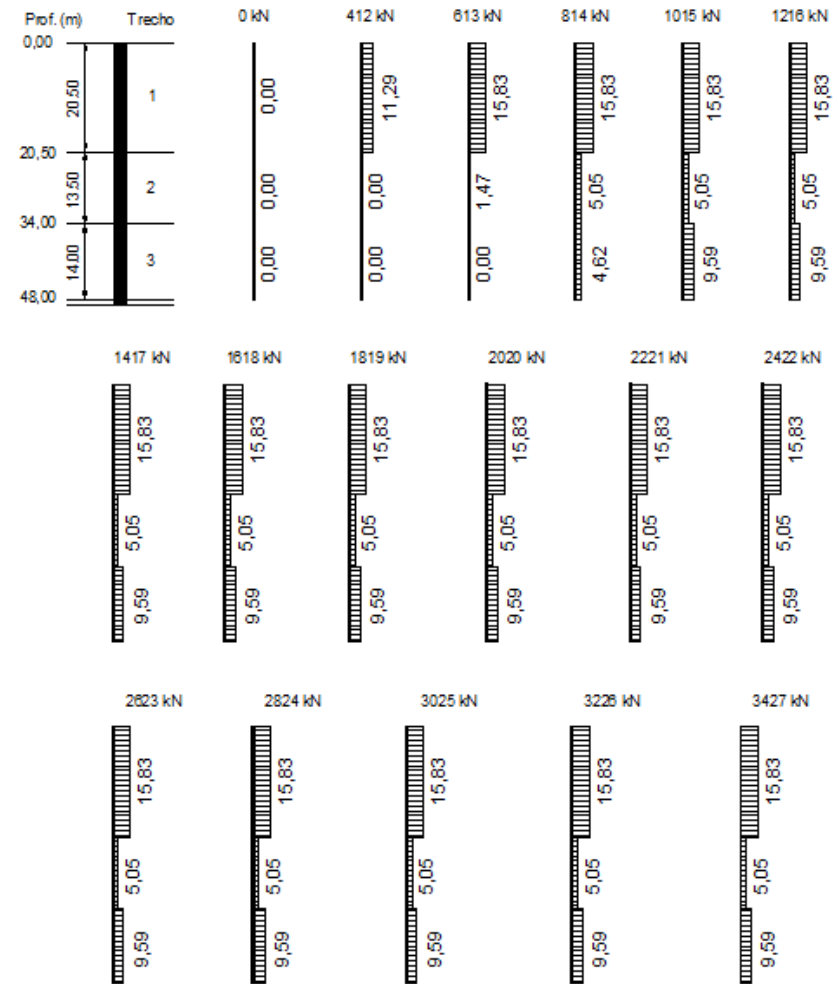
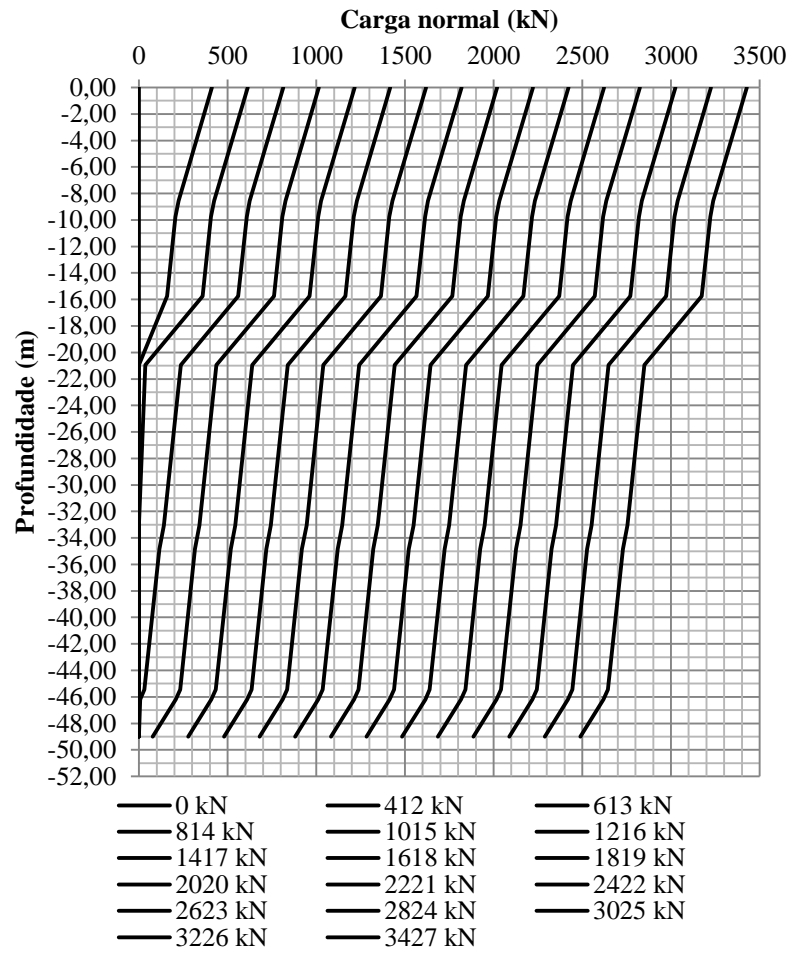


(a) Carga normal x profundidade



(b) Diagramas de atrito lateral unitário

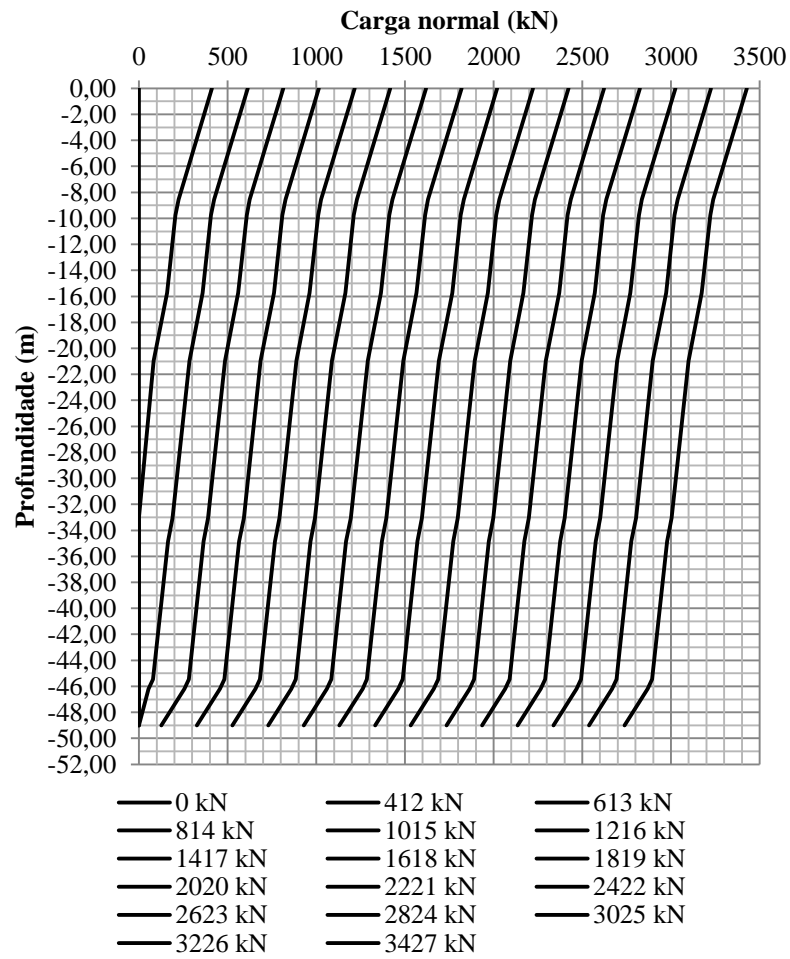
Figura 84 – Diagramas de transferência de carga e atritos unitários mobilizados previstos (TC Velloso com SPT modificado) - Obra CONF



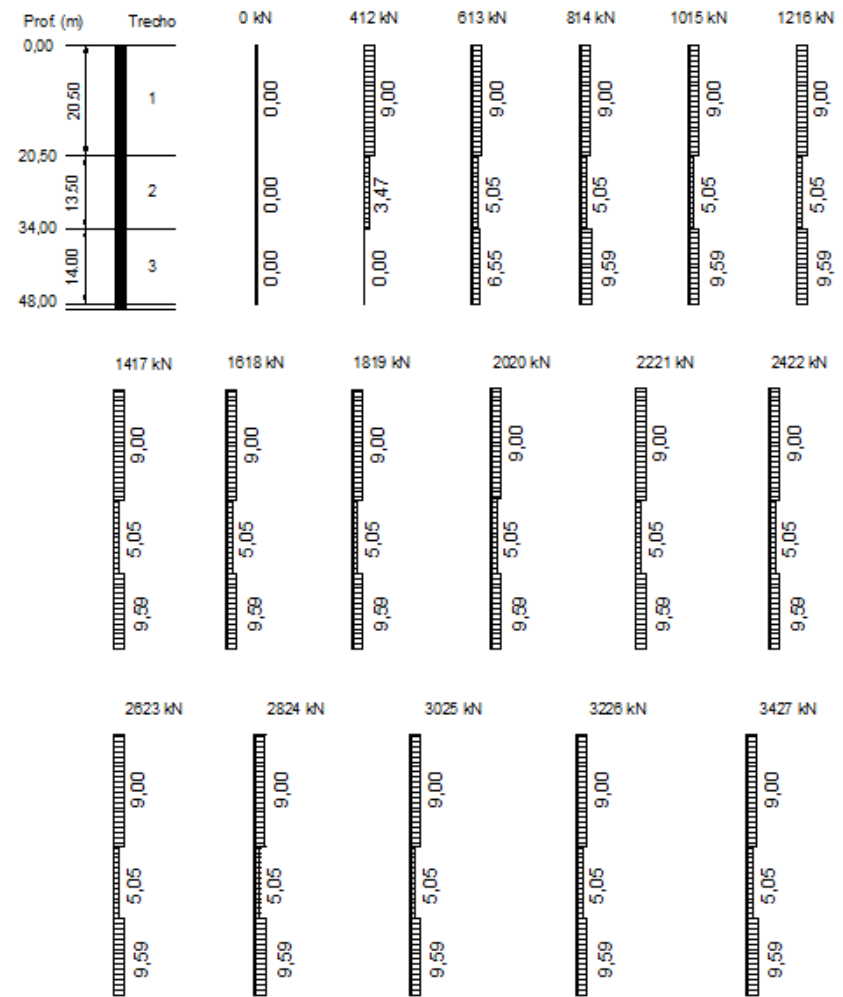
(a) Carga normal x profundidade

(b) Diagramas de atrito lateral unitário

Figura 85 – Diagramas de transferência de carga e atritos unitários mobilizados previstos (TC US Army Corps of Engineers) - Obra CONF



(a) Carga normal x profundidade



(b) Diagramas de atrito lateral unitário

Figura 86 – Diagramas de transferência de carga e atritos unitários mobilizados previstos (TC US Corps of Engineers_com SPT modificado) - Obra CONF

5.3.4 Previsão do comportamento carga x recalque

As previsões do comportamento carga x recalque foram realizadas pelos métodos de Vesic (1977), Poulos & Davis (1980) e com as funções de transferência por meio do *software* UniPile 5.0.

A Figura 87 ilustra os resultados da previsão de recalques pelo método de Vesic, considerando as diferentes transferências de carga dos diferentes métodos de capacidade de carga.

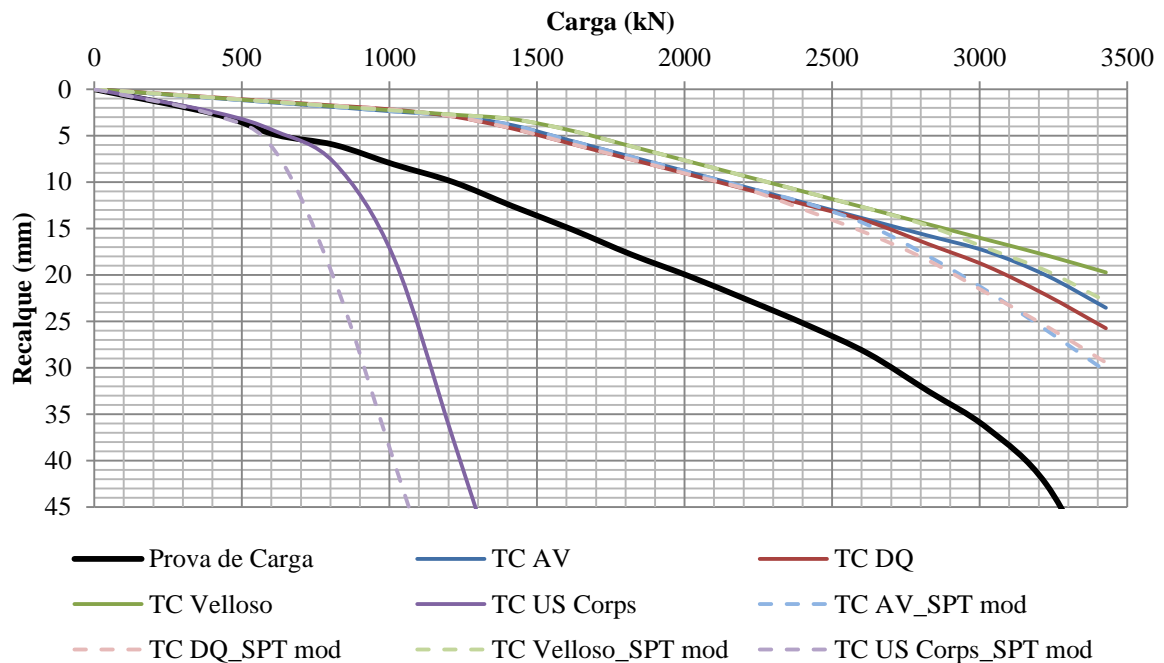


Figura 87 – Previsões de curvas carga x recalque (Metodologia de Vesic) - Obra CONF

Exceto para o método do US Corps, cujas resistências unitárias (ponta e atrito) são muito conservativas, os demais métodos apresentaram comportamento mais rígido do que o experimental, diferentemente dos resultados das estacas escavadas. O autor atribui este fato, possivelmente, aos valores de C_s e C_p , propostos por Vesic para as estacas cravadas, que têm um papel semelhante ao do E_s . Sendo o método de Vesic de natureza empírica, os autores não consideram o valor de E_s diretamente, mas sim de forma indireta. Este é um aspecto a ser analisado em trabalhos futuros, numa análise de um banco de dados mais extenso de provas de carga em estacas cravadas.

A Figura 88 ilustra os resultados da aplicação do método de Poulos & Davis (1980). Cabe salientar que, diferentemente do método de estimativa de recalques de Vesic, o modo de

transferência de carga não é fornecido, mas sim incorporado à própria estimativa de recalques pelo método.

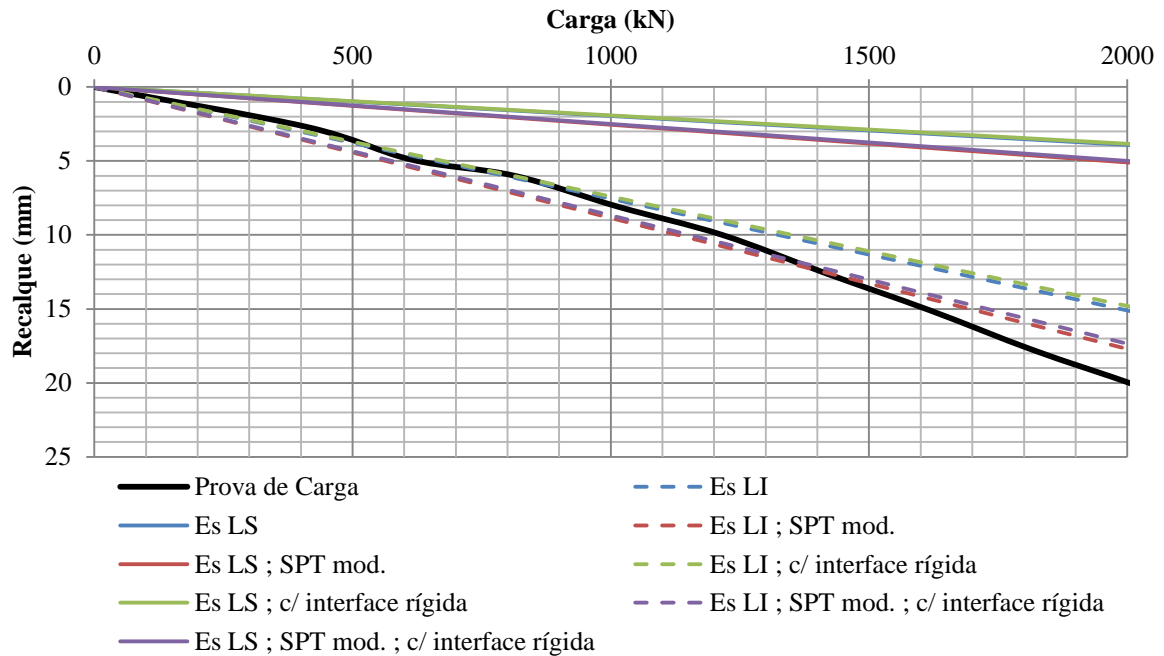


Figura 88 – Previsões de curvas carga x recalque (Metodologia de Poulos e Davis)

Para esta estaca, não há incerteza quando ao módulo de elasticidade da estaca, mas apenas do solo. Ao considerar ou não a interface rígida, não se observou distinção na curva carga-recalque. A interface rígida, neste caso, foi considerada a 3m abaixo da ponta das estacas, ou seja, a 10 diâmetros abaixo da ponta. Como o atrito foi transferido, predominantemente, no trecho mais superior da estaca, a influência da interface rígida foi menor, neste caso, do que no caso das estacas escavadas, em que a profundidade rígida se encontrava entre 2 e 7 diâmetros abaixo da ponta.

Observa-se também que os resultados da prova de carga se aproximaram mais da faixa inferior dos módulos de compressibilidade do solo, no caso das estacas cravadas.

Num primeiro momento, o autor estranhou este resultado. Porém, ao procurar na literatura, o autor verificou que Velloso e Lopes (2010), ao registrar maiores valores de G retroanalizados em um banco de dados de estacas escavadas, em relação às cravadas, atribuem não apenas ao método executivo esta diferença, mas principalmente ao nível de deformação em que o solo é solicitado pela carga de serviço.

Velloso e Lopes (2010) indicaram maiores valores de G retroanalizados de estacas cravadas de concreto (pré-moldada), em relação a estacas cravadas de aço, por conta dos

maiores níveis de deslocamento por ocasião da execução. Por outro lado, valor ainda maior foi obtido para estacas escavadas, segundo Velloso e Lopes (2010), que decorre do fato das estacas escavadas transmitirem a maior parte da carga por atrito e, portanto, solicitam o solo, na ponta, em um nível de deformação relativamente pequeno.

Possivelmente, na estaca cravada ora analisada, a pequena mobilização na ponta decorre das tensões residuais de cravação, que foram, de fato, registradas ao final do ensaio. Este é um ponto que merece aprofundamentos em pesquisas futuras.

Na utilização do software UniPile, o autor utilizou, novamente, dois enfoques distintos de previsão. Na primeira previsão, o autor não incorporou qualquer informação obtida pela prova de carga, ou seja, para o atrito lateral foram considerados dois modelos: o rígido plástico e o elastoplástico. Neste último modelo o autor considerou a mobilização plena do atrito para um recalque de 10mm e, para a ponta, um deslocamento correspondente a 8% do diâmetro da estaca, baseado no trabalho de Vesic (1977), para estacas cravadas. Na segunda previsão, o autor retroanalisou as curvas de função de transferência estabelecidas a partir dos resultados da prova de carga instrumentada. O procedimento para estabelecer as funções de transferência de carga foi o mesmo já descrito no item 5.1.4.

As Figuras 89 a 91 exibem os resultados da previsão de recalques utilizando funções de transferência, com o auxílio do software UniPile. O APÊNDICE L mostra as funções de transferência utilizadas para as referidas previsões.

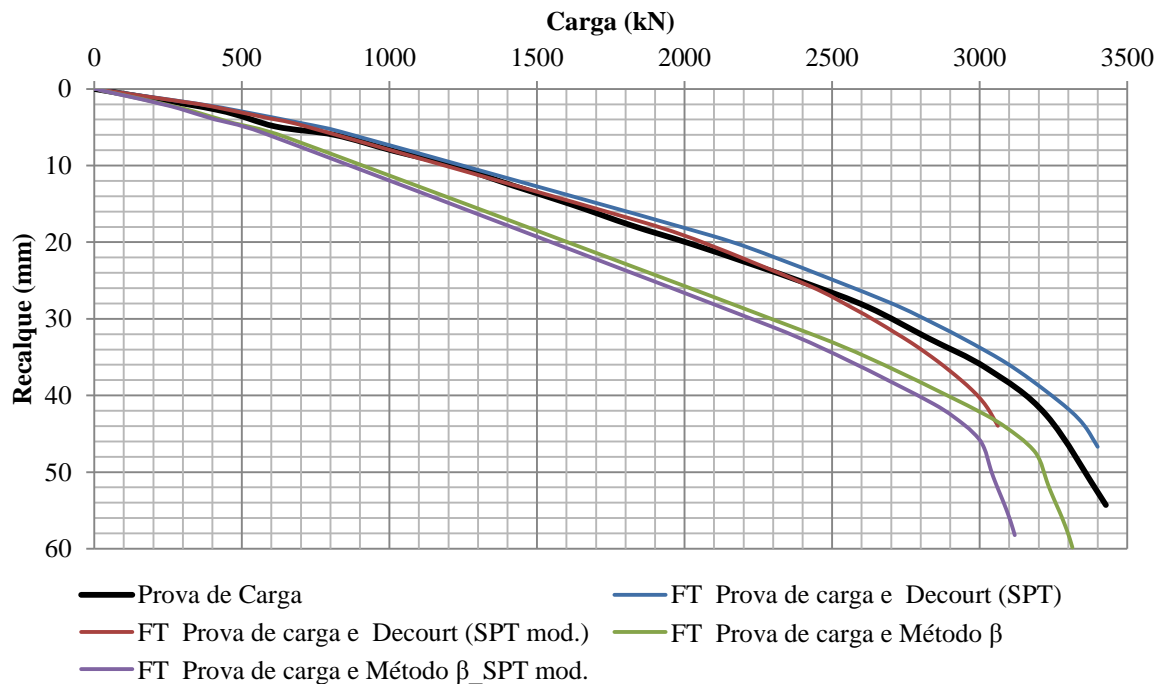


Figura 89 – Previsões de curvas carga x recalque com FT Prova de Carga (UniPile)

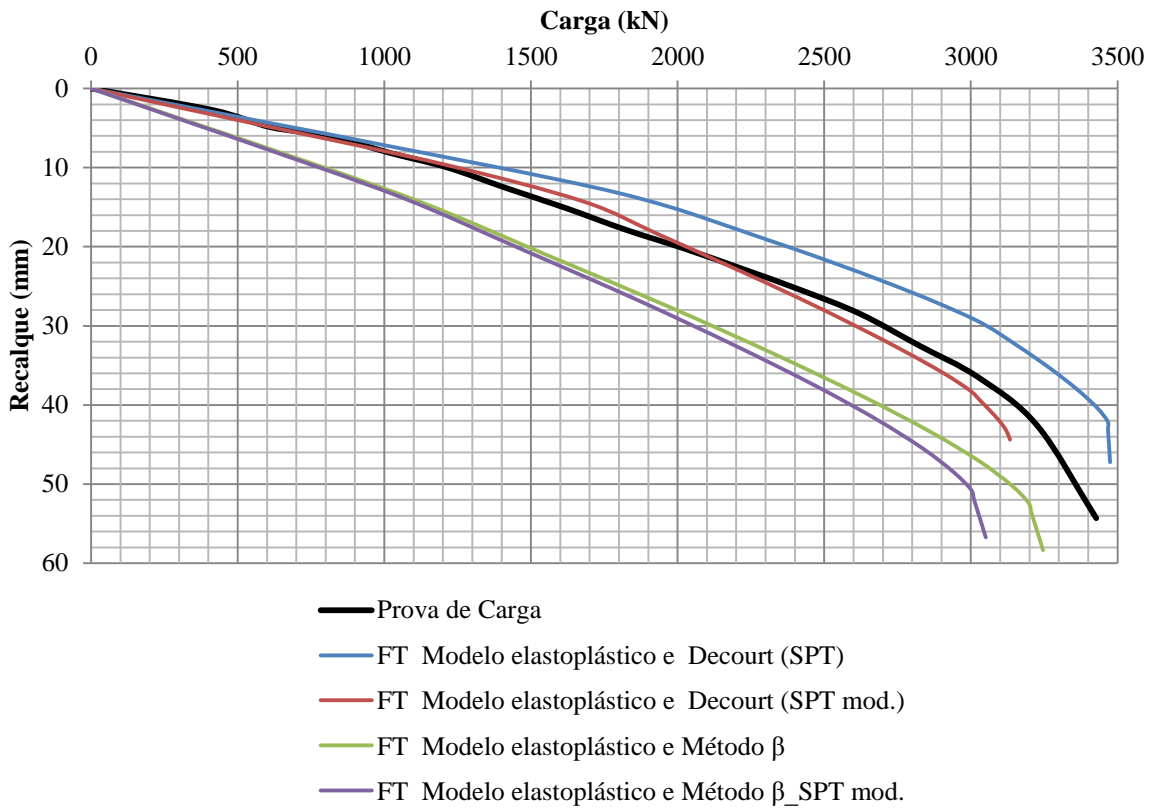


Figura 90 – Previsões de curvas carga x recalque com FT Modelo Elastoplástico (UniPile)

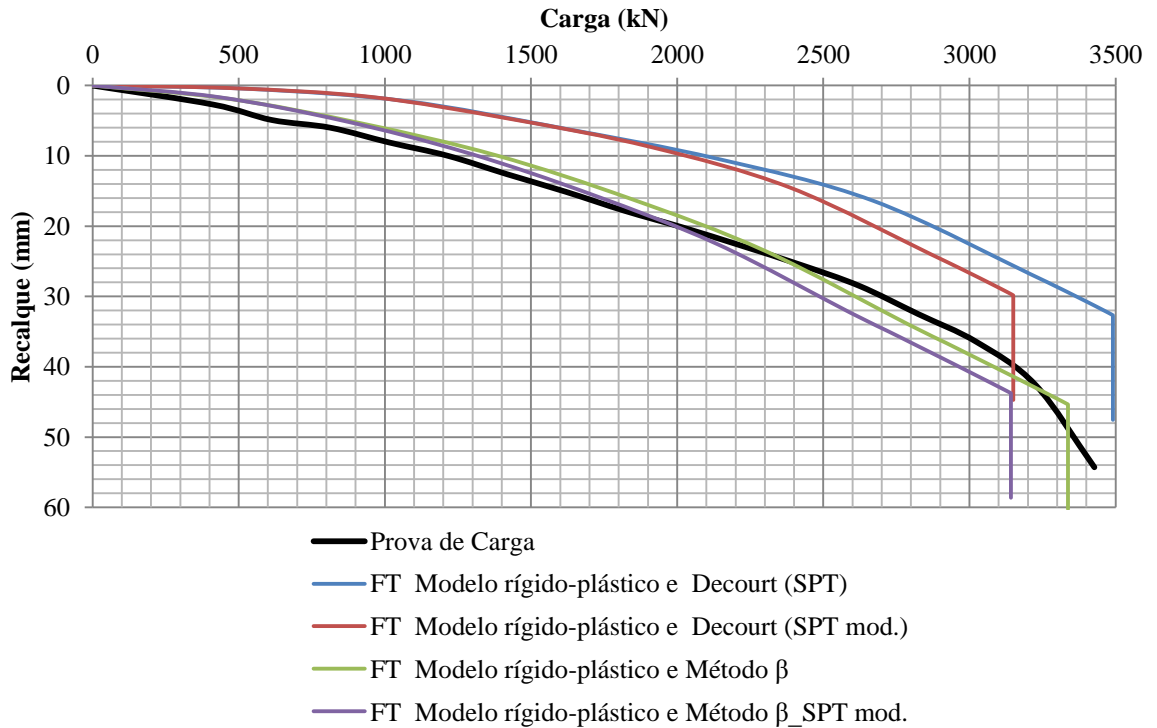


Figura 91 – Previsões de curvas carga x recalque com FT Modelo Rígido-Plástico (UniPile)

Ao incorporar os resultados dos ensaios, a convergência com a curva experimental foi melhor, como ilustra a Figura 90, com o método β mais conservativo. A aplicação de um modelo de transferência rígido plástico, no UniPile, embora satisfatória ao atrito lateral, em que os deslocamentos para mobilização integral do atrito são pequenos, revela uma ruptura brusca na ponta, o que não é condizente com a realidade do ensaio. Para a mobilização da resistência de ponta, há que ocorrer um deslocamento maior. A Figura 91 indica o nível em que a resistência de ponta começa a ser mobilizada no ensaio, como se fora uma ruptura brusca, o que de fato não ocorre. Esta figura ilustra bem, ao leitor, que a ruptura de uma fundação profunda tem um padrão próximo ao puncionamento na ponta, não ocorrendo, na ponta, este padrão de ruptura brusca de um modelo rígido plástico.

5.3.5 Influência da tensão residual

Uma vez que a prova de carga instrumentada na estaca metálica apresentou, ao final do ensaio, a ocorrência de tensão residual, o autor comparou, neste item, a sua influência na avaliação do comportamento carga x recalque através do UniPile. O autor incluiu as tensões residuais no arquivo de dados de entrada do UniPile, da forma como o programa solicita (Figura 92).

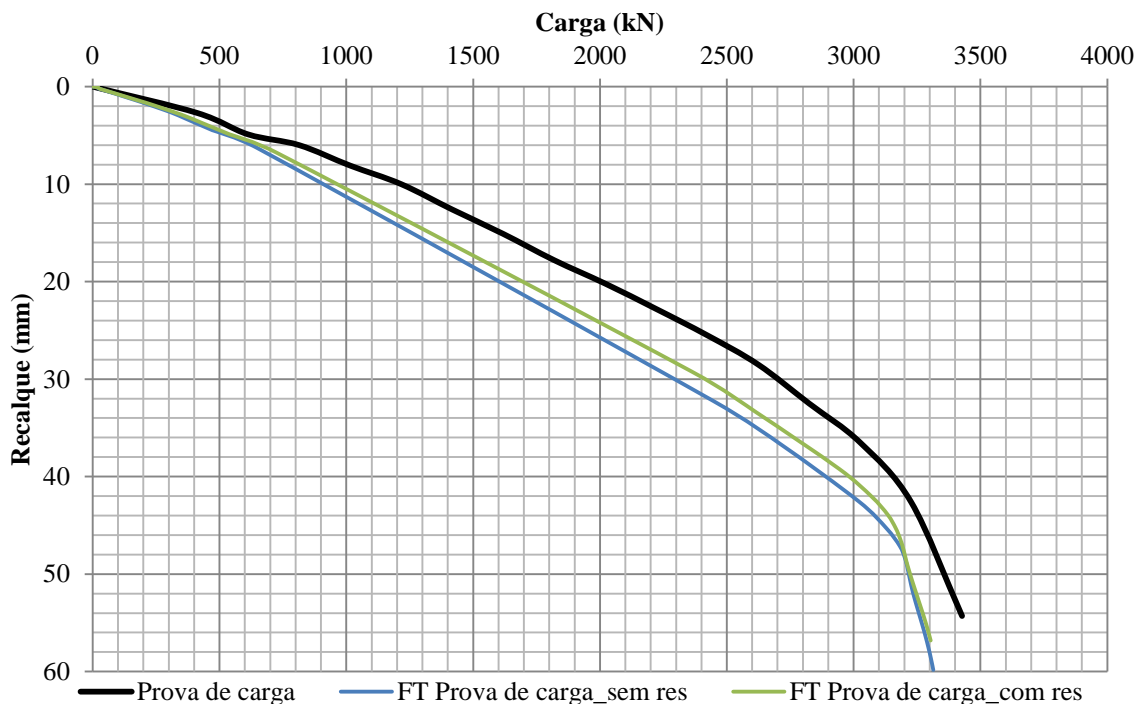


Figura 92 – Influência da carga residual na curva carga-recalque

Tendo em vista o resultado apresentado na Figura 92, observa-se que o efeito da tensão residual, no comportamento carga recalque, é o de tornar mais rígido o comportamento carga x recalque, não influenciando na carga de ruptura. Embora a carga residual tenha sido observada ao final do ensaio, seu valor foi pequeno, em relação à resistência disponível na ponta, apresentando uma influência não muito significativa na forma da curva final. Porém, seu efeito pode ser nitidamente observado.

Outro aspecto que o autor observou nas simulações das estacas cravadas é de que as previsões estão todas conservativas, ou seja, com maiores valores de recalque. O autor atribui este aspecto, possivelmente, ao fato dos ensaios terem sido do tipo rápido. Este aspecto também é muito relevante quando da retroanálise de parâmetros do solo de provas de carga.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

O autor revisitou dois casos de obra publicados na literatura, o primeiro em estacas escavadas, de Velloso et al. (1978) e o segundo de Perez e Falconi (2007). Passados 40 anos da publicação do primeiro artigo, as ferramentas de análise, atualmente disponíveis, permitem uma análise mais crítica dos resultados, então, apresentados.

6.1 Conclusões

As principais conclusões, já descritas junto às interpretações apresentadas no Capítulo 5, são resumidas a seguir.

Para as estacas escavadas:

- i) A curva com comportamento mais rígido correspondeu àquela com maior porcentagem de atrito lateral, ou seja, Velloso (1981), seguida da curva de Décourt e Quaresma (1978, 1982) e US Army Corps of Engineers (2005), praticamente coincidentes, e como limite inferior segue a curva de Aoki e Velloso (1975).
- ii) Em função do modelo simplificado para previsão da transferência de carga em profundidade, apresentado no item 1.2, todos os diagramas de transferência estimados apresentaram um comportamento diferente dos obtido a partir dos resultados da provas de carga. Entretanto, apesar das previsões dos diagramas de transferência não se mostrarem compatíveis com os resultados da prova de carga, essa metodologia conduziu a resultados satisfatórios para previsão do comportamento carga-recalque para pequenas deformações, ou seja, correspondente ao ELS.
- iii) O recalque obtido da transferência de carga com os valores estimados pela metodologia de Aoki e Velloso (1975) apresentou um trecho final curvo, correspondente à mobilização da resistência de ponta, enquanto a curva medida e as demais simuladas apresentaram comportamento sempre linear, indicando a predominância do atrito, até o nível do carregamento máximo do ensaio, e um razoável conservadorismo do atrito de Aoki e Velloso (1975).
- iv) A aplicação do método de Poulos e Davis (1980) não considera a transferência de carga como dado de entrada, e a mesma não varia, na estimativa de recalques, com o

nível de carregamento. A curva que mais se aproximou da prova de carga correspondeu àquela com E_c de 30GPa, utilizando a faixa superior dos módulos de elasticidade do solo e correspondendo à ocorrência da fronteira rígida no impenetrável à percussão. Observa-se que, mesmo com o limite superior do E_c e de E_s , a estaca apresentou um comportamento no ensaio mais rígido do que a previsão, indicando que o módulo de compressibilidade do solo que seria retroanalisado da curva experimental, seria superior ao limite superior obtido da literatura pesquisada pelo autor.

- v) O método de Poulos e Davis (1980) revelou que para a previsão do comportamento carga x recalque, mais relevante do que o modo de transferência de carga são os valores de módulo de elasticidade do solo e do concreto da estaca, bem como a presença da interface rígida.
- vi) Em decorrência da conclusão anterior, o autor observou, assim, que a influência da acurácia do método de previsão de transferência tem influência pequena, quando comparada à influência de uma seleção adequada dos parâmetros de compressibilidade do solo. Assim, a utilização de um modelo refinado de análise, como o MEF, não se justificaria para fins de projeto.
- vii) A utilização do programa Unipile permitiu analisar diferentes curvas de transferência. O modelo rígido plástico, bem como as curvas de transferência obtidas dos ensaios, aproximaram-se muito da curva experimental, como seria esperado, já que foram observados recalques bem reduzidos no ensaio. O emprego do modelo elastoplástico, mas com a transferência obtida de Décourt, também apresentou estimativa adequada, embora um pouco conservativa. Já o método β , com o modelo elastoplástico, apresentou comportamento muito conservativo, revelando mobilização parcial da resistência de ponta, não indicada na curva experimental.

Para as estacas cravadas:

- viii) Exceto para o método do US Army Corps of Engineers (2005), cujas resistências unitárias (ponta e atrito) são muito conservativas, os demais métodos apresentaram comportamento mais rígido do que o experimental, diferentemente dos resultados das estacas escavadas. O autor atribui este fato, possivelmente, aos valores de C_s e C_p , propostos por Vesic para as estacas cravadas, que têm um papel semelhante ao do E_s . Sendo o método de Vesic de natureza empírica, os autores não consideram o valor de

E_s diretamente, mas sim de forma indireta. Este é um aspecto a ser analisado em trabalhos futuros, numa análise de um banco de dados mais extenso de provas de carga em estacas cravadas.

- ix) Ao considerar ou não a interface rígida, não se observou distinção na curva carga recalque da estaca metálica. Como o atrito foi transferido, predominantemente, no trecho mais superior da estaca, a influência da interface rígida foi menor, neste caso, do que no caso das estacas escavadas, em que a profundidade rígida se encontrava de 2 a 7 diâmetros abaixo da ponta.
- x) Em função do modelo simplificado para previsão da transferência de carga em profundidade, apresentado no item 1.2, todos os diagramas de transferência deste item apresentaram um comportamento diferente do obtido a partir dos resultados da prova de carga. Como o atrito lateral é mobilizado antes da resistência na base, somente após boa parte do atrito estar esgotado é que começa a mobilização da resistência de ponta. De forma simplificada, admitiu-se que a reação na base só se inicia após a total mobilização do atrito lateral.
- xi) Os resultados da prova de carga se aproximaram mais da faixa inferior dos módulos de compressibilidade do solo, no caso das estacas cravadas, diferentemente das estacas escavadas. Este resultado, embora estranho de início, está em concordância com os registros de Velloso e Lopes (2010), que observaram maiores valores de G retroanalisados em um banco de dados de estacas escavadas, em relação às cravadas. Velloso e Lopes (2010) atribuem este resultado não apenas ao método executivo, mas principalmente ao nível de deformação em que o solo é solicitado pela carga de serviço. Velloso e Lopes (2010) indicaram maiores valores de G retroanalisados de estacas cravadas de concreto (pré-moldada), em relação a estacas cravadas de aço, por conta dos maiores níveis de deslocamento por ocasião da execução. Por outro lado, valor ainda maior foi obtido para estacas escavadas, que segundo Velloso e Lopes (2010) decorre do fato das estacas escavadas transmitirem a maior parte da carga por atrito e, portanto, solicitam o solo, na ponta, em um nível de deformação relativamente pequeno.
- xii) A aplicação de um modelo de transferência rígido plástico para as estacas cravadas no Unipile, embora satisfatória ao atrito lateral, em que os deslocamentos para mobilização integral do atrito são pequenos, revelou uma ruptura brusca na ponta, o que não é condizente com a realidade do ensaio. Para a mobilização da resistência de ponta, há que ocorrer um deslocamento maior. Este comportamento ilustrou, ao

autor, que a ruptura de uma fundação profunda tem, de fato, um padrão próximo ao puncionamento na ponta, não ocorrendo, na ponta, este padrão de ruptura brusca de um modelo rígido plástico.

- xiii) Tensões residuais foram observadas ao final da prova de carga instrumentada na estaca metálica. O efeito da tensão residual é o de tornar mais rígido o comportamento carga x recalque, não influenciando na carga de ruptura. Embora a carga residual tenha sido observada ao final do ensaio, seu valor foi pequeno, em relação à resistência disponível na ponta, apresentando uma influência não muito significativa na forma da curva final. Porém, seu efeito pode ser nitidamente observado.
- xiv) Outro aspecto que o autor observou nas simulações das estacas cravadas é de que as previsões estão todas conservativas, ou seja, com maiores valores de recalque. O autor atribui este aspecto também ao fato dos ensaios na estaca metálica terem sido do tipo rápido. Este aspecto também é muito relevante quando da retroanálise de parâmetros do solo de provas de carga.

6.2 Sugestões para pesquisas futuras

- i) Retroanalisar um maior banco de dados de provas de carga instrumentadas;
- ii) Utilização da Análise Bayesiana na atualização de parâmetros obtidos experimentalmente (como função de verossimilhança) em relação a parâmetros estimados a priori (com base na literatura);
- iii) Estender este tipo de análise a resultados de grupos de estacas instrumentados;
- iv) Analisar casos com medição de tensões residuais e verificar a influência no comportamento carga-recalque.

REFERÊNCIAS

- AFONSO, A. F. G. *Correlações entre resultados de ensaios in situ de penetração dinâmica DP com o ensaio Standard Penetration Test*. 2016. 121f. Dissertação (Mestrado) – ESTG, Instituto Politécnico de Bragança, Bragança, 2016.
- ALLEDI, C. T. D. B. *Transferência de carga de estacas hélice contínua instrumentadas em profundidade*. 2013. 293 f. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2013.
- ALMEIDA, M. S. S., DANZIGER, F. A. B., LUNNE, T. Use of the piezocone test to predict the axial capacity of driven and jacked piles in clay. *Can. Geotech. J.*, v. 33, n. 1, p. 33-41, 1996.
- ALONSO, U. R. Correlações entre resultados de ensaios de penetração estática e dinâmica para a cidade de São Paulo. *Rev. Solos e Rochas*, São Paulo, v. 3, n. 3, p. 19-25, dez. 1980.
- _____. *Estacas hélice contínua com monitoração eletrônica - Previsão da capacidade de carga através do ensaio SPT-T*. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE), 3., 1996, São Paulo. *Anais...* São Paulo, 1996. v.2, p. 141-151.
- _____. Estimativa da curva carga-recalque de estacas a partir dos resultados de sondagem a percussão. *Rev. Solos e Rochas*, v. 4, p. 19-32, 1981.
- _____. *Previsão e controle das fundações: uma introdução ao controle de qualidade em fundações*. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2011. 156 p.
- ALVES, D. F. *Previsões do Comportamento Carga-Recalque de Estaca Escavada com Polímero*. 2016. 189 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.
- AMARAL, R. C.; QUEIROZ, M. S. M.; CARVALHO, E. M. L.; DANZIGER, B. R. *Casos de Aplicação de Transferência de Carga, Estacas em Solos Homogêneos*. In: CONGRESSO DE ENGENHARIA CIVIL, 4., 2000, Juiz de Fora. *Anais...* Juiz de Fora, 2000, v. 2, p. 745-756.
- ANJOS, G. J. M. *Estudo experimental do comportamento de fundações escavadas em solos tropicais*. 2006. 341 p. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília/DF, 2006.
- ANTUNES, W. R.; CABRAL, D. A. *Carga resistente de estacas hélice contínua*. In: SEFE, 3., 1996, São Paulo. *Anais...* São Paulo: ABMS, 1996. v. 2, p. 105-110.
- AOKI, N. *A New Dynamic Load Test Concept*. In: ICSMFE, 12., 1989, Rio de Janeiro. *Proceedings...* Rio de Janeiro, Brazil, 1989. v. 1, p. 1-3.
- _____. *Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas*. Coordenação Central de Pós Graduação e Atividades Complementares, Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações, Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro, 1976.

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 (PCSMFE), 5., 1975, Buenos Aires. *Proceedings...* Buenos Aires, 1975. v. 1, p. 377-386.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6122: Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro, 2010. 91 p.

_____. *NBR 12131: Estacas – Provas de carga estática – Método de ensaio*. Rio de Janeiro, 2006. 8 p.

AVIZ, L. B. M. *Estimativa da capacidade de carga de estacas por métodos semi-empíricos e teóricos*. 2006. 133 f. Dissertação (Mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

BAZANI, C. M. *Um estudo de caso envolvendo a retroanálise de tensões residuais de cravação*. 2015. 141 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

BEGEMANN, H. K. S. P. *The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile*. In: ICSMFE, 6., 1966, Montreal. *Proceedings...* Montreal, 1965. v. 1, p. 17-20.

BEREZANTZEV, V G. *Design of deep foundations*. In: ICSMFE, 6., 1965, Montreal. *Proceedings...* Montreal, 1965. v. 2, p. 234-237.

BEREZANTZEV, V G.; KHISTTOFOROV, V.S.; GOLUBKOV, V. N. *Load bearing capacity and deformation of pile foundations*. In: CONGRÈS INTERNATIONAL DE MÉCANIQUE DES SOLS ET DES TRAVAUX DE FOUNDATION, 5., 1961, Paris. *Proceedings...* Paris, 1961. p. 11-15.

BLIGHT, G. E. *Mechanics of Residual Soils*. Rotterdam: A. A. Balkema, 1997. 237 p.

BRINCH-HANSEN, J. *Hyperbolic Stress-strain Response. Cohesive soils*. *ASCE – JSMFD*, v. 89, n. SM4, p. 241-242, 1963.

BURLAND, J.B. & BURBIDGE, M.C. *Settlement of foundations on sand and gravel*. *Proc. Inst. of Civil Eng.*, Thomas Telford, London, v.78, p. 1325-1381, 1985.

BUSTAMANTE, M.; GIANESELLI, L. *Pile bearing capacity prediction by means of static penetrometer CPT*. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1982, Amsterdam. *Proceedings...* Amsterdam: Balkema, 1982, v. 2, p. 493-500.

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

BUTLER, H. D.; H.E. HOY. *The Texas Quick-Load Method for Foundation Load Testing-User's Manual*. Report No. FHWA-IP-77-8, 1977.

CABRAL, D. A. *O uso da estaca raiz como fundação de obras normais*. In: CBMSEF, 8., 1986, Porto Alegre. *Anais...* Porto Alegre, 1986. v. 6, p. 71-82.

CAMBEFORT, M. Essai sur le comportement en terrain homogene des pieux isolées et des groupes de pieux, *Annales de l'Institut du Batiment et des Travaux Publiques*, n. 204, dec. 1964.

CARVALHO, E. M. L., DANZIGER, B. R., AMARAL, R. C. *Estudo de transferência de Carga em Elementos de Fundações Profundas*. In: JORNADAS SUL AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 29., 2000, Punta Del Este. *Anais...* Punta Del Este, 2000. CD-ROM.

CHIEREGATI L.A., THEODOROVICZ A.M., THEODOROVICZ A., MENEZES R.G., CHIODI FILHO C. AND RAMALHO R. *Projeto Folhas Natividade da Serra e Caraguatatuba: Relatório Final*. São Paulo: Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais, Diretoria da Área de Pesquisas, Superintendência Regional de São Paulo, 1982.

CHIN, F. K. *Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure*. In: SOUTHEAST ASIAN CONFERENCE ON SOIL ENGINEERING, 2., 1970, Singapore City. *Proceedings...* Singapore City, 1970. p. 81-92.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. *Fundações por estacas: projeto geotécnico*. 1. ed. São Paulo: Oficina dos Textos, 2010. 96 p.

CLAYTON, C. R. I. Discussion on "The settlement of foundations on granular soils by Burland and Burbidge (1986)". *Proceedings of the ICE*, Part 1, v. 80, p. 1630-1633, 1986.

COOKE, R. W. et al. Jacked piles in London Clay: a study of load transfer and settlement under working conditions. *Géotechnique*, v. 29, n. 2, p. 113-147, 1979.

COSTA, L. M. *Previsão do comportamento de estacas considerando as tensões residuais de cravação*. 1994. Dissertação (Mestrado) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1994.

COSTA, L. M.; LOPES, F. R.; DANZIGER, B. R. *Consideração das tensões residuais de cravação na previsão da curva carga-recalque de estacas*. In: CBMSEF, 10., 1994, Foz do Iguaçu. *Anais...* Foz do Iguaçu, 1994. v. 1, p. 143-150.

COSTA, L. M.; CAMPOS, T. M. P. *Anisotropy of Residual Soil*. In: PCSMFE, 9., 1991, Viña Del Mar, Chile. *Anais...* Viña Del Mar, Chile, 1991. v. 1, p. 51-61.

CPRM. *Mapa Geológico do Estado de São Paulo: breve descrição das unidades litoestratigráficas aflorantes no Estado de São Paulo*. São Paulo, 2006. Escala 1:750.000.

CUNHA, E. E. S. *Correlações entre resultados de ensaios SPT e CPT para solo arenoso sedimentar*. 2016. 128 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2016.

D'APPOLONIA, D. J.; D'APPOLONIA, E.; BRISSETE, R. F. Discussion of settlement of spread footings on sand. *Journal of the Soil Mech. and Found. Div.*, ASCE, v. 96, n. SM2, p. 754-762, 1970.

DANZIGER, B. R. *Tópicos de Fundações Especiais*. Rio de Janeiro: Faculdade de Engenharia da UERJ, 2016. Notas de aula.

DANZIGER, B. R.; VELLOSO, D. A. *Correlação entre SPT e os Resultados de Ensaios de Penetração Contínua*. In: COBRAMSEF, 8., 1986, Porto Alegre/RS. *Anais...* Porto Alegre/RS, 1986. v. 6, p. 103-113.

DAVISSON, M. T., *High Capacity Piles*. Department of Civil Engineering, Illinois Institute of Technology, Chicago, 1973.

DE BEER, E. E. Proefondervindlijke Bijdrage Tot de Studie Van Het Grensdrag Vermogen Van Zand onder Funderingen Op Staal, Tijdschrift der Openbar Verken van België, No. 6, 1967, and Nos. 4- 6, 1968.

DE BEER, E. E.; WALLAYS, M. Franki piles with overexpanded bases. *La Technique des Travaux*, n. 333, 1972.

DÉCOURT, L. *Análise e projeto de fundações profundas: estacas*. In: HACHICH et al, (eds.), *Fundações: teoria e prática*, São Paulo: Pini, 1996, pp. 265-301.

_____. On the load-settlement behavior of piles. *Rev. Solos e Rochas*, São Paulo, v. 18, n. 2, p. 93-112, 1995.

_____. *Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of SPT*. In: EUROPEAN SYMPOSIUM OF PENETRATION TEST. 2., 1982, Amsterdam. *Proceedings...* Amsterdam, 1982. v. 1, p. 29-34.

_____. *The Standard Penetration Test: State of the Art Report*. In: ICSMFE, 12., 1989, Rotterdam. *Proceedings...* Rotterdam: Balkema, 1989. v. 4: p. 2405-2416.

DÉCOURT, L., QUARESMA, A. R. *Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT*. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 6., 1978, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro, 1978. v. 1, p. 45-54.

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 RUITER, J.; BERINGEN, F. L. Pile foundations for large North Sea structures. *Marine Geotechnology*, v.3, n. 3, p 267-314, 1979.

ESLAMI, A. *Bearing capacity of piles from cone penetrometer test data*. 1996. PhD Thesis – Department of Civil Engineering, University of Ottawa, Ottawa, 1996. 516 p.

ESLAMI, A.; FELLENIUS, B. H. *Toe bearing capacity of piles from cone penetration test (CPT) data*. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON CONE PENETRATION TESTING,

1995. Linköping, Sweden: Swedish Geotechnical Institute. *Proceedings...* Linköping, Sweden, 1995. v. 2, p. 453-460.

_____. *Pile shaft capacity determined by piezocone (CPTU) data*. In: CANADIAN GEOTECHNICAL CONFERENCE, 49., 1996. St. John's, Newfoundland. *Proceedings...* St. John's, Newfoundland, 1996. v. 2, p. 859-867.

_____. Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 34, n. 6, pág 886-904, 1997.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA). Design and Construction of Continuous Flight Auger (CFA) Piles. *Geotechnical Engineering Circular (GEC)*. FHWA-HIF-07-03. Technical Report. Washington D.C., 2007, n. 8.

FELLENIOUS, B. H. *Basics of Foundation Design*. Electronic Edition, 2017. 468 p.

_____. Effective stress analysis and set-up for shaft capacity of piles in clay. Honoring John Schmertmann "From research to practice in geotechnical Engineering", The Geo-Institute of the ASCE, Edited by J. E. Lair, D. K. Crapps, and M.H. Hussein. *ASCE Geotechnical Special Publication*, GSP 180, p. 384-406, 2008.

FELLENIOUS, B. H.; ESLAMI, A. Soil profile interpreted from CPTu data. In: GEOTECHNICAL CONFERENCE, 2000, Bangkok, Thailand. *Proceedings...* Bangkok, Thailand: Southeast Asian Geotechnical Society, Asian Institute of Technology, November 27-30, 2000. v. 1, p. 163-171.

FERNANDES, D. J. R. P. *Definição de curvas de transferência de carga de estacas em solo residual de granito – Caso de estudo do campo experimental*. 2010. 143 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2010.

FREITAS, A. C. *Contribuição ao estudo do efeito tridimensional de instalação e de grupo em estacas cravadas em areia*. 2010. 231 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOTÉCNICA DO MUNICÍPIO DO RIO DE JANEIRO (GEO-RIO). *Manual Técnico de Encostas: Muros*. Volume 3. 2ª edição, 2000.

FULLER, F. M.; HOY, H. E. *Pile load tests including quick-load test method, conventional methods and interpretations*. Highway. Res. Board No. 333, Highway Research Board, Washington, D.C., p. 74-86, 1970.

GEDDES, J. D. Stresses in foundation soils due to vertical subsurface loading, *Geotechnique*, v. 16, n. 3, p. 231- 255, 1966.

GIBBS, H. J.; HOLTZ, W. G. *Research on determining the density of sands by spoon penetration testing*. In: ICSMFE, 4., 1957, Londres. *Proceedings...* Londres, 1957. v. 1, p. 35-39.

GIULIANI, F.; NICOLL, F. L. *New Analytical correlations between SPT, overburden pressure and relative density*. In: ESOPT, 2., 1982, Amsterdam. *Proceedings...* Amsterdam, 1982. p. 47-50.

GODOY, N. S. *Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático*. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1983. Palestra.

_____. *Fundações*. São Carlos, SP: Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1972. Notas de aula.

GOUDREAU, P. A.; FELLENIUS, B. H. *UniPile Version 5: Users and Examples Manuals*. UniSoft Geotechnical Solutions Ltd. [www.UniSoftLtd.com]. 120 p. 2014.

HATANAKA, M., UCHIDA, A. Empirical correlation between penetration resistance and effective friction of sandy soil. *Soils and Foundations*, v. 36, 1996.

HOLEYMAN, A.; BAUDUIN, C.; BOTTTAU, M.; DEBACKER, P.; DE COCK, E.; DUPONT, E.; HILDE, J. L.; LEGRAND, C.; HUYBRECHTS, N.; MENU, P.; MILLER, J. P.; SIMON, G. *Design of axially loaded piles: Belgian practice*. In: SEMINAR ON DESIGN OF AXIALLY LOADED PILES, EUROPEAN PRACTICE, 1997, Brussels. *Proceedings...* Brussels: Balkema, 1997. p. 57-82.

HUNT, R. E. *Geotechnical Engineering Investigation Manual*. New York: McGraw-Hill Book Co., 1984.

JARDINE, R. J.; CHOW, E. C. *Improved pile design methods from field testing research*. In: SEMINAR ON DESIGN OF AXIALLY LOADED PILES, EUROPEAN PRACTICE, 1997, Brussels. *Proceedings...* Brussels: Balkema, 1997. p. 27-38.

KULHAWY, F.H. e MAYNE, F.H. *Manual on estimating soil properties for foundation design*. New York: Cornell University. Geotechnical Engineering Group, 1990.

LAMBE, T. W. Predictions in soil engineering. *Geotechnique*, v. 23, n. 2, p. 149-202, 1973.

LAPROVITERA, H. *Reavaliação de método semiempírico de previsão da capacidade de carga de estacas a partir de Banco de Dados*. 1988. Dissertação (Mestrado) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1988.

LEÃO, M. F. *Análise tensão deformação de uma barragem de concreto em solo residual preponderantemente anisotrópico*. 2015. 147 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

LOBO, B. O. *Método de previsão de capacidade de carga de estacas: aplicação dos conceitos de energia do ensaio SPT*. 2005. 139 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

LOPES, F. R. *The undrained bearing capacity of piles and plates studied by the Finite Element Method*. 1979. PhD Thesis – University of London, London, 1979.

LOTTI, R. S.; MACHADO, A. W.; MAZZIEIRO, E. T. Aplicabilidade científica do método dos elementos finitos. *R Dental Press Ortodon Ortop Facial*, Maringá, v. 11, n. 2, p. 35-43, março/abril 2006.

MAGALHÃES, P. H. L. *Avaliação dos métodos de carga resistente e recalque de estacas hélice via provas de carga*. 2005. 243 f. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília/DF, 2005.

MARTINS, H. A. Tensões transmitidas ao terreno por estacas, *Revista Politécnica*, maio 1945.

MASSAD, F. *Análise da transferência de carga em duas estacas instrumentadas, quando submetidas à compressão axial*. In: SEMINÁRIO DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS (SEFE), 2., 1991, São Paulo. *Anais...* São Paulo, 1991. v. 1, p. 235-244.

_____. Notes on the interpretation of failure load from routine pile load tests. *Rev. Solos e Rochas*, São Paulo, v. 9, n. 1, p. 33-38, 1986.

_____. Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte I: solos relativamente homogêneos, *Solos e Rochas*, v. 15, n. 2, p. 103-115, 1992.

_____. Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte II: estaca embutida em camada mais resistente, *Solos e Rochas*, v. 16, n. 2, p. 93-112, 1993.

MAZURKIEWICZ, K. Load Testing of Piles According to the Polish Regulations. Proceedings Swedish Academy of Engineering Sciences, 1972.

MEYERHOF, G. G. Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils. *Journal of the Soil Mechanics Division*, ASCE, v. 82, n. SM1, p. 1-12, 1956.

_____. *The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads*. In: ICSMFE, 3., 1953, Zurich. *Proceedings...* Zurich, 1953. v. 1.

_____. Bearing capacity and settlement of pile foundations. *The Eleventh Terzaghi Lecture*. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, v. 102, n. GT3, p. 195-228, November 5, 1976..

MILITITSKY, J. *Provas de carga estáticas*. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA (SEFE). 2., 1991, São Paulo. *Anais...* São Paulo: ABEF e ABMS. 1991. v. 2, p. 203-228.

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

MINEROPAR. *Atlas Geológico do Estado do Paraná*. Curitiba, 2001. 125 p.

_____. *Mapa geológico do Estado do Paraná*. Paraná, 2006. Disponível em: http://www.mineropar.pr.gov.br/arquivos/File/2_Geral/Geologia/PDF_Mapas_Geo_650000/Mapa_Geologico_PR_650000_2006.pdf. Acesso em: Setembro/2017.

MONTEIRO, P. F. Critério de Paulo Frederico Monteiro, usado na Franki para determinação da profundidade de estacas, 1997.

NOTTINGHAM, L. C. *Use of quasi-static friction cone penetrometer data to predict capacity of displacement piles*. 1975. 553 p. PhD Thesis – Dept of Civil Engineering, Univ. of Florida, Florida, 1975.

NUNES, A. J. C.; FONSECA, A. M. M. C. C. *Estudo da correlação entre o ensaio diepsondering' e a resistência a penetração do amostrador em sondagens*. Relatório Interno de Estacas Franki DT 37159, Rio de Janeiro, 1959.

O'NEILL, M. W.; REESE, L. C. *Drilled shafts: Construction procedures and design methods*. Federal Highway Administration, Transportation Research Board, Washington, FHWA-IF99-025, 1999.

PEREIRA, B. C. M., DANZIGER, B. R. e CARVALHO, E. M. L. *Modelo Aproximado para a Análise de Transferência de Carga em Elementos de Fundações*. In: CONGRESSO DE ENGENHARIA CIVIL, 5., 2002, Juiz de Fora, MG. *Anais...* Juiz de Fora, MG, 2002.

PEREZ, N. B. M. *Análise de transferência de carga em estacas escavadas em solo da região de Campinas/SP*. 2014. 171 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas - Unicamp, 2014.

PEREZ, W. ; FALCONI, F. F. *Estacas metálicas com seção variável ao longo da profundidade*. In: SEMINÁRIO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA DO RIO GRANDE DO SUL, 9., Ijuí, RS, Brasil, 2007. *Anais...* Ijuí, RS, 2007. 14 p, CD-ROM.

PINHO, A. L. S., CARVALHO, E. M. L., DANZIGER, B. R. *Rotina para o Estudo da Transferência de Carga: Uma Abordagem Iterativa*. In: SEMENGE, Niterói, RJ, 1999. *Anais...* Niterói: UFF, 1999.

PINTO, C. S.; GOBARA, W. ; PERES, J. E. E. P e NADER, J. J. *Propriedades dos solos residuais*. In: Solos do Interior de São Paulo. São Paulo: ABMS, 1993, pp. 95-142.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. *Elastic solutions for soil and rock mechanics*. New York: John Wiley & Sons, 1974.

_____. *Pile foundations analysis and design*. New York: John Wiley and Sons, 1980.

QUITO, V. S. *Estimativas de tensões residuais: aplicação a caso clássico de estacas instrumentadas em areia*. 2018. 145 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

RANDOLPH, M. F. *A theoretical study of the performance of piles*. 1977. PhD Thesis – University of Cambridge, Cambridge, 1977.

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.

SALES, M. M.; SOUSA, T. N. *Ajuste empírico do comportamento não linear de estacas hélice contínua monitoradas*. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 16., 2012, Porto de Galinhas-PE. *Anais...* Porto de Galinhas-PE, 2012. 1 CD-ROM. 7 p.

SANDRONI, S. S. *General Report: Young Metamorphic Residual Soils*. In: PACSMFE, 9., 1991, Viña Del Mar, Chile. *Proceedings...* Viña Del Mar, Chile, 1991. v. 4, p.1771-1788.

SCHMERTMANN, J. H. Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design. U.S. Department of Transportation. Report No. FHWA-TS-78- 209, Washington, D.C., 145 p, 1978.

SCHNAID, F. *Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações*. São Paulo: Oficina de textos, 2000. 189 p.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. *Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*. 2 ed. São Paulo: Oficina dos Textos, 2012. 254 p.

SEED, H. B.; REESE, L. C. The action of soft clay along friction piles. *Proc. ASCE*, v. 81, Paper No 842, December 1955.

SIMONS, N. E.; MENZIES, B. K. *Introdução à engenharia de fundações*. Rio de Janeiro: Editora Interciência. 1981. 199 p.

SKEMPTON, A. W. Standard Penetration Test Procedure and Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Ageing and Overconsolidation. *Geotechnique*, v. 36, n. 3, 1986.

SORENSEN, T.; HANSEN, I. B. *Pile driving formulae, an investigation based on dimensional considerations and a statistical analysis*. In: ICSMFE, 4., 1957, London. *Proceedings...* London, 1957. v. 2, p. 61-65.

SOUZA, J. M . S. *A influência da compactação das areias nas correlações entre os ensaios de cone e o SPT*. 2009. 249 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

SUGUIO, K.; MARTIN, L. *Mapas Geológicos do Litoral de São Paulo*. São Paulo, 1978. Escala 1: 100 000.

SUGUIO, K.; TESSLER, M. G. *Planícies de cordões litorâneos quaternários do Brasil: origem e nomenclatura*. In: LACERDA, L. D.; ARAUJO, D. S. D.; CERQUEIRA, R.; TURCQ, B. (Eds), *Restingas: origem, estrutura, processos*, CEUFF, Niterói, p. 15-25, 1984.

TEIXEIRA, A. H. *Projeto e execução de fundações*. In: SEFE, 3., 1996, São Paulo. *Anais...* São Paulo, 1996. v.1.

TEIXEIRA, C. Z. *Comportamento de estacas escavadas em solos colapsíveis*. 1993. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

TEIXEIRA, A. T., GODOY, N. S. *Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas*. Fundações: Teoria e Prática, Hachich et al. (eds.), São Paulo: Ed. Pini Ltda., 1996. pp. 227-264.

TERZAGHI, K. *Theoretical Soil Mechanics*. New York: John Wiley & Sons, 1943.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. *Foundations, Retaining and Earth Structures*. 2. ed. Tokyo: McGraw-Hill Kogakusha, 1973.

US ARMY CORPS OF ENGINEERS. *Design of pile foundations*. Honolulu, Hawaii: University Press of the Pacific, 2005.

VARGAS, M. Uma experiência brasileira em fundações por estacas. 1ª parte: teoria das estacas verticais carregadas axialmente. *Revista Geotecnia*, Lisboa, n. 23, p. 3-33, 1978.

VAN DER VEEN, C. *The bearing capacity of a pile*. In: ICSMFE, 3., 1953, Switzerland. *Proceedings...* Switzerland, 1953. v. 2, p. 84-90.

VELLOSO, D. A.; AOKI, N.; SALAMONI, J. A. Fundações para o silo vertical de 100.000 t no Porto de Paranaguá. In: CBMSEF. 6., 1978. Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro, 1978. v. 3, p. 125-151.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. *Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas*. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 568 p.

VELLOSO, P. P. C. *Estacas em solo: dados para a estimativa do comprimento*. Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas. Clube de Engenharia. Rio de Janeiro, 1981. Palestra.

VESIC, A. S. Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass. *J. Soil Mech. and Foundations Div.*, ASCE, v. 98, p. 265-290, 1972.

_____. *Design of pile foundations*. Synthesis of Highway Practice 42, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, 1977.

_____. Tests on Instrumented Piles, Ogeechee River Site. *Journal Soil Mechanics Foundation Division*. ASCE, v. 96, n. SM2., Proc. Paper 7170, p. 561-584, 1970.

_____. *Unpublished research on penetration resistance of soils*. Duke University, 1975.

VORCARO, M. C.; VELLOSO, D. A. *Avaliação de carga última de estacas escavadas por regressão múltipla*. In: SEFE, 4., 2000, São Paulo. *Anais...* São Paulo, 2000. v 2, p. 331-344.

WALLAYS, M. Foundations à grande profondeur: possibilités et limitations des diverses techniques de creusement et de soutènement. Relatório geral apresentado ao “Colloque National de Geologie et Geotechnique Urbaines – Bruxelles – outubro de 1975.

WHITAKER, T.; COOKE, R. W. *An investigation of the shaft and base resistance of large bored piles in London Clay*. London: ICE, 1966. p. 7-49.

ZEEVAERT, D. *Foundation engineering for difficult subsoil conditions*. New York: Van Nostrand Reinhold Co., 1972.

ANEXO A – MÉTODO DE AOKI E VELLOSO

O método de Aoki e Velloso (1975) foi desenvolvido a partir de correlações entre resultados de ensaios de penetração do cone (CPT), provas de carga em estacas e sondagens à percussão (SPT).

Como no Brasil o CPT não é tão utilizado quanto o SPT, foram empregadas correlações entre o valor da resistência de ponta do cone (q_c) e o índice de resistência à penetração N_{SPT} , desenvolvidas por Costa Nunes e Fonseca (1959).

A partir da retroanálise de resultados de 63 provas de carga em estacas, realizadas em vários estados do Brasil, e conhecidas todas as variáveis da equação (47), seria possível calcular os fatores de correção F_1 e F_2 . No entanto, como não se dispunha de provas de carga instrumentadas, as quais permitiriam separar a capacidade da ponta da capacidade do fuste, só seria possível obter um dos fatores. Dessa forma, como constatado que $F_1 \leq F_2 \leq 2 F_1$, adotou-se, de uma forma conservadora, $F_2 = 2 F_1$.

Para o cálculo da resistência de ponta unitária, emprega-se a equação (45).

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} = \frac{K N_p}{F_1} \quad (45)$$

O atrito lateral unitário é dado pela equação (46).

$$r_l = \frac{\alpha q_c}{F_1} = \frac{\alpha K N_L}{F_2} \quad (46)$$

A equação (47) é usada para a estimativa da capacidade de carga.

$$Q_{rup} = \frac{K \cdot N_p}{F_1} A_p + \frac{U}{F_2} \sum_{i=1}^n (\alpha \cdot K \cdot N_L \cdot \Delta_L) \quad (47)$$

sendo: K é o coeficiente em função do tipo solo (Tabela 29);

α é o coeficiente estabelecido por Begemann (1965) para correlacionar o atrito lateral local do cone com luva Begemann e a resistência de ponta do cone (Tabela 29);

F_1 e F_2 são fatores de correção (Tabela 30);

N_p é o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca;

N_L é o índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura Δ_L ;

Δ_L é o segmento da estaca que está sendo calculado;

A_p é a área da base;

U é o perímetro da estaca.

Tabela 29 – Valores do coeficiente K e da razão de atrito α

Tipo de Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,40
Areia Siltosa	0,80	2,00
Areia siltoargilosa	0,70	2,40
Areia argilosa	0,60	3,00
Areia argilossiltosa	0,50	2,80
Silte	0,40	3,00
Silte arenoso	0,55	2,20
Silte arenoargiloso	0,45	2,80
Silte argiloso	0,23	3,40
Silte argiloarenoso	0,25	3,00
Argila	0,20	6,00
Argila arenosa	0,35	2,40
Argila arenossiltosa	0,30	2,80
Argila siltosa	0,22	4,00
Argila siltoarenosa	0,33	3,00

Fonte: Aoki e Velloso (1975)

Tabela 30 – Valores de $F1$ e $F2$

Tipo	F1	F2
Franki	2,50	5,00
Metálica	1,75	3,50
Pré-Moldada	$1 + D/0,80$	2 F1
Raiz	2,00	4,00
Hélice Contínua	2,00	4,00
Ômega	2,00	4,00
Escavada	3,00	6,00

Fonte: Adaptado de Aoki e Velloso (1975)

ANEXO B – MÉTODO DE DÉCOURT E QUARESMA

O método de Décourt e Quaresma (1978) foi concebido para a determinação da capacidade de carga de estacas a partir do ensaio SPT. Inicialmente, esta metodologia foi desenvolvida para estacas de deslocamento e, posteriormente, estendida para outros tipos.

Na sua segunda versão, Décourt (1982) aperfeiçoou o método no que tange à resistência lateral e mantiveram a proposta para a resistência de ponta. Além disso, Décourt (1996) introduziu os fatores α (na parcela de resistência de ponta) e β (na parcela de resistência lateral). O valor dos fatores α e β para estacas pré-moldadas, metálicas e tipo Franki é igual a 1,0.

Para o cálculo da resistência de ponta unitária, utiliza-se a equação (48).

$$r_p = C \cdot N_p \quad (48)$$

Os valores de atrito lateral unitário podem ser estimados a partir da equação (49).

$$r_l = 10 \left(\frac{\bar{N}}{3} + 1 \right) \quad [\text{kN/m}^2] \quad (49)$$

A equação (50) representa a expressão para a capacidade de carga proposta pelos autores.

$$Q_{rup} = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \cdot \left(\frac{\bar{N}}{3} + 1 \right) \cdot U \cdot L \quad (50)$$

onde: α e β são fatores de correção em função do tipo de estaca e de solo (Tabelas 32 e 33);
 C é o coeficiente característico do solo para estacas em que há cravação por percussão, ajustado por meio de 41 provas de carga realizadas em estacas pré-moldadas de concreto (Tabela 31);
 A_p é a área da seção transversal da ponta da estaca;
 U é o perímetro da estaca;
 L é o comprimento da estaca;
 N_p é o valor médio do índice de resistência à penetração na ponta ou base da estaca;

\bar{N} é o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste, calculado sem levar em conta os valores de N considerados no cálculo da resistência de ponta.

Tabela 31 – Coeficiente característico do solo

Tipo de Solo	C (kPa)
Argilas	120
Silte argilosos (alteração de rocha)	200
Silte arenosos (alteração de rocha)	250
Areias	400

Fonte: Décourt e Quaresma (1978)

No caso de N menor que 3, considerar $N = 3$; no caso de $N > 50$, considerar $N = 50$, exceto nos casos de estacas Strauss e tubulões, em que o limite para N deve ser de 15. Já para o valor de N_p , deve ser tomada uma média entre três valores: o correspondente ao nível da ponta da estaca, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior.

Tabela 32 – Valores do fator α em função do tipo de estaca do tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3*	0,85*	1,0*
Solos intermediários	0,6	0,6	0,3*	0,6*	1,0*
Areias	0,5	0,5	0,3*	0,5*	1,0*

* Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Fonte: Décourt (1996)

Tabela 33 – Valores do fator β em função do tipo de estaca do tipo de solo

Tipo de solo	Tipo de estaca				
	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8*	0,9*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos intermediários	0,65*	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,5*	0,6*	1,0*	1,5*	3,0*

* Valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Fonte: Décourt (1996)

ANEXO C – MÉTODO DE VELLOSO

De acordo com Velloso (1981), Pedro Paulo Velloso apresentou um critério para o cálculo de capacidade de carga e recalques de estacas e grupos de estacas. Considerando uma estaca com comprimento L , diâmetro de fuste B e diâmetro da base B_b , a capacidade de carga pode ser estimada a partir da equação (51).

$$Q_{rup} = A_b \cdot \alpha \cdot \beta \cdot q_{p,rup} + U \cdot \alpha \cdot \lambda \cdot \sum \tau_{l,rup} \cdot \Delta l_i \quad (51)$$

onde: U é o perímetro da seção transversal da base;

A_b é a área da base (diâmetro B_b);

α é o fator de execução da estaca $\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1 \text{ para estacas cravadas;} \\ \alpha = 0,5 \text{ para estaca escavadas;} \end{array} \right.$

λ é o fator de carregamento $\left\{ \begin{array}{l} \lambda = 1 \text{ para estacas comprimidas;} \\ \lambda = 0,7 \text{ para estacas tracionadas;} \end{array} \right.$

b é o diâmetro da ponta do cone (3,6 cm no cone padrão);

β é o fator de dimensão da base $\left\{ \begin{array}{l} 1,016 - 0,016 \frac{B_b}{b} \\ 0 \text{ para estacas tracionadas } (B_b = B) \end{array} \right.$

No caso de se dispor dos resultados de sondagem a percussão, pode-se adotar as equações (52) e (53) para o atrito lateral unitário e a resistência de ponta unitária, respectivamente.

$$\tau_{l,rup} = a' \cdot N^{b'} \quad (52)$$

$$q_{p,rup} = a \cdot N^b \quad (53)$$

onde: N é o índice de resistência à penetração;

a, b, a' e b' são parâmetros de correlação entre o SPT e o CPT, a serem definidos para os solos típicos da obra (Tabela 34).

Tabela 34 – Valores aproximados de a, b, a' e b'

Tipo de solo	Ponta		Atrito	
	a (kN/m ²)	b	a' (kN/m ²)	b'
Areias sedimentares submersas (1)	600	1	5	1
Argilas sedimentares submersas (1)	250	1	6,3	1
Solos residuais de gnisse arenossiltosos submersos	500	1	8,5	1
Solos residuais de gnisse siltoarenosos submersos	400 (1) 470 (2)	1 (1) 0,96 (2)	8,0 (1) 12,1 (2)	1 (1) 0,74 (2)

(1) Dados obtidos na obra da Refinaria de Duque de Caxias (RJ);
(2) Dados obtidos na obra da AÇO-MINAS (MG)

Fonte: Adaptado de Velloso (1981)

No caso de se dispor dos resultados de um ensaio CPT, pode-se adotar as equações (54) e (55).

$$\tau_{l,rupt} = \tau_c \quad (54)$$

$$q_{p,rupt} = \frac{\bar{q}_{c1} + \bar{q}_{c2}}{2} \quad (55)$$

sendo: τ_c é o atrito lateral medido no ensaio de cone;

\bar{q}_{c1} é a média dos valores medidos da resistência de ponta (q_c) no ensaio de cone, numa espessura igual a $8B_b$ logo acima do nível da ponta da estaca (adotar valores nulos de q_c , acima do nível do terreno, quando $L < 8B_b$);

\bar{q}_{c2} é idem, numa espessura igual a $3,5B_b$ logo abaixo do nível da ponta da estaca.

ANEXO D – MÉTODO DO US ARMY CORPS OF ENGINEERING (2005)

Partindo-se da equação (5), são apresentados os valores propostos para a resistência unitária por atrito lateral e pela ponta, inicialmente para as camadas de solo de comportamento drenado, como é o caso das areias, areias siltosas, argilas após dissipação da poropressão gerada pela cravação e, posteriormente, para as camadas de solos argilosos com comportamento não drenado.

Estacas em solos de comportamento drenado – Atrito lateral

O atrito lateral de estacas em solos arenosos varia linearmente com a profundidade até uma profundidade crítica (D_c), permanecendo constante abaixo desta profundidade. A profundidade crítica varia entre 10 a 20 diâmetros (ou largura B), dependendo da densidade relativa da areia, como exibe a Tabela 35.

Tabela 35 – Profundidade crítica

Tipo de Solo e Compacidade	D_c
Areias fofas	10. B
Areias médias	15. B
Areias densas	20. B

O atrito lateral $\tau_{l,rupt}$ unitário é determinado pela equação (56).

$$\tau_{l,rupt} = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta \quad (56)$$

onde: σ'_v é a tensão efetiva vertical, para $D < D_c$;

σ'_v é a tensão efetiva vertical na profundidade crítica D_c , para $D > D_c$;

D é a profundidade considerada;

K é o coeficiente de empuxo lateral, variando de 1,0 a 2,0 para areias, e 1,0 para siltes e argilas;

δ é o ângulo de atrito entre o solo e a estaca (Tabela 36).

Tabela 36 – Valores de δ

Tipo de Solo	δ
Aço	0,67 ϕ a 0,83 ϕ
Concreto	0,90 ϕ a 1,00 ϕ
Madeira	0,80 ϕ a 1,00 ϕ

Fonte: US Army Corps of Engineering (2005)

A resistência total de atrito num certo trecho é dada pela equação (57).

$$Q_{l,rupt} = \tau_{l,rupt} \cdot A_s \quad (57)$$

onde: A_s é a área lateral da estaca em contato com o solo.

Estacas em solos de comportamento drenado – Resistência de ponta

A resistência unitária na ponta é calculada pela equação (58). Multiplicando-se pela área da base, tem-se a resistência total de ponta, expressa pela equação (59).

$$q_{p,rupt} = \sigma'_v \cdot N_q \quad (58)$$

$$Q_{p,rupt} = q_{p,rupt} \cdot A_b \quad (59)$$

onde: σ'_v é a tensão efetiva vertical, para $D < D_c$;

σ'_v é a tensão efetiva vertical na profundidade crítica D_c , para $D > D_c$ (os mesmos valores estabelecidos da profundidade crítica para o atrito lateral são utilizados para o cálculo da resistência de ponta);

N_q é o fator de capacidade de carga (Figura 93);

A_b é a área da base.

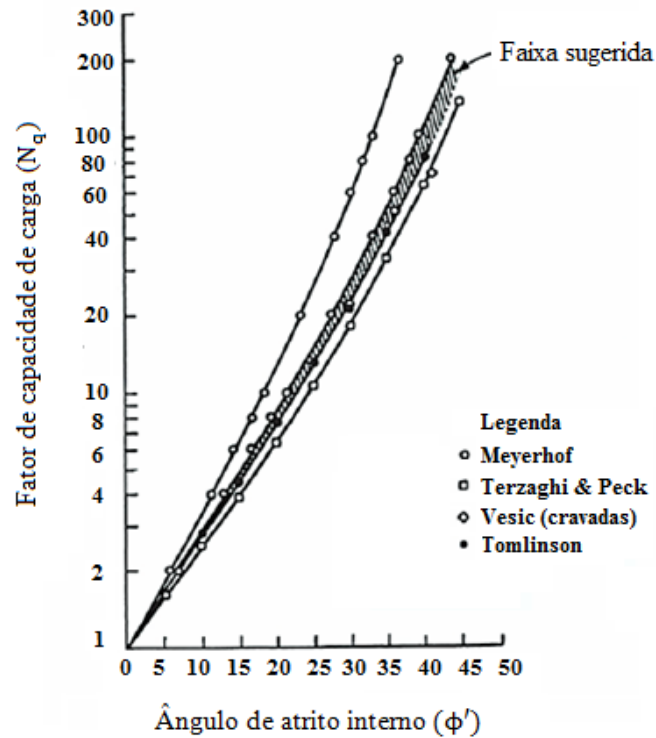


Figura 93 – Fator de capacidade de carga (N_q)

Fonte: Adaptado de US Army Corps of Engineering (2005)

Estacas em solos de comportamento não drenado – Atrito lateral

A publicação do US Army Corps of Engineers (2005) ressalta que, embora denominado de atrito lateral, a resistência é devida à coesão ou adesão da argila ao fuste da estaca, calculada como na equação (60).

$$\tau_{l,rupt} = c_a = \alpha \cdot S_u \quad (60)$$

onde: c_a é a adesão entre o solo de comportamento não drenado e à estaca;

α é o fator de adesão;

S_u é a resistência não drenada do solo.

A resistência lateral total num certo trecho é dada pela equação (61)

$$Q_{l,rupt} = \tau_{l,rupt} \cdot A_s \quad (61)$$

Os valores de α , em função da resistência não drenada, podem ser obtidos da Figura 94.

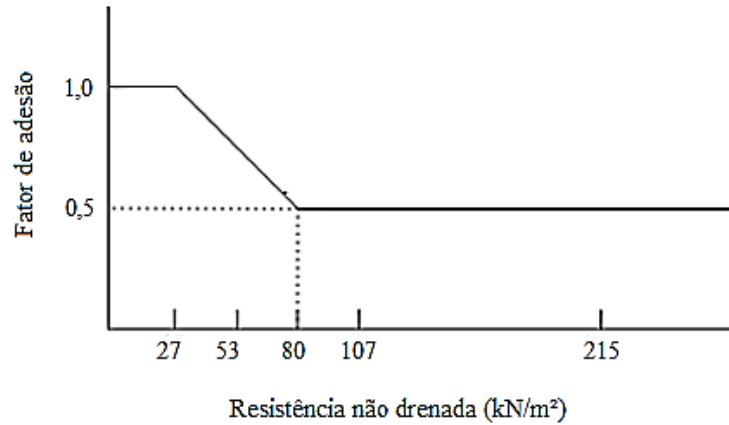


Figura 94 – Valores de α em função de S_u
Fonte: Adaptado de US Army Corps of Engineers (2005)

De acordo com US Army Corps of Engineers (2005), um outro procedimento para obtenção de valores de α , especialmente aplicados a estacas longas, foi desenvolvido por Semple e Ridgen (1984). O valor de α é definido pela equação (62), sendo os valores de α_1 e α_2 obtidos da Figura 95.

$$\alpha = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \quad (62)$$

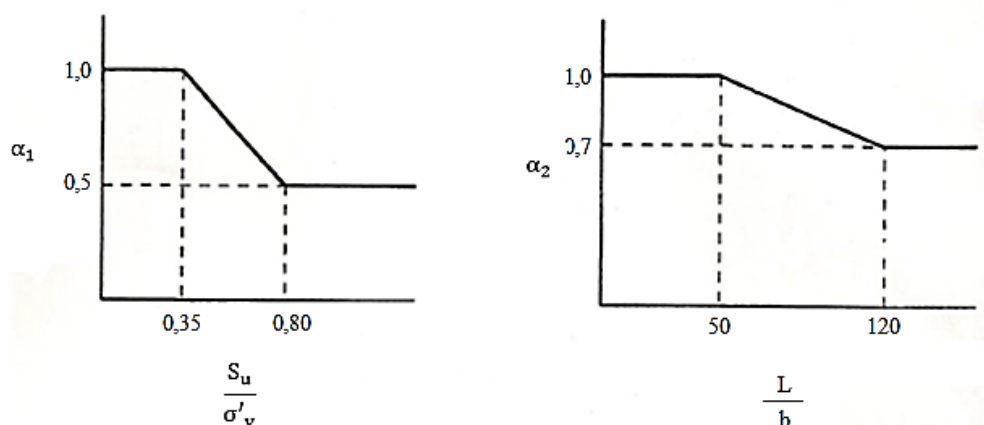


Figura 95 – Valores de α_1 e α_2 para estacas longas
Fonte: Adaptado de US Army Corps of Engineers (2005)

Estacas em solos de comportamento não drenado – Resistência de ponta

A resistência de ponta unitária é dada pela equação (63). Multiplicando-se pela área da base, tem-se a resistência total de ponta, expressa pela equação (64).

$$q_{p,rup} = 9 \cdot S_u \quad (63)$$

$$Q_{p,rup} = q_{p,rup} \cdot A_b \quad (64)$$

Estacas em solos estratificados

Segundo US Army Corps of Engineering (2005), para solos estratificados, os procedimentos de cálculo devem ser utilizados para cada camada. A capacidade de carga na ponta deve ser determinada a partir das propriedades da camada de solo na ponta da estaca. Todavia, quando camadas mais fracas existirem a profundidades de até cerca de 1,5 m ou 8 diâmetros abaixo da ponta, o que for maior, a resistência de ponta vai ser afetada. Dessa forma, torna-se necessário considerar esse efeito no cálculo da resistência de ponta.

Já no cálculo do atrito lateral, a contribuição de cada camada é avaliada separadamente, considerando as camadas acima como sobrecargas e aplicando os fatores de redução apropriados para o tipo de solo envolvido a medida que a profundidade vai aumentando.

ANEXO E – “MÉTODO β ” (TENSÕES EFETIVAS)

Descreve-se a seguir o “Método das Tensões Efetivas”, também conhecido como Método β , para o cálculo da capacidade de carga de atrito lateral e de ponta, em termos de tensões efetivas. Do somatório das duas componentes de resistência, ponta e atrito lateral, encontra-se a resistência última da estaca (Q_{ult}).

$$Q_{ult} = Q_l + Q_p \quad (65)$$

sendo: Q_l é a resistência por atrito lateral;

Q_p é a resistência de ponta.

O método β permite o cálculo direto da resistência lateral por meio da consideração de parâmetros como ângulo de atrito, coeficiente de proporcionalidade β , “coesão efetiva” e características geométricas da estaca.

O coeficiente de proporcionalidade β é o coeficiente do tipo Bjerrum–Burland, que relaciona a resistência unitária do fuste com a tensão efetiva e é obtido de forma empírica (FELLENIOUS, 2017).

A equação (66) define a resistência unitária do fuste:

$$r_s = c' + \beta \cdot \sigma'_z \quad (66)$$

onde: c' é a intercepto de coesão efetiva;

β é o coeficiente do tipo Bjerrum-Burland (ou coeficiente de proporcionalidade de tensões efetivas);

σ'_z é a tensão efetiva vertical.

A resistência lateral total (Q_l), para a estaca com comprimento igual a z , pode ser obtida por meio da equação (67).

$$Q_l = \int A_s \cdot r_s \, dz = \int A_s (c' + \beta \cdot \sigma'_z) dz \quad (67)$$

sendo: A_s é a área total do fuste até a profundidade z .

A Tabela 37 apresenta intervalos de valores do coeficiente β para tipos de solos mais comuns compilados por Fellenius (2008) a partir de diferentes estudos de casos.

Tabela 37 – Intervalos aproximados do coeficiente β

Tipo de Solo	ϕ (graus)	β
Argila	25 - 30	0,15 - 0,35
Silte	28 - 34	0,25 - 0,50
Areia	32 - 40	0,30 - 0,90
Pedregulho	35 - 45	0,35 - 0,80

Fonte: Fellenius (2017)

Assim como na estimativa da resistência lateral, emprega-se um coeficiente de proporcionalidade em relação à tensão efetiva para estimativa da resistência de ponta. Assim, a resistência unitária de ponta é definida pela equação (68).

$$r_t = N_t \cdot \sigma'_{z=D} \quad (68)$$

onde: N_t é o coeficiente de resistência de ponta;

$\sigma'_{z=D}$ é a tensão efetiva vertical na ponta da estaca.

A resistência total de ponta (Q_p) pode ser determinada a partir da equação (68).

$$Q_p = A_t \cdot r_t = A_t \cdot N_t \cdot \sigma'_{z=D} \quad (69)$$

onde: A_t é a área da base da estaca.

A seguir, na Tabela 38, são apresentados os intervalos de valores de N_t para tipos de solos mais comuns.

Tabela 38 – Intervalos aproximados do coeficiente N_t

Tipo de Solo	ϕ (graus)	N_t
Argila	25 - 30	3 - 30
Silte	28 - 34	20 - 40
Areia	32 - 40	30 - 150
Pedregulho	35 - 45	60 - 300

Fonte: Fellenius (2017)

ANEXO F – DADOS SIMPLIFICADOS DA SONDAGEM SP-2 (ESTUDO DE CASO 1)

Dados do Terreno	
Sondagem	SP-2 (Tecnosolo)
Nível do terreno	NT = 0,00m
Número de camadas	n = 16

Profundidade da camada (m)		Classificação
0,00	3,36	Areia
3,36	6,00	Areia siltosa
6,00	8,00	Argila silto-arenosa
8,00	14,00	Argila silto-arenosa
14,00	15,00	Areia argilo-siltosa
15,00	16,00	Argila silto-arenosa
16,00	19,00	Argila silto-arenosa
19,00	24,00	Argila silto-arenosa
24,00	26,70	Argila silto-arenosa
26,70	30,80	Argila silto-arenosa
30,80	32,10	Areia siltosa
32,10	33,00	Argila silto-arenosa
33,00	34,00	Areia siltosa
34,00	36,00	Argila silto-arenosa
36,00	44,00	Argila silto-arenosa
44,00	46,20	Silte arenoso

Prof. (m)	N_{SPT}
4	14,0
5	10,0
6	12,5
7	4,0
8	0,0
9	0,0
10	0,0
11	3,5
12	2,5
13	2,5
14	3,5
15	2,0
16	2,0
17	2,0
18	2,5
19	4,0
20	6,0
21	6,0
22	7,5
23	8,0
24	10,0

Prof. (m)	N_{SPT}
25	10,0
26	12,0
27	19,0
28	18,0
29	21,5
30	15,0
31	17,5
32	15,5
33	16,5
34	18,5
35	18,5
36	21,5
37	19,5
38	21,0
39	24,5
40	47,0
41	39,5
42	47,0
43	69,5
44	150,0
45	112,0
46	150,0

ANEXO G – DADOS SIMPLIFICADOS DA SONDAGEM SP-1 (ESTUDO DE CASO 1)

Dados do Terreno	
Sondagem	SP-1 (Tecnosolo)
Nível do terreno	NT = 5,00m
Número de camadas	n = 9

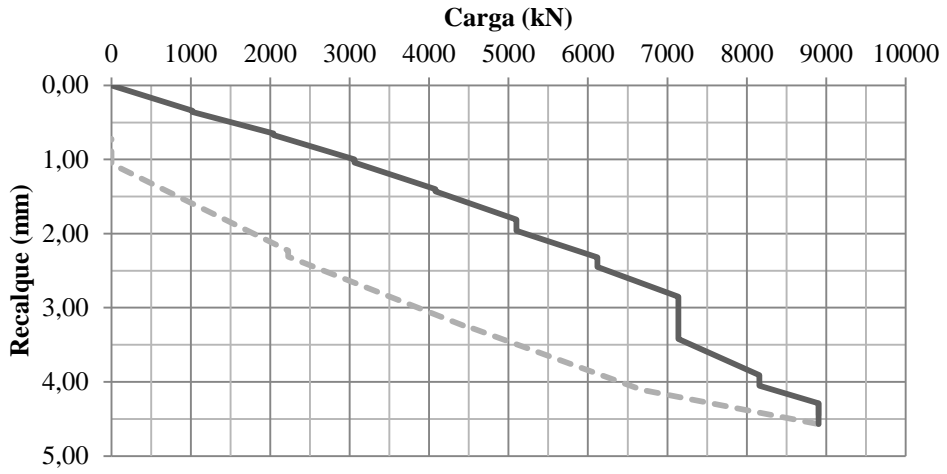
Profundidade da camada (m)		Classificação
0,00	10,00	Areia siltosa
10,00	12,00	Areia argilo-siltosa
12,00	17,70	Argila silto-arenosa
17,70	19,00	Argila silto-arenosa
19,00	24,00	Argila silto-arenosa
24,00	26,00	Argila silto-arenosa
26,00	29,80	Areia siltosa
29,80	49,00	Argila silto-arenosa
49,00	54,50	Silte arenoso

Prof. (m)	N_{SPT}	Prof. (m)	N_{SPT}	Prof. (m)	N_{SPT}
4	0,0	21	5,0	38	22,5
5	3,0	22	5,0	39	15,0
6	2,0	23	4,5	40	22,0
7	3,5	24	4,0	41	24,5
8	2,5	25	4,5	42	21,0
9	2,0	26	19,0	43	18,0
10	4,0	27	23,0	44	27,5
11	2,9	28	27,0	45	28,0
12	4,0	29	41,4	46	21,5
13	2,0	30	17,0	47	29,0
14	2,0	31	26,0	48	25,5
15	2,0	32	27,0	49	75,0
16	2,0	33	22,5	50	79,0
17	2,0	34	19,5	51	79,0
18	4,0	35	24,5	52	75,0
19	4,0	36	17,0	53	79,0
20	3,5	37	16,5	54	159,0

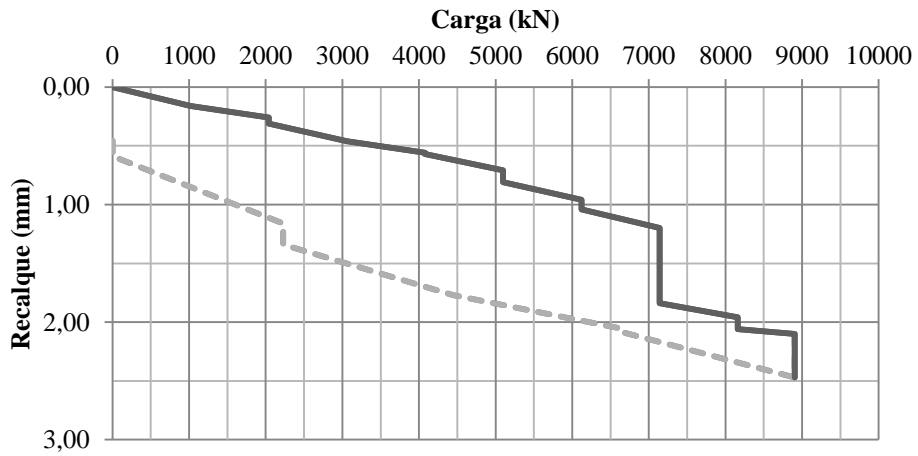
ANEXO H – RESULTADOS DAS LEITURAS DAS INSTRUMENTAÇÕES (E104)

Carga (tf)	Carga (tf)	Carga (kN)	Leituras dos Tell-Tales (mm)				Levant. do bloco (+2,60m)
			Topo (+2,60m)	T2 (-11,20m)	T3 (-21,20m)	T1 (-41,20m)	
0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
104	104	1020	0,34	0,16	0,02	0,08	-0,06
	104	1020	0,36	0,16	0,02	0,08	-0,06
208	208	2040	0,65	0,26	0,07	0,09	-0,25
	208	2040	0,67	0,31	0,07	0,09	-0,25
312	312	3060	1,00	0,46	0,15	0,09	-0,47
	312	3060	1,04	0,46	0,15	0,09	-0,47
416	416	4080	1,40	0,56	0,15	0,11	-0,64
	416	4080	1,43	0,57	0,15	0,11	-0,64
520	520	5099	1,81	0,71	0,16	0,11	-0,90
	520	5099	1,96	0,81	0,16	0,11	-0,90
624	624	6119	2,32	0,96	0,27	0,11	-1,14
	624	6119	2,45	1,04	0,27	0,11	-1,14
728	728	7139	2,85	1,20	0,39	0,11	-1,37
	728	7139	3,42	1,84	0,95	0,51	-1,09
832	832	8159	3,91	1,96	0,95	0,44	-1,30
	832	8159	4,05	2,06	0,96	0,41	-1,55
908	908	8904	4,29	2,10	0,96	0,36	-1,66
	908	8904	4,57	2,47	1,13	0,41	-1,84
681	681	6678	4,11	2,09	1,03	0,28	-1,66
	681	6678	4,11	2,06	1,01	0,23	-1,62
454	454	4452	3,24	1,77	0,91	0,20	-1,23
	454	4452	3,25	1,77	0,90	0,20	-1,23
227	227	2226	2,31	1,34	0,71	0,14	-0,84
	227	2226	2,23	1,16	0,64	0,07	-0,78
0	0	0	1,06	0,59	0,32	0,01	-0,39
	0	0	0,72	0,41	0,24	0,00	-0,30

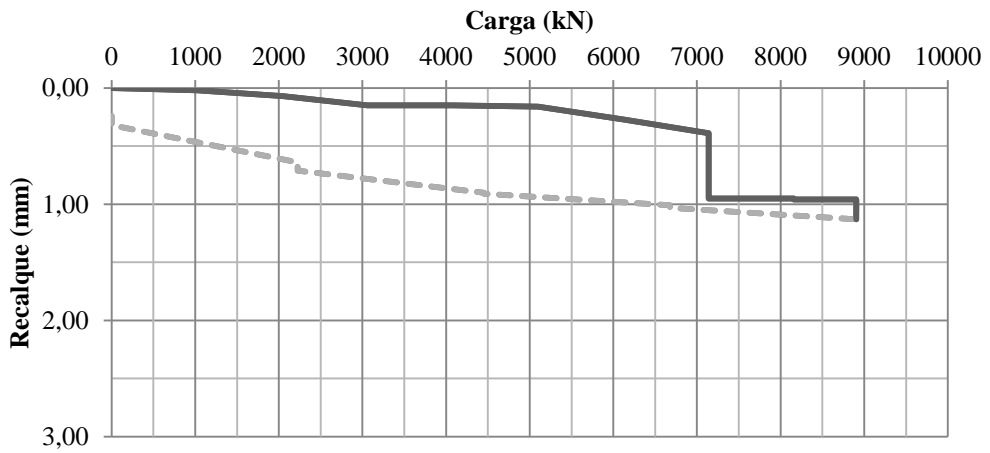
Topo da Estaca (+2,60m)



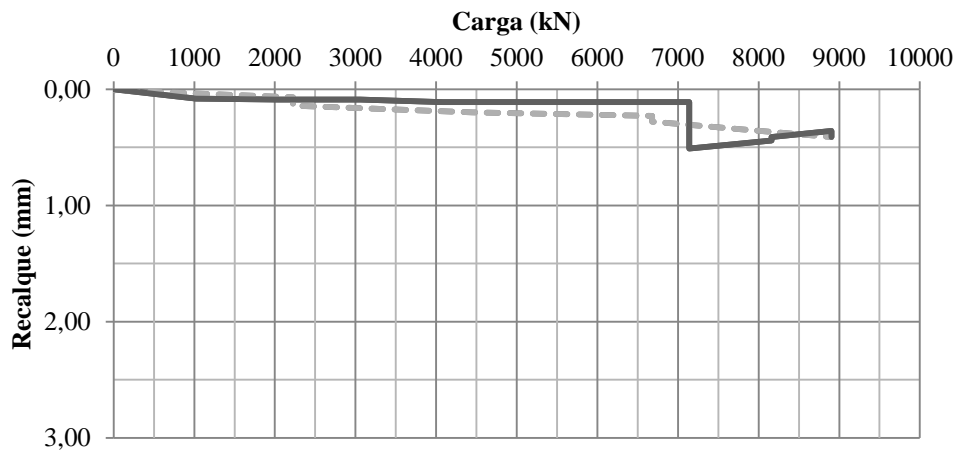
Tell-Tale T2 (-11,20m)



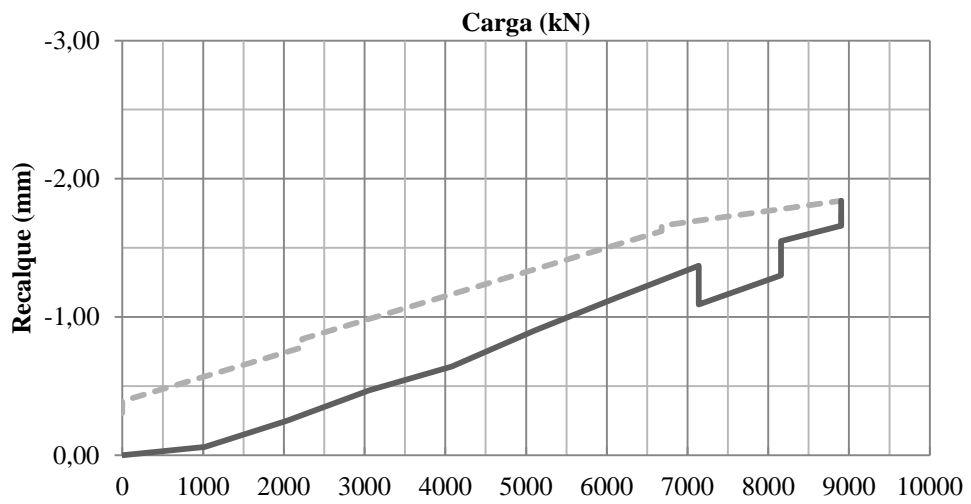
Tell-Tale T3 (-21,20m)



Tell-Tale T1 (-41,20m)



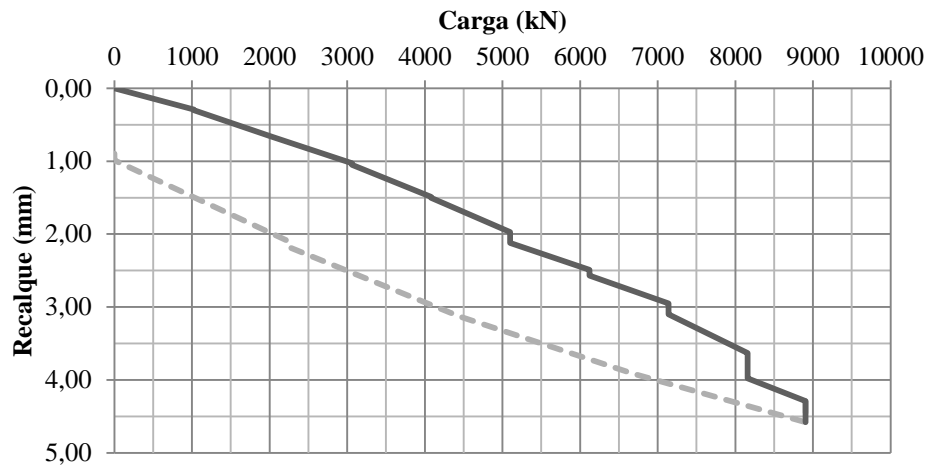
Levantamento do bloco (+2,60m)



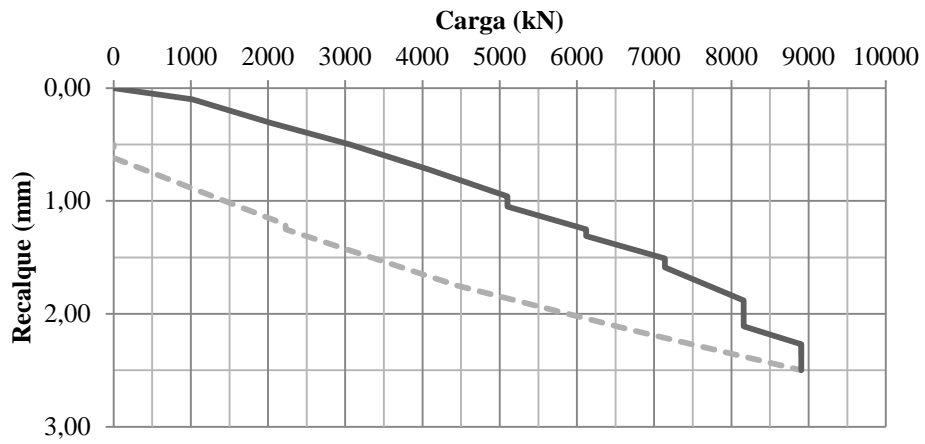
ANEXO I – RESULTADOS DAS LEITURAS DAS INSTRUMENTAÇÕES (E413)

	Carga (tf)	Carga (kN)	Leituras dos Tell-Tales (mm)					Levant. do bloco (+2.60m)
			Topo (+2.60m)	T2 (-9,00m)	T1 (-19,00m)	T4 (-29,50m)	T3 (-39,00m)	
0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
104	104	1020	0,29	0,10	0,31	0,11	0,08	-0,19
	104	1020	0,30	0,10	0,31	0,20	0,08	-0,20
208	208	2040	0,67	0,31	0,54	0,24	0,14	-0,32
	208	2040	0,67	0,31	0,53	0,24	0,14	-0,33
312	312	3060	1,03	0,50	0,61	0,34	0,19	-0,47
	312	3060	1,05	0,50	0,62	0,36	0,19	-0,47
416	416	4080	1,49	0,72	0,73	0,41	0,21	-0,65
	416	4080	1,50	0,72	0,72	0,43	0,21	-0,65
520	520	5099	1,97	0,96	0,84	0,52	0,26	-0,83
	520	5099	2,12	1,05	0,95	0,60	0,30	-0,87
624	624	6119	2,49	1,25	0,99	0,62	0,33	-1,01
	624	6119	2,57	1,31	1,04	0,64	0,33	-1,02
728	728	7139	2,95	1,51	1,12	0,67	0,35	-1,18
	728	7139	3,10	1,59	1,21	0,74	0,37	-1,29
832	832	8159	3,63	1,88	1,30	0,79	0,42	-1,50
	832	8159	3,98	2,11	1,46	0,89	0,45	-1,79
908	908	8904	4,29	2,27	1,50	0,90	0,48	-1,92
	908	8904	4,58	2,50	1,68	0,99	0,53	-2,02
681	681	6678	3,91	2,14	1,04	0,67	0,31	-1,76
	681	6678	3,91	2,14	1,04	0,67	0,31	-1,76
454	454	4452	3,13	1,75	0,31	0,41	0,25	-1,37
	454	4452	3,13	1,75	0,31	0,41	0,25	-1,37
227	227	2226	2,17	1,25	0,27	0,30	0,20	-0,93
	227	2226	2,09	1,21	0,27	0,29	0,20	-0,91
0	0	0	0,99	0,62	-0,15	0,19	0,14	-0,44
	0	0	0,82	0,5	-0,15	0,12	0,09	-0,39

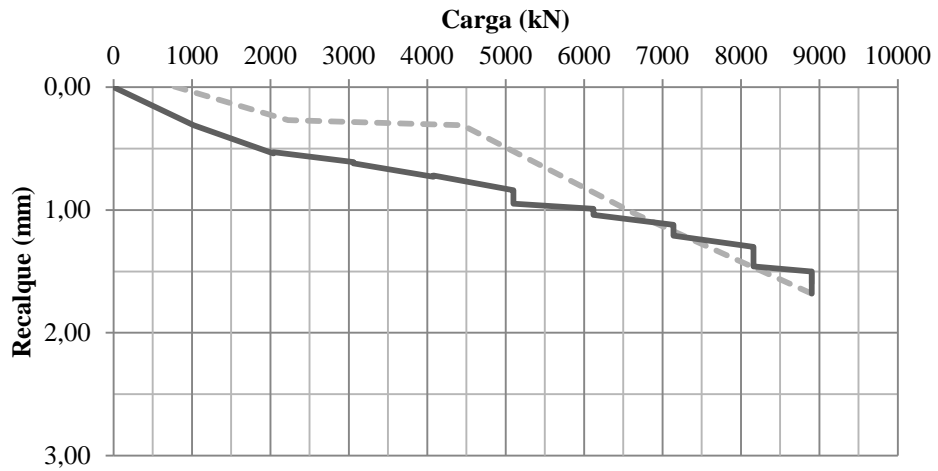
Topo da Estaca +2,60m



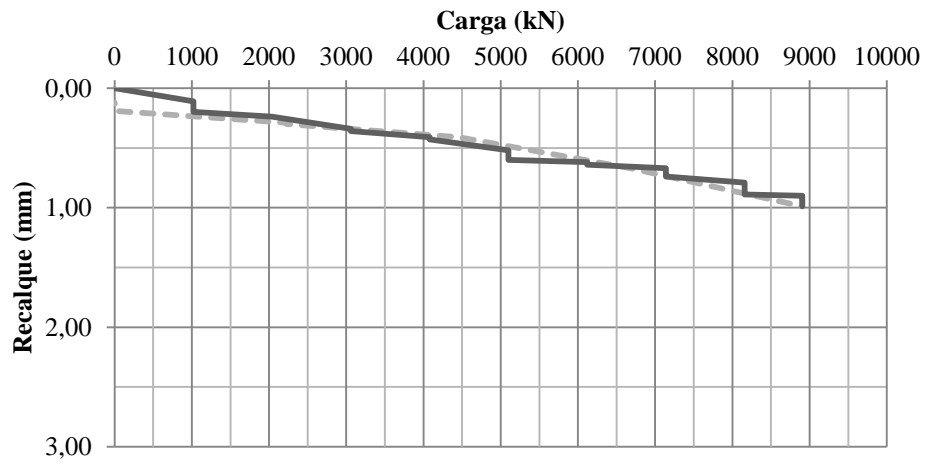
Tell-Tale T2 -9,00m



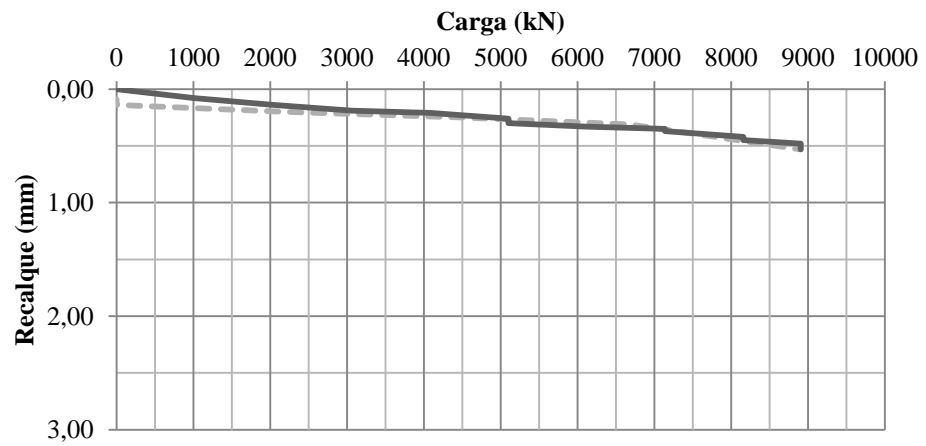
Tell-Tale T1 -19,00m



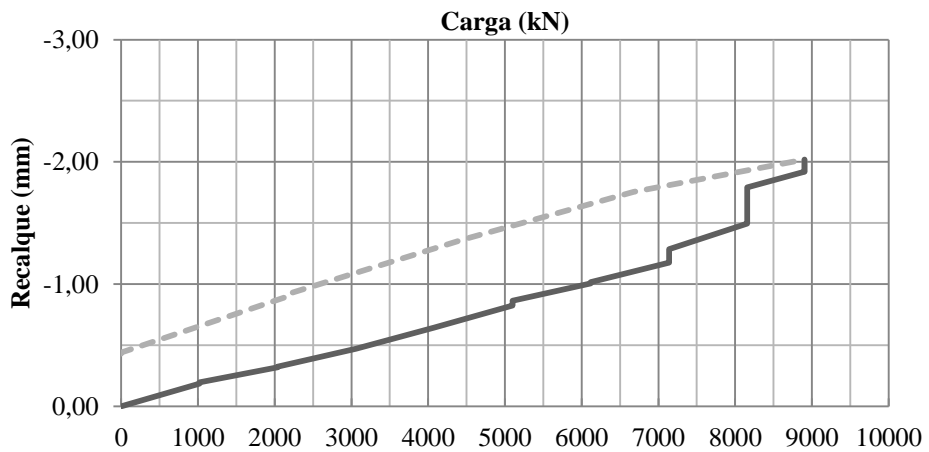
Tell-Tale T4 -29,50m



Tell-Tale T3 -39,00m



Levantamento do bloco +2,60m



APÊNDICE A – ESTUDO SIMPLIFICADO DA RESISTÊNCIA DO SOLO DURANTE A CRAVAÇÃO POR MEIO DA FÓRMULA DOS DINAMARQUESES (ESTUDO DE CASO 2)

A resistência última mobilizada durante a cravação pode obtida pela formulação apresentada por Sorensen e Hansen (1957), também conhecida como Fórmula dos Dinamarqueses, sendo expressa pela equação (45).

$$R_u = \frac{\eta \cdot W \cdot h}{s + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2 \cdot \eta \cdot W \cdot h \cdot L}{A \cdot E_p}}} \quad (70)$$

onde: W é peso do martelo;

η é o fator de eficiência do sistema de cravação, representa as perdas de energia no bate estaca ($\eta = 0,70$, para martelos de queda livre operados por guincho, a $\eta = 0,90$, para martelos automáticos);

h é a altura de queda;

s é a nega, isto é, a penetração da estaca pela ação de 1 golpe do pilão;

L é o comprimento da estaca;

A é a área da seção transversal;

E_p é o módulo de elasticidade do material da estaca.

Por meio da equação (45) e dos parâmetros dispostos na Tabela 39, foi possível obter o valor da resistência última mobilizada durante a cravação (Tabela 40), por meio de uma formulação dinâmica.

Tabela 39 – Parâmetros utilizados

Parâmetro	Valor	Unidade
η	0,90	-
W	55,00	kN
h	0,60	m
s	variável	m
L	variável	m
A	0,0110	m ²
E_p	$2,10 \cdot 10^8$	kN/m ²

Tabela 40 – Estimativa da resistência última mobilizada durante a cravação

Prof. (m)	nº golpes	s (cm)	s (m)	L (m)	Ru (kN)
1	4	25,000	0,250	13,00	114,61
2	6	16,667	0,167	13,00	168,93
3	12	8,333	0,083	13,00	321,17
4	16	6,250	0,063	13,00	414,56
5	19	5,263	0,053	13,00	480,79
6	22	4,545	0,045	13,00	543,99
7	26	3,846	0,038	13,00	623,91
8	23	4,348	0,043	13,00	564,42
9	28	3,571	0,036	13,00	662,12
10	12	8,333	0,083	13,00	321,17
11	10	10,000	0,100	13,00	272,12
12	10	10,000	0,100	13,00	272,12
13	10	10,000	0,100	25,00	263,58
14	10	10,000	0,100	25,00	263,58
15	10	10,000	0,100	25,00	263,58
16	15	6,667	0,067	25,00	374,32
17	15	6,667	0,067	25,00	374,32
18	22	4,545	0,045	25,00	510,91
19	28	3,571	0,036	25,00	613,74
20	31	3,226	0,032	25,00	660,95
21	34	2,941	0,029	25,00	705,65
22	32	3,125	0,031	25,00	676,12
23	22	4,545	0,045	25,00	510,91
24	18	5,556	0,056	25,00	435,27
25	17	5,882	0,059	37,00	400,02
26	16	6,250	0,063	37,00	381,15
27	15	6,667	0,067	37,00	361,80
28	15	6,667	0,067	37,00	361,80
29	18	5,556	0,056	37,00	418,44
30	19	5,263	0,053	37,00	436,42
31	21	4,762	0,048	37,00	471,12
32	22	4,545	0,045	37,00	487,87
33	23	4,348	0,043	37,00	504,24
34	20	5,000	0,050	37,00	453,97
35	17	5,882	0,059	37,00	400,02
36	18	5,556	0,056	37,00	418,44
37	18	5,556	0,056	49,00	405,16
38	18	5,556	0,056	49,00	405,16
39	19	5,263	0,053	49,00	422,00
40	21	4,762	0,048	49,00	454,36
41	20	5,000	0,050	49,00	438,39
42	19	5,263	0,053	49,00	422,00
43	19	5,263	0,053	49,00	422,00
44	18	5,556	0,056	49,00	405,16

45	19	5,263	0,053	49,00	422,00
46	19	5,263	0,053	49,00	422,00
47	25	4,000	0,040	49,00	514,30
48	30	3,333	0,033	49,00	581,42
49	44	2,273	0,023	49,00	733,78

Conforme exposto no item 4.4, de modo a corrigir os valores do número de golpes do SPT na camada entre 17,0 e 22,0m, os valores calculados na Tabela 40 foram comparados aos valores estimados pelos métodos semiempíricos de Aoki e Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978, 1982) e Velloso (1981), dispostos na Tabela 41, bem como pelo método teórico proposto pelo US Army Corps of Engineers (2005), vide Tabela 42.

Tabela 41 – Estimativa da resistência última pelos métodos semiempíricos

Prof. (m)	Mét. Dinamarques – Ru (kN)	AV - Ru (kN)	DQ - Ru (kN)	Velloso - Ru (kN)
1	115	542	713	609
2	169	1485	1161	1670
3	321	2004	1495	2249
4	415	1601	1539	1785
5	481	1757	1432	1955
6	544	1606	1415	1779
7	624	1559	1430	1723
8	564	1845	1431	2043
9	662	1475	1404	1649
10	321	1471	1295	1636
11	272	1367	1223	1504
12	272	1376	1252	1527
13	264	1384	1287	1549
14	264	1385	1320	1563
15	264	1417	1355	1617
16	374	1407	1570	1619
17	374	3909	2749	4445
18	511	3503	3666	3973
19	614	4999	3905	5651
20	661	4760	3973	5365
21	706	3746	3407	4209
22	676	3090	2732	3480
23	511	3103	2715	3513
24	435	3116	2755	3547
25	400	3151	2796	3612
26	381	3127	2815	3604
27	362	3140	2847	3638
28	362	3152	2883	3671

29	418	3165	2918	3704
30	436	3178	2957	3738
31	471	3213	3006	3802
32	488	3253	3060	3878
33	504	3274	3111	3934
34	454	3432	3299	4116
35	400	3523	3352	4217
36	418	3384	3262	4087
37	405	3406	3309	4142
38	405	3449	3363	4229
39	422	3452	3413	4265
40	454	3496	3463	4352
41	438	3499	3514	4388
42	422	3543	3563	4474
43	422	3546	3614	4510
44	405	3590	3663	4597
45	422	3592	3736	4633
46	422	4100	4143	5190
47	514	4320	4426	5589
48	581	4591	4519	5993
49	734	4301	4578	5733

Tabela 42 – Estimativa da resistência última pelo método teórico proposto pelo US Army Corps of Engineers (2005)

Prof. (m)	US Army Corps of Engineers – Q_{ult} (kN)
0,00	0
8,55	245
9,75	251
15,75	272
20,95	741
33,05	691
34,85	742
45,45	801
46,20	894
49,00	1058

A Figura 96 mostra a comparação das previsões de resistência última pelos métodos supracitados. Pode-se notar que a variação da resistência mobilizada na camada entre 17,0 e 22,0m de profundidade pelas estimativas com o método dos Dinamarques e com a formulação teórica do US Army Corps of Engineers (2005) - representada pela linha (1) - foi bem mais suave se comparada à variação com as estimativas pelos métodos semiempíricos - representada pela linha (2).

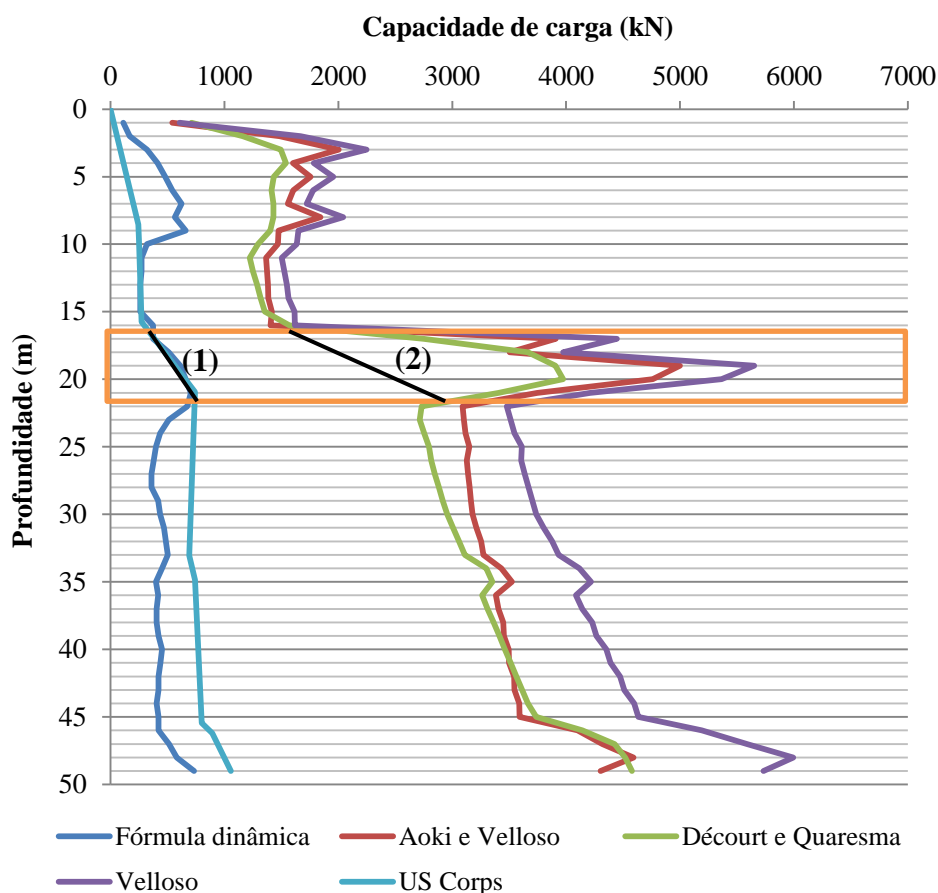


Figura 96 – Comparação das previsões de resistência última pelos métodos supracitados

Acredita-se que pelo fato de a estaca ensaiada estar um pouco afastada da sondagem mais representativa, essa camada possa não estar presente nos dois locais com a mesma compacidade. Complementarmente, a Tabela 43 apresenta as diferenças entre os valores estimados para a resistência última nas profundidades 16m e 22m.

Tabela 43 – Diferenças entre os valores estimados para a resistência última nas profundidades 16m e 22m

Metodologia utilizada	Resistência última (kN)		
	16,00m	22,00m	Diferença
Mét. Dinamarques	374	676	45%
Aoki e Velloso	1407	3090	54%
Décourt e Quaresma	1570	2732	43%
Velloso	1619	3480	53%
US Army Corps of Engineers	272	741	63%

Portanto, de modo a considerar a influência da cravabilidade e da possível ocorrência de valores um pouco diferentes do número de golpes do SPT nesta camada com relação à sondagem mais representativa, tais valores foram reduzidos em 50%.

APÊNDICE B – ESTIMATIVA DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS - ESTUDO DE CASO 1 (ESTACA E104)

Peso específico – Godoy (1972)

Camada	Classificação	NSPT (médio)	γ (kN/m ³)
1	Areia siltosa	2,7	18,0
2	Argila silto-arenosa	3,4	15,0
3	Areia siltosa	27,6	20,0
4	Argila silto-arenosa	20,9	19,0
5	Argila silto-arenosa	26,3	19,5
6	Silte arenoso	50,0	21,0

Ângulo de atrito interno – Resumo das estimativas

Camada	Classificação	NSPT (médio)	NSPT,60 (médio)	Φ_{\min} (graus)	Φ_{\max} (graus)
1	Areia siltosa	2,7	3,2	22	36
2	Argila silto-arenosa	3,4	4,1	23	35
3	Areia siltosa	27,6	33,1	38	45
4	Argila silto-arenosa	20,9	25,1	35	40
5	Argila silto-arenosa	26,3	31,6	35	42
6	Silte arenoso	50,0	60,0	40	50

Ângulo de atrito interno – Godoy (1983)

$$\phi = 28^\circ + 0,4 \cdot N_{\text{SPT}}$$

Camada	Classificação	NSPT (médio)	ϕ (graus)
1	Areia siltosa	2,7	29
2	Argila silto-arenosa	3,4	29
3	Areia siltosa	27,6	39
4	Argila silto-arenosa	20,9	36
5	Argila silto-arenosa	26,3	39
6	Silte arenoso	50,0	48

Ângulo de atrito interno – Teixeira (1996)

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{SPT}} + 15^\circ$$

Camada	Classificação	N _{SPT} (médio)	ϕ (graus)
1	Areia siltosa	2,7	22
2	Argila silto-arenosa	3,4	23
3	Areia siltosa	27,6	38
4	Argila silto-arenosa	20,9	35
5	Argila silto-arenosa	26,3	38
6	Silte arenoso	50,0	47

Ângulo de atrito interno – Hatanaka e Uchida (1996)

$$\phi = 20^\circ + \sqrt{15,4 \cdot N_{SPT,60}}$$

Camada	Classificação	N _{SPT,60} (médio)	ϕ (graus)
1	Areia siltosa	3,2	27
2	Argila silto-arenosa	4,1	28
3	Areia siltosa	33,1	43
4	Argila silto-arenosa	25,1	40
5	Argila silto-arenosa	31,6	42
6	Silte arenoso	60,0	50

Tensão efetiva vertical (no centro de cada camada) – SPT original

Camada	Classificação	γ (kN/m ³)	Profundidade (m)		Espessura da camada (m)	Tensão efetiva vertical σ' _{vo}
1	Areia siltosa	18,0	2,60	-7,00	9,60	38,4
2	Argila silto-arenosa	15,0	-7,00	-20,00	13,00	109,3
3	Areia siltosa	20,0	-20,00	-24,00	4,00	161,8
4	Argila silto-arenosa	19,0	-24,00	-38,00	14,00	244,8
5	Argila silto-arenosa	19,5	-38,00	-43,00	5,00	331,6
6	Silte arenoso	21,0	-43,00	-49,00	6,00	388,3

Densidade relativa – Gibbs e Holtz (1957)

$$D_r = \left(\frac{N_{\text{SPT},60}}{0,23 \cdot \sigma'_{\text{vo}} + 16} \right)^{1/2}$$

Camada	Classificação	$N_{\text{SPT},60}$ (médio)	σ'_{vo}	D_r
1	Areia siltosa	3,2	38,4	0,4
2	Argila silto-arenosa	4,1	109,3	0,3
3	Areia siltosa	33,1	161,8	0,8
4	Argila silto-arenosa	25,1	244,8	0,6
5	Argila silto-arenosa	31,6	331,6	0,6
6	Silte arenoso	-	388,3	-

Densidade relativa – Skempton (1986)

$$D_r = \left(\frac{N_{\text{SPT},60}}{0,28 \cdot \sigma'_{\text{vo}} + 27} \right)^{1/2}$$

Camada	Classificação	$N_{\text{SPT},60}$ (médio)	σ'_{vo}	D_r
1	Areia siltosa	3,2	38,4	0,3
2	Argila silto-arenosa	4,1	109,3	0,3
3	Areia siltosa	33,1	161,8	0,7
4	Argila silto-arenosa	25,1	244,8	0,5
5	Argila silto-arenosa	31,6	331,6	0,5
6	Silte arenoso	-	388,3	-

Ângulo de atrito interno – De Mello (1971) com D_r de Gibbs e Holtz (1957) e Skempton (1986)

$$\tan \phi = \frac{0,712}{(1,49 - D_r)}$$

Camada	Classificação	D_r (G & H)	ϕ (graus)	D_r (Skempton)	ϕ (graus)
1	Areia siltosa	0,4	32	0,3	31
2	Argila silto-arenosa	0,3	31	0,3	30
3	Areia siltosa	0,8	45	0,7	41
4	Argila silto-arenosa	0,6	38	0,5	36
5	Argila silto-arenosa	0,6	38	0,5	36
6	Silte arenoso	-	-	-	-

Ângulo de atrito interno – Giuliani e Nicoll (1982) com D_r de Gibbs e Holtz (1957) e Skempton (1986)

$$\tan \phi = 0,575 + 0,361 \cdot D_r^{0,866}$$

Camada	Classificação	D_r (G & H)	ϕ (graus)	D_r (Skempton)	ϕ (graus)
1	Areia siltosa	0,4	36	0,3	35
2	Argila silto-arenosa	0,3	35	0,3	35
3	Areia siltosa	0,8	41	0,7	40
4	Argila silto-arenosa	0,6	39	0,5	38
5	Argila silto-arenosa	0,6	39	0,5	38
6	Silte arenoso	-	-	-	-

Ângulo de atrito interno – Kulhawy e Mayne (1990)

$$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{N_{SPT,60}}{12,2 + 0,23 \cdot \sigma'_{vo}} \right)^{0,34}$$

Camada	Classificação	$N_{SPT,60}$ (médio)	σ'_{vo}	ϕ (graus)
1	Areia siltosa	3,2	38,4	28
2	Argila silto-arenosa	4,1	109,3	25
3	Areia siltosa	33,1	161,8	41
4	Argila silto-arenosa	25,1	244,8	35
5	Argila silto-arenosa	31,6	331,6	35
6	Silte arenoso	-	388,3	-

Módulo de elasticidade – Resumo

Camada	Classificação	NSPT (médio)	NSPT,60 (médio)	E_s min (MPa)	E_s max (MPa)
1	Areia siltosa	2,7	3,2	2	25
2	Argila silto-arenosa	3,4	4,1	6	15
3	Areia siltosa	27,6	33,1	50	225
4	Argila silto-arenosa	20,9	25,1	37	66
5	Argila silto-arenosa	26,3	31,6	39	88
6	Silte arenoso	50,0	60,0	106	670

Módulo de elasticidade – Teixeira & Godoy (1996)

$$E_s = \alpha \cdot q_c = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT}$$

Camada	Classificação	α	K	N_{SPT}	E_s (MPa)
1	Areia siltosa	3	0,70	2,7	5,7
2	Argila silto-arenosa	7	0,25	3,4	6,0
3	Areia siltosa	3	0,70	27,6	58,0
4	Argila silto-arenosa	7	0,25	20,9	36,6
5	Argila silto-arenosa	7	0,25	26,3	46,0
6	Silte arenoso	5	0,45	50,0	112,5

Módulo de elasticidade – Leão (2015)

$$E_s \text{ (kPa)} = \eta \cdot N_{SPT,60}^{0.80}$$

Camada	Classificação	$N_{SPT,60}$	η	E_s (MPa)	η	E_s (MPa)
1	Areia siltosa	3,2	5,0	12,8	7,0	17,9
2	Argila silto-arenosa	4,1	3,0	9,2	5,0	15,4
3	Areia siltosa	33,1	5,0	82,2	7,0	115,1
4	Argila silto-arenosa	25,1	3,0	39,5	5,0	65,8
5	Argila silto-arenosa	31,6	3,0	47,5	5,0	79,1
6	Silte arenoso	60,0	4,0	105,8	6,0	158,7

Módulo de elasticidade para solos arenosos – Clayton (1986)

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

Camada	Classificação	$N_{SPT,60}$	E_s (MPa) Lim. Inf.	E_s (MPa) Val. Med.	E_s (MPa) Lim. Sup.
1	Areia siltosa	3,2	2,0	10,0	20,0
2	Argila silto-arenosa	4,1	-	-	-
3	Areia siltosa	33,1	50,0	155,0	225,0
4	Argila silto-arenosa	25,1	-	-	-
5	Argila silto-arenosa	31,6	-	-	-
6	Silte arenoso	60,0	175,0	420,0	670,0

Módulo de elasticidade para solos arenosos – Schnaid (2000)

$$E \text{ (MPa)} = 3,4 \cdot N_{\text{SPT},60}$$

Camada	Classificação	$N_{\text{SPT},60}$	E_s (MPa)
1	Areia siltosa	3,2	11,0
2	Argila silto-arenosa	4,1	-
3	Areia siltosa	33,1	112,6
4	Argila silto-arenosa	25,1	-
5	Argila silto-arenosa	31,6	-
6	Silte arenoso	60,0	204,0

Módulo de elasticidade para solos arenosos – Freitas (2010)

$$E_s \text{ (kPa)} = 8000 \cdot N_{\text{SPT},60}^{0.80}$$

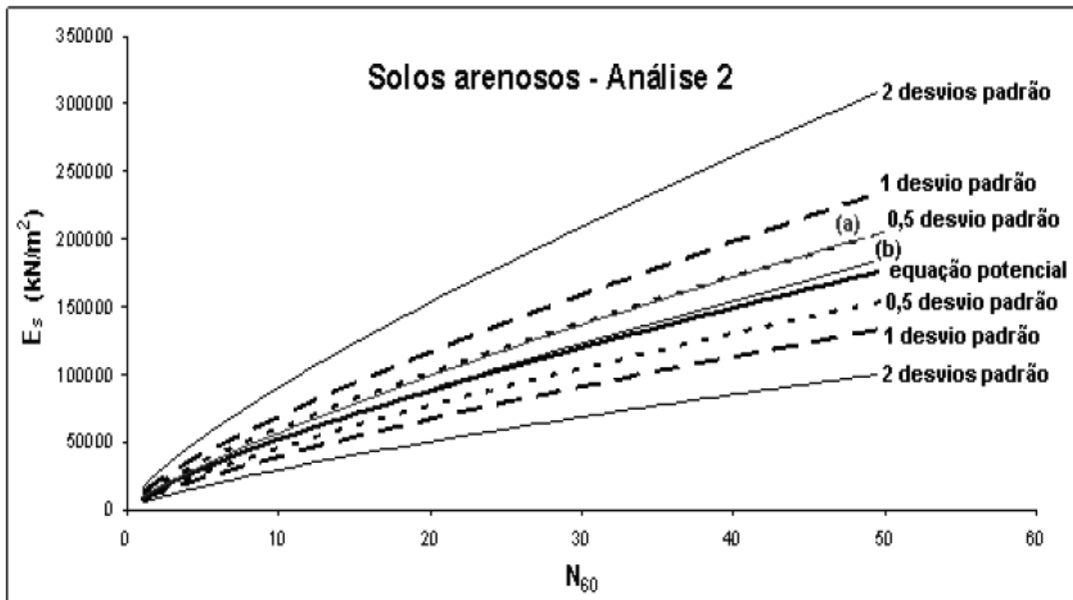


Figura 97 – Comparação da equação potencial para solos arenosos com intervalos de confiança de até dois desvios padrões (FREITAS, 2010)

Camada	Classificação	$N_{\text{SPT},60}$	E_s (MPa)	E_s (MPa)	E_s (MPa)
			Lim. Inf.	Val. Med.	Lim. Sup.
1	Areia siltosa	3,2	15,0	20,5	25,0
2	Argila silto-arenosa	4,1	-	-	-
3	Areia siltosa	33,1	75,0	131,6	155,0
4	Argila silto-arenosa	25,1	-	-	-
5	Argila silto-arenosa	31,6	-	-	-
6	Silte arenoso	60,0	130,0	211,6	235,0

Módulo de elasticidade para solos residuais – Blight (1997)

$$E \text{ (MPa)} = 1,6 \cdot N_{\text{SPT},60}$$

Camada	Classificação	$N_{\text{SPT},60}$	E_s (MPa)
1	Areia siltosa	3,2	-
2	Argila silto-arenosa	4,1	-
3	Areia siltosa	33,1	-
4	Argila silto-arenosa	25,1	-
5	Argila silto-arenosa	31,6	50,5
6	Silte arenoso	60,0	96,0

Módulo de elasticidade para solos residuais – Sandroni (1991)

$$E \text{ (MPa)} = (0,6 \pm 0,2) \cdot N_{\text{SPT}}^{1,4}$$

Camada	Classificação	N_{SPT} (médio)	E_s (MPa) Lim. Inf.	E_s (MPa) Val. Med.	E_s (MPa) Lim. Sup.
1	Areia siltosa	2,7	-	-	-
2	Argila silto-arenosa	3,4	-	-	-
3	Areia siltosa	27,6	-	-	-
4	Argila silto-arenosa	20,9	-	-	-
5	Argila silto-arenosa	26,3	38,9	58,4	87,5
6	Silte arenoso	50,0	95,6	143,5	215,2

Módulo de elasticidade para solos residuais – Schnaid e Odebrecht (2012)

$$\text{Valores médios: } E \text{ (MPa)} = 2,01 \cdot N_{\text{SPT},60}$$

$$\text{Limite inferior: } E \text{ (MPa)} = 2,01 \cdot N_{\text{SPT},60} - 0,611 \sqrt{N_{\text{SPT},60}^2 - 19,79 \cdot N_{\text{SPT},60} + 184,63}$$

$$\text{Limite superior: } E \text{ (MPa)} = 2,01 \cdot N_{\text{SPT},60} + 0,611 \sqrt{N_{\text{SPT},60}^2 - 19,79 \cdot N_{\text{SPT},60} + 184,63}$$

Camada	Classificação	$N_{\text{SPT},60}$	E_s (MPa) Lim. Inf.	E_s (MPa) Val. Med.	E_s (MPa) Lim. Sup.
1	Areia siltosa	3,2	-	-	-
2	Argila silto-arenosa	4,1	-	-	-
3	Areia siltosa	33,1	-	-	-
4	Argila silto-arenosa	25,1	-	-	-
5	Argila silto-arenosa	31,6	49,0	63,4	77,8
6	Silte arenoso	60,0	89,5	120,6	151,7

Coesão (Intercepto coesivo)

Para a estimativa das faixas de valores de coesão (intercepto coesivo), para cada uma das camadas, foram utilizadas as tabelas de valores típicos apresentadas no item 1.4 da presente dissertação.

Camada	Classificação	N _{SPT} (médio)	N _{SPT,60} (médio)	c _{min} (kPa)	c _{max} (kPa)
1	Areia siltosa	2,7	3,2	0	5
2	Argila silto-arenosa	3,4	4,1	5	10
3	Areia siltosa	27,6	33,1	0	5
4	Argila silto-arenosa	20,9	25,1	10	15
5	Argila silto-arenosa	26,3	31,6	15	20
6	Silte arenoso	50,0	60,0	15	20

Coefficiente de Poisson – Teixeira e Godoy (1996)

Camada	Classificação	N _{SPT} (médio)	ν
1	Areia siltosa	2,7	0,3
2	Argila silto-arenosa	3,4	0,4
3	Areia siltosa	27,6	0,4
4	Argila silto-arenosa	20,9	0,4
5	Argila silto-arenosa	26,3	0,4
6	Silte arenoso	-	0,4

APÊNDICE C – PLANILHAS DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA PARA O ESTUDO DE CASO 01 (ESTACA E104)

MÉTODO DE AOKI E VELLOSO										
Seção		1,00x2,20m²		Tipo de Estaca			Estaca diafragma (Escavada)			
Área da Estaca (m²)		1,9884		Fatores de correção			F1		3,000	
Perímetro (m)		5,5416					F2		6,000	
Cota (m)	N_{SPT}	Classificação do Solo	K (MPa)	α (%)	rp (kPa)	Qp,ult (kN)	rl (kPa)	Σrl (kPa)	Ql,ult (kN)	Qult (kN)
1	0,0	Areia siltosa	0,80	2,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0	3,0	Areia siltosa	0,80	2,00	800,0	1590,7	8,0	8,0	44,3	1635,1
-1	2,0	Areia siltosa	0,80	2,00	533,3	1060,5	5,3	13,3	73,9	1134,4
-2	3,5	Areia siltosa	0,80	2,00	933,3	1855,8	9,3	22,7	125,6	1981,4
-3	2,5	Areia siltosa	0,80	2,00	666,7	1325,6	6,7	29,3	162,6	1488,2
-4	2,0	Areia siltosa	0,80	2,00	533,3	1060,5	5,3	34,7	192,1	1252,6
-5	4,0	Areia argilo-siltosa	0,50	2,80	666,7	1325,6	9,3	44,0	243,8	1569,4
-6	2,9	Areia argilo-siltosa	0,50	2,80	475,0	944,5	6,7	50,7	280,7	1225,2
-7	4,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	440,0	874,9	6,6	57,3	317,3	1192,2
-8	2,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	220,0	437,4	3,3	60,6	335,5	773,0
-9	2,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	220,0	437,4	3,3	63,9	353,8	791,3
-10	2,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	220,0	437,4	3,3	67,2	372,1	809,6
-11	2,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	220,0	437,4	3,3	70,5	390,4	827,9
-12	2,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	220,0	437,4	3,3	73,8	408,7	846,1
-13	4,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	440,0	874,9	6,6	80,4	445,3	1320,2
-14	4,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	440,0	874,9	6,6	87,0	481,8	1356,7
-15	3,5	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	385,0	765,5	5,8	92,7	513,8	1279,4
-16	5,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	550,0	1093,6	8,3	101,0	559,6	1653,2
-17	5,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	550,0	1093,6	8,3	109,2	605,3	1698,9

-18	4,5	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	495,0	984,3	7,4	116,7	646,4	1630,7
-19	4,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	440,0	874,9	6,6	123,3	683,0	1557,9
-20	4,5	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	495,0	984,3	7,4	130,7	724,1	1708,4
-21	19,0	Areia siltosa	0,80	2,00	5066,7	10074,6	50,7	181,3	1004,9	11079,5
-22	23,0	Areia siltosa	0,80	2,00	6133,3	12195,5	61,3	242,7	1344,8	13540,3
-23	27,0	Areia siltosa	0,80	2,00	7200,0	14316,5	72,0	314,7	1743,8	16060,3
-24	41,4	Areia siltosa	0,80	2,00	11040,0	21951,9	110,4	425,1	2355,6	24307,5
-25	17,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	1870,0	3718,3	28,1	453,1	2511,0	6229,3
-26	26,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	2860,0	5686,8	42,9	496,0	2748,8	8435,6
-27	27,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	2970,0	5905,5	44,6	540,6	2995,7	8901,2
-28	22,5	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	2475,0	4921,3	37,1	577,7	3201,4	8122,7
-29	19,5	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	2145,0	4265,1	32,2	609,9	3379,7	7644,8
-30	24,5	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	2695,0	5358,7	40,4	650,3	3603,7	8962,4
-31	17,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	1870,0	3718,3	28,1	678,4	3759,1	7477,5
-32	16,5	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	1815,0	3608,9	27,2	705,6	3910,0	7519,0
-33	22,5	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	2475,0	4921,3	37,1	742,7	4115,7	9037,0
-34	15,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	1650,0	3280,9	24,8	767,5	4252,9	7533,8
-35	22,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	2420,0	4811,9	36,3	803,8	4454,1	9266,0
-36	24,5	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	2695,0	5358,7	40,4	844,2	4678,1	10036,8
-37	21,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	2310,0	4593,2	34,7	878,8	4870,1	9463,3
-38	18,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	1980,0	3937,0	29,7	908,5	5034,7	8971,7
-39	27,5	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	3025,0	6014,9	45,4	953,9	5286,1	11301,0
-40	28,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	3080,0	6124,3	46,2	1000,1	5542,2	11666,4
-41	21,5	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	2365,0	4702,6	35,5	1035,6	5738,7	10441,3
-42	29,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	3190,0	6343,0	47,9	1083,4	6003,9	12346,9
-43	25,5	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	2805,0	5577,5	42,1	1125,5	6237,1	11814,5
-44	75,0	Silte arenoso	0,55	2,20	13750,0	27340,5	151,3	1276,8	7075,2	34415,7

-45	79,0	Silte arenoso	0,55	2,20	14483,3	28798,7	159,3	1436,1	7958,1	36756,8
-46	79,0	Silte arenoso	0,55	2,20	14483,3	28798,7	159,3	1595,4	8841,0	37639,6
-47	75,0	Silte arenoso	0,55	2,20	13750,0	27340,5	151,3	1746,6	9679,1	37019,6
-48	79,0	Silte arenoso	0,55	2,20	14483,3	28798,7	159,3	1906,0	10562,0	39360,7
-49	159,0	Silte arenoso	0,55	2,20	29150,0	57961,9	320,7	2226,6	12338,9	70300,8

MÉTODO DE DÉCOURT E QUARESMA													
Área da Estaca (m²)			1,9884		Seção					1,00x2,20m²			
Perímetro (m)			5,5416		Tipo de Estaca					Estaca diafragma (Escavada)			
Cota (m)	z (m)	N_{SPT}	Classificação do Solo	α	C (kPa)	r_p (kPa)	Q_{p,ult} (kN)	β	N_L	f_s (kPa)	Q_{i,ult} unit. (kN)	Q_{i,ult} (kN)	Q_{ult} (kN)
1	1	0,0	Areia siltosa	0,50	400,00	600,0	596,5	0,60	3	20,0	66,5	66,5	663,0
0	2	3,0	Areia siltosa	0,50	400,00	666,7	662,8	0,60	3	20,0	66,5	133,0	795,8
-1	3	2,0	Areia siltosa	0,50	400,00	1133,3	1126,8	0,60	3	20,0	66,5	199,5	1326,3
-2	4	3,5	Areia siltosa	0,50	400,00	1066,7	1060,5	0,60	4	21,7	72,0	271,5	1332,0
-3	5	2,5	Areia siltosa	0,50	400,00	1066,7	1060,5	0,60	3	20,0	66,5	338,0	1398,5
-4	6	2,0	Areia siltosa	0,50	400,00	1133,3	1126,8	0,60	3	20,0	66,5	404,5	1531,3
-5	7	4,0	Areia argilo-siltosa	0,50	400,00	1180,0	1173,2	0,60	4	23,3	77,6	482,1	1655,3
-6	8	2,9	Areia argilo-siltosa	0,50	400,00	1446,7	1438,3	0,60	3	20,0	66,5	548,6	1986,9
-7	9	4,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	354,0	598,3	0,90	4	23,3	116,4	665,0	1263,3
-8	10	2,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	320,0	540,8	0,90	3	20,0	99,7	764,7	1305,6
-9	11	2,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	240,0	405,6	0,90	3	20,0	99,7	864,5	1270,1
-10	12	2,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	240,0	405,6	0,90	3	20,0	99,7	964,2	1369,9
-11	13	2,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	240,0	405,6	0,90	3	20,0	99,7	1064,0	1469,6
-12	14	2,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	320,0	540,8	0,90	3	20,0	99,7	1163,7	1704,6
-13	15	4,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	400,0	676,1	0,90	4	23,3	116,4	1280,1	1956,2

-14	16	4,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	460,0	777,5	0,90	4	23,3	116,4	1396,5	2173,9
-15	17	3,5	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	500,0	845,1	0,90	4	21,7	108,1	1504,5	2349,6
-16	18	5,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	540,0	912,7	0,90	5	26,7	133,0	1637,5	2550,2
-17	19	5,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	580,0	980,3	0,90	5	26,7	133,0	1770,5	2750,8
-18	20	4,5	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	540,0	912,7	0,90	5	25,0	124,7	1895,2	2807,9
-19	21	4,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	520,0	878,9	0,90	4	23,3	116,4	2011,6	2890,5
-20	22	4,5	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	1100,0	1859,2	0,90	5	25,0	124,7	2136,3	3995,4
-21	23	19,0	Areia siltosa	0,50	400,00	6200,0	6164,0	0,60	19	73,3	243,8	2380,1	8544,2
-22	24	23,0	Areia siltosa	0,50	400,00	9200,0	9146,6	0,60	23	86,7	288,2	2668,3	11814,9
-23	25	27,0	Areia siltosa	0,50	400,00	12186,7	12116,0	0,60	27	100,0	332,5	3000,8	15116,8
-24	26	41,4	Areia siltosa	0,50	400,00	11386,7	11320,6	0,60	41	148,0	492,1	3492,9	14813,5
-25	27	17,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	3376,0	5705,9	0,90	17	66,7	332,5	3825,4	9531,3
-26	28	26,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	2800,0	4732,4	0,90	26	96,7	482,1	4307,5	9039,9
-27	29	27,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	3020,0	5104,2	0,90	27	100,0	498,7	4806,2	9910,5
-28	30	22,5	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	2760,0	4664,8	0,90	23	85,0	423,9	5230,2	9894,9
-29	31	19,5	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	2660,0	4495,8	0,90	20	75,0	374,1	5604,2	10100,0
-30	32	24,5	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	2440,0	4123,9	0,90	25	91,7	457,2	6061,4	10185,3
-31	33	17,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	2320,0	3921,1	0,90	17	66,7	332,5	6393,9	10315,0
-32	34	16,5	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	2240,0	3785,9	0,90	17	65,0	324,2	6718,1	10504,0
-33	35	22,5	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	2160,0	3650,7	0,90	23	85,0	423,9	7142,0	10792,7
-34	36	15,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	2380,0	4022,5	0,90	15	60,0	299,2	7441,3	11463,8
-35	37	22,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	2460,0	4157,7	0,90	22	83,3	415,6	7856,9	12014,6
-36	38	24,5	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	2700,0	4563,4	0,90	25	91,7	457,2	8314,1	12877,4
-37	39	21,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	2540,0	4293,0	0,90	21	80,0	399,0	8713,1	13006,0
-38	40	18,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	2660,0	4495,8	0,90	18	70,0	349,1	9062,2	13558,0
-39	41	27,5	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	2940,0	4969,0	0,90	28	101,7	507,1	9569,2	14538,2
-40	42	28,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	3080,0	5205,6	0,90	28	103,3	515,4	10084,6	15290,2

-41	43	21,5	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	3140,0	5307,0	0,90	22	81,7	407,3	10491,9	15799,0
-42	44	29,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	3040,0	5138,0	0,90	29	106,7	532,0	11023,9	16161,9
-43	45	25,5	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	5180,0	8754,9	0,90	26	95,0	473,8	11497,7	20252,6
-44	46	75,0	Silte arenoso	0,60	250,00	14958,3	17845,9	0,75	50	176,7	734,3	12232,0	30077,9
-45	47	79,0	Silte arenoso	0,60	250,00	19416,7	23164,9	0,75	50	176,7	734,3	12966,2	36131,1
-46	48	79,0	Silte arenoso	0,60	250,00	19416,7	23164,9	0,75	50	176,7	734,3	13700,5	36865,4
-47	49	75,0	Silte arenoso	0,60	250,00	19416,7	23164,9	0,75	50	176,7	734,3	14434,8	37599,6
-48	50	79,0	Silte arenoso	0,60	250,00	26083,3	31118,5	0,75	50	176,7	734,3	15169,0	46287,5
-49	51	159,0	Silte arenoso	0,60	250,00	33083,3	39469,7	0,75	50	176,7	734,3	15903,3	55373,0
-50	52	159,0	Silte arenoso	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

MÉTODO DE VELLOSO															
Área da base (m²)		1,9884				Seção		1,00x2,20m²						α	0,500
Perímetro (m)		5,5416				Tipo de Estaca		Estaca diafragma (Escavada)						β	0,309
Cota (m)	N_{SPT}	Classificação do Solo		a (kPa)	b (kPa)	qp,ult (kPa)	Qp,ult (kN)	λ	a' (kPa)	b' (kPa)	τl,ult (kPa)	Στl,ult (kPa)	Ql,ult (kN)	Qult (kN)	
1	0,0	Areia siltosa		600,0	1,0	0,0	0,0	1,0	5,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
0	3,0	Areia siltosa		600,0	1,0	1800,0	553,6	1,0	5,0	1,0	15,0	15,0	41,6	595,1	
-1	2,0	Areia siltosa		600,0	1,0	1200,0	369,0	1,0	5,0	1,0	10,0	25,0	69,3	438,3	
-2	3,5	Areia siltosa		600,0	1,0	2100,0	645,8	1,0	5,0	1,0	17,5	42,5	117,8	763,6	
-3	2,5	Areia siltosa		600,0	1,0	1500,0	461,3	1,0	5,0	1,0	12,5	55,0	152,4	613,7	
-4	2,0	Areia siltosa		600,0	1,0	1200,0	369,0	1,0	5,0	1,0	10,0	65,0	180,1	549,1	
-5	4,0	Areia argilo-siltosa		600,0	1,0	2400,0	738,1	1,0	5,0	1,0	20,0	85,0	235,5	973,6	
-6	2,9	Areia argilo-siltosa		600,0	1,0	1710,0	525,9	1,0	5,0	1,0	14,3	99,3	275,0	800,9	
-7	4,0	Argila silto-arenosa		250,0	1,0	1000,0	307,5	1,0	6,3	1,0	25,2	124,5	344,8	652,4	
-8	2,0	Argila silto-arenosa		250,0	1,0	500,0	153,8	1,0	6,3	1,0	12,6	137,1	379,7	533,5	

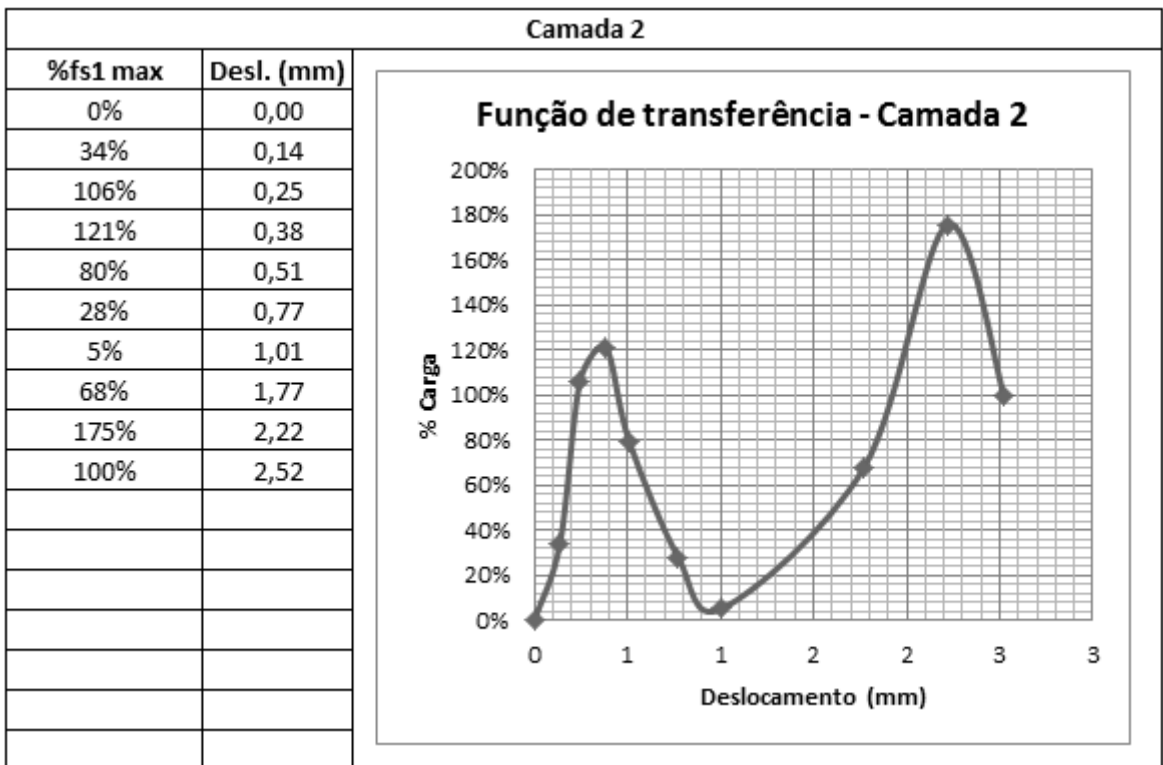
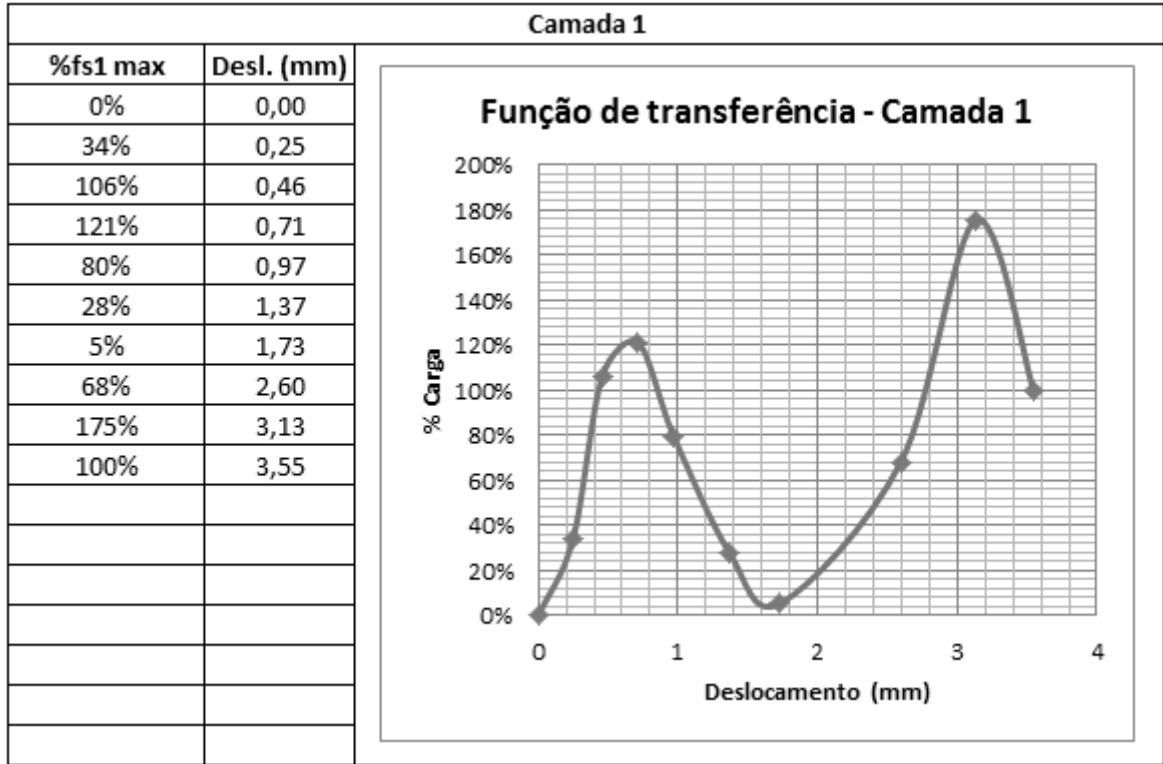
-9	2,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	500,0	153,8	1,0	6,3	1,0	12,6	149,7	414,7	568,4
-10	2,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	500,0	153,8	1,0	6,3	1,0	12,6	162,3	449,6	603,3
-11	2,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	500,0	153,8	1,0	6,3	1,0	12,6	174,9	484,5	638,2
-12	2,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	500,0	153,8	1,0	6,3	1,0	12,6	187,5	519,4	673,2
-13	4,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	1000,0	307,5	1,0	6,3	1,0	25,2	212,7	589,2	896,7
-14	4,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	1000,0	307,5	1,0	6,3	1,0	25,2	237,9	659,0	966,6
-15	3,5	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	875,0	269,1	1,0	6,3	1,0	22,1	259,9	720,1	989,2
-16	5,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	1250,0	384,4	1,0	6,3	1,0	31,5	291,4	807,4	1191,8
-17	5,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	1250,0	384,4	1,0	6,3	1,0	31,5	322,9	894,7	1279,1
-18	4,5	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	1125,0	346,0	1,0	6,3	1,0	28,4	351,3	973,2	1319,2
-19	4,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	1000,0	307,5	1,0	6,3	1,0	25,2	376,5	1043,1	1350,6
-20	4,5	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	1125,0	346,0	1,0	6,3	1,0	28,4	404,8	1121,6	1467,6
-21	19,0	Areia siltosa	600,0	1,0	11400,0	3505,9	1,0	5,0	1,0	95,0	499,8	1384,8	4890,8
-22	23,0	Areia siltosa	600,0	1,0	13800,0	4244,0	1,0	5,0	1,0	115,0	614,8	1703,5	5947,5
-23	27,0	Areia siltosa	600,0	1,0	16200,0	4982,1	1,0	5,0	1,0	135,0	749,8	2077,5	7059,7
-24	41,4	Areia siltosa	600,0	1,0	24840,0	7639,3	1,0	5,0	1,0	207,0	956,8	2651,1	10290,4
-25	17,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	4250,0	1307,0	1,0	8,0	1,0	136,0	1092,8	3027,9	4335,0
-26	26,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	6500,0	1999,0	1,0	8,0	1,0	208,0	1300,8	3604,3	5603,3
-27	27,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	6750,0	2075,9	1,0	8,0	1,0	216,0	1516,8	4202,7	6278,6
-28	22,5	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	5625,0	1729,9	1,0	8,0	1,0	180,0	1696,8	4701,5	6431,4
-29	19,5	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	4875,0	1499,3	1,0	8,0	1,0	156,0	1852,8	5133,7	6633,0
-30	24,5	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	6125,0	1883,7	1,0	8,0	1,0	196,0	2048,8	5676,8	7560,5
-31	17,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	4250,0	1307,0	1,0	8,0	1,0	136,0	2184,8	6053,6	7360,7
-32	16,5	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	4125,0	1268,6	1,0	8,0	1,0	132,0	2316,8	6419,4	7688,0
-33	22,5	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	5625,0	1729,9	1,0	8,0	1,0	180,0	2496,8	6918,1	8648,0
-34	15,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	3750,0	1153,3	1,0	8,0	1,0	120,0	2616,8	7250,6	8403,9
-35	22,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	5500,0	1691,5	1,0	8,0	1,0	176,0	2792,8	7738,3	9429,8

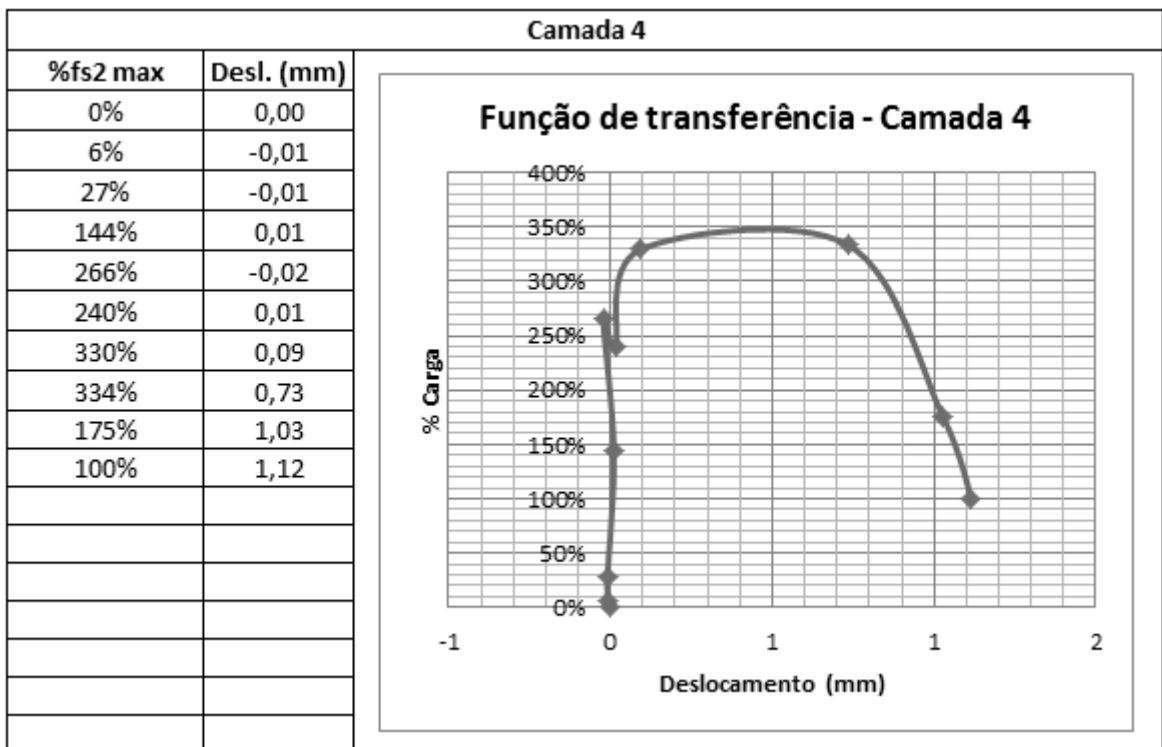
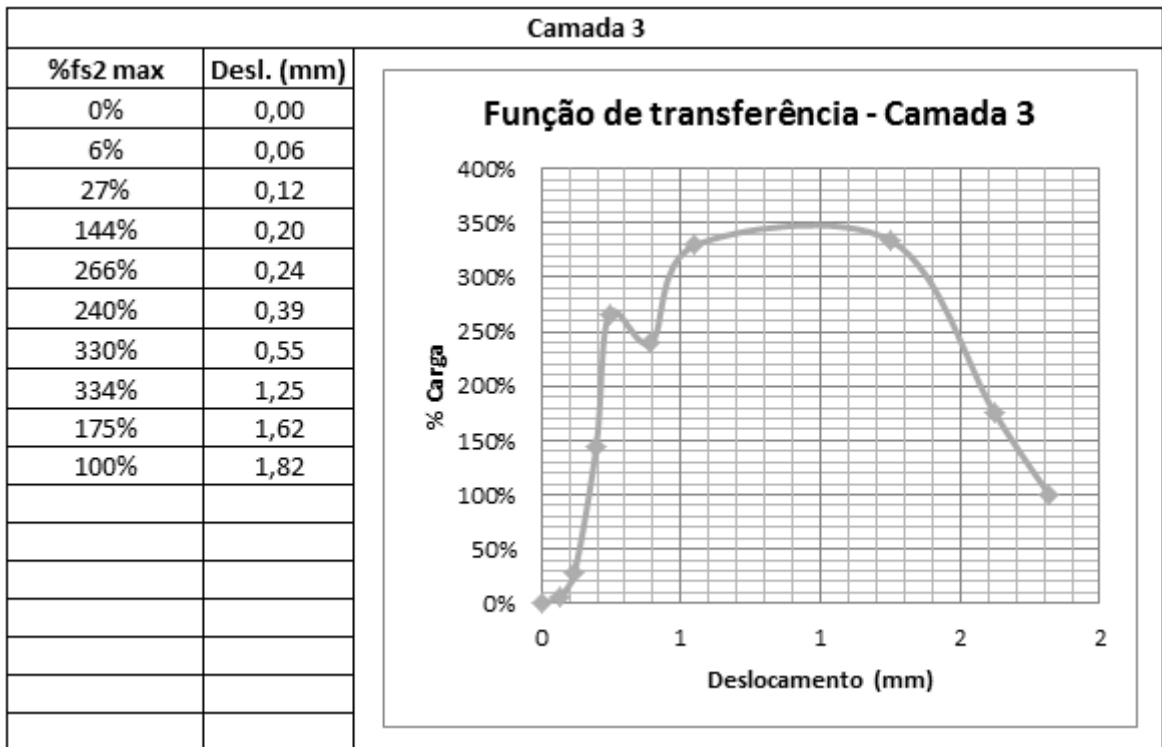
-36	24,5	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	6125,0	1883,7	1,0	8,0	1,0	196,0	2988,8	8281,4	10165,0
-37	21,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	5250,0	1614,6	1,0	8,0	1,0	168,0	3156,8	8746,9	10361,4
-38	18,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	4500,0	1383,9	1,0	8,0	1,0	144,0	3300,8	9145,9	10529,8
-39	27,5	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	6875,0	2114,3	1,0	8,0	1,0	220,0	3520,8	9755,4	11869,8
-40	28,0	Argila silto-arenosa	400,0	1,0	11200,0	3444,4	1,0	8,0	1,0	224,0	3744,8	10376,1	13820,5
-41	21,5	Argila silto-arenosa	400,0	1,0	8600,0	2644,8	1,0	8,0	1,0	172,0	3916,8	10852,7	13497,5
-42	29,0	Argila silto-arenosa	400,0	1,0	11600,0	3567,5	1,0	8,0	1,0	232,0	4148,8	11495,5	15062,9
-43	25,5	Argila silto-arenosa	400,0	1,0	10200,0	3136,9	1,0	8,0	1,0	204,0	4352,8	12060,7	15197,6
-44	75,0	Silte arenoso	400,0	1,0	30000,0	9226,2	1,0	8,0	1,0	600,0	4952,8	13723,2	22949,4
-45	79,0	Silte arenoso	400,0	1,0	31600,0	9718,2	1,0	8,0	1,0	632,0	5584,8	15474,4	25192,6
-46	79,0	Silte arenoso	400,0	1,0	31600,0	9718,2	1,0	8,0	1,0	632,0	6216,8	17225,5	26943,7
-47	75,0	Silte arenoso	400,0	1,0	30000,0	9226,2	1,0	8,0	1,0	600,0	6816,8	18888,0	28114,2
-48	79,0	Silte arenoso	400,0	1,0	31600,0	9718,2	1,0	8,0	1,0	632,0	7448,8	20639,1	30357,4
-49	159,0	Silte arenoso	400,0	1,0	63600,0	19559,5	1,0	8,0	1,0	1272,0	8720,8	24163,6	43723,1

MÉTODO DO US ARMY CORPS OF ENGINEERING																
Área da estaca (m ²)			1,9884				Tipo de estaca					Barrete (escavada)				
Perímetro (m)			5,5416				Diâmetro (m)					-				
Camada	Cota (m)		Classificação do Solo	γ (kN/m ³)	$\sigma'v$ (kPa)	$\sigma'v$ med (kPa)	Nq	qp,ult (kN)	Qp,ult (kN)	K	ϕ (graus)	tan δ	$\tau_{l,ult}$ (kN/m ²)	Ql,ult (kN)	$\Sigma Q_{l,ult}$ (kN)	Qult (kN)
1	1,00	-7,00	Areia siltosa	18,0	64,0	32,00	21,0	672,0	1336	1,0	28,0	0,471	15,06	667,6	668	2004
2	-7,00	-20,00	Argila silto-arenosa	15,0	129,0	50,00	16,0	800,0	1591	1,0	25,0	0,414	20,71	1492,0	2160	3750
3	-20,00	-24,00	Areia siltosa	20,0	169,0	139,50	28,0	3906,0	7767	1,5	30,0	0,510	106,62	2363,3	4523	12290
4	-24,00	-38,00	Argila silto-arenosa	19,0	295,0	135,00	19,0	2565,0	5100	1,0	27,0	0,452	60,95	4729,0	9252	14352
5	-38,00	-43,00	Argila silto-arenosa	19,5	342,5	142,50	19,0	2707,5	5384	1,0	27,0	0,452	64,34	1782,8	11035	16418
6	-43,00	-49,00	Silte arenoso	21,0	408,5	220,00	31,0	6820,0	13561	1,0	32,0	0,550	120,95	4021,4	15056	28617

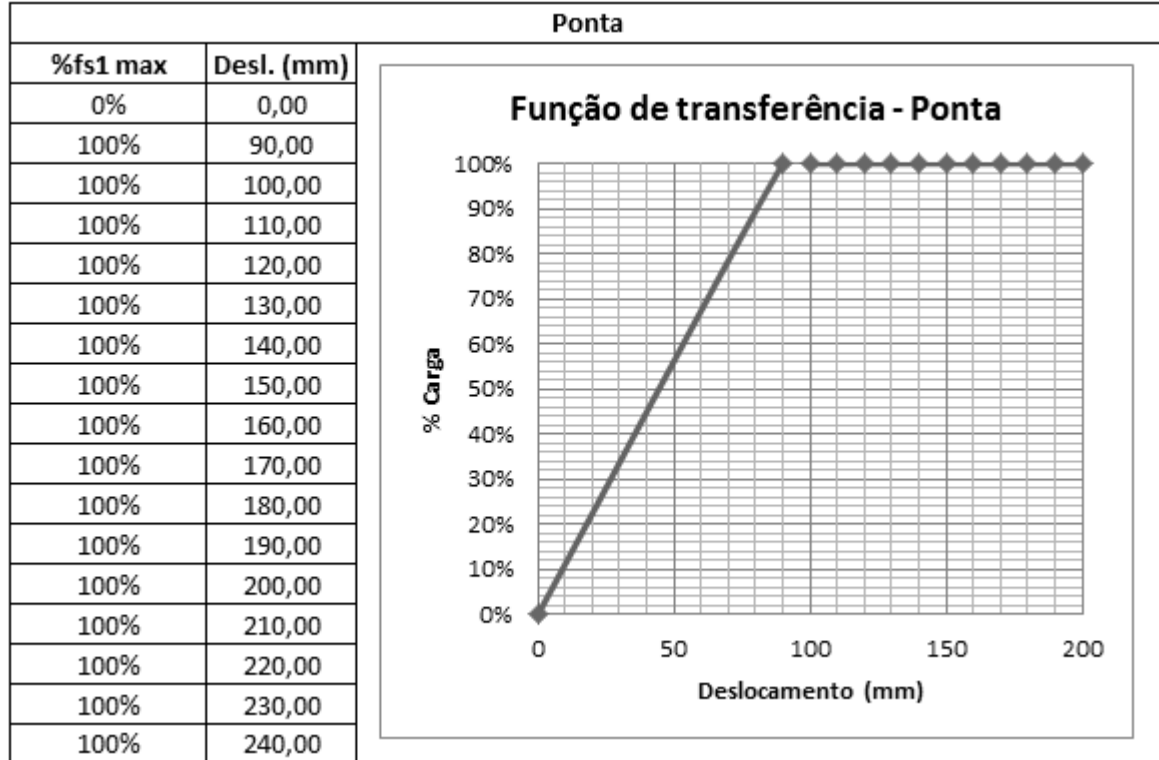
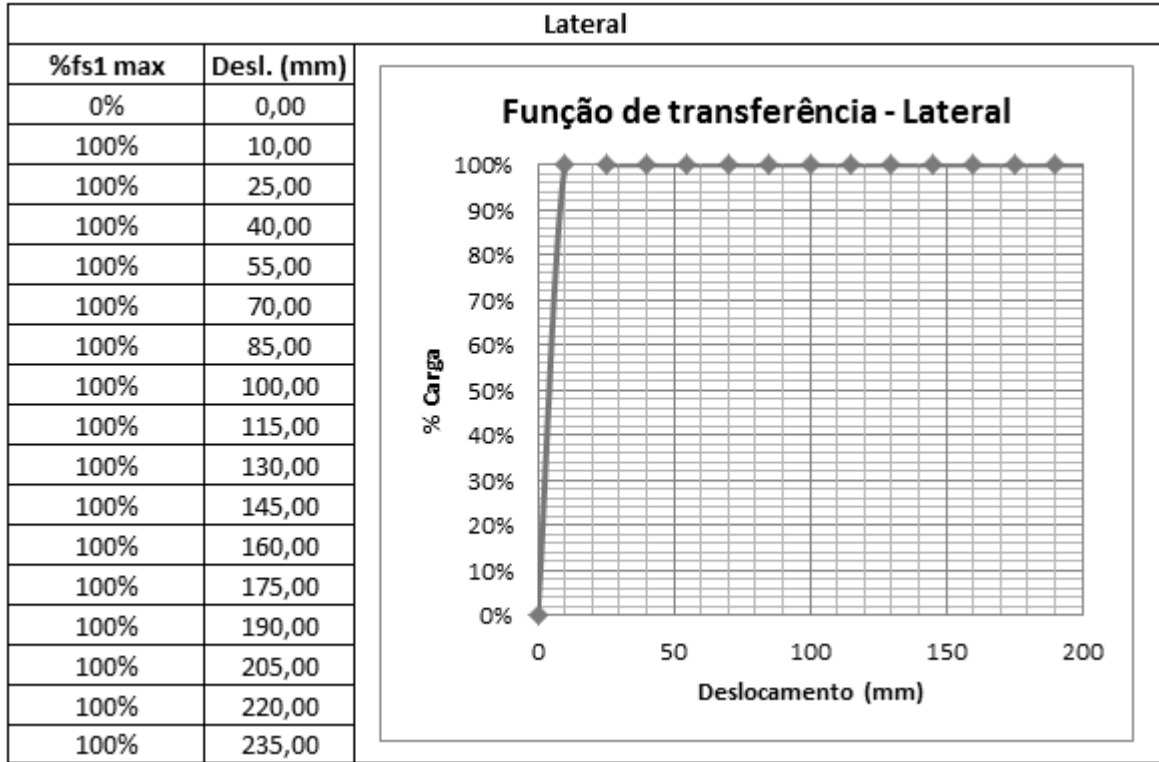
APÊNDICE D – FUNÇÕES DE TRANSFERÊNCIA USADAS NO UNIPILE (ESTUDO DE CASO 01 - ESTACA E104)

- Funções de transferência retroanalizadas a partir dos resultados da prova de carga:

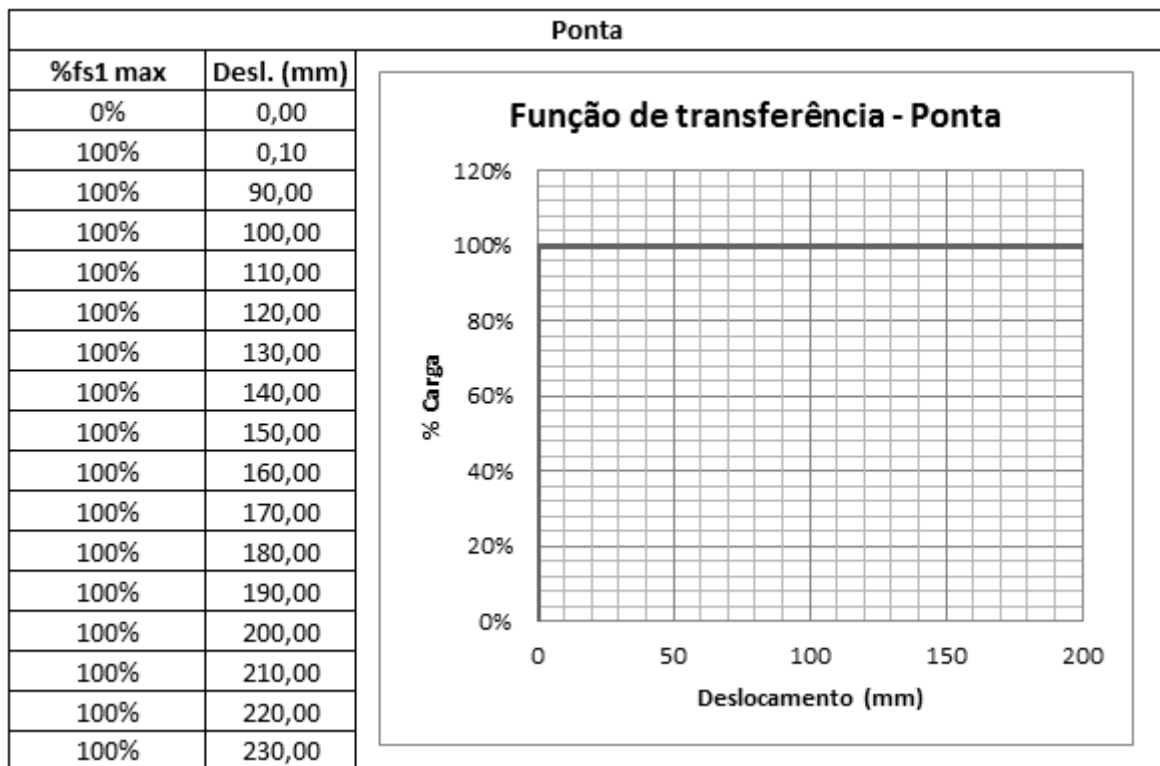
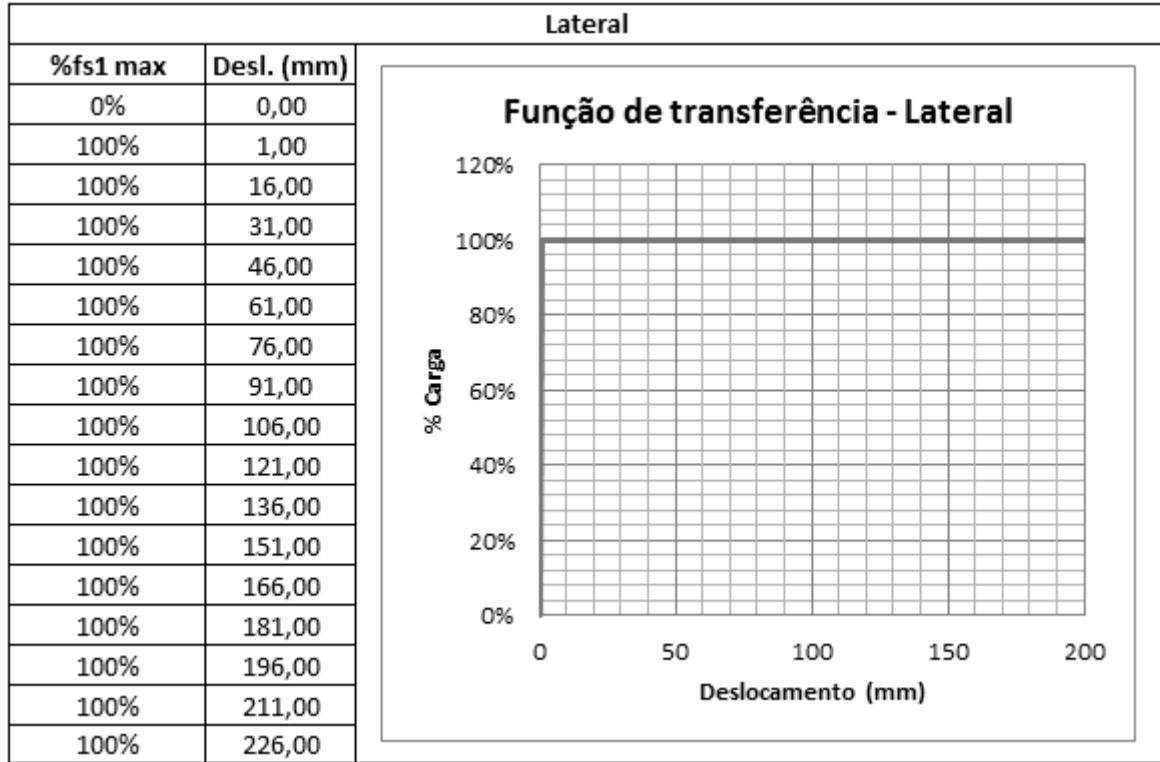




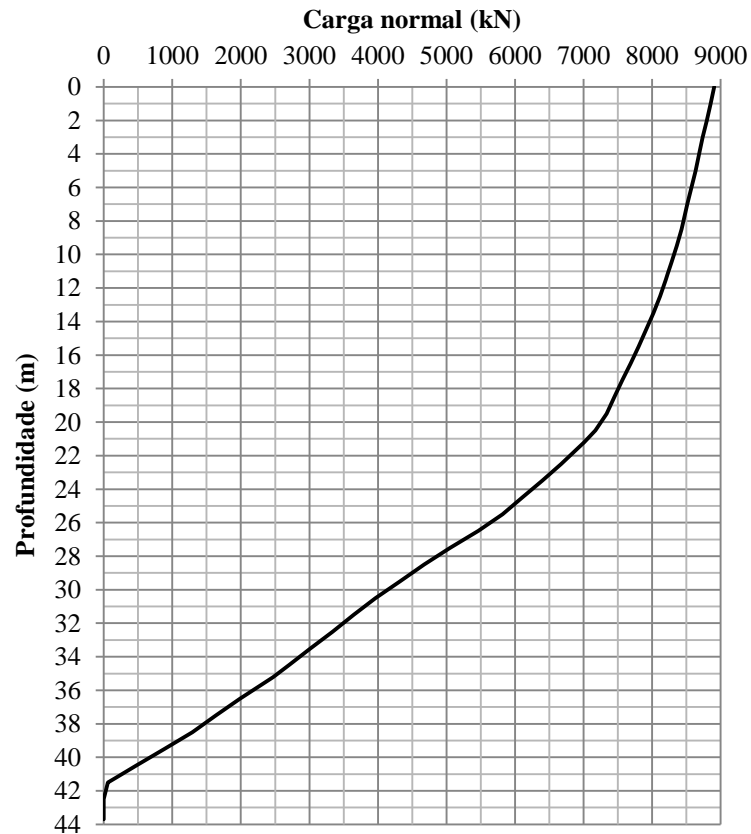
• Funções de transferência considerando modelo elastoplástico:



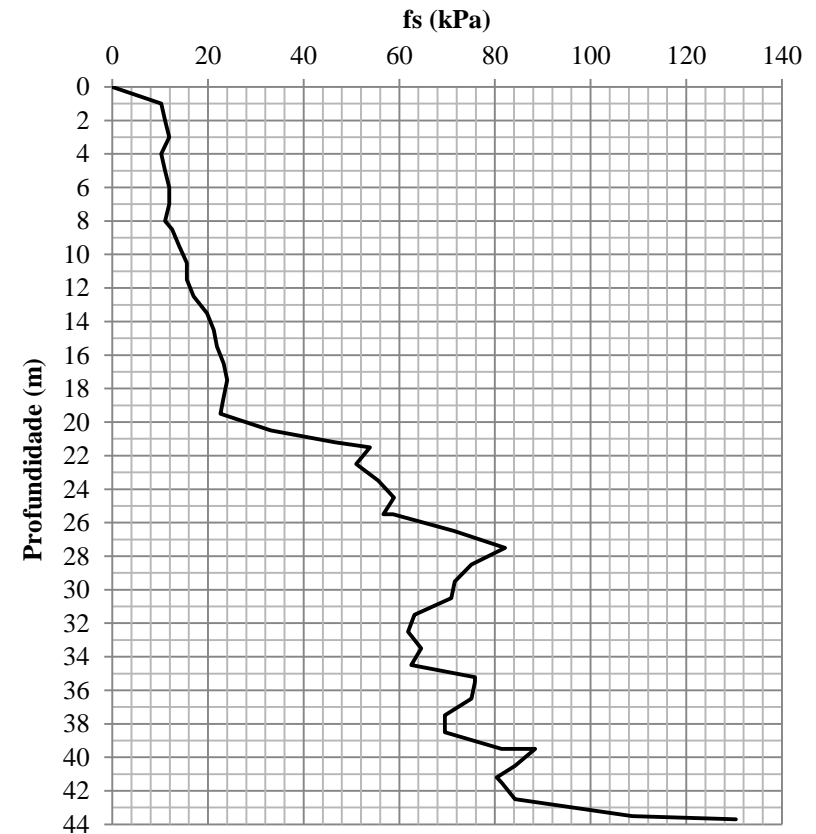
• Funções de transferência considerando modelo rígido-plástico:



APÊNDICE E – DIAGRAMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA EXTRAÍDOS DO SOFTWARE UNIPILE (ESTUDO DE CASO 01 – E104)

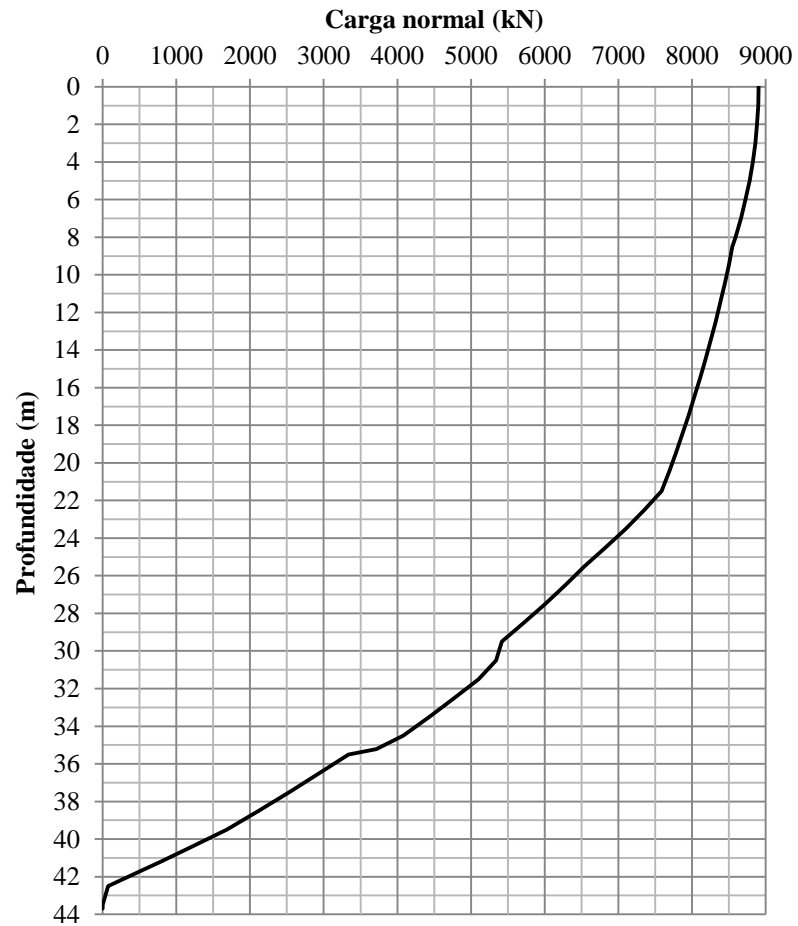


(a) Carga normal x profundidade

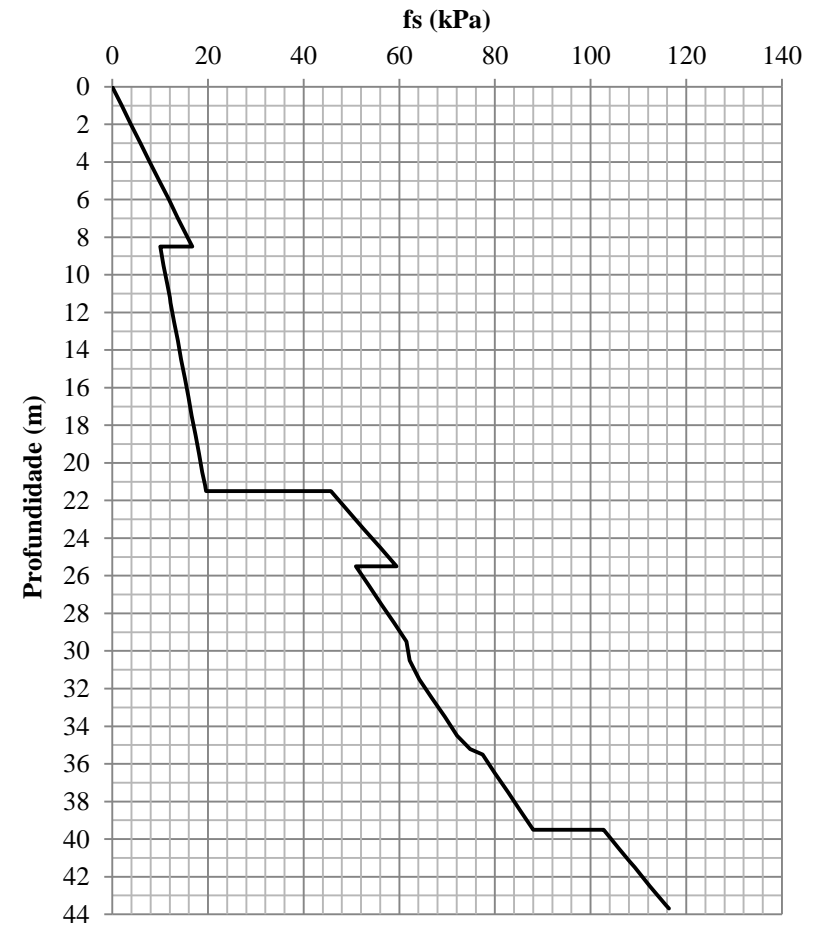


(b) Diagramas de atrito lateral unitário

Figura 98 – Diagramas de transferência de carga e atritos unitários mobilizados previstos (TC Décourt) - E104



(a) Carga normal x profundidade



(b) Diagramas de atrito lateral unitário

Figura 99 – Diagramas de transferência de carga e atritos unitários mobilizados previstos (TC Método β) - E104

APÊNDICE F – ESTIMATIVA DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS - ESTUDO DE CASO 1 (ESTACA E413)

Peso específico – Godoy (1972)

Camada	Classificação	N _{SPT} (médio)	γ (kN/m ³)
1	Areia siltosa	12,2	19,0
2	Argila silto-arenosa	2,2	15,0
3	Argila silto-arenosa	8,5	16,0
4	Areia siltosa	18,2	19,5
5	Argila silto-arenosa	17,3	18,0
6	Argila silto-arenosa	21,6	18,0
7	Argila silto-arenosa	50,0	21,0
8	Silte arenoso	50,0	21,0

Ângulo de atrito interno – Resumo das estimativas

Camada	Classificação	N _{SPT} (médio)	N _{SPT,60} (médio)	Φ _{min} (graus)	Φ _{max} (graus)
1	Areia siltosa	12,2	14,6	31	49
2	Argila silto-arenosa	2,2	2,6	22	35
3	Argila silto-arenosa	8,5	10,2	28	38
4	Areia siltosa	18,2	21,8	34	40
5	Argila silto-arenosa	17,3	20,8	34	39
6	Argila silto-arenosa	21,6	25,9	36	40
7	Argila silto-arenosa	50,0	60,0	41	50
8	Silte arenoso	50,0	60,0	40	50

Ângulo de atrito interno – Godoy (1983)

$$\phi = 28^\circ + 0,4 \cdot N_{SPT}$$

Camada	Classificação	N _{SPT} (médio)	Φ (graus)
1	Areia siltosa	12,2	33
2	Argila silto-arenosa	2,2	29
3	Argila silto-arenosa	8,5	31
4	Areia siltosa	18,2	35
5	Argila silto-arenosa	17,3	35
6	Argila silto-arenosa	21,6	37
7	Argila silto-arenosa	50,0	48
8	Silte arenoso	50,0	48

Ângulo de atrito interno – Teixeira (1996)

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{SPT}} + 15^\circ$$

Camada	Classificação	NSPT (médio)	ϕ (graus)
1	Areia siltosa	12,2	31
2	Argila silto-arenosa	2,2	22
3	Argila silto-arenosa	8,5	28
4	Areia siltosa	18,2	34
5	Argila silto-arenosa	17,3	34
6	Argila silto-arenosa	21,6	36
7	Argila silto-arenosa	50,0	47
8	Silte arenoso	50,0	47

Ângulo de atrito interno – Hatanaka e Uchida (1996)

$$\phi = 20^\circ + \sqrt{15,4 \cdot N_{SPT,60}}$$

Camada	Classificação	NSPT,60 (médio)	ϕ (graus)
1	Areia siltosa	14,6	35
2	Argila silto-arenosa	2,6	26
3	Argila silto-arenosa	10,2	33
4	Areia siltosa	21,8	38
5	Argila silto-arenosa	20,8	38
6	Argila silto-arenosa	25,9	40
7	Argila silto-arenosa	60,0	50
8	Silte arenoso	60,0	50

Tensão efetiva vertical (no centro de cada camada)

Camada	Classificação	γ (kN/m ³)	Profundidade (m)		Espessura da camada (m)	Tensão efetiva vertical σ'_{vo}
1	Areia siltosa	19,0	2,60	-1,00	3,60	16,2
2	Argila silto-arenosa	15,0	-1,00	-14,00	13,00	67,1
3	Argila silto-arenosa	16,0	-14,00	-21,00	7,00	118,4
4	Areia siltosa	19,5	-21,00	-27,00	6,00	167,9
5	Argila silto-arenosa	18,0	-27,00	-31,00	4,00	212,4
6	Argila silto-arenosa	18,0	-31,00	-34,00	3,00	240,4
7	Argila silto-arenosa	21,0	-34,00	-39,00	5,00	282,9
8	Silte arenoso	21,0	-39,00	-41,20	2,20	322,5

Densidade relativa – Gibbs e Holtz (1957)

$$D_r = \left(\frac{N_{SPT,60}}{0,23 \cdot \sigma'_{vo} + 16} \right)^{1/2}$$

Camada	Classificação	$N_{SPT,60}$ (médio)	σ'_{vo}	D_r
1	Areia siltosa	14,6	16,2	0,9
2	Argila silto-arenosa	2,6	67,1	0,3
3	Argila silto-arenosa	10,2	118,4	0,5
4	Areia siltosa	21,8	167,9	0,6
5	Argila silto-arenosa	20,8	212,4	0,6
6	Argila silto-arenosa	25,9	240,4	0,6
7	Argila silto-arenosa	60,0	282,9	0,9
8	Silte arenoso	60,0	322,5	0,8

Densidade relativa – Skempton (1986)

$$D_r = \left(\frac{N_{SPT,60}}{0,28 \cdot \sigma'_{vo} + 27} \right)^{1/2}$$

Camada	Classificação	$N_{SPT,60}$ (médio)	σ'_{vo}	D_r
1	Areia siltosa	14,6	16,2	0,7
2	Argila silto-arenosa	2,6	67,1	0,2
3	Argila silto-arenosa	10,2	118,4	0,4
4	Areia siltosa	21,8	167,9	0,5
5	Argila silto-arenosa	20,8	212,4	0,5
6	Argila silto-arenosa	25,9	240,4	0,5
7	Argila silto-arenosa	60,0	282,9	0,8
8	Silte arenoso	60,0	322,5	0,7

Ângulo de atrito interno – De Mello (1971) com D_r de Gibbs e Holtz (1957) e Skempton (1986)

$$\tan \phi = \frac{0,712}{(1,49 - D_r)}$$

Camada	Classificação	D_r (G & H)	ϕ (graus)	D_r (Skempton)	ϕ (graus)
1	Areia siltosa	0,9	49	0,7	41
2	Argila silto-arenosa	0,3	31	0,2	30
3	Argila silto-arenosa	0,5	35	0,4	33
4	Areia siltosa	0,6	40	0,5	37
5	Argila silto-arenosa	0,6	38	0,5	35
6	Argila silto-arenosa	0,6	39	0,5	36
7	Argila silto-arenosa	0,9	49	0,8	44
8	Silte arenoso	0,8	47	0,7	43

Ângulo de atrito interno – Giuliani e Nicoll (1982) com D_r de Gibbs e Holtz (1957) e Skempton (1986)

$$\tan \phi = 0,575 + 0,361 \cdot D_r^{0,866}$$

Camada	Classificação	D_r (G & H)	ϕ (graus)	D_r (Skempton)	ϕ (graus)
1	Areia siltosa	0,9	42	0,7	40
2	Argila silto-arenosa	0,3	35	0,2	34
3	Argila silto-arenosa	0,5	38	0,4	37
4	Areia siltosa	0,6	39	0,5	38
5	Argila silto-arenosa	0,6	39	0,5	38
6	Argila silto-arenosa	0,6	39	0,5	38
7	Argila silto-arenosa	0,9	42	0,8	41
8	Silte arenoso	0,8	41	0,7	40

Ângulo de atrito interno – Kulhawy e Mayne (1990)

$$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{N_{SPT,60}}{12,2 + 0,23 \cdot \sigma'_{vo}} \right)^{0,34}$$

Camada	Classificação	$N_{SPT,60}$ (médio)	σ'_{vo}	ϕ (graus)
1	Areia siltosa	14,6	16,2	44
2	Argila silto-arenosa	2,6	67,1	24
3	Argila silto-arenosa	10,2	118,4	32
4	Areia siltosa	21,8	167,9	37
5	Argila silto-arenosa	20,8	212,4	35
6	Argila silto-arenosa	25,9	240,4	36
7	Argila silto-arenosa	60,0	282,9	43
8	Silte arenoso	60,0	322,5	41

Módulo de elasticidade – Resumo

Camada	Classificação	NSPT (médio)	NSPT,60 (médio)	E_s min (MPa)	E_s max (MPa)
1	Areia siltosa	12,2	14,6	10,0	80,0
2	Argila silto-arenosa	2,2	2,6	3,9	10,9
3	Argila silto-arenosa	8,5	10,2	14,9	32,1
4	Areia siltosa	18,2	21,8	25,0	130,0
5	Argila silto-arenosa	17,3	20,8	30,3	56,6
6	Argila silto-arenosa	21,6	25,9	37,8	67,6
7	Argila silto-arenosa	50,0	60,0	79,4	215,2
8	Silte arenoso	50,0	60,0	89,5	670,0

Módulo de elasticidade – Teixeira & Godoy (1996)

$$E_s = \alpha \cdot q_c = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT}$$

Camada	Classificação	α	K	N_{SPT}	E_s (MPa)
1	Areia siltosa	3	0,70	12,2	25,6
2	Argila silto-arenosa	7	0,25	2,2	3,9
3	Argila silto-arenosa	7	0,25	8,5	14,9
4	Areia siltosa	3	0,70	18,2	38,2
5	Argila silto-arenosa	7	0,25	17,3	30,3
6	Argila silto-arenosa	7	0,25	21,6	37,8
7	Argila silto-arenosa	7	0,25	50,0	87,5
8	Silte arenoso	5	0,45	50,0	112,5

Módulo de elasticidade – Leão (2015)

$$E_s \text{ (kPa)} = \eta \cdot N_{SPT,60}^{0.80}$$

Camada	Classificação	$N_{SPT,60}$	η	E_s (MPa)	η	E_s (MPa)
1	Areia siltosa	14,6	5,0	42,8	7,0	59,9
2	Argila silto-arenosa	2,6	3,0	6,5	5,0	10,9
3	Argila silto-arenosa	10,2	3,0	19,2	5,0	32,1
4	Areia siltosa	21,8	5,0	58,9	7,0	82,5
5	Argila silto-arenosa	20,8	3,0	34,0	5,0	56,6
6	Argila silto-arenosa	25,9	3,0	40,6	5,0	67,6
7	Argila silto-arenosa	60,0	3,0	79,4	5,0	132,3
8	Silte arenoso	60,0	4,0	105,8	6,0	158,7

Módulo de elasticidade para solos arenosos – Clayton (1986)

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

Camada	Classificação	$N_{SPT,60}$	E_s (MPa) Lim. Inf.	E_s (MPa) Val. Med.	E_s (MPa) Lim. Sup.
1	Areia siltosa	14,6	10,0	50,0	80,0
2	Argila silto-arenosa	2,6	-	-	-
3	Argila silto-arenosa	10,2	-	-	-

4	Areia siltosa	21,8	25,0	85,0	130,0
5	Argila silto-arenosa	20,8	-	-	-
6	Argila silto-arenosa	25,9	-	-	-
7	Argila silto-arenosa	60,0	-	-	-
8	Silte arenoso	60,0	175,0	420,0	670,0

Módulo de elasticidade para solos arenosos – Schnaid (2000)

$$E \text{ (MPa)} = 3,4 \cdot N_{\text{SPT},60}$$

Camada	Classificação	$N_{\text{SPT},60}$	E_s (MPa)
1	Areia siltosa	14,6	49,8
2	Argila silto-arenosa	2,6	-
3	Argila silto-arenosa	10,2	-
4	Areia siltosa	21,8	74,3
5	Argila silto-arenosa	20,8	-
6	Argila silto-arenosa	25,9	-
7	Argila silto-arenosa	60,0	-
8	Silte arenoso	60,0	204,0

Módulo de elasticidade para solos arenosos – Freitas (2010)

$$E_s \text{ (kPa)} = 8000 \cdot N_{\text{SPT},60}^{0.80}$$

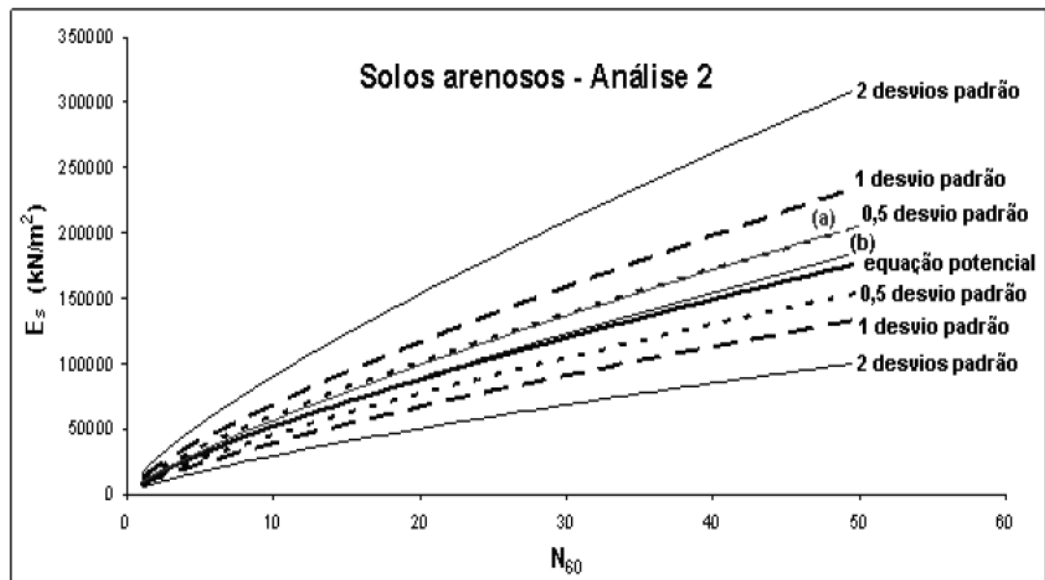


Figura 100 – Comparação da equação potencial para solos arenosos com intervalos de confiança de até dois desvios padrões (FREITAS, 2010)

Camada	Classificação	N _{SPT,60}	E _s (MPa)	E _s (MPa)	E _s (MPa)
			Lim. Inf.	Val. Med.	Lim. Sup.
1	Areia siltosa	14,6	45,0	68,5	80,0
2	Argila silto-arenosa	2,6	-	-	-
3	Argila silto-arenosa	10,2	-	-	-
4	Areia siltosa	21,8	60,0	94,3	110,0
5	Argila silto-arenosa	20,8	-	-	-
6	Argila silto-arenosa	25,9	-	-	-
7	Argila silto-arenosa	60,0	-	-	-
8	Silte arenoso	60,0	-	-	-

Módulo de elasticidade para solos residuais – Blight (1997)

$$E \text{ (MPa)} = 1,6 \cdot N_{\text{SPT},60}$$

Camada	Classificação	N _{SPT,60}	E _s (MPa)
1	Areia siltosa	14,6	-
2	Argila silto-arenosa	2,6	-
3	Argila silto-arenosa	10,2	-
4	Areia siltosa	21,8	-
5	Argila silto-arenosa	20,8	-
6	Argila silto-arenosa	25,9	-
7	Argila silto-arenosa	60,0	96,0
8	Silte arenoso	60,0	96,0

Módulo de elasticidade para solos residuais – Sandroni (1991)

$$E \text{ (MPa)} = (0,6 \pm 0,2) \cdot N_{\text{SPT}}^{1,4}$$

Camada	Classificação	N _{SPT}	E _s (MPa)	E _s (MPa)	E _s (MPa)
			Lim. Inf.	Val. Med.	Lim. Sup.
1	Areia siltosa	12,2	-	-	-
2	Argila silto-arenosa	2,2	-	-	-
3	Argila silto-arenosa	8,5	-	-	-
4	Areia siltosa	18,2	-	-	-
5	Argila silto-arenosa	17,3	-	-	-
6	Argila silto-arenosa	21,6	-	-	-
7	Argila silto-arenosa	50,0	95,6	143,5	215,2
8	Silte arenoso	50,0	95,6	143,5	215,2

Módulo de elasticidade para solos residuais – Schnaid e Odebrecht (2012)

$$\text{Valores médios: } E \text{ (MPa)} = 2,01 \cdot N_{\text{SPT},60}$$

$$\text{Limite inferior: } E \text{ (MPa)} = 2,01 \cdot N_{\text{SPT},60} - 0,611 \sqrt{N_{\text{SPT},60}^2 - 19,79 \cdot N_{\text{SPT},60} + 184,63}$$

$$\text{Limite superior: } E \text{ (MPa)} = 2,01 \cdot N_{\text{SPT},60} + 0,611 \sqrt{N_{\text{SPT},60}^2 - 19,79 \cdot N_{\text{SPT},60} + 184,63}$$

Camada	Classificação	$N_{\text{SPT},60}$	E_s (MPa) Lim. Inf.	E_s (MPa) Val. Med.	E_s (MPa) Lim. Sup.
1	Areia siltosa	14,6	-	-	-
2	Argila silto-arenosa	2,6	-	-	-
3	Argila silto-arenosa	10,2	-	-	-
4	Areia siltosa	21,8	-	-	-
5	Argila silto-arenosa	20,8	-	-	-
6	Argila silto-arenosa	25,9	-	-	-
7	Argila silto-arenosa	60,0	89,5	120,6	151,7
8	Silte arenoso	60,0	89,5	120,6	151,7

Coesão (Intercepto coesivo)

Para a estimativa das faixas de valores de coesão (intercepto coesivo), para cada uma das camadas, foram utilizadas as tabelas de valores típicos apresentadas no item 1.4 da presente dissertação.

Camada	Classificação	N_{SPT} (médio)	$N_{\text{SPT},60}$ (médio)	C_{min} (kPa)	C_{max} (kPa)
1	Areia siltosa	12,2	14,6	0	5
2	Argila silto-arenosa	2,2	2,6	5	10
3	Argila silto-arenosa	8,5	10,2	5	10
4	Areia siltosa	18,2	21,8	0	5
5	Argila silto-arenosa	17,3	20,8	10	15
6	Argila silto-arenosa	21,6	25,9	10	15
7	Argila silto-arenosa	50,0	60,0	15	20
8	Silte arenoso	50,0	60,0	15	20

Coefficiente de Poisson – Teixeira e Godoy (1996)

Camada	Classificação	NsPT (médio)	v
1	Areia siltosa	12,2	0,3
2	Argila silto-arenosa	2,2	0,4
3	Argila silto-arenosa	8,5	0,4
4	Areia siltosa	18,2	0,35
5	Argila silto-arenosa	17,3	0,4
6	Argila silto-arenosa	21,6	0,4
7	Argila silto-arenosa	50,0	0,4
8	Silte arenoso	50,0	0,4

APÊNDICE G – PLANILHAS DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA PARA O ESTUDO DE CASO 01 (ESTACA E413)

MÉTODO DE AOKI E VELLOSO										
Seção		1,00x2,20m²		Tipo de Estaca			Estaca diafragma (Escavada)			
Área da Estaca (m²)		1,9884		Fatores de correção			F1		3,000	
Perímetro (m)		5,5416					F2		6,000	
Prof. (m)	N_{SPT}	Classificação do Solo	K (MPa)	α (%)	rp (kPa)	Qp,ult (kN)	rl (kPa)	Σrl (kPa)	Ql,ult (kN)	Qult (kN)
1	14,0	Areia siltosa	0,80	2,00	3733,3	7423,4	37,3	37,3	206,9	7630,2
0	10,0	Areia siltosa	0,80	2,00	2666,7	5302,4	26,7	64,0	354,7	5657,1
-1	12,5	Areia siltosa	0,80	2,00	3333,3	6628,0	33,3	97,3	539,4	7167,4
-2	4,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	440,0	874,9	6,6	103,9	576,0	1450,9
-3	0,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	0,0	0,0	0,0	103,9	576,0	576,0
-4	0,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	0,0	0,0	0,0	103,9	576,0	576,0
-5	0,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	0,0	0,0	0,0	103,9	576,0	576,0
-6	3,5	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	385,0	765,5	5,8	109,7	608,0	1373,5
-7	2,5	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	275,0	546,8	4,1	113,8	630,8	1177,6
-8	2,5	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	275,0	546,8	4,1	118,0	653,7	1200,5
-9	3,5	Areia argilo-siltosa	0,50	2,80	583,3	1159,9	8,2	126,1	698,9	1858,8
-10	2,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	220,0	437,4	3,3	129,4	717,2	1154,7
-11	2,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	220,0	437,4	3,3	132,7	735,5	1173,0
-12	2,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	220,0	437,4	3,3	136,0	753,8	1191,2
-13	2,5	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	275,0	546,8	4,1	140,2	776,7	1323,5
-14	4,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	440,0	874,9	6,6	146,8	813,2	1688,1
-15	6,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	660,0	1312,3	9,9	156,7	868,1	2180,4
-16	6,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	660,0	1312,3	9,9	166,6	923,0	2235,3
-17	7,5	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	825,0	1640,4	12,4	178,9	991,5	2632,0

-18	8,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	880,0	1749,8	13,2	192,1	1064,7	2814,5
-19	10,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	1100,0	2187,2	16,5	208,6	1156,1	3343,4
-20	10,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	1100,0	2187,2	16,5	225,1	1247,6	3434,8
-21	12,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	1320,0	2624,7	19,8	244,9	1357,3	3982,0
-22	19,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	2090,0	4155,8	31,4	276,3	1531,0	5686,8
-23	18,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	1980,0	3937,0	29,7	306,0	1695,6	5632,6
-24	21,5	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	2365,0	4702,6	35,5	341,5	1892,2	6594,7
-25	15,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	1650,0	3280,9	24,8	366,2	2029,3	5310,2
-26	17,5	Areia siltosa	0,80	2,00	4666,7	9279,2	46,7	412,9	2287,9	11567,1
-27	15,5	Areia siltosa	0,80	2,00	4133,3	8218,7	41,3	454,2	2517,0	10735,7
-28	16,5	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	1815,0	3608,9	27,2	481,4	2667,9	6276,8
-29	18,5	Areia siltosa	0,80	2,00	4933,3	9809,4	49,3	530,8	2941,3	12750,7
-30	18,5	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	2035,0	4046,4	30,5	561,3	3110,4	7156,8
-31	21,5	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	2365,0	4702,6	35,5	596,8	3307,0	8009,6
-32	19,5	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	2145,0	4265,1	32,2	628,9	3485,3	7750,4
-33	21,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	2310,0	4593,2	34,7	663,6	3677,3	8270,5
-34	24,5	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	2695,0	5358,7	40,4	704,0	3901,3	9260,1
-35	47,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	5170,0	10280,0	77,6	781,6	4331,1	14611,1
-36	39,5	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	4345,0	8639,6	65,2	846,7	4692,3	13331,9
-37	47,0	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	5170,0	10280,0	77,6	924,3	5122,0	15402,0
-38	69,5	Argila silto-arenosa	0,33	3,00	7645,0	15201,3	114,7	1039,0	5757,5	20958,8
-39	150,0	Silte arenoso	0,55	2,20	27500,0	54681,0	302,5	1341,5	7433,8	62114,8
-40	112,0	Silte arenoso	0,55	2,20	20533,3	40828,5	225,9	1567,3	8685,5	49514,0
-41	150,0	Silte arenoso	0,55	2,20	27500,0	54681,0	302,5	1869,8	10361,8	65042,8

MÉTODO DE DÉCOURT E QUARESMA													
Área da Estaca (m ²)			1,9884			Seção			1,00x2,20m ²				
Perímetro (m)			5,5416			Tipo de Estaca			Estaca diafragma (Escavada)				
Prof. (m)	z (m)	N _{SPT}	Classificação do Solo	α	C (kPa)	r _p (kPa)	Q _{p,ult} (kN)	β	N _L	f _s (kPa)	Q _{i,ult} unit. (kN)	Q _{i,ult} (kN)	Q _{ult} (kN)
1	1	14,0	Areia siltosa	0,50	400,00	4800,0	4772,2	0,60	14	56,7	188,4	188,4	4960,6
0	2	10,0	Areia siltosa	0,50	400,00	4866,7	4838,4	0,60	10	43,3	144,1	332,5	5170,9
-1	3	12,5	Areia siltosa	0,50	400,00	3533,3	3512,8	0,60	13	51,7	171,8	504,3	4017,1
-2	4	4,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	660,0	1115,5	0,90	4	23,3	116,4	620,7	1736,2
-3	5	0,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	160,0	270,4	0,90	3	20,0	99,7	720,4	990,8
-4	6	0,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	0,0	0,0	0,90	3	20,0	99,7	820,2	820,2
-5	7	0,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	140,0	236,6	0,90	3	20,0	99,7	919,9	1156,5
-6	8	3,5	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	240,0	405,6	0,90	4	21,7	108,1	1028,0	1433,6
-7	9	2,5	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	340,0	574,6	0,90	3	20,0	99,7	1127,7	1702,4
-8	10	2,5	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	340,0	574,6	0,90	3	20,0	99,7	1227,5	1802,1
-9	11	3,5	Areia argilo-siltosa	0,50	400,00	1066,7	1060,5	0,60	4	21,7	72,0	1299,5	2360,0
-10	12	2,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	300,0	507,0	0,90	3	20,0	99,7	1399,3	1906,3
-11	13	2,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	240,0	405,6	0,90	3	20,0	99,7	1499,0	1904,6
-12	14	2,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	260,0	439,4	0,90	3	20,0	99,7	1598,8	2038,2
-13	15	2,5	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	340,0	574,6	0,90	3	20,0	99,7	1698,5	2273,1
-14	16	4,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	500,0	845,1	0,90	4	23,3	116,4	1814,9	2659,9
-15	17	6,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	640,0	1081,7	0,90	6	30,0	149,6	1964,5	3046,2
-16	18	6,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	780,0	1318,3	0,90	6	30,0	149,6	2114,1	3432,4
-17	19	7,5	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	860,0	1453,5	0,90	8	35,0	174,6	2288,7	3742,2
-18	20	8,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	1020,0	1723,9	0,90	8	36,7	182,9	2471,6	4195,5

-19	21	10,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	1120,0	1893,0	0,90	10	43,3	216,1	2687,7	4580,6
-20	22	10,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	1280,0	2163,4	0,90	10	43,3	216,1	2903,8	5067,2
-21	23	12,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	1640,0	2771,8	0,90	12	50,0	249,4	3153,2	5925,0
-22	24	19,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	1960,0	3312,7	0,90	19	73,3	365,7	3518,9	6831,6
-23	25	18,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	2340,0	3954,9	0,90	18	70,0	349,1	3868,0	7823,0
-24	26	21,5	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	2180,0	3684,5	0,90	22	81,7	407,3	4275,3	7959,8
-25	27	15,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	2160,0	3650,7	0,90	15	60,0	299,2	4574,6	8225,3
-26	28	17,5	Areia siltosa	0,50	400,00	6400,0	6362,9	0,60	18	68,3	227,2	4801,8	11164,7
-27	29	15,5	Areia siltosa	0,50	400,00	6600,0	6561,7	0,60	16	61,7	205,0	5006,8	11568,6
-28	30	16,5	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	2020,0	3414,1	0,90	17	65,0	324,2	5331,0	8745,1
-29	31	18,5	Areia siltosa	0,50	400,00	7133,3	7092,0	0,60	19	71,7	238,3	5569,3	12661,3
-30	32	18,5	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	2340,0	3954,9	0,90	19	71,7	357,4	5926,7	9881,7
-31	33	21,5	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	2380,0	4022,5	0,90	22	81,7	407,3	6334,0	10356,6
-32	34	19,5	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	2480,0	4191,5	0,90	20	75,0	374,1	6708,1	10899,7
-33	35	21,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	2600,0	4394,4	0,90	21	80,0	399,0	7107,1	11501,5
-34	36	24,5	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	3700,0	6253,5	0,90	25	91,7	457,2	7564,3	13817,8
-35	37	47,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	4440,0	7504,2	0,90	47	166,7	831,2	8395,5	15899,7
-36	38	39,5	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	5340,0	9025,3	0,90	40	141,7	706,6	9102,1	18127,4
-37	39	47,0	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	6240,0	10546,5	0,90	47	166,7	831,2	9933,3	20479,8
-38	40	69,5	Argila silto-arenosa	0,85	120,00	10660,0	18016,9	0,90	50	176,7	881,1	10814,4	28831,3
-39	41	150,0	Silte arenoso	0,60	250,00	27625,0	32957,7	0,75	50	176,7	734,3	11548,7	44506,4
-40	42	112,0	Silte arenoso	0,60	250,00	34333,3	40961,0	0,75	50	176,7	734,3	12283,0	53244,0
-41	43	150,0	Silte arenoso	0,60	250,00	34333,3	40961,0	0,75	50	176,7	734,3	13017,2	53978,3
-42	44	150,0	Silte arenoso	0,60	250,00	25000,0	29826,0	0,75	50	176,7	734,3	13751,5	43577,5

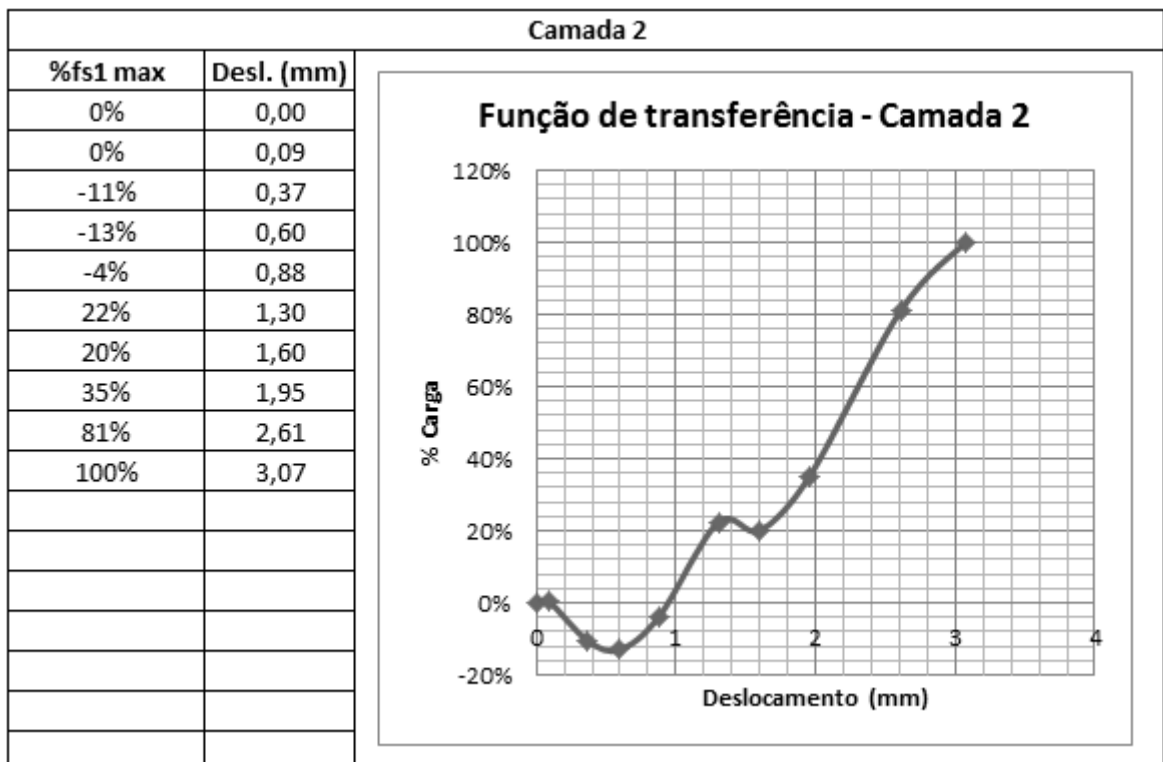
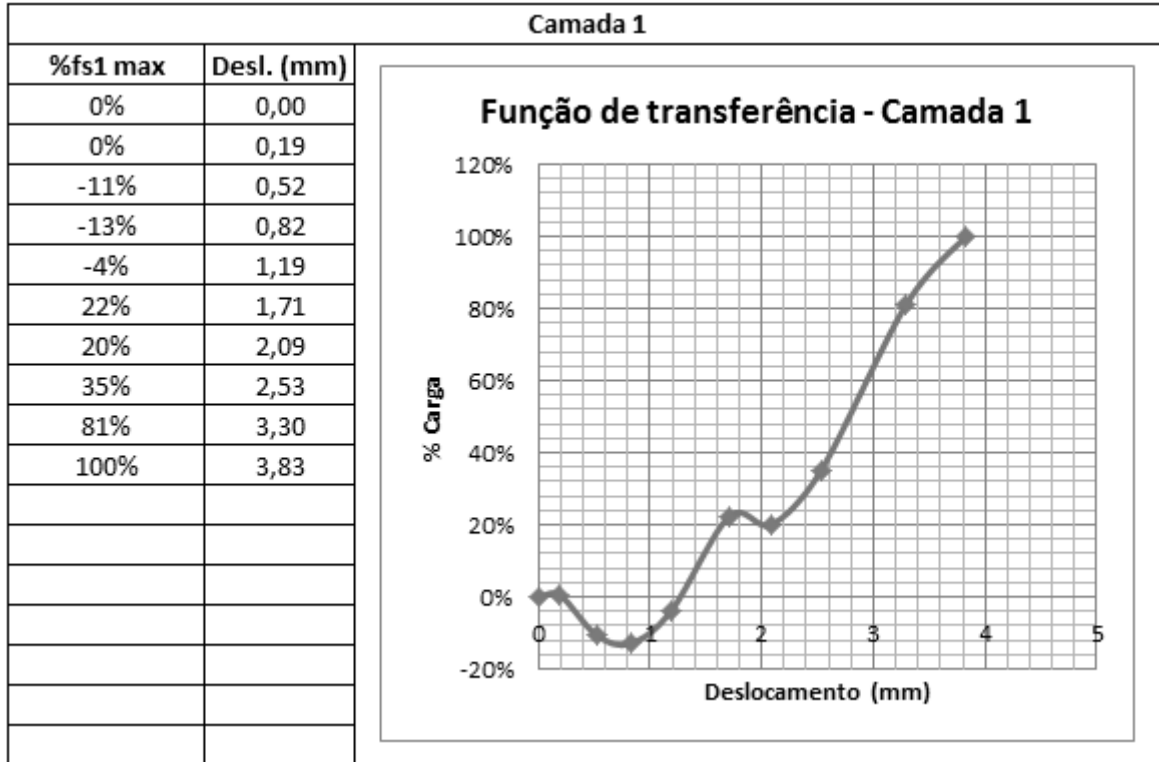
MÉTODO DE VELLOSO														
Área da base (m²)		1,9884		Seção			1,00x2,20m²					α		0,500
Perímetro (m)		5,5416		Tipo de Estaca			Estaca diafragma (Escavada)					β		0,309
Prof. (m)	N_{SPT}	Classificação do Solo	a (kPa)	b (kPa)	qp,ult (kPa)	Qp,ult (kN)	λ	a' (kPa)	b' (kPa)	$\tau_{l,ult}$ (kPa)	$\Sigma\tau_{l,ult}$ (kPa)	Ql,ult (kN)	Qult (kN)	
1	14,0	Areia siltosa	600,0	1,0	8400,0	2583,3	1,0	5,0	1,0	70,0	70,0	194,0	2777,3	
0	10,0	Areia siltosa	600,0	1,0	6000,0	1845,2	1,0	5,0	1,0	50,0	120,0	332,5	2177,7	
-1	12,5	Areia siltosa	250,0	1,0	3125,0	961,1	1,0	6,3	1,0	78,8	198,8	550,7	1511,8	
-2	4,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	1000,0	307,5	1,0	6,3	1,0	25,2	224,0	620,5	928,1	
-3	0,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	0,0	0,0	1,0	6,3	1,0	0,0	224,0	620,5	620,5	
-4	0,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	0,0	0,0	1,0	6,3	1,0	0,0	224,0	620,5	620,5	
-5	0,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	0,0	0,0	1,0	6,3	1,0	0,0	224,0	620,5	620,5	
-6	3,5	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	875,0	269,1	1,0	6,3	1,0	22,1	246,0	681,6	950,7	
-7	2,5	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	625,0	192,2	1,0	6,3	1,0	15,8	261,8	725,3	917,5	
-8	2,5	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	625,0	192,2	1,0	6,3	1,0	15,8	277,5	768,9	961,1	
-9	3,5	Areia argilo-siltosa	600,0	1,0	2100,0	645,8	1,0	5,0	1,0	17,5	295,0	817,4	1463,2	
-10	2,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	500,0	153,8	1,0	6,3	1,0	12,6	307,6	852,3	1006,1	
-11	2,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	500,0	153,8	1,0	6,3	1,0	12,6	320,2	887,2	1041,0	
-12	2,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	500,0	153,8	1,0	6,3	1,0	12,6	332,8	922,1	1075,9	
-13	2,5	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	625,0	192,2	1,0	6,3	1,0	15,8	348,6	965,8	1158,0	
-14	4,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	1000,0	307,5	1,0	6,3	1,0	25,2	373,8	1035,6	1343,1	
-15	6,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	1500,0	461,3	1,0	6,3	1,0	37,8	411,6	1140,3	1601,6	
-16	6,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	1500,0	461,3	1,0	6,3	1,0	37,8	449,4	1245,1	1706,4	
-17	7,5	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	1875,0	576,6	1,0	6,3	1,0	47,3	496,6	1376,0	1952,6	
-18	8,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	2000,0	615,1	1,0	6,3	1,0	50,4	547,0	1515,6	2130,7	

-19	10,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	2500,0	768,8	1,0	6,3	1,0	63,0	610,0	1690,2	2459,0
-20	10,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	2500,0	768,8	1,0	6,3	1,0	63,0	673,0	1864,7	2633,6
-21	12,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	3000,0	922,6	1,0	6,3	1,0	75,6	748,6	2074,2	2996,8
-22	19,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	4750,0	1460,8	1,0	6,3	1,0	119,7	868,3	2405,9	3866,7
-23	18,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	4500,0	1383,9	1,0	6,3	1,0	113,4	981,7	2720,1	4104,0
-24	21,5	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	5375,0	1653,0	1,0	6,3	1,0	135,5	1117,2	3095,4	4748,4
-25	15,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	3750,0	1153,3	1,0	6,3	1,0	94,5	1211,7	3357,2	4510,5
-26	17,5	Areia siltosa	600,0	1,0	10500,0	3229,2	1,0	5,0	1,0	87,5	1299,2	3599,7	6828,8
-27	15,5	Areia siltosa	600,0	1,0	9300,0	2860,1	1,0	5,0	1,0	77,5	1376,7	3814,4	6674,5
-28	16,5	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	4125,0	1268,6	1,0	6,3	1,0	104,0	1480,6	4102,4	5371,0
-29	18,5	Areia siltosa	600,0	1,0	11100,0	3413,7	1,0	5,0	1,0	92,5	1573,1	4358,7	7772,4
-30	18,5	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	4625,0	1422,4	1,0	6,3	1,0	116,6	1689,7	4681,7	6104,1
-31	21,5	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	5375,0	1653,0	1,0	6,3	1,0	135,5	1825,1	5057,0	6710,0
-32	19,5	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	4875,0	1499,3	1,0	6,3	1,0	122,9	1948,0	5397,4	6896,6
-33	21,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	5250,0	1614,6	1,0	6,3	1,0	132,3	2080,3	5764,0	7378,5
-34	24,5	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	6125,0	1883,7	1,0	6,3	1,0	154,4	2234,6	6191,6	8075,3
-35	47,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	11750,0	3613,6	1,0	6,3	1,0	296,1	2530,7	7012,1	10625,6
-36	39,5	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	9875,0	3036,9	1,0	6,3	1,0	248,9	2779,6	7701,6	10738,5
-37	47,0	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	11750,0	3613,6	1,0	6,3	1,0	296,1	3075,7	8522,0	12135,6
-38	69,5	Argila silto-arenosa	250,0	1,0	17375,0	5343,5	1,0	6,3	1,0	437,9	3513,5	9735,2	15078,7
-39	150,0	Silte arenoso	400,0	1,0	60000,0	18452,4	1,0	8,0	1,0	1200,0	4713,5	13060,2	31512,5
-40	112,0	Silte arenoso	400,0	1,0	44800,0	13777,8	1,0	8,0	1,0	896,0	5609,5	15542,8	29320,6
-41	150,0	Silte arenoso	400,0	1,0	60000,0	18452,4	1,0	8,0	1,0	1200,0	6809,5	18867,8	37320,1

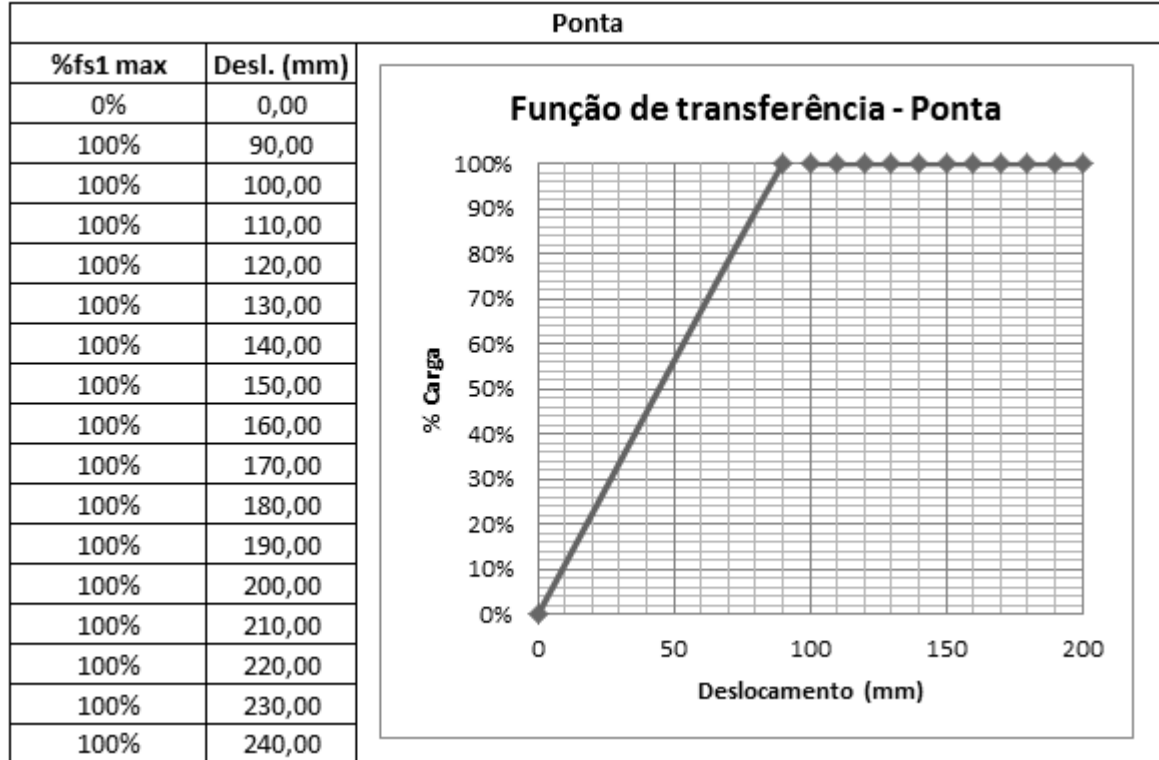
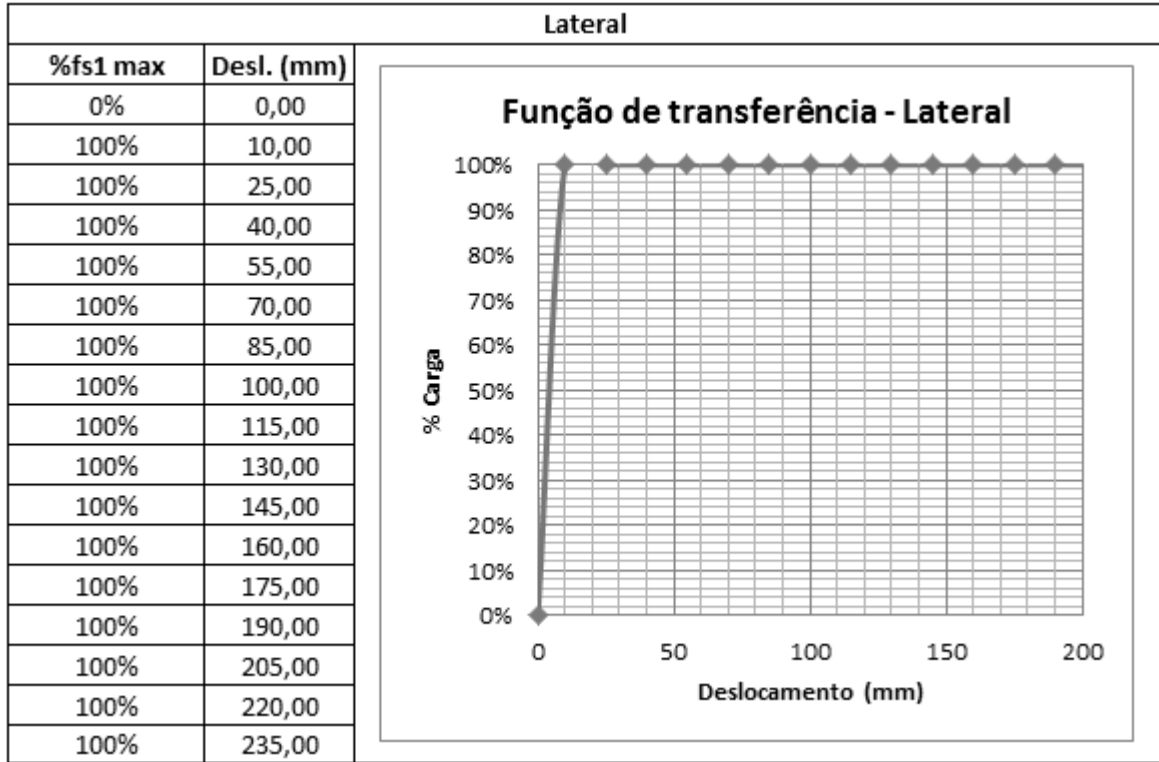
MÉTODO DO US ARMY CORPS OF ENGINEERING																
Área da estaca (m²)			1,9884			Tipo de estaca					Barrete (escavada)					
Perímetro (m)			5,5416			Diâmetro (m)					-					
Camada	Cota (m)		Classificação do Solo	γ (kN/m³)	σ'_v (kPa)	σ'_v med (kPa)	Nq	qp,ult (kN)	Qp,ult (kN)	K	ϕ (graus)	tan δ	$\tau_{l,ult}$ (kN/m²)	Ql,ult (kN)	$\Sigma Q_{l,ult}$ (kN)	Qult (kN)
1	1,00	-1,00	Areia siltosa	19,0	18,0	9,00	21,0	189,0	376	1,2	28,0	0,471	5,08	56,3	56	432
2	-1,00	-14,00	Argila silto-arenosa	15,0	83,0	34,00	16,0	544,0	1082	1,0	25,0	0,414	14,08	1014,6	1071	2153
3	-14,00	-21,00	Argila silto-arenosa	16,0	125,0	60,00	16,0	960,0	1909	1,0	25,0	0,414	24,85	964,1	2035	3944
4	-21,00	-27,00	Areia siltosa	19,5	182,0	114,00	28,0	3192,0	6347	1,3	30,0	0,510	75,51	2510,7	4546	10893
5	-27,00	-31,00	Argila silto-arenosa	18,0	214,0	96,00	21,0	2016,0	4009	1,0	28,0	0,471	45,17	1001,3	5547	9556
6	-31,00	-34,00	Argila silto-arenosa	18,0	238,0	96,00	21,0	2016,0	4009	1,0	28,0	0,471	45,17	751,0	6298	10307
7	-34,00	-39,00	Argila silto-arenosa	21,0	293,0	220,00	28,0	6160,0	12249	1,0	30,0	0,510	112,10	3105,9	9404	21653
8	-39,00	-41,00	Silte arenoso	21,0	315,0	220,00	31,0	6820,0	13561	1,0	32,0	0,550	120,95	1340,5	10744	24305

APÊNDICE H – FUNÇÕES DE TRANSFERÊNCIA USADAS NO UNIPILE (ESTUDO DE CASO 01 - ESTACA E413)

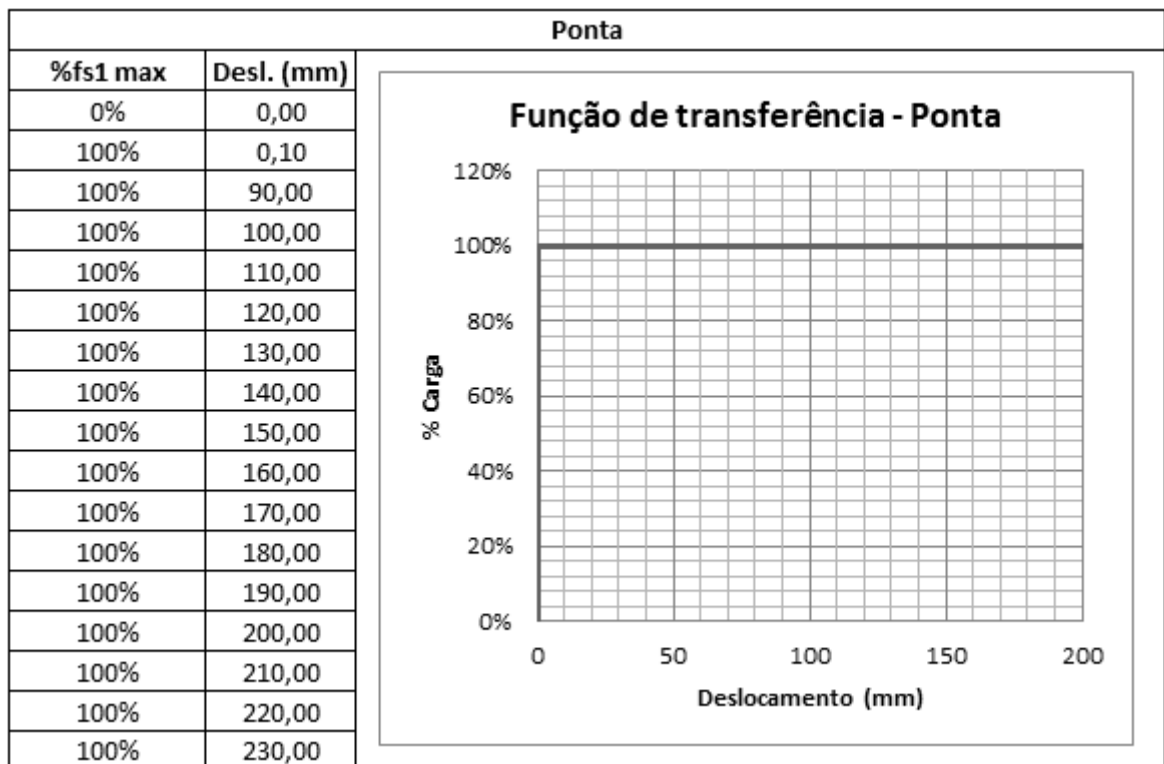
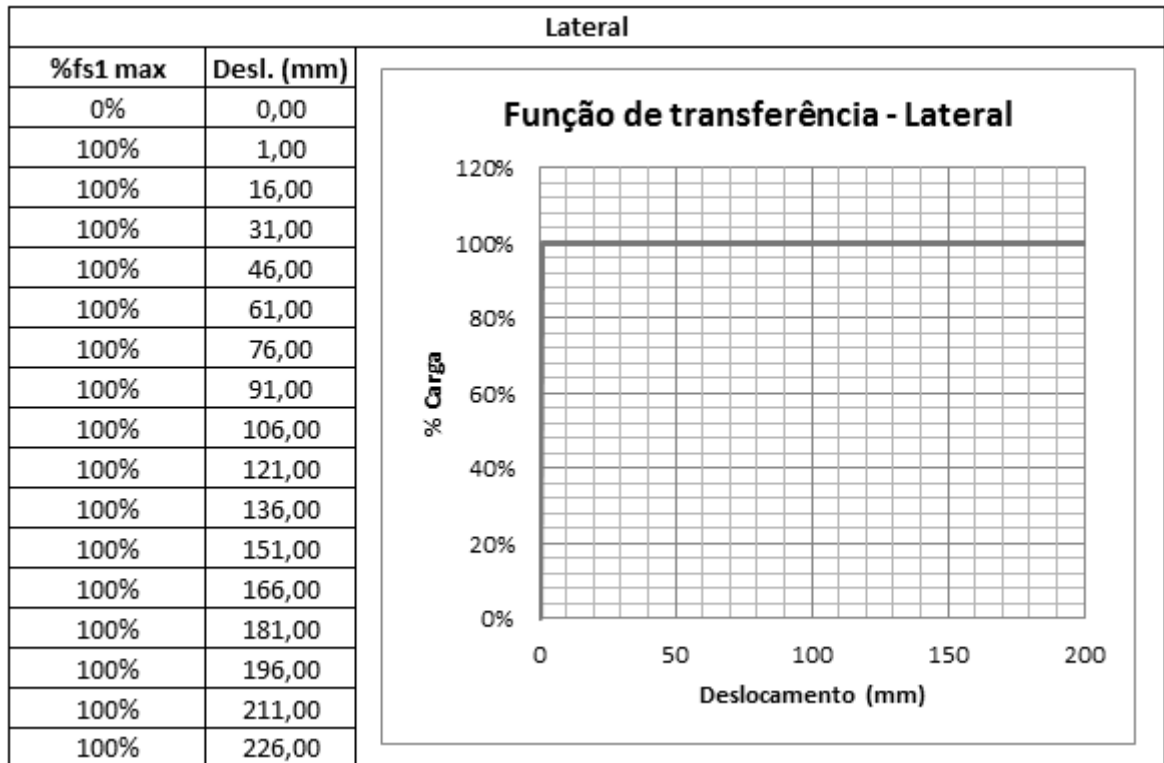
- Funções de transferência retroanalizadas a partir dos resultados da prova de carga:



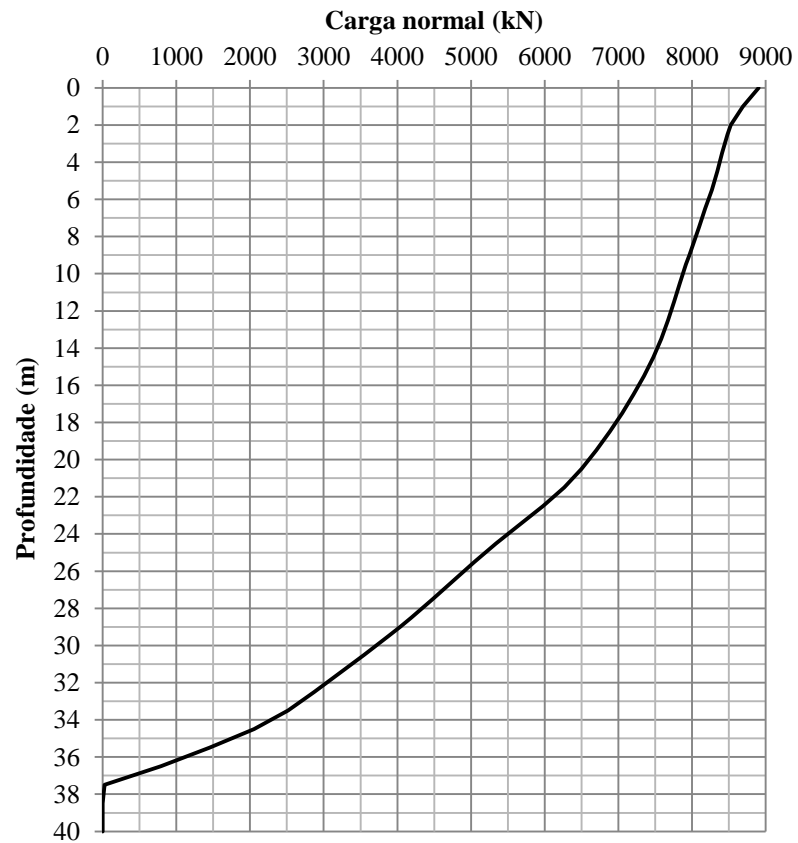
• Funções de transferência considerando modelo elastoplástico:



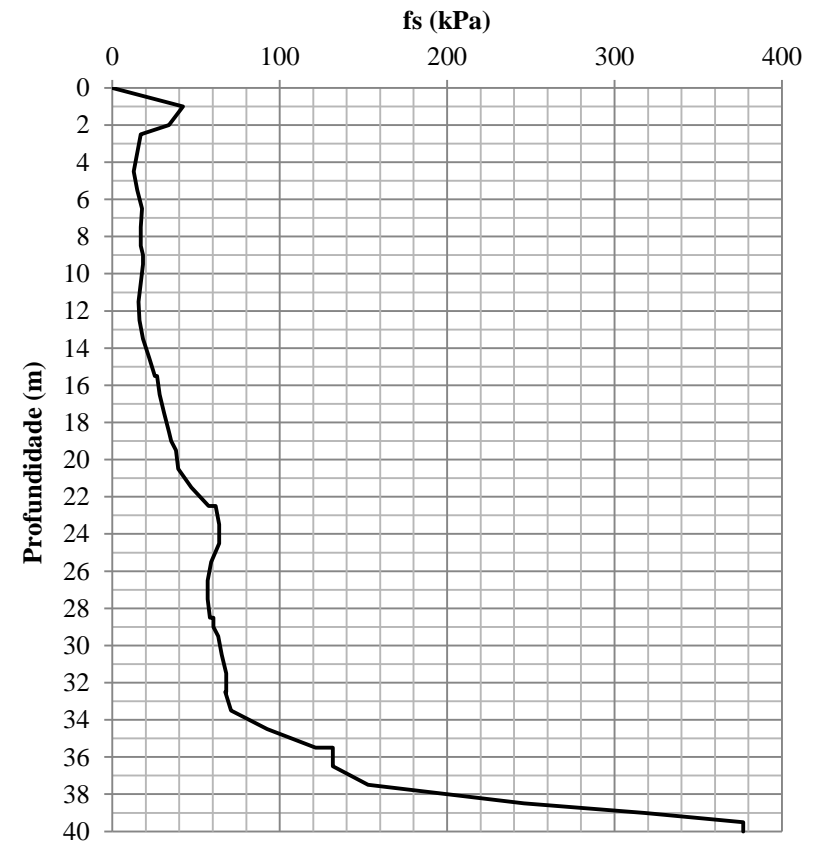
• Funções de transferência considerando modelo rígido-plástico:



APÊNDICE I – DIAGRAMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA EXTRAÍDOS DO SOFTWARE UNIPILE (ESTUDO DE CASO 01 – E413)

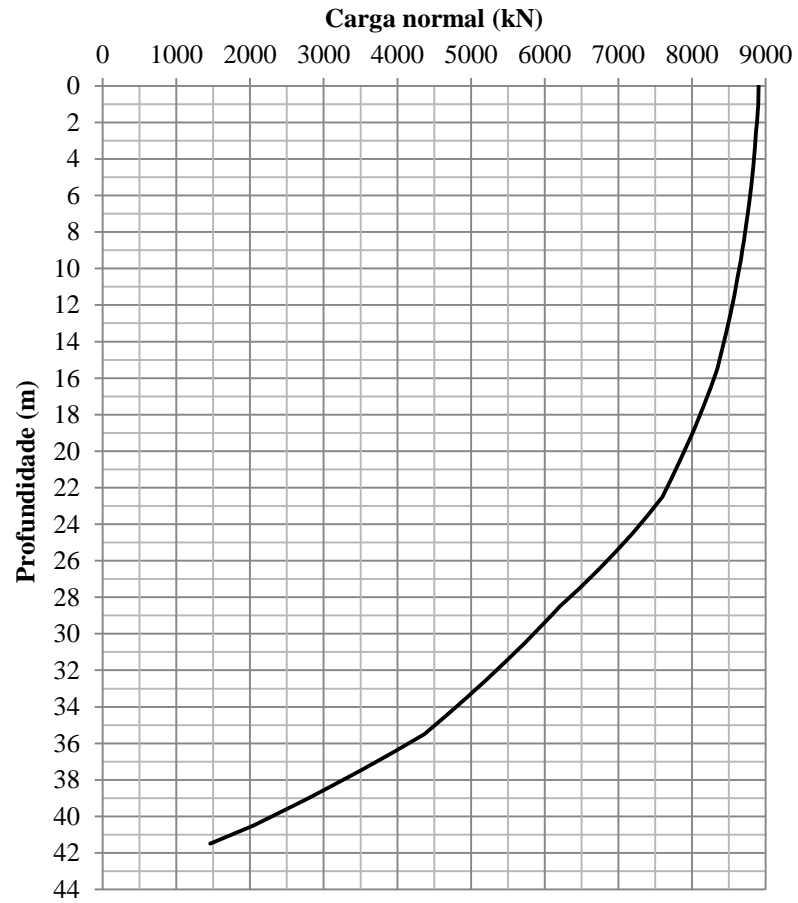


(a) Carga normal x profundidade

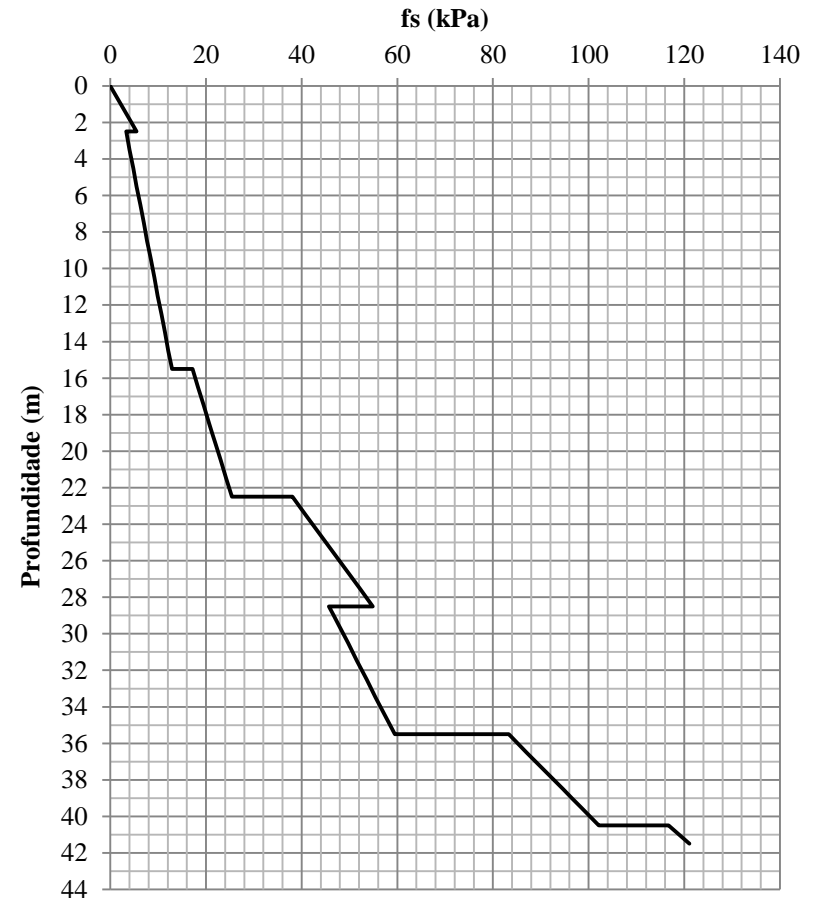


(b) Diagramas de atrito lateral unitário

Figura 101 – Diagramas de transferência de carga e atritos unitários mobilizados previstos (TC Décourt) – E413



(a) Carga normal x profundidade



(b) Diagramas de atrito lateral unitário

Figura 102 – Diagramas de transferência de carga e atritos unitários mobilizados previstos (TC Método β) – E413

APÊNDICE J – ESTIMATIVA DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS - ESTUDO DE CASO 2

Peso específico – Godoy (1972)

Camada	Classificação	N _{SPT} (médio)	γ (kN/m ³)
1	Areia siltosa	16,9	19,0
2	Areia silto-argilosa	4,5	18,0
3	Argila arenosa	2,2	15,0
4	Areia siltosa	40,6 (27,0)	20,0 (19,0)
5	Argila arenosa	3,5	15,0
6	Areia siltosa	5,5	18,0
7	Argila arenosa	5,4	15,0
8	Areia siltosa	12,0	19,0
9	Areia silto-argilosa	17,3	20,0

Ângulo de atrito interno – Resumo das estimativas

Camada	Classificação	N _{SPT} (médio)	N _{SPT,60} (médio)	Φ_{\min} (graus)	Φ_{\max} (graus)
1	Areia siltosa	16,9	20,3	33	45
2	Areia silto-argilosa	4,5	5,4	24	36
3	Argila arenosa	2,2	2,6	22	34
4	Areia siltosa	40,6 (27,0)	48,7 (32,4)	41 (38)	52 (45)
5	Argila arenosa	3,5	4,2	22	34
6	Areia siltosa	5,5	6,6	24	35
7	Argila arenosa	5,4	6,5	23	35
8	Areia siltosa	12,0	14,4	29	37
9	Areia silto-argilosa	17,3	20,8	31	38

Ângulo de atrito interno – Godoy (1983)

$$\phi = 28^\circ + 0,4 \cdot N_{SPT}$$

Camada	Classificação	N _{SPT} (médio)	ϕ (graus)
1	Areia siltosa	16,9	35
2	Areia silto-argilosa	4,5	30
3	Argila arenosa	2,2	29
4	Areia siltosa	40,6 (27,0)	44 (39)
5	Argila arenosa	3,5	29
6	Areia siltosa	5,5	30
7	Argila arenosa	5,4	30

8	Areia siltosa	12,0	33
9	Areia silto-argilosa	17,3	35

Ângulo de atrito interno – Teixeira (1996)

$$\phi = \sqrt{20 \cdot N_{SPT}} + 15^\circ$$

Camada	Classificação	N _{SPT} (médio)	φ (graus)
1	Areia siltosa	16,9	33
2	Areia silto-argilosa	4,5	24
3	Argila arenosa	2,2	22
4	Areia siltosa	40,6 (27,0)	43 (38)
5	Argila arenosa	3,5	23
6	Areia siltosa	5,5	25
7	Argila arenosa	5,4	25
8	Areia siltosa	12,0	30
9	Areia silto-argilosa	17,3	34

Ângulo de atrito interno – Hatanaka e Uchida (1996)

$$\phi = 20^\circ + \sqrt{15,4 \cdot N_{SPT,60}}$$

Camada	Classificação	N _{SPT,60} (médio)	φ (graus)
1	Areia siltosa	20,3	38
2	Areia silto-argilosa	5,4	29
3	Argila arenosa	2,6	26
4	Areia siltosa	48,7 (32,4)	47 (42)
5	Argila arenosa	4,2	28
6	Areia siltosa	6,6	30
7	Argila arenosa	6,5	30
8	Areia siltosa	14,4	35
9	Areia silto-argilosa	20,8	38

Tensão efetiva vertical (no centro de cada camada) – SPT original

Camada	Classificação	γ (kN/m ³)	Profundidade (m)		Espessura da camada (m)	Tensão efetiva vertical σ'vo
1	Areia siltosa	19,0	0,00	8,55	8,55	76,95
2	Areia silto-argilosa	18,0	8,55	9,75	1,20	86,55
3	Argila arenosa	15,0	9,75	15,75	6,00	116,55
4	Areia siltosa	20,0	15,75	20,95	5,20	168,55
5	Argila arenosa	15,0	20,95	33,05	12,10	229,05
6	Areia siltosa	18,0	33,05	34,85	1,80	243,45
7	Argila arenosa	15,0	34,85	45,45	10,60	296,45

8	Areia siltosa	19,0	45,45	46,20	0,75	303,20
9	Areia silto-argilosa	20,0	46,20	52,04	5,84	331,20

Tensão efetiva vertical (no centro de cada camada) – SPT modificado

Camada	Classificação	γ (kN/m ³)	Profundidade (m)		Espessura da camada (m)	Tensão efetiva vertical σ'_{vo}
1	Areia siltosa	19,0	0,00	8,55	8,55	76,95
2	Areia silto-argilosa	18,0	8,55	9,75	1,20	86,55
3	Argila arenosa	15,0	9,75	15,75	6,00	116,55
4	Areia siltosa	19,0	15,75	20,95	5,20	158,15
5	Argila arenosa	15,0	20,95	33,05	12,10	218,65
6	Areia siltosa	18,0	33,05	34,85	1,80	233,05
7	Argila arenosa	15,0	34,85	45,45	10,60	286,05
8	Areia siltosa	19,0	45,45	46,20	0,75	292,80
9	Areia silto-argilosa	20,0	46,20	52,04	5,84	320,80

Densidade relativa – Gibbs e Holtz (1957)

$$D_r = \left(\frac{N_{SPT,60}}{0,23 \cdot \sigma'_{vo} + 16} \right)^{1/2}$$

Camada	Classificação	SPT original			SPT modificado		
		N _{SPT,60} (médio)	σ'_{vo}	D _r	N _{SPT,60} (médio)	σ'_{vo}	D _r
1	Areia siltosa	20,3	76,95	0,8	20,3	76,95	0,8
2	Areia silto-argilosa	5,4	86,55	0,4	5,4	86,55	0,4
3	Argila arenosa	2,6	116,55	0,2	2,6	116,55	0,2
4	Areia siltosa	48,7	168,55	0,9	32,4	158,15	0,8
5	Argila arenosa	4,2	229,05	0,2	4,2	218,65	0,3
6	Areia siltosa	6,6	243,45	0,3	6,6	233,05	0,3
7	Argila arenosa	6,5	296,45	0,3	6,5	286,05	0,3
8	Areia siltosa	14,4	303,20	0,4	14,4	292,80	0,4
9	Areia silto-argilosa	20,8	331,20	0,5	20,8	320,80	0,5

Densidade relativa – Skempton (1986)

$$D_r = \left(\frac{N_{SPT,60}}{0,28 \cdot \sigma'_{vo} + 27} \right)^{1/2}$$

Camada	Classificação	SPT original			SPT modificado		
		N _{SPT,60} (médio)	σ'_{vo}	D _r	N _{SPT,60} (médio)	σ'_{vo}	D _r
1	Areia siltosa	20,3	76,95	0,6	20,3	76,95	0,6

2	Areia silto-argilosa	5,4	86,55	0,3	5,4	86,55	0,3
3	Argila arenosa	2,6	116,55	0,2	2,6	116,55	0,2
4	Areia siltosa	48,7	168,55	0,8	32,4	158,15	0,7
5	Argila arenosa	4,2	229,05	0,2	4,2	218,65	0,2
6	Areia siltosa	6,6	243,45	0,3	6,6	233,05	0,3
7	Argila arenosa	6,5	296,45	0,2	6,5	286,05	0,2
8	Areia siltosa	14,4	303,20	0,4	14,4	292,80	0,4
9	Areia silto-argilosa	20,8	331,20	0,4	20,8	320,80	0,4

Ângulo de atrito interno – De Mello (1971) com D_r de Gibbs e Holtz (1957) e Skempton (1986) - SPT original

$$\tan \phi = \frac{0,712}{(1,49 - D_r)}$$

Camada	Classificação	D_r (G & H)	ϕ (graus)	D_r (Skempton)	ϕ (graus)
1	Areia siltosa	0,8	45	0,6	40
2	Areia silto-argilosa	0,4	33	0,3	31
3	Argila arenosa	0,2	30	0,2	29
4	Areia siltosa	0,9	52	0,8	46
5	Argila arenosa	0,2	30	0,2	29
6	Areia siltosa	0,3	31	0,3	30
7	Argila arenosa	0,3	30	0,2	30
8	Areia siltosa	0,4	33	0,4	32
9	Areia silto-argilosa	0,5	35	0,4	34

Ângulo de atrito interno – De Mello (1971) com D_r de Gibbs e Holtz (1957) e Skempton (1986) - SPT modificado

$$\tan \phi = \frac{0,712}{(1,49 - D_r)}$$

Camada	Classificação	D_r (G & H)	ϕ (graus)	D_r (Skempton)	ϕ (graus)
1	Areia siltosa	0,8	45	0,6	40
2	Areia silto-argilosa	0,4	33	0,3	31
3	Argila arenosa	0,2	30	0,2	29
4	Areia siltosa	0,8	45	0,7	41
5	Argila arenosa	0,3	30	0,2	29
6	Areia siltosa	0,3	31	0,3	30
7	Argila arenosa	0,3	31	0,2	30
8	Areia siltosa	0,4	34	0,4	32
9	Areia silto-argilosa	0,5	35	0,4	34

Ângulo de atrito interno – Giuliani e Nicoll (1982) com D_r de Gibbs e Holtz (1957) e Skempton (1986) - SPT original

$$\tan \phi = 0,575 + 0,361 \cdot D_r^{0,866}$$

Camada	Classificação	D_r (G & H)	ϕ (graus)	D_r (Skempton)	ϕ (graus)
1	Areia siltosa	0,8	41	0,6	39
2	Areia silto-argilosa	0,4	36	0,3	35
3	Argila arenosa	0,2	34	0,2	34
4	Areia siltosa	0,9	43	0,8	41
5	Argila arenosa	0,2	34	0,2	34
6	Areia siltosa	0,3	35	0,3	35
7	Argila arenosa	0,3	35	0,2	34
8	Areia siltosa	0,4	37	0,4	36
9	Areia silto-argilosa	0,5	37	0,4	37

Ângulo de atrito interno – Giuliani e Nicoll (1982) com D_r de Gibbs e Holtz (1957) e Skempton (1986) - SPT modificado

$$\tan \phi = 0,575 + 0,361 \cdot D_r^{0,866}$$

Camada	Classificação	D_r (G & H)	ϕ (graus)	D_r (Skempton)	ϕ (graus)
1	Areia siltosa	0,8	41	0,6	39
2	Areia silto-argilosa	0,4	36	0,3	35
3	Argila arenosa	0,2	34	0,2	34
4	Areia siltosa	0,8	41	0,7	40
5	Argila arenosa	0,3	34	0,2	34
6	Areia siltosa	0,3	35	0,3	35
7	Argila arenosa	0,3	35	0,2	34
8	Areia siltosa	0,4	37	0,4	36
9	Areia silto-argilosa	0,5	37	0,4	37

Ângulo de atrito interno – Kulhawy e Mayne (1990)

$$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{N_{SPT,60}}{12,2 + 0,23 \cdot \sigma'_{vo}} \right)^{0,34}$$

Camada	Classificação	SPT original			SPT modificado		
		$N_{SPT,60}$ (médio)	σ'_{vo}	ϕ (graus)	$N_{SPT,60}$ (médio)	σ'_{vo}	ϕ (graus)
1	Areia siltosa	20,3	76,95	41	20,3	76,95	41
2	Areia silto-argilosa	5,4	86,55	29	5,4	86,55	29
3	Argila arenosa	2,6	116,55	22	2,6	116,55	22
4	Areia siltosa	48,7	168,55	45	32,4	158,15	41
5	Argila arenosa	4,2	229,05	22	4,2	218,65	22

6	Areia siltosa	6,6	243,45	24	6,6	233,05	25
7	Argila arenosa	6,5	296,45	23	6,5	286,05	23
8	Areia siltosa	14,4	303,20	29	14,4	292,80	29
9	Areia silto-argilosa	20,8	331,20	31	20,8	320,80	32

Módulo de elasticidade – Resumo

Camada	Classificação	N _{SPT} (médio)	N _{SPT,60} (médio)	E _s min (MPa)	E _s max (MPa)
1	Areia siltosa	16,9	20,3	30	145
2	Areia silto-argilosa	4,5	5,4	3	45
3	Argila arenosa	2,2	2,6	5	11
4	Areia siltosa	40,6 (27,0)	48,7 (32,4)	85 (57)	505 (275)
5	Argila arenosa	3,5	4,2	7	16
6	Areia siltosa	5,5	6,6	5	50
7	Argila arenosa	5,4	6,5	11	22
8	Areia siltosa	12,0	14,4	17	100
9	Areia silto-argilosa	17,3	20,8	28	148

Módulo de elasticidade – Teixeira & Godoy (1996)

$$E_s = \alpha \cdot q_c = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT}$$

Camada	Classificação	α	K	N _{SPT}	E _s (MPa)
1	Areia siltosa	3	0,70	16,9	35,5
2	Areia silto-argilosa	3	0,65	4,5	8,8
3	Argila arenosa	7	0,30	2,2	4,6
4	Areia siltosa	3	0,70	40,6 (27,0)	85,3 (56,7)
5	Argila arenosa	7	0,30	3,5	7,4
6	Areia siltosa	3	0,70	5,5	11,6
7	Argila arenosa	7	0,30	5,4	11,3
8	Areia siltosa	3	0,70	12,0	25,2
9	Areia silto-argilosa	3	0,65	17,3	33,8

Módulo de elasticidade – Leão (2015)

$$E_s \text{ (kPa)} = \eta \cdot N_{SPT,60}^{0.80}$$

Camada	Classificação	N _{SPT,60}	η	E _s (MPa)	η	E _s (MPa)
1	Areia siltosa	20,3	6,0	66,6	7,0	77,7
2	Areia silto-argilosa	5,4	5,0	19,3	6,0	23,1
3	Argila arenosa	2,6	4,0	8,6	5,0	10,7
4	Areia siltosa	48,7 (32,4)	6,0	134,4 (97,0)	7,0	156,8 (113,1)

5	Argila arenosa	4,2	4,0	12,6	5,0	15,8
6	Areia siltosa	6,6	6,0	27,2	7,0	31,7
7	Argila arenosa	6,5	4,0	17,8	5,0	22,3
8	Areia siltosa	14,4	6,0	50,7	7,0	59,1
9	Areia silto-argilosa	20,8	5,0	56,7	6,0	68,0

Módulo de elasticidade para solos arenosos – Clayton (1986)

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

Camada	Classificação	$N_{SPT,60}$	E_s (MPa) Lim. Inf.	E_s (MPa) Val. Med.	E_s (MPa) Lim. Sup.
1	Areia siltosa	20,3	30,0	95,0	145,0
2	Areia silto-argilosa	5,4	3,0	14,0	25,0
3	Argila arenosa	2,6	-	-	-
4	Areia siltosa	48,7 (32,4)	130,0 (60,0)	325,0 (190,0)	505,0 (275,0)
5	Argila arenosa	4,2	-	-	-
6	Areia siltosa	6,6	5,0	20,0	40,0
7	Argila arenosa	6,5	-	-	-
8	Areia siltosa	14,4	20,0	60,0	100,0
9	Areia silto-argilosa	20,8	31,0	97,0	148,0

Módulo de elasticidade para solos arenosos – Schnaid (2000)

$$E \text{ (MPa)} = 3,4 \cdot N_{SPT,60}$$

Camada	Classificação	$N_{SPT,60}$	E_s (MPa)
1	Areia siltosa	20,3	68,9
2	Areia silto-argilosa	5,4	18,4
3	Argila arenosa	2,6	-
4	Areia siltosa	48,7 (32,4)	165,6 (110,2)
5	Argila arenosa	4,2	-
6	Areia siltosa	6,6	22,4
7	Argila arenosa	6,5	-
8	Areia siltosa	14,4	49,0
9	Areia silto-argilosa	20,8	70,7

Módulo de elasticidade para solos arenosos – Freitas (2010)

$$E_s \text{ (kPa)} = 8000 \cdot N_{SPT,60}^{0.80}$$

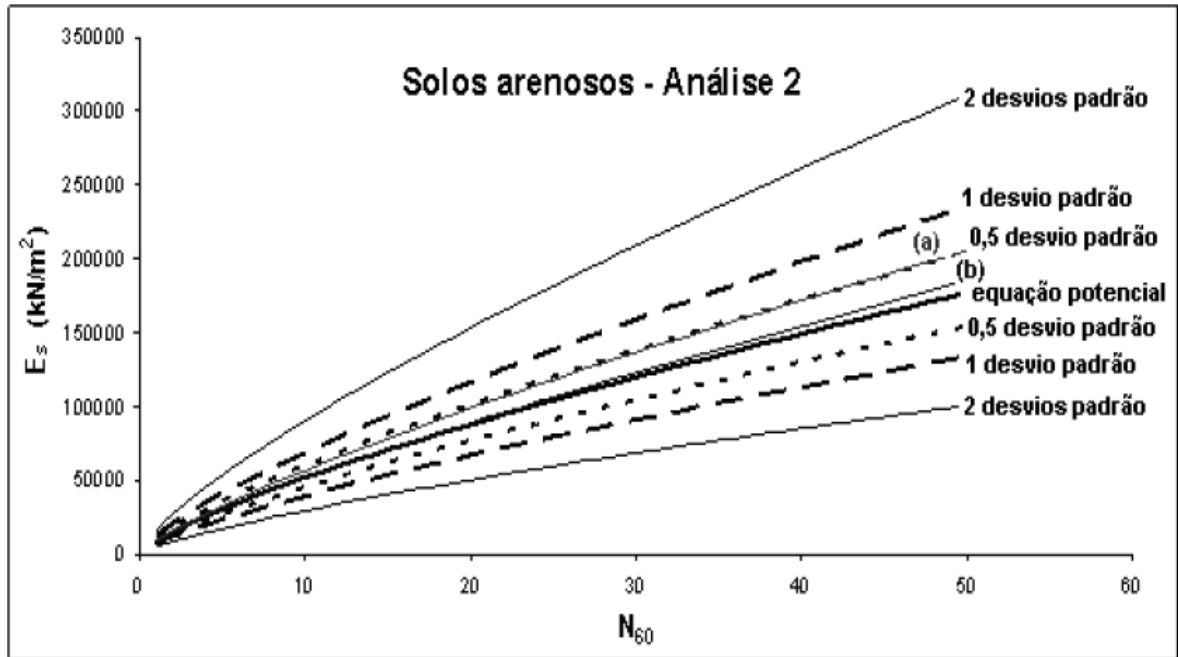


Figura 103 – Comparação da equação potencial para solos arenosos com intervalos de confiança de até dois desvios padrões (FREITAS, 2010)

Camada	Classificação	N _{SPT,60}	E _s (MPa) Lim. Inf.	E _s (MPa) Val. Med.	E _s (MPa) Lim. Sup.
1	Areia siltosa	20,3	70,0	88,8	115,0
2	Areia silto-argilosa	5,4	25,0	30,8	45,0
3	Argila arenosa	2,6	-	-	-
4	Areia siltosa	48,7 (32,4)	130,0 (95,0)	179,2 (129,3)	225,0 (165,0)
5	Argila arenosa	4,2	-	-	-
6	Areia siltosa	6,6	30,0	36,2	50,0
7	Argila arenosa	6,5	-	-	-
8	Areia siltosa	14,4	55,0	67,6	95,0
9	Areia silto-argilosa	20,8	72,0	90,7	120,0

Módulo de elasticidade para solos residuais – Blight (1997)

$$E \text{ (MPa)} = 1,6 \cdot N_{SPT,60}$$

Camada	Classificação	N _{SPT,60}	E _s (MPa)
1	Areia siltosa	20,3	-
2	Areia silto-argilosa	5,4	-
3	Argila arenosa	2,6	-

4	Areia siltosa	48,7 (32,4)	-
5	Argila arenosa	4,2	-
6	Areia siltosa	6,6	-
7	Argila arenosa	6,5	-
8	Areia siltosa	14,4	23,0
9	Areia silto-argilosa	20,8	33,3

Módulo de elasticidade e para solos residuais – Sandroni (1991)

$$E \text{ (MPa)} = (0,6 \pm 0,2) \cdot N_{\text{SPT}}^{1,4}$$

Camada	Classificação	N_{SPT}	E_s (MPa) Lim, Inf,	E_s (MPa) Val, Med,	E_s (MPa) Lim, Sup,
1	Areia siltosa	16,9	-	-	-
2	Areia silto-argilosa	4,5	-	-	-
3	Argila arenosa	2,2	-	-	-
4	Areia siltosa	40,6 (27,0)	-	-	-
5	Argila arenosa	3,5	-	-	-
6	Areia siltosa	5,5	-	-	-
7	Argila arenosa	5,4	-	-	-
8	Areia siltosa	12,0	16,7	25,1	33,5
9	Areia silto-argilosa	17,3	28,0	42,0	56,0

Módulo de elasticidade para solos residuais – Schnaid e Odebrecht (2012)

$$\text{Valores médios: } E \text{ (MPa)} = 2,01 \cdot N_{\text{SPT},60}$$

$$\text{Limite inferior: } E \text{ (MPa)} = 2,01 \cdot N_{\text{SPT},60} - 0,611 \sqrt{N_{\text{SPT},60}^2 - 19,79 \cdot N_{\text{SPT},60} + 184,63}$$

$$\text{Limite superior: } E \text{ (MPa)} = 2,01 \cdot N_{\text{SPT},60} + 0,611 \sqrt{N_{\text{SPT},60}^2 - 19,79 \cdot N_{\text{SPT},60} + 184,63}$$

Camada	Classificação	$N_{\text{SPT},60}$	E_s (MPa) Lim. Inf.	E_s (MPa) Val. Med.	E_s (MPa) Lim. Sup.
1	Areia siltosa	20,3	-	-	-
2	Areia silto-argilosa	5,4	-	-	-
3	Argila arenosa	2,6	-	-	-
4	Areia siltosa	48,7 (32,4)	-	-	-
5	Argila arenosa	4,2	-	-	-
6	Areia siltosa	6,6	-	-	-
7	Argila arenosa	6,5	-	-	-
8	Areia siltosa	14,4	22,6	28,9	35,3
9	Areia silto-argilosa	20,8	33,0	41,8	50,6

Coesão (Intercepto coesivo)

Para a estimativa das faixas de valores de coesão (intercepto coesivo), para cada uma das camadas, foram utilizadas as tabelas de valores típicos apresentadas no item 1.4 da presente dissertação.

Camada	Classificação	N _{SPT} (médio)	N _{SPT,60} (médio)	c _{min} (kPa)	c _{max} (kPa)
1	Areia siltosa	16,9	20,3	0	10
2	Areia silto-argilosa	4,5	5,4	0	10
3	Argila arenosa	2,2	2,6	5	15
4	Areia siltosa	40,6 (27,0)	48,7 (32,4)	10 (5)	20 (15)
5	Argila arenosa	3,5	4,2	5	15
6	Areia siltosa	5,5	6,6	0	10
7	Argila arenosa	5,4	6,5	5	15
8	Areia siltosa	12,0	14,4	5	15
9	Areia silto-argilosa	17,3	20,8	10	20

Coefficiente de Poisson – Teixeira e Godoy (1996)

Camada	Classificação	N _{SPT} (médio)	v
1	Areia siltosa	16,9	0,3
2	Areia silto-argilosa	4,5	0,3
3	Argila arenosa	2,2	0,4
4	Areia siltosa	40,6 (27,0)	0,4 (0,4)
5	Argila arenosa	3,5	0,4
6	Areia siltosa	5,5	0,3
7	Argila arenosa	5,4	0,4
8	Areia siltosa	12,0	0,3
9	Areia silto-argilosa	17,3	0,4

APÊNDICE K – PLANILHAS DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA PARA A ESTACA DO ESTUDO DE CASO 02

MÉTODO DE AOKI E VELLOSO												
Seção		Variável				Tipo de Estaca			Estaca Metálica			
Área da Estaca (m²)		Variável				Fatores de correção			F1		1,750	
Perímetro (m)		Variável							F2		3,500	
Prof. (m)	N_{SPT}	Classificação do Solo	Área ponta (m²)	Perímetro colado (m)	K (MPa)	α (%)	rp (kPa)	Qp,ult (kN)	rl (kPa)	Σrl (kPa)	Ql,ult (kN)	Qult (kN)
0	10	Areia siltosa	0,0939	1,79	0,80	2,00	4571,4	429	45,7	45,7	82	511
-1	9,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	0,80	2,00	4114,3	386	41,1	86,9	155	542
-2	26,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	0,80	2,00	11885,7	1117	118,9	205,7	368	1485
-3	32,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	0,80	2,00	14628,6	1374	146,3	352,0	630	2004
-4	19,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	0,80	2,00	8685,7	816	86,9	438,9	786	1601
-5	19,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	0,80	2,00	8685,7	816	86,9	525,7	941	1757
-6	13,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	0,80	2,00	5942,9	558	59,4	585,1	1047	1606
-7	10,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	0,80	2,00	4571,4	429	45,7	630,9	1129	1559
-8	14,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	0,80	2,00	6400,0	601	64,0	694,9	1244	1845
-9	5,0	Areia silto-argilosa	0,0939	1,79	0,70	2,40	2000,0	188	24,0	718,9	1287	1475
-10	4,0	Areia silto-argilosa	0,0939	1,79	0,70	2,40	1600,0	150	19,2	738,1	1321	1471
-11	2,0	Argila arenosa	0,0939	1,79	0,35	2,40	400,0	38	4,8	742,9	1330	1367
-12	2,0	Argila arenosa	0,0939	1,79	0,35	2,40	400,0	38	4,8	747,7	1338	1376
-13	2,0	Argila arenosa	0,0939	1,79	0,35	2,40	400,0	38	4,8	752,5	1347	1384
-14	2,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	0,35	2,40	400,0	37	4,8	757,3	1348	1385
-15	3,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	0,35	2,40	600,0	56	7,2	764,5	1361	1417
-16	2,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	0,35	2,40	400,0	37	4,8	769,3	1369	1407
-17	50,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	0,80	2,00	22857,1	2133	228,6	997,8	1776	3909
-18	34,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	0,80	2,00	15542,9	1451	155,4	1153,3	2053	3503

-19	58,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	0,80	2,00	26514,3	2474	265,1	1418,4	2525	4999
-20	44,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	0,80	2,00	20114,3	1877	201,1	1619,5	2883	4760
-21	17,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	0,80	2,00	7771,4	725	77,7	1697,3	3021	3746
-22	3,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	0,35	2,40	600,0	56	7,2	1704,5	3034	3090
-23	3,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	0,35	2,40	600,0	56	7,2	1711,7	3047	3103
-24	3,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	0,35	2,40	600,0	56	7,2	1718,9	3060	3116
-25	4,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	0,35	2,40	800,0	75	9,6	1728,5	3077	3151
-26	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	600,0	55	7,2	1735,7	3072	3127
-27	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	600,0	55	7,2	1742,9	3085	3140
-28	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	600,0	55	7,2	1750,1	3098	3152
-29	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	600,0	55	7,2	1757,3	3110	3165
-30	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	600,0	55	7,2	1764,5	3123	3178
-31	4,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	800,0	73	9,6	1774,1	3140	3213
-32	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	1000,0	91	12,0	1786,1	3161	3253
-33	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	1000,0	91	12,0	1798,1	3183	3274
-34	5,0	Areia siltosa	0,0915	1,77	0,80	2,00	2285,7	209	22,9	1820,9	3223	3432
-35	6,0	Areia siltosa	0,0915	1,77	0,80	2,00	2742,9	251	27,4	1848,3	3272	3523
-36	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	1000,0	91	12,0	1860,3	3293	3384
-37	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	1000,0	91	12,0	1872,3	3314	3406
-38	6,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	1200,0	110	14,4	1886,7	3340	3449
-39	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	1000,0	91	12,0	1898,7	3361	3452
-40	6,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	1200,0	110	14,4	1913,1	3386	3496
-41	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	1000,0	91	12,0	1925,1	3408	3499
-42	6,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	1200,0	110	14,4	1939,5	3433	3543
-43	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	1000,0	91	12,0	1951,5	3454	3546
-44	6,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	1200,0	110	14,4	1965,9	3480	3590
-45	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	1000,0	91	12,0	1977,9	3501	3592

-46	12,0	Areia siltosa	0,0915	1,77	0,80	2,00	5485,7	502	54,9	2032,8	3598	4100
-47	16,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	0,70	2,40	6400,0	586	76,8	2109,6	3734	4320
-48	19,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	0,70	2,40	7600,0	695	91,2	2200,8	3895	4591
-49	9,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	0,70	2,40	3600,0	329	43,2	2244,0	3972	4301
-50	15,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	0,70	2,40	6000,0	549	72,0	2316,0	4099	4648
-51	16,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	0,70	2,40	6400,0	586	76,8	2392,8	4235	4821
-52	29,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	0,70	2,40	11600,0	1061	139,2	2532,0	4482	5543

MÉTODO DE AOKI E VELLOSO_SPT MODIFICADO												
Seção		Variável				Tipo de Estaca			Estaca Metálica			
Área da Estaca (m²)		Variável				Fatores de correção			F1		1,750	
Perímetro (m)		Variável							F2		3,500	
Prof. (m)	N_{SPT}	Classificação do Solo	Área ponta (m²)	Perímetro colado (m)	K (MPa)	α (%)	rp (kPa)	Qp,ult (kN)	rl (kPa)	Σrl (kPa)	Ql,ult (kN)	Qult (kN)
0	10	Areia siltosa	0,0939	1,79	0,80	2,00	4571,4	429	45,7	45,7	82	511
-1	9,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	0,80	2,00	4114,3	386	41,1	86,9	155	542
-2	26,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	0,80	2,00	11885,7	1117	118,9	205,7	368	1485
-3	32,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	0,80	2,00	14628,6	1374	146,3	352,0	630	2004
-4	19,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	0,80	2,00	8685,7	816	86,9	438,9	786	1601
-5	19,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	0,80	2,00	8685,7	816	86,9	525,7	941	1757
-6	13,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	0,80	2,00	5942,9	558	59,4	585,1	1047	1606
-7	10,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	0,80	2,00	4571,4	429	45,7	630,9	1129	1559
-8	14,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	0,80	2,00	6400,0	601	64,0	694,9	1244	1845
-9	5,0	Areia silto-argilosa	0,0939	1,79	0,70	2,40	2000,0	188	24,0	718,9	1287	1475
-10	4,0	Areia silto-argilosa	0,0939	1,79	0,70	2,40	1600,0	150	19,2	738,1	1321	1471
-11	2,0	Argila arenosa	0,0939	1,79	0,35	2,40	400,0	38	4,8	742,9	1330	1367

-12	2,0	Argila arenosa	0,0939	1,79	0,35	2,40	400,0	38	4,8	747,7	1338	1376
-13	2,0	Argila arenosa	0,0939	1,79	0,35	2,40	400,0	38	4,8	752,5	1347	1384
-14	2,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	0,35	2,40	400,0	37	4,8	757,3	1348	1385
-15	3,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	0,35	2,40	600,0	56	7,2	764,5	1361	1417
-16	2,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	0,35	2,40	400,0	37	4,8	769,3	1369	1407
-17	33,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	0,80	2,00	15085,7	1408	150,9	920,1	1638	3046
-18	23,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	0,80	2,00	10514,3	981	105,1	1025,3	1825	2806
-19	39,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	0,80	2,00	17828,6	1664	178,3	1203,5	2142	3806
-20	29,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	0,80	2,00	13257,1	1237	132,6	1336,1	2378	3615
-21	11,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	0,80	2,00	5028,6	469	50,3	1386,4	2468	2937
-22	3,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	0,35	2,40	600,0	56	7,2	1393,6	2481	2537
-23	3,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	0,35	2,40	600,0	56	7,2	1400,8	2493	2549
-24	3,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	0,35	2,40	600,0	56	7,2	1408,0	2506	2562
-25	4,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	0,35	2,40	800,0	75	9,6	1417,6	2523	2598
-26	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	600,0	55	7,2	1424,8	2522	2577
-27	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	600,0	55	7,2	1432,0	2535	2590
-28	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	600,0	55	7,2	1439,2	2547	2602
-29	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	600,0	55	7,2	1446,4	2560	2615
-30	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	600,0	55	7,2	1453,6	2573	2628
-31	4,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	800,0	73	9,6	1463,2	2590	2663
-32	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	1000,0	91	12,0	1475,2	2611	2703
-33	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	1000,0	91	12,0	1487,2	2632	2724
-34	5,0	Areia siltosa	0,0915	1,77	0,80	2,00	2285,7	209	22,9	1510,1	2673	2882
-35	6,0	Areia siltosa	0,0915	1,77	0,80	2,00	2742,9	251	27,4	1537,5	2721	2972
-36	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	1000,0	91	12,0	1549,5	2743	2834
-37	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	1000,0	91	12,0	1561,5	2764	2855
-38	6,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	1200,0	110	14,4	1575,9	2789	2899

-39	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	1000,0	91	12,0	1587,9	2811	2902
-40	6,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	1200,0	110	14,4	1602,3	2836	2946
-41	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	1000,0	91	12,0	1614,3	2857	2949
-42	6,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	1200,0	110	14,4	1628,7	2883	2993
-43	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	1000,0	91	12,0	1640,7	2904	2996
-44	6,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	1200,0	110	14,4	1655,1	2930	3039
-45	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	0,35	2,40	1000,0	91	12,0	1667,1	2951	3042
-46	12,0	Areia siltosa	0,0915	1,77	0,80	2,00	5485,7	502	54,9	1721,9	3048	3550
-47	16,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	0,70	2,40	6400,0	586	76,8	1798,7	3184	3769
-48	19,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	0,70	2,40	7600,0	695	91,2	1889,9	3345	4041
-49	9,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	0,70	2,40	3600,0	329	43,2	1933,1	3422	3751
-50	15,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	0,70	2,40	6000,0	549	72,0	2005,1	3549	4098
-51	16,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	0,70	2,40	6400,0	586	76,8	2081,9	3685	4271
-52	29,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	0,70	2,40	11600,0	1061	139,2	2221,1	3931	4993

MÉTODO DE DÉCOURT E QUARESMA													
Área da Estaca (m²)			Variável				Seção			Variável			
Perímetro (m)			Variável				Tipo de Estaca			Estaca Metálica			
Prof. (m)	N_{SPT}	Classificação do Solo	Área ponta (m²)	Perímetro colado (m)	α	C (kPa)	r_p (kPa)	Q_{p,ult} (kN)	β	N_L	Σr_l (kPa)	Q_{b,ult} (kN)	Q_{ult} (kN)
0	10,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	1,00	400,00	3800,0	357	1,00	10	43,3	78	435
-1	9,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	1,00	400,00	6000,0	564	1,00	9	41,7	149	713
-2	26,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	1,00	400,00	8933,3	839	1,00	26	60,0	322	1161
-3	32,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	1,00	400,00	10266,7	964	1,00	32	74,2	531	1495
-4	19,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	1,00	400,00	9333,3	877	1,00	19	74,0	662	1539
-5	19,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	1,00	400,00	6800,0	639	1,00	19	73,9	794	1432

-6	13,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	1,00	400,00	5600,0	526	1,00	13	71,0	889	1415
-7	10,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	1,00	400,00	4933,3	463	1,00	10	67,5	967	1430
-8	14,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	1,00	400,00	3866,7	363	1,00	14	66,3	1068	1431
-9	5,0	Areia silto-argilosa	0,0939	1,79	1,00	400,00	3066,7	288	1,00	5	62,3	1116	1404
-10	4,0	Areia silto-argilosa	0,0939	1,79	1,00	400,00	1466,7	138	1,00	4	58,8	1158	1295
-11	2,0	Argila arenosa	0,0939	1,79	1,00	120,00	320,0	30	1,00	3	55,6	1193	1223
-12	2,0	Argila arenosa	0,0939	1,79	1,00	120,00	240,0	23	1,00	3	52,8	1229	1252
-13	2,0	Argila arenosa	0,0939	1,79	1,00	120,00	240,0	23	1,00	3	50,5	1265	1287
-14	2,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	1,00	120,00	280,0	26	1,00	3	48,4	1293	1320
-15	3,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	1,00	120,00	280,0	26	1,00	3	46,7	1329	1355
-16	2,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	1,00	120,00	2200,0	205	1,00	3	45,1	1365	1570
-17	50,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	1,00	400,00	11466,7	1070	1,00	50	52,4	1679	2749
-18	34,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	1,00	400,00	18933,3	1767	1,00	34	56,1	1899	3666
-19	58,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	1,00	400,00	18133,3	1692	1,00	50	62,2	2213	3905
-20	44,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	1,00	400,00	15866,7	1481	1,00	44	66,7	2492	3973
-21	17,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	1,00	400,00	8533,3	796	1,00	17	66,7	2611	3407
-22	3,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	1,00	120,00	920,0	86	1,00	3	64,6	2646	2732
-23	3,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	1,00	120,00	360,0	34	1,00	3	62,8	2682	2715
-24	3,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	1,00	120,00	400,0	37	1,00	3	61,1	2717	2755
-25	4,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	1,00	120,00	400,0	37	1,00	4	59,6	2759	2796
-26	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	1,00	120,00	400,0	37	1,00	3	58,1	2779	2815
-27	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	1,00	120,00	360,0	33	1,00	3	56,8	2814	2847
-28	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	1,00	120,00	360,0	33	1,00	3	55,5	2850	2883
-29	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	1,00	120,00	360,0	33	1,00	3	54,3	2885	2918
-30	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	1,00	120,00	400,0	37	1,00	3	53,2	2921	2957
-31	4,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	1,00	120,00	480,0	44	1,00	4	52,3	2962	3006
-32	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	1,00	120,00	560,0	51	1,00	5	51,5	3009	3060

MÉTODO DE DÉCOURT E QUARESMA_SPT MODIFICADO													
Área da Estaca (m ²)			Variável				Seção			Variável			
Perímetro (m)			Variável				Tipo de Estaca			Estaca Metálica			
Prof. (m)	N _{SPT}	Classificação do Solo	Área ponta (m ²)	Perímetro colado (m)	α	C (kPa)	rp (kPa)	Q _{p,ult} (kN)	β	N _L	Σr_l (kPa)	Q _{b,ult} (kN)	Q _{ult} (kN)
0	10	Areia siltosa	0,0939	1,79	1,00	400,00	3800,0	357	1,00	10	43,3	78	435
-1	9,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	1,00	400,00	6000,0	564	1,00	9	41,7	149	713
-2	26,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	1,00	400,00	8933,3	839	1,00	26	60,0	322	1161
-3	32,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	1,00	400,00	10266,7	964	1,00	32	74,2	531	1495
-4	19,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	1,00	400,00	9333,3	877	1,00	19	74,0	662	1539
-5	19,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	1,00	400,00	6800,0	639	1,00	19	73,9	794	1432
-6	13,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	1,00	400,00	5600,0	526	1,00	13	71,0	889	1415
-7	10,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	1,00	400,00	4933,3	463	1,00	10	67,5	967	1430
-8	14,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	1,00	400,00	3866,7	363	1,00	14	66,3	1068	1431
-9	5,0	Areia silto-argilosa	0,0939	1,79	1,00	400,00	3066,7	288	1,00	5	62,3	1116	1404
-10	4,0	Areia silto-argilosa	0,0939	1,79	1,00	400,00	1466,7	138	1,00	4	58,8	1158	1295
-11	2,0	Argila arenosa	0,0939	1,79	1,00	120,00	320,0	30	1,00	3	55,6	1193	1223
-12	2,0	Argila arenosa	0,0939	1,79	1,00	120,00	240,0	23	1,00	3	52,8	1229	1252
-13	2,0	Argila arenosa	0,0939	1,79	1,00	120,00	240,0	23	1,00	3	50,5	1265	1287
-14	2,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	1,00	120,00	280,0	26	1,00	3	48,4	1293	1320
-15	3,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	1,00	120,00	280,0	26	1,00	3	46,7	1329	1355
-16	2,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	1,00	120,00	1520,0	142	1,00	3	45,1	1365	1507
-17	33,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	1,00	400,00	7733,3	722	1,00	33	49,3	1578	2300
-18	23,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	1,00	400,00	12666,7	1182	1,00	23	51,2	1733	2915
-19	39,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	1,00	400,00	12133,3	1132	1,00	39	55,7	1982	3114
-20	29,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	1,00	400,00	10533,3	983	1,00	29	58,1	2172	3155
-21	11,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	1,00	400,00	5733,3	535	1,00	11	57,6	2255	2790

-22	3,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	1,00	120,00	680,0	63	1,00	3	55,9	2290	2354
-23	3,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	1,00	120,00	360,0	34	1,00	3	54,4	2326	2359
-24	3,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	1,00	120,00	400,0	37	1,00	3	53,1	2361	2399
-25	4,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	1,00	120,00	400,0	37	1,00	4	51,9	2403	2440
-26	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	1,00	120,00	400,0	37	1,00	3	50,7	2425	2461
-27	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	1,00	120,00	360,0	33	1,00	3	49,6	2460	2493
-28	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	1,00	120,00	360,0	33	1,00	3	48,6	2496	2529
-29	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	1,00	120,00	360,0	33	1,00	3	47,7	2531	2564
-30	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	1,00	120,00	400,0	37	1,00	3	46,8	2567	2603
-31	4,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	1,00	120,00	480,0	44	1,00	4	46,0	2608	2652
-32	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	1,00	120,00	560,0	51	1,00	5	45,5	2655	2706
-33	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	1,00	120,00	600,0	55	1,00	5	44,9	2702	2757
-34	5,0	Areia siltosa	0,0915	1,77	1,00	400,00	2133,3	195	1,00	5	44,4	2749	2945
-35	6,0	Areia siltosa	0,0915	1,77	1,00	400,00	2133,3	195	1,00	6	44,0	2803	2998
-36	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	1,00	120,00	640,0	59	1,00	5	43,5	2850	2908
-37	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	1,00	120,00	640,0	59	1,00	5	43,1	2897	2955
-38	6,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	1,00	120,00	640,0	59	1,00	6	42,7	2950	3009
-39	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	1,00	120,00	680,0	62	1,00	5	42,3	2997	3059
-40	6,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	1,00	120,00	640,0	59	1,00	6	42,0	3050	3109
-41	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	1,00	120,00	680,0	62	1,00	5	41,7	3098	3160
-42	6,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	1,00	120,00	640,0	59	1,00	6	41,4	3151	3209
-43	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	1,00	120,00	680,0	62	1,00	5	41,1	3198	3260
-44	6,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	1,00	120,00	640,0	59	1,00	6	40,8	3251	3309
-45	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	1,00	120,00	920,0	84	1,00	5	40,5	3298	3382
-46	12,0	Areia siltosa	0,0915	1,77	1,00	400,00	4400,0	403	1,00	12	40,7	3387	3789
-47	16,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	1,00	400,00	6266,7	573	1,00	16	41,2	3499	4072
-48	19,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	1,00	400,00	5866,7	537	1,00	19	41,8	3629	4165

-49	9,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	1,00	400,00	5733,3	525	1,00	9	41,8	3699	4224
-50	15,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	1,00	400,00	5333,3	488	1,00	15	42,2	3806	4293
-51	16,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	1,00	400,00	8000,0	732	1,00	16	42,6	3918	4650
-52	29,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	1,00	400,00	9866,7	903	1,00	29	43,8	4106	5009
-53	29,0	Areia silto-argilosa	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

MÉTODO DE VELLOSO															
Área da base (m ²)		Variável		Seção				Variável					α	1,000	
Perímetro (m)		Variável		Tipo de Estaca				Estaca diafragma (Escavada)					β	0,865	
Prof. (m)	N _{SPT}	Classificação do Solo	Área ponta (m ²)	Perímetro colado (m)	a (kPa)	b (kPa)	qp,ult (kPa)	Qp,ult (kN)	λ	a' (kPa)	b' (kPa)	$\tau_{l,ult}$ (kPa)	$\Sigma\tau_{l,ult}$ (kPa)	Ql,ult (kN)	Qult (kN)
0	10,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	600,0	1,0	6000,0	487	1,0	5,0	1,0	50,0	50,0	90	577
-1	9,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	600,0	1,0	5400,0	439	1,0	5,0	1,0	45,0	95,0	170	609
-2	26,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	600,0	1,0	15600,0	1267	1,0	5,0	1,0	130,0	225,0	403	1670
-3	32,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	600,0	1,0	19200,0	1560	1,0	5,0	1,0	160,0	385,0	689	2249
-4	19,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	600,0	1,0	11400,0	926	1,0	5,0	1,0	95,0	480,0	859	1785
-5	19,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	600,0	1,0	11400,0	926	1,0	5,0	1,0	95,0	575,0	1029	1955
-6	13,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	600,0	1,0	7800,0	634	1,0	5,0	1,0	65,0	640,0	1146	1779
-7	10,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	600,0	1,0	6000,0	487	1,0	5,0	1,0	50,0	690,0	1235	1723
-8	14,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	600,0	1,0	8400,0	682	1,0	5,0	1,0	70,0	760,0	1360	2043
-9	5,0	Areia silto-argilosa	0,0939	1,79	600,0	1,0	3000,0	244	1,0	5,0	1,0	25,0	785,0	1405	1649
-10	4,0	Areia silto-argilosa	0,0939	1,79	600,0	1,0	2400,0	195	1,0	5,0	1,0	20,0	805,0	1441	1636
-11	2,0	Argila arenosa	0,0939	1,79	250,0	1,0	500,0	41	1,0	6,3	1,0	12,6	817,6	1464	1504
-12	2,0	Argila arenosa	0,0939	1,79	250,0	1,0	500,0	41	1,0	6,3	1,0	12,6	830,2	1486	1527
-13	2,0	Argila arenosa	0,0939	1,79	250,0	1,0	500,0	41	1,0	6,3	1,0	12,6	842,8	1509	1549
-14	2,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	250,0	1,0	500,0	40	1,0	6,3	1,0	12,6	855,4	1523	1563

-15	3,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	250,0	1,0	750,0	61	1,0	6,3	1,0	18,9	874,3	1556	1617
-16	2,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	250,0	1,0	500,0	40	1,0	6,3	1,0	12,6	886,9	1579	1619
-17	50,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	600,0	1,0	30000,0	2421	1,0	5,0	1,0	250,0	1136,9	2024	4445
-18	34,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	600,0	1,0	20400,0	1647	1,0	5,0	1,0	170,0	1306,9	2326	3973
-19	58,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	600,0	1,0	34800,0	2809	1,0	5,0	1,0	290,0	1596,9	2842	5651
-20	44,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	600,0	1,0	26400,0	2131	1,0	5,0	1,0	220,0	1816,9	3234	5365
-21	17,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	600,0	1,0	10200,0	823	1,0	5,0	1,0	85,0	1901,9	3385	4209
-22	3,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	250,0	1,0	750,0	61	1,0	6,3	1,0	18,9	1920,8	3419	3480
-23	3,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	250,0	1,0	750,0	61	1,0	6,3	1,0	18,9	1939,7	3453	3513
-24	3,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	250,0	1,0	750,0	61	1,0	6,3	1,0	18,9	1958,6	3486	3547
-25	4,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	250,0	1,0	1000,0	81	1,0	6,3	1,0	25,2	1983,8	3531	3612
-26	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	750,0	59	1,0	6,3	1,0	18,9	2002,7	3545	3604
-27	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	750,0	59	1,0	6,3	1,0	18,9	2021,6	3578	3638
-28	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	750,0	59	1,0	6,3	1,0	18,9	2040,5	3612	3671
-29	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	750,0	59	1,0	6,3	1,0	18,9	2059,4	3645	3704
-30	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	750,0	59	1,0	6,3	1,0	18,9	2078,3	3679	3738
-31	4,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	1000,0	79	1,0	6,3	1,0	25,2	2103,5	3723	3802
-32	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	1250,0	99	1,0	6,3	1,0	31,5	2135,0	3779	3878
-33	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	1250,0	99	1,0	6,3	1,0	31,5	2166,5	3835	3934
-34	5,0	Areia siltosa	0,0915	1,77	600,0	1,0	3000,0	237	1,0	5,0	1,0	25,0	2191,5	3879	4116
-35	6,0	Areia siltosa	0,0915	1,77	600,0	1,0	3600,0	285	1,0	5,0	1,0	30,0	2221,5	3932	4217
-36	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	1250,0	99	1,0	6,3	1,0	31,5	2253,0	3988	4087
-37	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	1250,0	99	1,0	6,3	1,0	31,5	2284,5	4044	4142
-38	6,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	1500,0	119	1,0	6,3	1,0	37,8	2322,3	4110	4229
-39	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	1250,0	99	1,0	6,3	1,0	31,5	2353,8	4166	4265
-40	6,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	1500,0	119	1,0	6,3	1,0	37,8	2391,6	4233	4352
-41	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	1250,0	99	1,0	6,3	1,0	31,5	2423,1	4289	4388

-42	6,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	1500,0	119	1,0	6,3	1,0	37,8	2460,9	4356	4474
-43	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	1250,0	99	1,0	6,3	1,0	31,5	2492,4	4412	4510
-44	6,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	1500,0	119	1,0	6,3	1,0	37,8	2530,2	4478	4597
-45	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	1250,0	99	1,0	6,3	1,0	31,5	2561,7	4534	4633
-46	12,0	Areia siltosa	0,0915	1,77	500,0	1,0	6000,0	475	1,0	8,5	1,0	102,0	2663,7	4715	5190
-47	16,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	500,0	1,0	8000,0	633	1,0	8,5	1,0	136,0	2799,7	4955	5589
-48	19,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	500,0	1,0	9500,0	752	1,0	8,5	1,0	161,5	2961,2	5241	5993
-49	9,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	500,0	1,0	4500,0	356	1,0	8,5	1,0	76,5	3037,7	5377	5733
-50	15,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	500,0	1,0	7500,0	593	1,0	8,5	1,0	127,5	3165,2	5602	6196
-51	16,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	500,0	1,0	8000,0	633	1,0	8,5	1,0	136,0	3301,2	5843	6476
-52	29,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	500,0	1,0	14500,0	1147	1,0	8,5	1,0	246,5	3547,7	6279	7427

MÉTODO DE VELLOSO_SPT MODIFICADO															
Área da base (m²)		Variável		Seção				Variável					α		1,000
Perímetro (m)		Variável		Tipo de Estaca				Estaca diafragma (Escavada)					β		0,865
Prof. (m)	N_{SPT}	Classificação do Solo	Área ponta (m²)	Perímetro colado (m)	a (kPa)	b (kPa)	qp,ult (kPa)	Qp,ult (kN)	λ	a' (kPa)	b' (kPa)	$\tau_{l,ult}$ (kPa)	$\Sigma\tau_{l,ult}$ (kPa)	Ql,ult (kN)	Qult (kN)
0	10	Areia siltosa	0,0939	1,79	600,0	1,0	6000,0	487	1,0	5,0	1,0	50,0	50,0	90	577
-1	9,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	600,0	1,0	5400,0	439	1,0	5,0	1,0	45,0	95,0	170	609
-2	26,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	600,0	1,0	15600,0	1267	1,0	5,0	1,0	130,0	225,0	403	1670
-3	32,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	600,0	1,0	19200,0	1560	1,0	5,0	1,0	160,0	385,0	689	2249
-4	19,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	600,0	1,0	11400,0	926	1,0	5,0	1,0	95,0	480,0	859	1785
-5	19,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	600,0	1,0	11400,0	926	1,0	5,0	1,0	95,0	575,0	1029	1955
-6	13,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	600,0	1,0	7800,0	634	1,0	5,0	1,0	65,0	640,0	1146	1779
-7	10,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	600,0	1,0	6000,0	487	1,0	5,0	1,0	50,0	690,0	1235	1723
-8	14,0	Areia siltosa	0,0939	1,79	600,0	1,0	8400,0	682	1,0	5,0	1,0	70,0	760,0	1360	2043

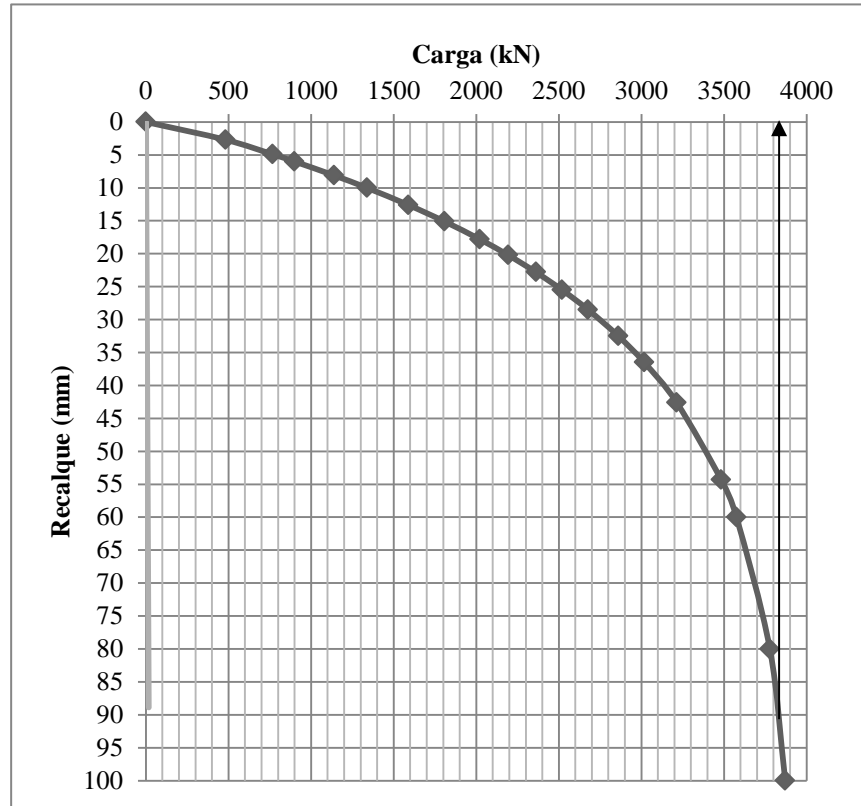
-9	5,0	Areia silto-argilosa	0,0939	1,79	600,0	1,0	3000,0	244	1,0	5,0	1,0	25,0	785,0	1405	1649
-10	4,0	Areia silto-argilosa	0,0939	1,79	600,0	1,0	2400,0	195	1,0	5,0	1,0	20,0	805,0	1441	1636
-11	2,0	Argila arenosa	0,0939	1,79	250,0	1,0	500,0	41	1,0	6,3	1,0	12,6	817,6	1464	1504
-12	2,0	Argila arenosa	0,0939	1,79	250,0	1,0	500,0	41	1,0	6,3	1,0	12,6	830,2	1486	1527
-13	2,0	Argila arenosa	0,0939	1,79	250,0	1,0	500,0	41	1,0	6,3	1,0	12,6	842,8	1509	1549
-14	2,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	250,0	1,0	500,0	40	1,0	6,3	1,0	12,6	855,4	1523	1563
-15	3,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	250,0	1,0	750,0	61	1,0	6,3	1,0	18,9	874,3	1556	1617
-16	2,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	250,0	1,0	500,0	40	1,0	6,3	1,0	12,6	886,9	1579	1619
-17	33,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	600,0	1,0	19800,0	1598	1,0	5,0	1,0	165,0	1051,9	1872	3471
-18	23,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	600,0	1,0	13800,0	1114	1,0	5,0	1,0	115,0	1166,9	2077	3191
-19	39,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	600,0	1,0	23400,0	1889	1,0	5,0	1,0	195,0	1361,9	2424	4313
-20	29,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	600,0	1,0	17400,0	1404	1,0	5,0	1,0	145,0	1506,9	2682	4087
-21	11,0	Areia siltosa	0,0933	1,78	600,0	1,0	6600,0	533	1,0	5,0	1,0	55,0	1561,9	2780	3313
-22	3,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	250,0	1,0	750,0	61	1,0	6,3	1,0	18,9	1580,8	2814	2874
-23	3,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	250,0	1,0	750,0	61	1,0	6,3	1,0	18,9	1599,7	2847	2908
-24	3,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	250,0	1,0	750,0	61	1,0	6,3	1,0	18,9	1618,6	2881	2942
-25	4,0	Argila arenosa	0,0933	1,78	250,0	1,0	1000,0	81	1,0	6,3	1,0	25,2	1643,8	2926	3007
-26	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	750,0	59	1,0	6,3	1,0	18,9	1662,7	2943	3002
-27	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	750,0	59	1,0	6,3	1,0	18,9	1681,6	2976	3036
-28	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	750,0	59	1,0	6,3	1,0	18,9	1700,5	3010	3069
-29	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	750,0	59	1,0	6,3	1,0	18,9	1719,4	3043	3103
-30	3,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	750,0	59	1,0	6,3	1,0	18,9	1738,3	3077	3136
-31	4,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	1000,0	79	1,0	6,3	1,0	25,2	1763,5	3121	3201
-32	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	1250,0	99	1,0	6,3	1,0	31,5	1795,0	3177	3276
-33	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	1250,0	99	1,0	6,3	1,0	31,5	1826,5	3233	3332
-34	5,0	Areia siltosa	0,0915	1,77	600,0	1,0	3000,0	237	1,0	5,0	1,0	25,0	1851,5	3277	3515
-35	6,0	Areia siltosa	0,0915	1,77	600,0	1,0	3600,0	285	1,0	5,0	1,0	30,0	1881,5	3330	3615

-36	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	1250,0	99	1,0	6,3	1,0	31,5	1913,0	3386	3485
-37	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	1250,0	99	1,0	6,3	1,0	31,5	1944,5	3442	3541
-38	6,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	1500,0	119	1,0	6,3	1,0	37,8	1982,3	3509	3627
-39	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	1250,0	99	1,0	6,3	1,0	31,5	2013,8	3564	3663
-40	6,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	1500,0	119	1,0	6,3	1,0	37,8	2051,6	3631	3750
-41	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	1250,0	99	1,0	6,3	1,0	31,5	2083,1	3687	3786
-42	6,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	1500,0	119	1,0	6,3	1,0	37,8	2120,9	3754	3873
-43	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	1250,0	99	1,0	6,3	1,0	31,5	2152,4	3810	3909
-44	6,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	1500,0	119	1,0	6,3	1,0	37,8	2190,2	3877	3995
-45	5,0	Argila arenosa	0,0915	1,77	250,0	1,0	1250,0	99	1,0	6,3	1,0	31,5	2221,7	3932	4031
-46	12,0	Areia siltosa	0,0915	1,77	500,0	1,0	6000,0	475	1,0	8,5	1,0	102,0	2323,7	4113	4588
-47	16,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	500,0	1,0	8000,0	633	1,0	8,5	1,0	136,0	2459,7	4354	4987
-48	19,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	500,0	1,0	9500,0	752	1,0	8,5	1,0	161,5	2621,2	4640	5391
-49	9,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	500,0	1,0	4500,0	356	1,0	8,5	1,0	76,5	2697,7	4775	5131
-50	15,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	500,0	1,0	7500,0	593	1,0	8,5	1,0	127,5	2825,2	5001	5594
-51	16,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	500,0	1,0	8000,0	633	1,0	8,5	1,0	136,0	2961,2	5241	5874
-52	29,0	Areia silto-argilosa	0,0915	1,77	500,0	1,0	14500,0	1147	1,0	8,5	1,0	246,5	3207,7	5678	6825

MÉTODO DO US ARMY CORPS OF ENGINEERING																
Área da estaca (m ²)			0,0939 a 0,0915		Tipo de estaca						Metálica					
Perímetro (m)			1,79 a 1,77		Diâmetro (m)						-					
Camada	Profundidade (m)		Classificação do Solo	γ (kN/m ³)	$\sigma'v$ (kPa)	$\sigma'v$ med (kPa)	Nq	qp,ult (kN)	Qp,ult (kN)	K	ϕ (graus)	$\tan \delta$	$\tau_{l,ult}$ (kN/m ²)	$Q_{l,ult}$ (kN)	$\Sigma Q_{l,ult}$ (kN)	Q_{ult} (kN)
0	0,00	0,00	-	-	-	-	-	0	-	-	-	-	-	0	0,0	0
1	0,00	8,55	Areia siltosa	19,0	76,95	21,43	28	600,0	56	1,5	30,0	0,384	12,34	188,8	189	245
2	8,55	9,75	Areia siltosa	18,0	86,55	22,64	21	475,4	45	1,0	28,0	0,356	8,06	17,3	206	251

PROVA DE CARGA – CRITÉRIO DA ABNT NBR 6122

Carga (kN)	Recalque (mm)
0	0,00
482	2,70
766	4,90
899	6,00
1138	8,10
1338	10,00
1589	12,60
1808	15,10
2021	17,80
2193	20,20
2361	22,80
2519	25,50
2677	28,50
2860	32,50
3017	36,50
3214	42,60
3483	54,30
3575	60,00
3778	80,00
3871	100,00

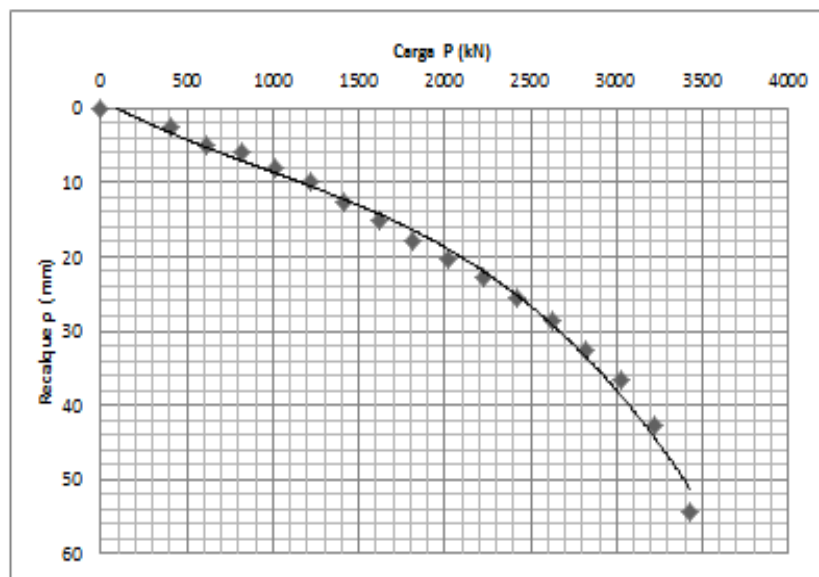


D	0,28	m
D	280	mm
L	49,00	m
L	49000	mm
E	210.000.000	kPa
A	0,011	m ²

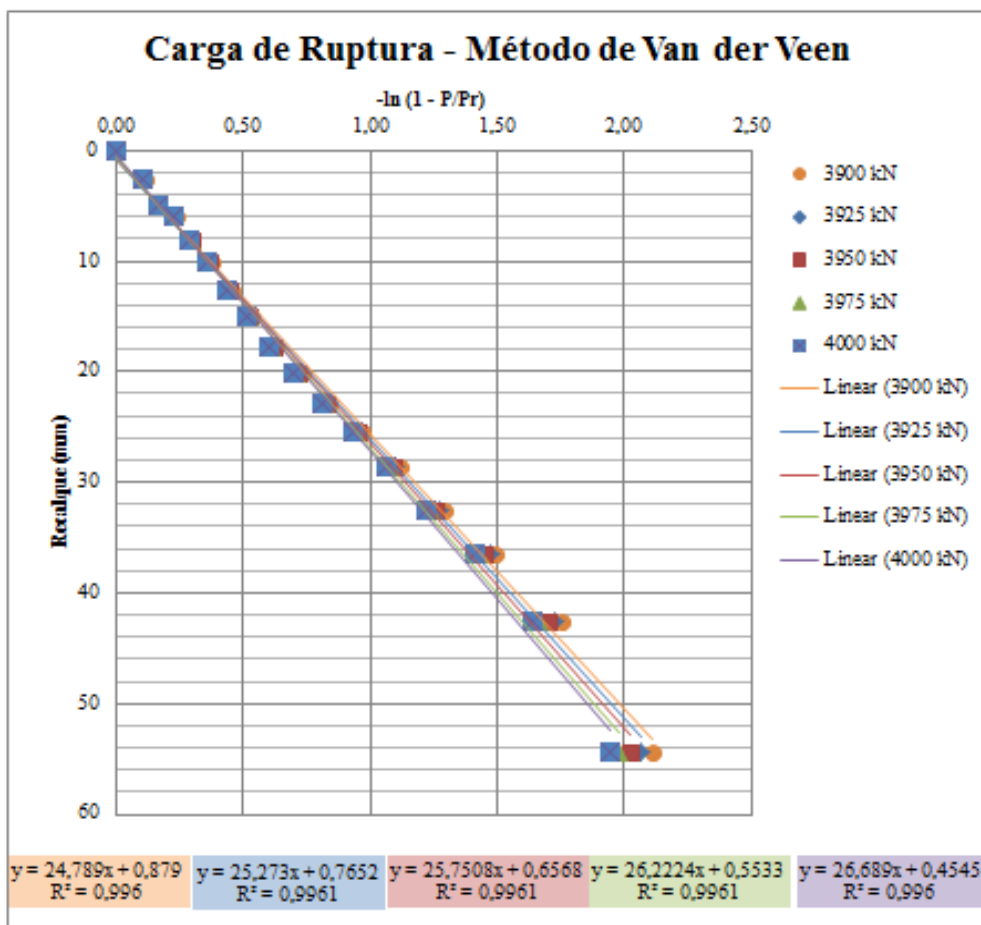
Carga (kN)	D/30	P/L.E.A	Recalque (mm)
0	9,33	0,00	9,33
250	9,33	5,30	14,64
500	9,33	10,61	19,94
750	9,33	15,91	25,24
1000	9,33	21,21	30,55
1250	9,33	26,52	35,85
1500	9,33	31,82	41,15
1750	9,33	37,12	46,45
2000	9,33	42,42	51,76
2250	9,33	47,73	57,06
2500	9,33	53,03	62,36
2750	9,33	58,33	67,67
3000	9,33	63,64	72,97
3250	9,33	68,94	78,27
3500	9,33	74,24	83,58
3750	9,33	79,55	88,88
4000	9,33	84,85	94,18

PROVA DE CARGA – CRITÉRIO DE VAN DER VEEN

P (kN)	ρ (mm)
0,0	0,00
411,9	2,70
612,9	4,90
814,0	6,00
1015,0	8,10
1216,0	10,00
1417,1	12,60
1618,1	15,10
1819,1	17,80
2020,2	20,20
2221,2	22,80
2422,2	25,50
2623,3	28,50
2824,3	32,50
3025,4	36,50
3226,4	42,60
3427,4	54,30

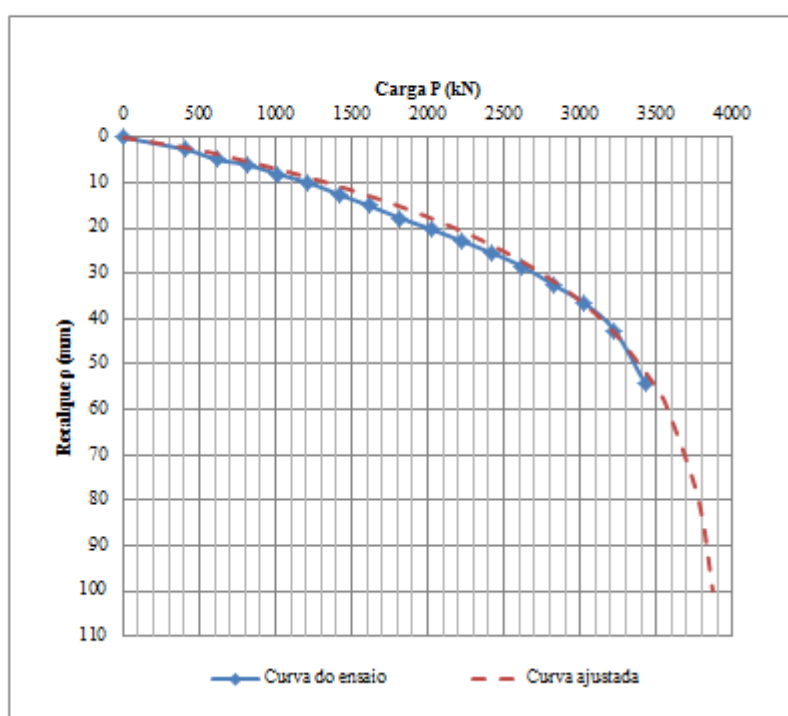


P (kN)	ρ (mm)	Pr (kN)	Pr (kN)	Pr (kN)	Pr (kN)	Pr (kN)
		3900 kN	3925 kN	3950 kN	3975 kN	4000 kN
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
411,9	2,70	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11
612,9	4,90	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17
814,0	6,00	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23
1015,0	8,10	0,30	0,30	0,30	0,29	0,29
1216,0	10,00	0,37	0,37	0,37	0,37	0,36
1417,1	12,60	0,45	0,45	0,44	0,44	0,44
1618,1	15,10	0,54	0,53	0,53	0,52	0,52
1819,1	17,80	0,63	0,62	0,62	0,61	0,61
2020,2	20,20	0,73	0,72	0,72	0,71	0,70
2221,2	22,80	0,84	0,83	0,83	0,82	0,81
2422,2	25,50	0,97	0,96	0,95	0,94	0,93
2623,3	28,50	1,12	1,10	1,09	1,08	1,07
2824,3	32,50	1,29	1,27	1,26	1,24	1,22
3025,4	36,50	1,49	1,47	1,45	1,43	1,41
3226,4	42,60	1,76	1,73	1,70	1,67	1,64
3427,4	54,30	2,11	2,07	2,02	1,98	1,94



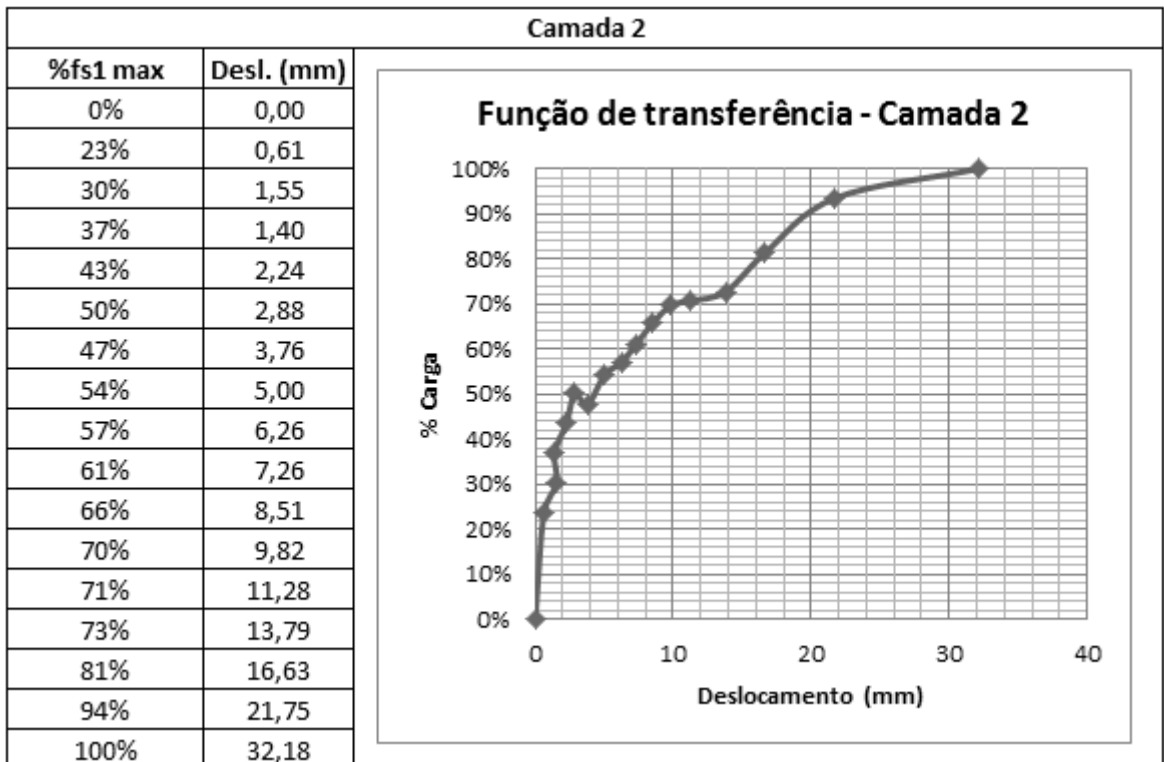
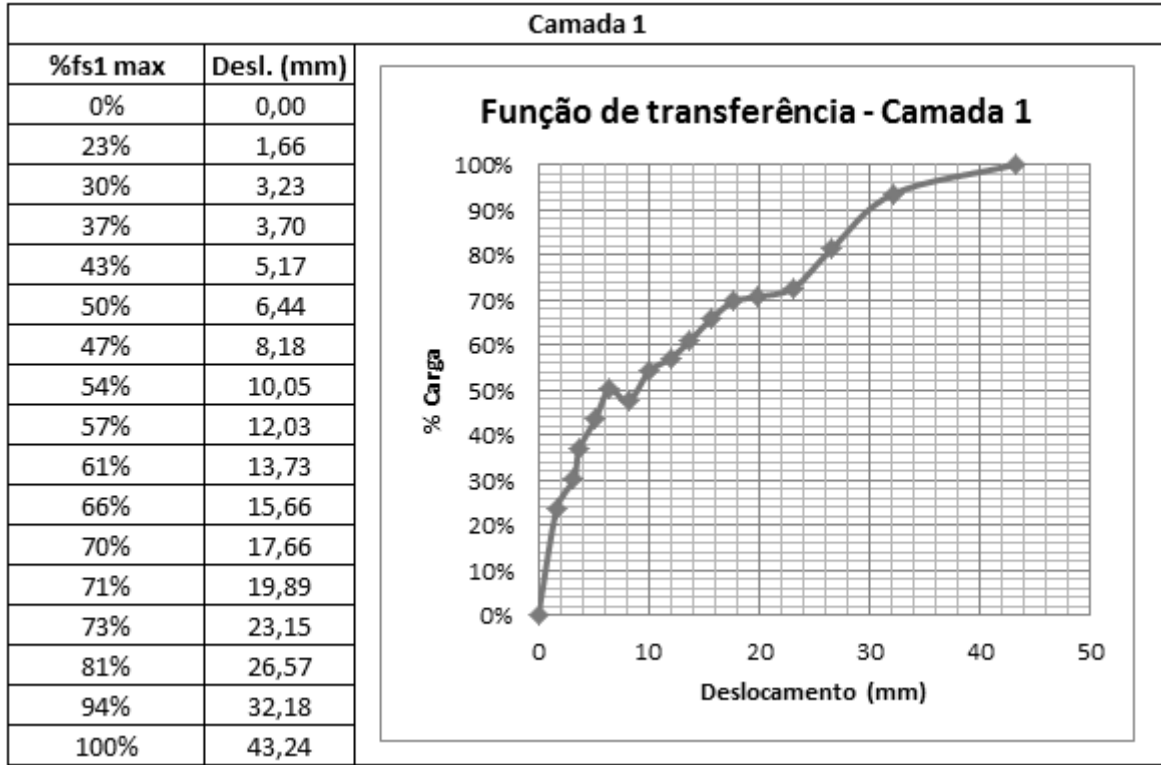
Determinação da curva ajustada		$P = Pr \cdot (1 - e^{-\alpha \cdot \rho + \beta})$	
Em função de X	Em função de Y	$\alpha =$	0,03884
$Y = 25,7508 X + 0,6568$	$X = 0,03884 Y - 0,02527$	$\beta =$	-0,02527

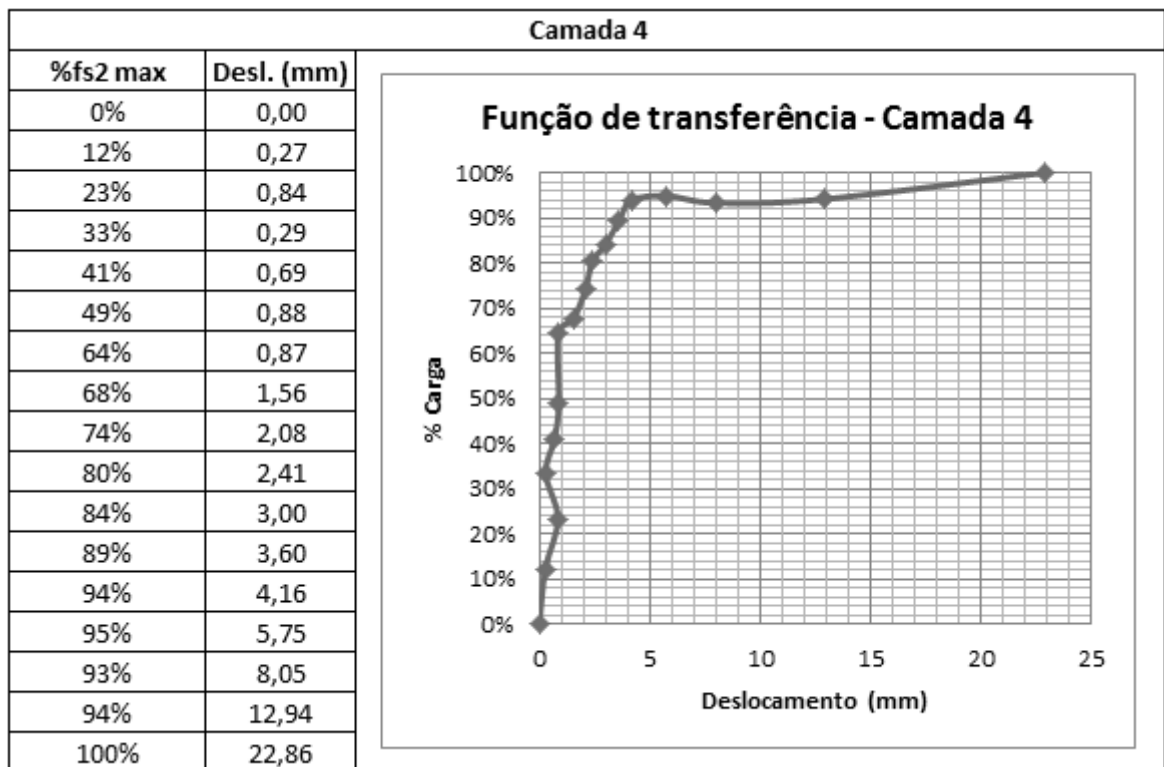
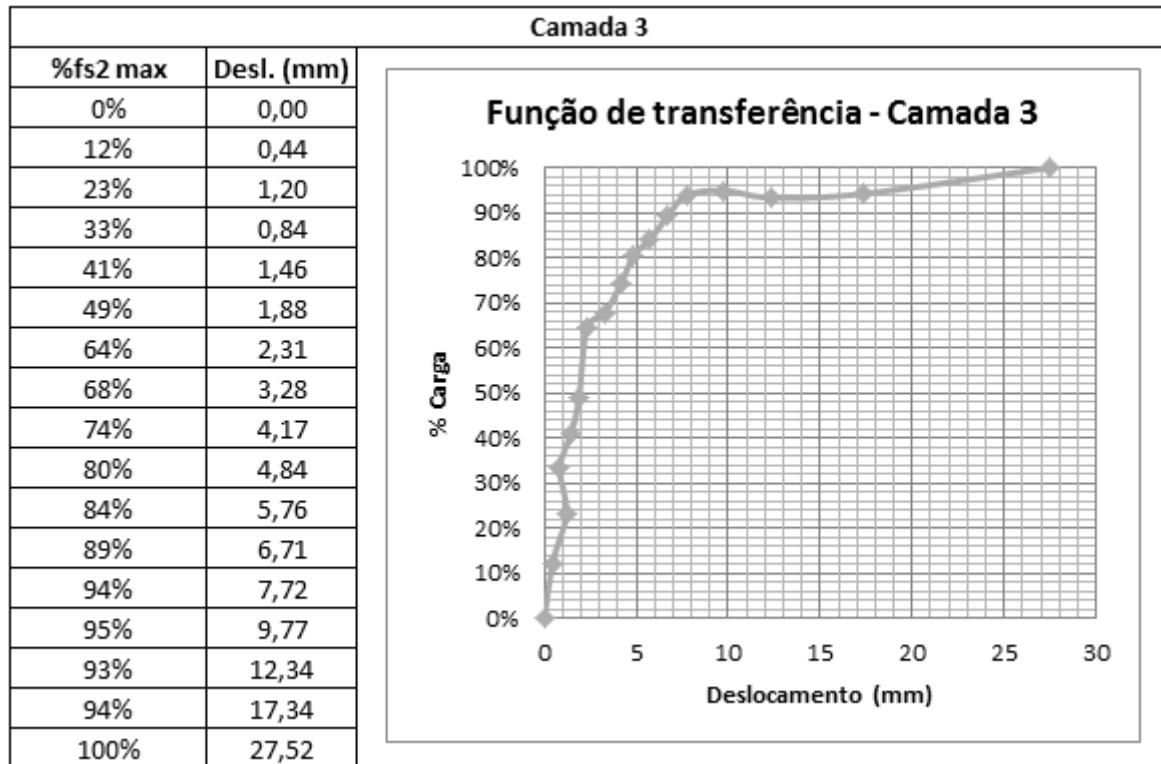
P (kN)	ρ (mm)
0,0	0,00
482,00	2,70
766,03	4,90
899,19	6,00
1138,15	8,10
1338,18	10,00
1589,06	12,60
1807,53	15,10
2020,82	17,80
2192,53	20,20
2361,34	22,80
2519,50	25,50
2676,84	28,50
2860,04	32,50
3016,87	36,50
3213,72	42,60
3482,60	54,30
3575,42	60,00
3777,74	80,00
3870,78	100,00

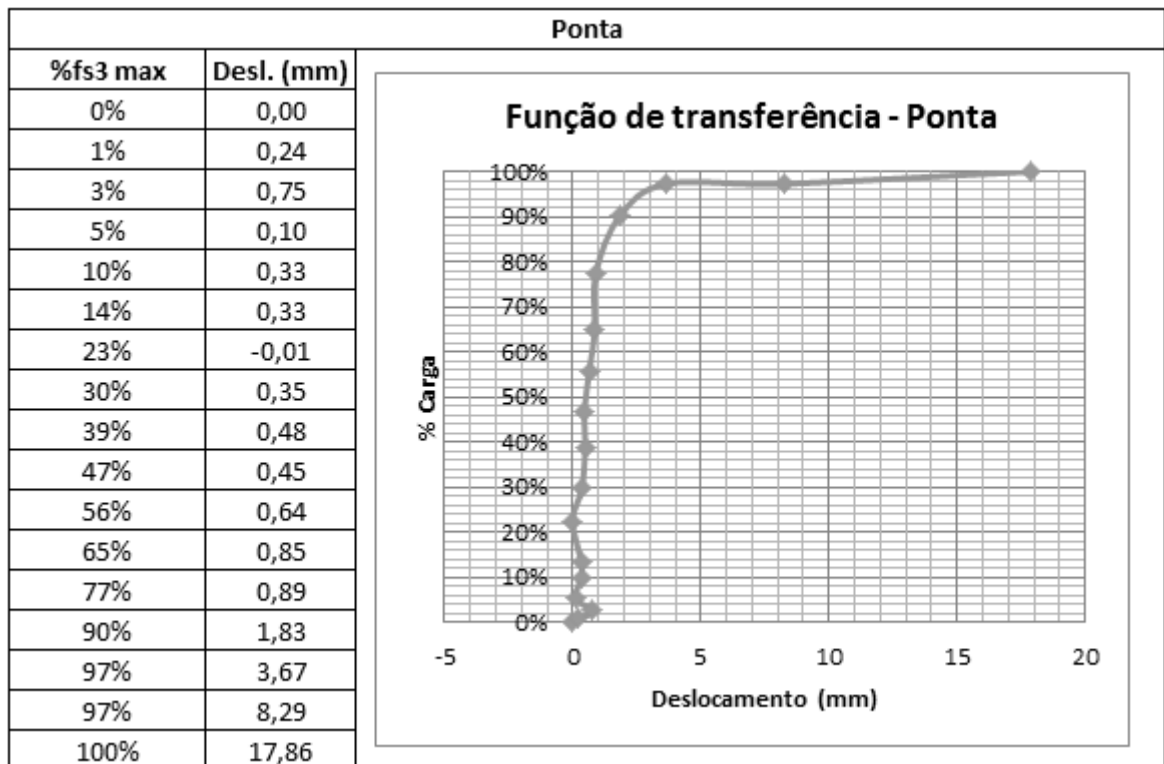
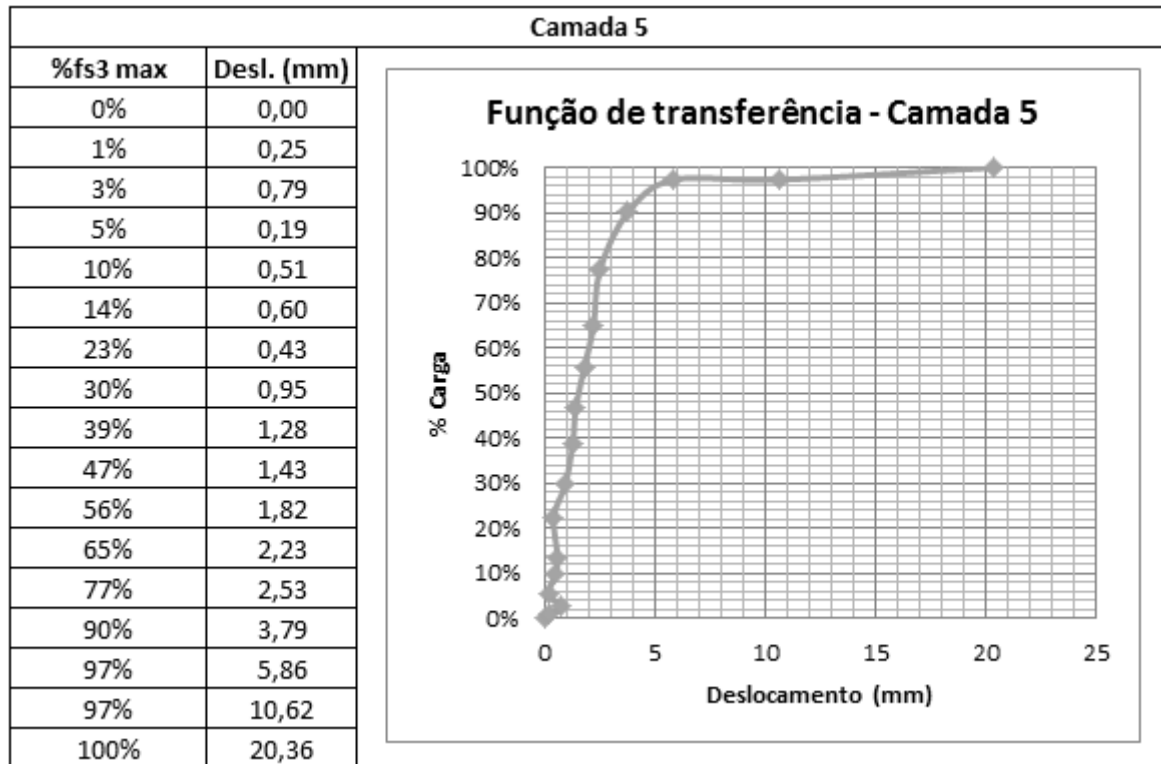


APÊNDICE L – FUNÇÕES DE TRANSFERÊNCIA USADAS NO UNIPILE (ESTUDO DE CASO 02)

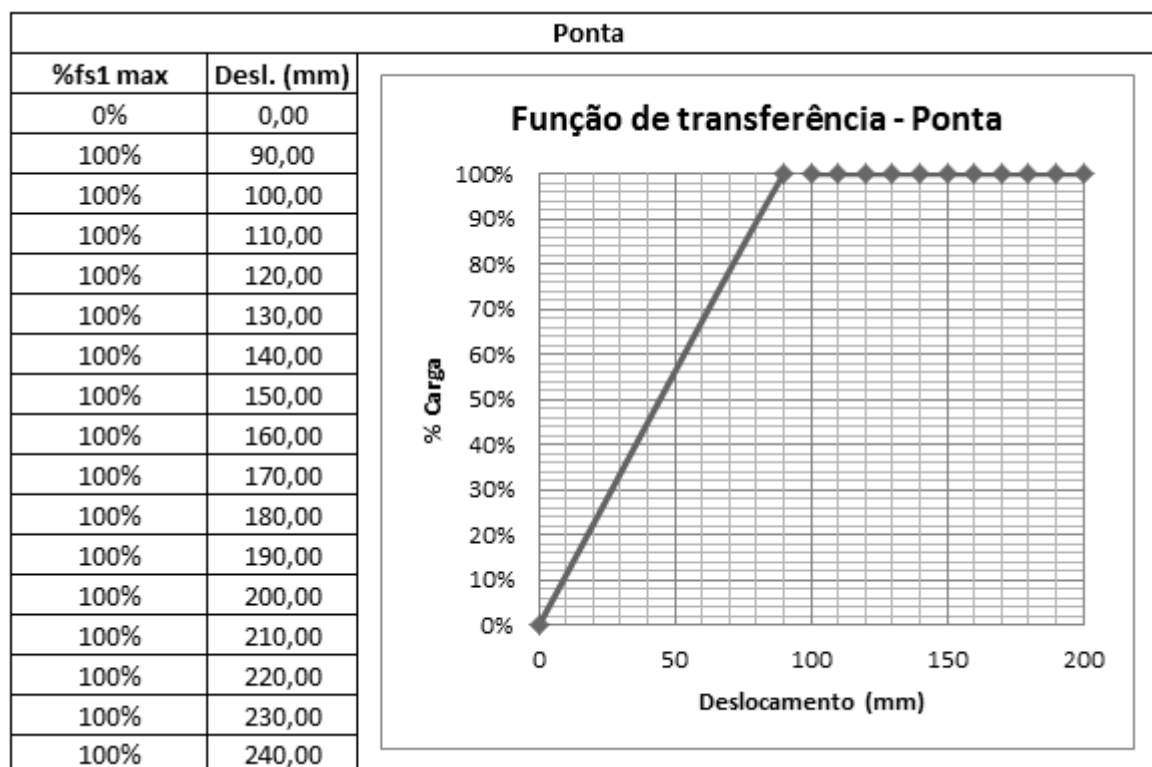
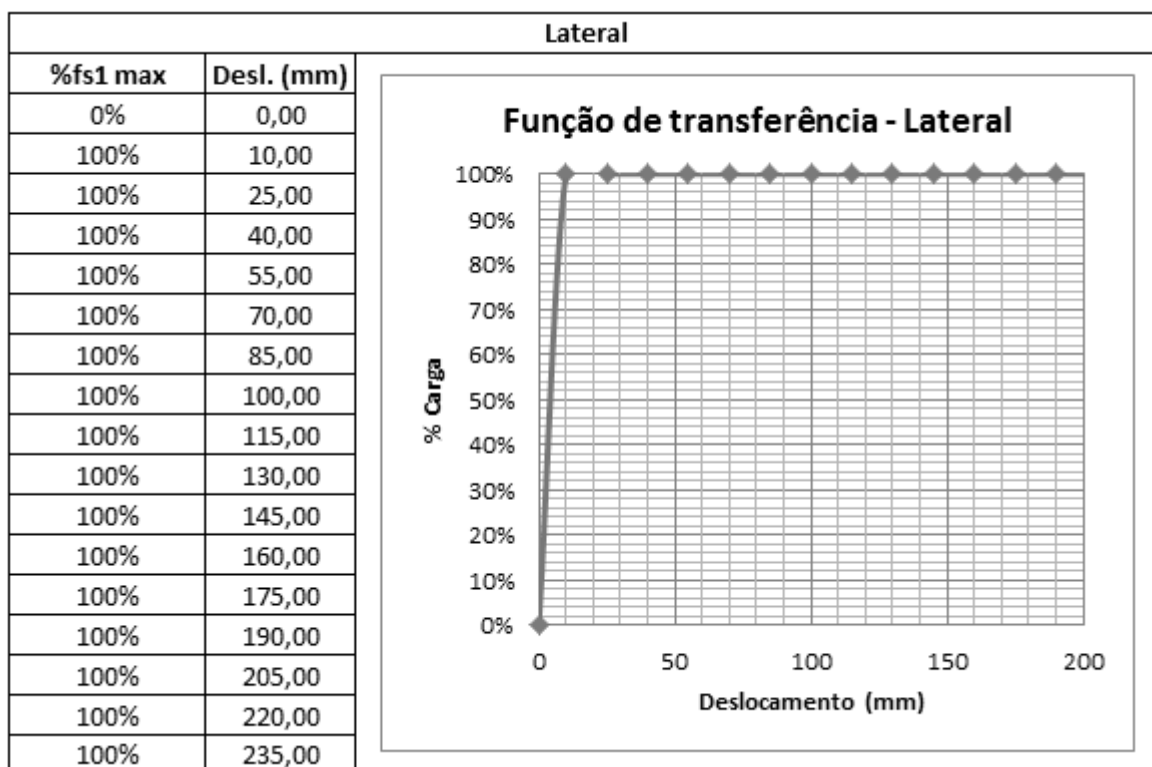
- Funções de transferência retroanalizadas a partir dos resultados da prova de carga:



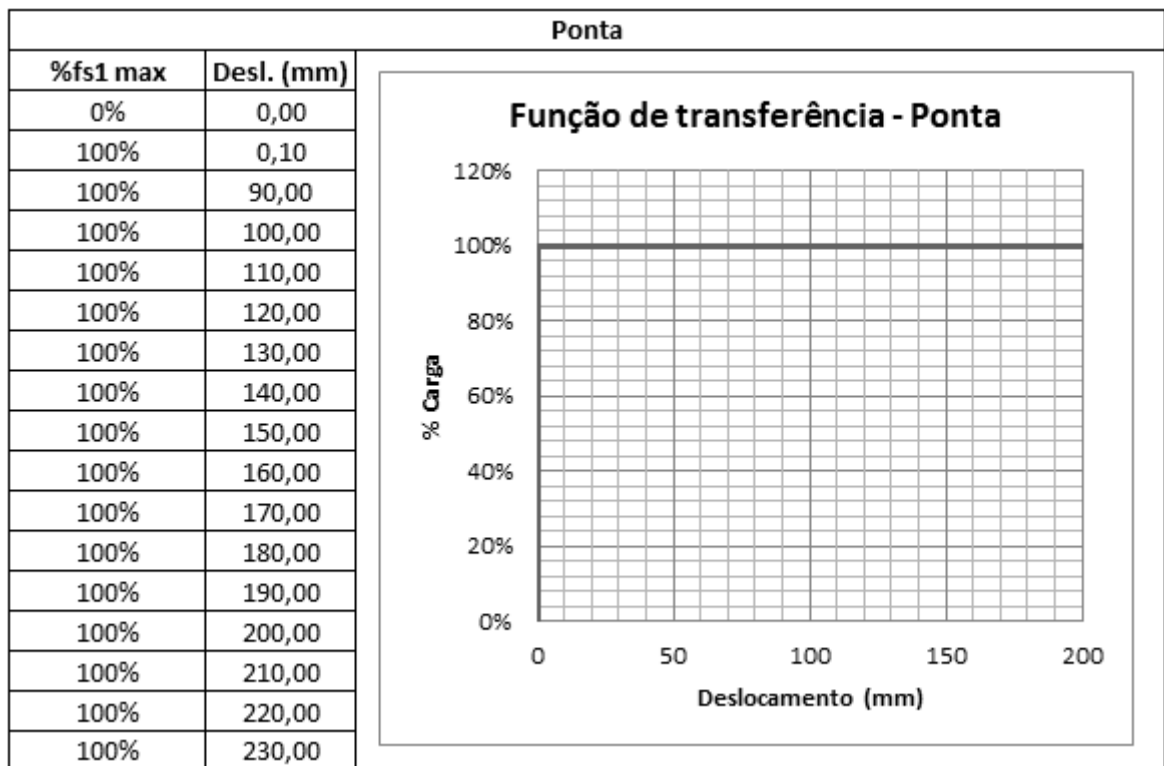
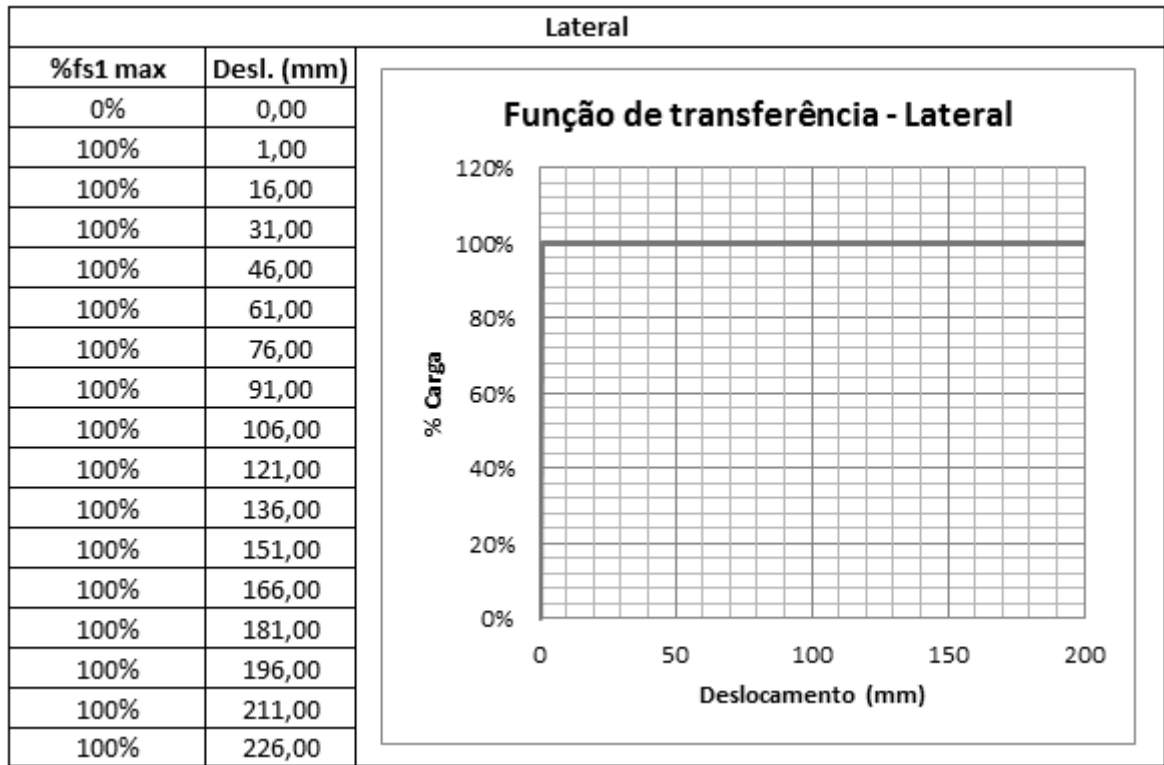




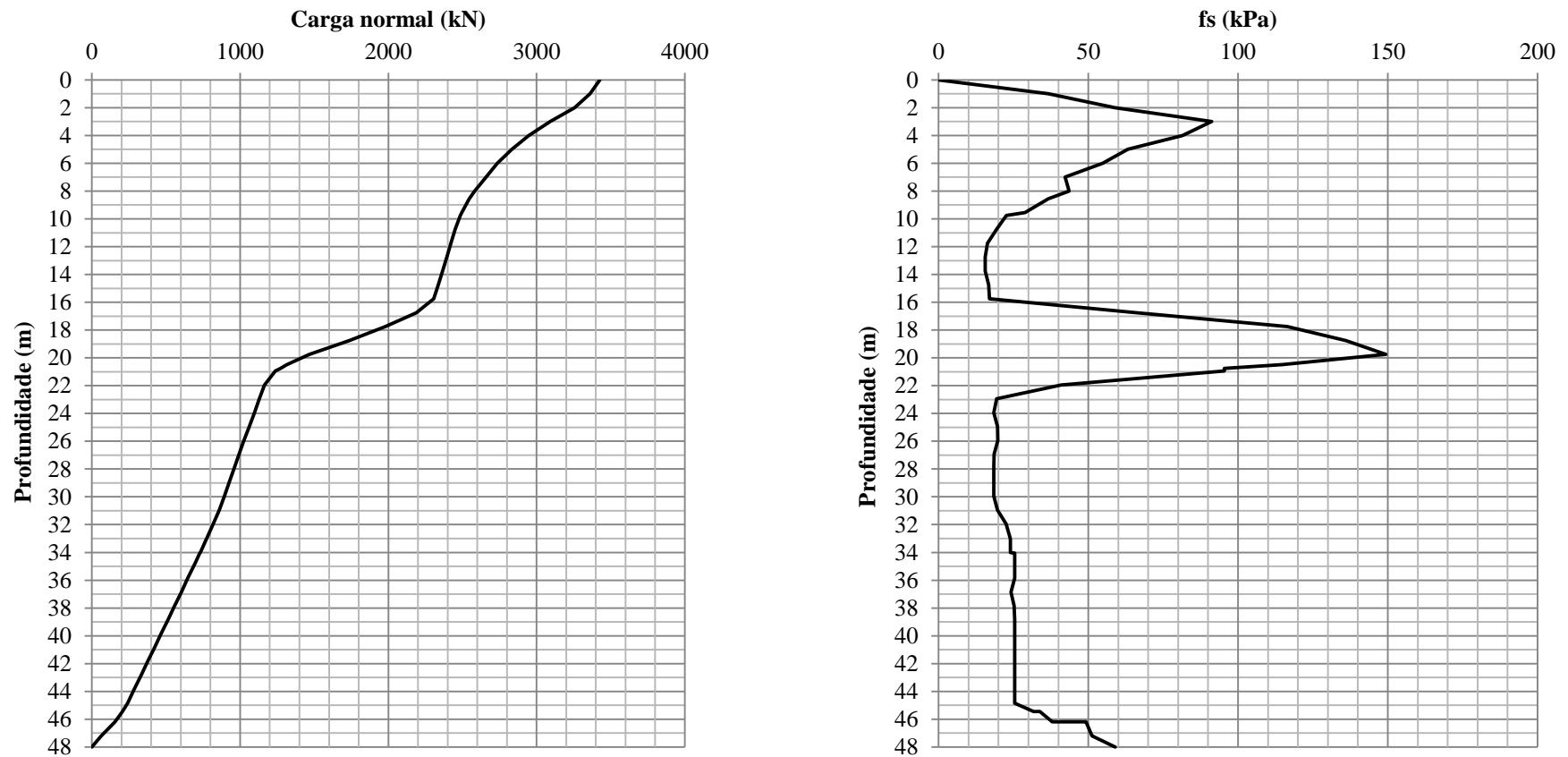
• Funções de transferência considerando modelo elastoplástico:



• Funções de transferência considerando modelo rígido-plástico:



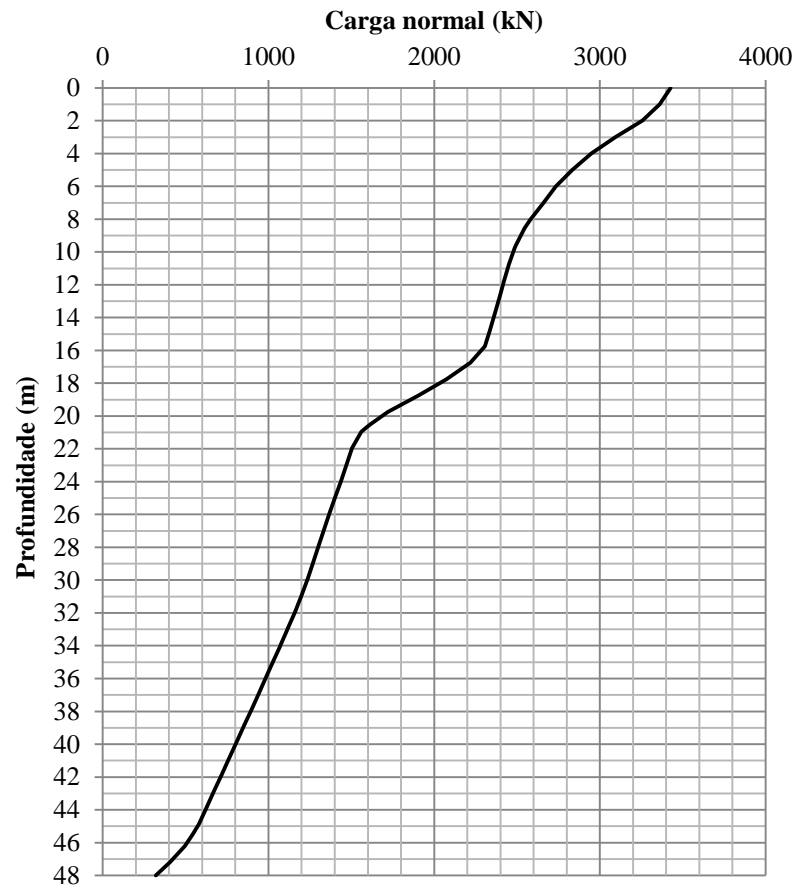
APÊNDICE M – DIAGRAMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA EXTRAÍDOS DO SOFTWARE UNIPILE (ESTUDO DE CASO 02)



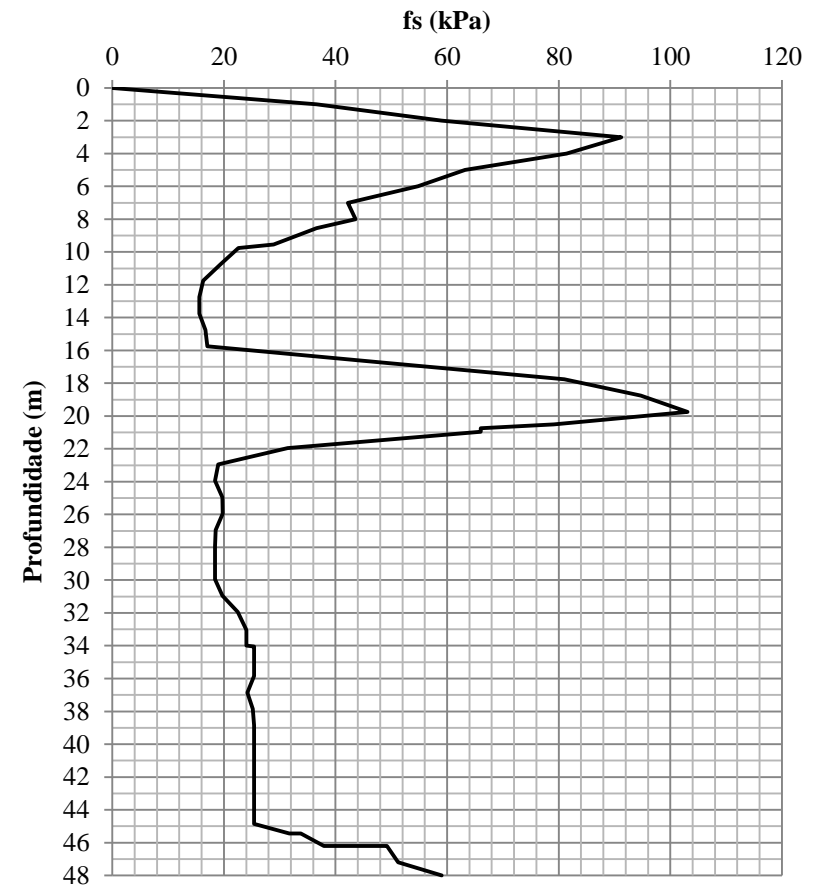
(a) Carga normal x profundidade

(b) Diagramas de atrito lateral unitário

Figura 104 – Diagramas de transferência de carga e atritos unitários mobilizados previstos (TC Décourt) – Obra CONF

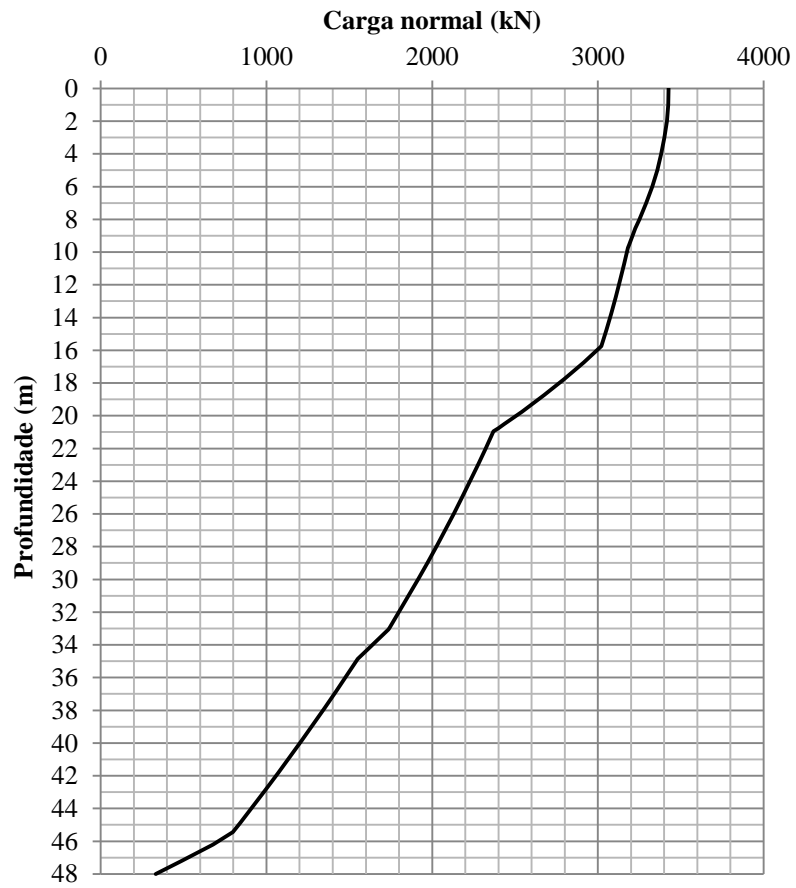


(a) Carga normal x profundidade

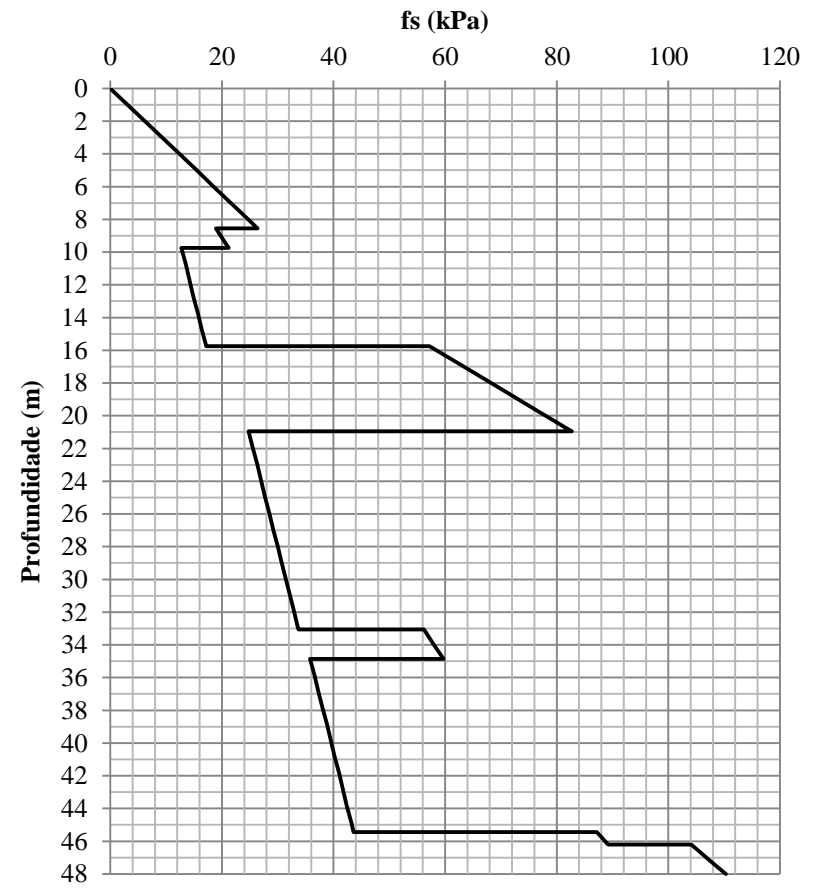


(b) Diagramas de atrito lateral unitário

Figura 105 – Diagramas de transferência de carga e atritos unitários mobilizados previstos (TC Décourt_SPT mod.) – Obra CONF

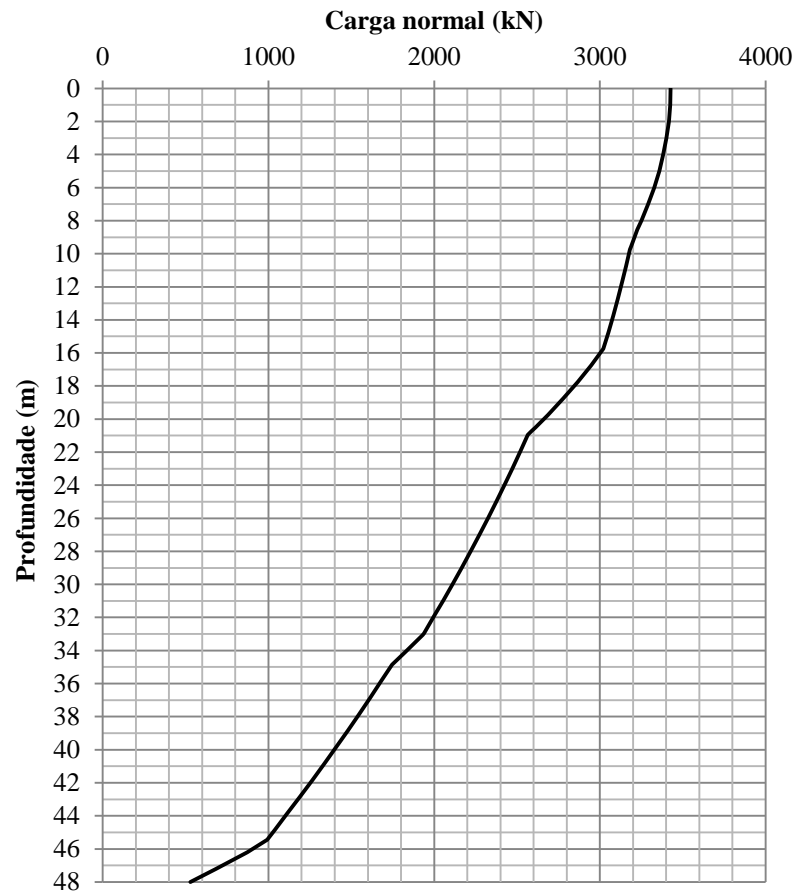


(a) Carga normal x profundidade

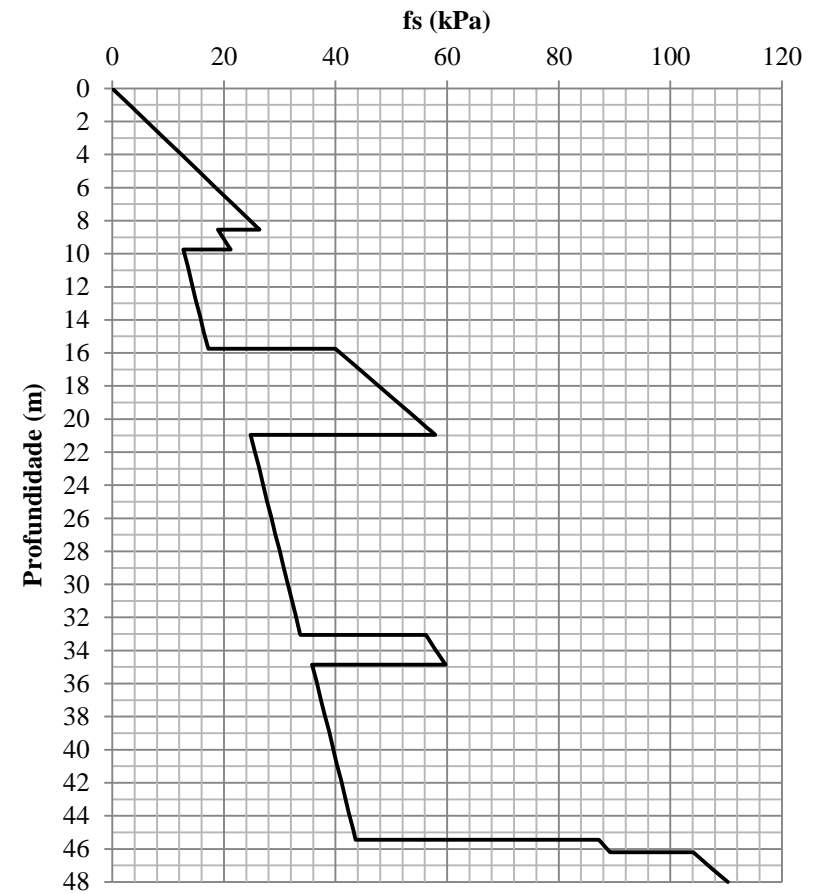


(b) Diagramas de atrito lateral unitário

Figura 106 – Diagramas de transferência de carga e atritos unitários mobilizados previstos (TC Método β) – Obra CONF



(a) Carga normal x profundidade



(b) Diagramas de atrito lateral unitário

Figura 107 – Diagramas de transferência de carga e atritos unitários mobilizados previstos (TC Método β _SPT mod.) – Obra CONF