



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

OLGA LUCIA ROJAS ESPARZA

**EMPREGO DO ENSAIO DMT NA PREVISÃO DA
CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS EM SOLO
DE DIABÁSIO**

CAMPINAS

2016

OLGA LUCIA ROJAS ESPARZA

**EMPREGO DO ENSAIO DMT NA PREVISÃO DA
CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS EM SOLO
DE DIABÁSIO**

Dissertação de Mestrado apresentada a Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, para obtenção do título de Mestra em Engenharia Civil, na área de concentração em Estruturas e Geotécnica.

Orientador: Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA DISSERTAÇÃO DEFENDIDA PELA ALUNA OLGA LUCIA ROJAS ESPARZA E ORIENTADA PELO PROF. DR. PAULO JOSÉ ROCHA DE ALBUQUERQUE.

ASSINATURA DO ORIENTADOR



CAMPINAS

2016

Agência(s) de fomento e nº(s) de processo(s): CAPES, 01-P-04376-2015

Ficha catalográfica
Universidade Estadual de Campinas
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura
Luciana Pietrosanto Milla – CRB 8/8129

R638e Rojas Esparza, Olga Lucia, 1992-
Emprego do ensaio DMT na previsão da capacidade de carga de estacas em solo de diabásio / Olga Lucia Rojas Esparza. – Campinas, SP : [s.n.], 2016.

Orientador: Paulo José Rocha de Albuquerque.
Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Estacas (Engenharia civil). 2. Capacidade de carga. 3. Método dos elementos finitos. I. Albuquerque, Paulo José Rocha de, 1964-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Informações para Biblioteca Digital

Título em outro idioma: Usage of the DMT test in the prediction of piles load bearing capacity in diabase soil

Palavras-chave em inglês:

Pile (Civil engineering)

Bearing capacity

Finite elements method

Área de concentração: Estruturas e Geotécnica

Titulação: Mestra em Engenharia Civil

Banca examinadora:

Paulo José Rocha de Albuquerque [Orientador]

Anna Sílvia Palcheco Peixoto

Oswaldo de Freitas Neto

Data de defesa: 15-12-2016

Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E
URBANISMO**

**EMPREGO DO ENSAIO DMT NA PREVISÃO DA
CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS EM SOLO DE
DIABÁSIO**

Olga Lucia Rojas Esparza

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:

**Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque
Presidente e Orientador/UNICAMP**

**Profa. Dra. Anna Sílvia Palcheco Peixoto
UNESP**

**Prof. Dr. Osvaldo de Freitas Neto
UFRN**

A Ata da defesa com as respectivas assinaturas dos membros encontra-se no processo de vida acadêmica do aluno.

Campinas, 15 de dezembro de 2016

*A minha mãe Beatriz, pelo apoio e incentivo,
por me ensinar a lutar pelos sonhos, por ser o meu
melhor exemplo de coragem e força, pelo amor e
pela presença constante na minha vida.*

*In-memoriam do meu pai, Jesús Alfredo e o
meu querido tio Israel, pelos ensinamentos e o
amor incondicional que me brindaram em
duas etapas diferentes da minha vida.*

AGRADECIMENTOS

A Deus por iluminar meu caminho, por me acompanhar e me ajudar a sair vencedora nos momentos mais difíceis.

A minha mãe pela vida, por ser minha fonte de força e inspiração, porque tudo o que hoje sou é graças a ela.

Aos meus irmãos Jesús David e Reyna, e a minha cunhada Johana, pelo carinho, apoio e incentivo. À minha sobrinha Gabriela por ser minha fonte de amor.

Ao meu orientador Prof. Dr. Paulo José Rocha de Albuquerque pelas horas despendidas em favor do meu ensinamento, pela amizade, generosidade, confiança e compreensão. Muito obrigada pela imensurável ajuda, não teria alcançado este objetivo sem suas inestimáveis contribuições!

Ao meu namorado Mairon, por me acompanhar e me apoiar na realização deste sonho, pelo amor e presença constante e incondicional nesta etapa da minha vida. Pela ajuda no aprendizado de Plaxis. Por estar comigo nos melhores e piores momentos, por me incentivar quando preciso, por ser meu melhor amigo.

À empresa Damasco Penna, na pessoa do Eng. Antônio Sérgio Damasco Penna pela realização dos ensaios DMT. Ao técnico Anderson e o engenheiro Alisson pela gentileza, disposição e os ensinamentos relacionados com o ensaio.

À colega Eng^a Fernanda Tomaduci pelo contato com a empresa Damasco Penna.

À CAPES pelo suporte financeiro através da concessão da bolsa.

Ao Prof. David de Carvalho e a Faculdade de Engenharia Agrícola – Unicamp pela utilização e apoio nos ensaios no Campo Experimental.

A toda minha família, pelo incentivo e apoio moral.

Aos meus amigos Javier e Marcela porque com sua amizade me fizeram sentir mais perto de casa.

RESUMO

Este trabalho apresenta a análise dos resultados de previsão de capacidade de carga fornecidos por meio do emprego de ensaios DMT de estacas isoladas do tipo escavadas, ômega, raiz, hélice contínua e pré-moldada de concreto, executadas em solo poroso não saturado, no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Faculdade de Engenharia Agrícola (Feagri), no Campus da Universidade Estadual de Campinas, Unicamp.

A capacidade de carga foi avaliada por meio do emprego de formulações teóricas e semi empíricas (com base no ensaio DMT). Os parâmetros geotécnicos do solo, utilizados nas metodologias teóricas, foram obtidos de ensaios dilatométricos executados no mesmo local de execução das estacas. Compararam-se os resultados de capacidade de carga, estimados através da aplicação das formulações teóricas e semi empíricas, com os valores de carga última, atrito lateral e resistência de ponta obtidos nas estacas supracitadas através de provas de carga estática à compressão, realizadas como objeto de pesquisa de outros autores. A partir da análise dos resultados, foram propostas algumas correções nos coeficientes das metodologias semi empíricas com o fim de ajustar as formulações ao tipo de solo estudado.

Para melhor compreensão o comportamento da carga vs deslocamento das estacas, foi feito uma análise tridimensional por elementos finitos através do software Plaxis 3D Foundation v. 1,1. O critério de ruptura utilizado foi o de Mohr-Coulomb, que considera o comportamento elastoplástico do solo. Os parâmetros geotécnicos utilizados para a aplicação do modelo foram os obtidos por meio do ensaio DMT. Foram analisados os resultados de cargas de ruptura convencionadas obtidas das análises numéricas assim como deslocamentos na carga de trabalho, os resultados obtidos através da análise numérica foram comparados com os obtidos experimentalmente. Os resultados globais desta pesquisa apresentam uma alternativa de se projetar fundações profundas por estacas com auxílio de ensaios DMT e obter estimativas de previsão de carga de ruptura.

Palavras chaves: Ensaio DMT, Estaca, Capacidade de carga, Método dos elementos finitos.

ABSTRACT

This paper shows the analysis of results of bearing capacity prediction provided by DMT tests of isolated piles of bored, omega, root, CFA and pre-cast concrete piles, which are executed in the Experimental site of Soil Mechanics and Foundations of Agricultural Engineering Faculty (FEAGRI), at the campus of the University of Campinas, UNICAMP.

The bearing capacity was evaluated by semi-empirical and theoretical formulations (based on DMT test). The geotechnical parameters of the soil used in the theoretical methodologies were obtained by means of dilatometer tests performed at the same site where the piles were installed. The bearing capacity results, estimated by application of the theoretical and semi empirical formulations were compared with the ultimate load values, skin friction and tip resistance obtained in the above mentioned piles by static load tests which were carried out as research subject of other authors. Taking into account the analysis of the results, some corrections in the coefficients of the semi empirical methodologies were proposed in order to adjust the formulations to the soil type studied.

To get a better understanding of the behavior load vs settlement of piles, three-dimensional finite elements analysis were made by means of the Plaxis 3D foundation v. 1,1. The failure criterion used was the Mohr-Coulomb which considers the elastoplastic behavior of the soil. The geotechnical parameters used in the model were obtained by means of DMT test. The results of conventional rupture load and workloads settlements obtained by the numerical analyses were examined. The results of the numerical modeling were compared with the ones experimentally estimated from load tests. The overall results of this paper show a designing alternative with the DMT test support to obtain breaking load capacity predictions.

Keywords: DMT test, Pile, Bearing capacity, Finite elements method.

RESUMEN

En este trabajo es presentado el análisis de los resultados de predicción de capacidad de carga obtenidos a través de ensayos DMT, en pilotes individuales del tipo escavados, omega, raíz, hélice continua y prefabricado de concreto, ejecutados en suelo poroso no saturado, en el Campo Experimental de Mecánica de Suelos y Fundaciones de la Universidad Estatal de Campinas, Unicamp.

La capacidad de carga fue evaluada por medio de formulaciones teóricas y semiempíricas (basadas en el ensayo DMT). Los parámetros geotécnicos del suelo, utilizados en las metodologías teóricas, fueron obtenidos de ensayos dilatométricos, realizados en el mismo lugar en que los pilotes fueron ejecutados. Fueron comparados los resultados de capacidad de carga estimados a través de la aplicación de las formulaciones teóricas y semi-empíricas, con los valores de carga última, resistencia por fricción lateral y resistencia por punta obtenidos por medio de pruebas de carga estática a compresión en los pilotes ya mencionados, estas pruebas de carga fueron realizadas como objeto de investigación de otros autores. A partir del análisis de los resultados, fueron propuestas algunas correcciones en los coeficientes de las formulaciones semi-empíricas con el objetivo de ajustar las metodologías al tipo de suelo estudiado.

Para mejor entendimiento del comportamiento Carga x Asentamiento de los pilotes, fue realizado un análisis tridimensional por elementos finitos por medio del software Plaxis 3D Foundation v. 1,1. El criterio de ruptura utilizado fue el de Mohr-Coulomb, en el cual es considerado el comportamiento elastoplástico del suelo. Los parámetros geotécnicos utilizados en la aplicación del modelo fueron los obtenidos a partir del ensayo DMT. Fueron analizados los resultados de carga de ruptura convencional y asentamientos para cargas de trabajo obtenidos de los análisis numéricos, los resultados obtenidos de la modelación numérica fueron comparados con los estimados experimentalmente a partir de pruebas de carga. Los resultados globales de esta investigación presentan una alternativa de diseño con ayuda de ensayos DMT para obtener estimaciones de previsión de carga de ruptura.

Palabras claves: Ensayo DMT, Pilote, Capacidad de carga, Método de los elementos finitos.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Técnicas atuais de ensaios de campo (MAYNE et al., 2001).	28
Figura 2. Equipamento de sondagem do SPT.....	31
Figura 3. Procedimento para a obtenção de N do SPT (Adaptado de MAYNE et al., 2001).....	32
Figura 4. Equipamento de CPT (LUNNE et al., 1997).....	35
Figura 5. Equipamento para o ensaio de palheta (ORTIGÃO E COLLET, 1987).	36
Figura 6. Execução do ensaio de palheta (Adaptado de MAYNE et al., 2001).....	37
Figura 7. Diagrama dos componentes do MPM (Adaptado de CHAMMAS, 2000)... ..	39
Figura 8. a).Equipamento do dilatômetro (MARCHETTI, 2014), b). Montagem e execução do ensaio DMT (TC-16, 2001).....	41
Figura 9. Princípio de funcionamento do DMT (TC16, 2001).....	42
Figura 10. Sequência de medição das pressões no ensaio DMT (MAYNE et al., 2001).....	44
Figura 11. Dimensões verticais (acima do disco sensível) da antena e do cilindro de fibra, no instante que é tomada a leitura B (MARCHETTI E CRAPPS, 1981).	45
Figura 12. Extrapolação linear para estimativa de P_0 (pressão de contato quando o deslocamento é zero) (MARCHETTI E CRAPPS, 1981).....	46
Figura 13. Apresentação recomendada dos resultados DMT (MARCHETTI, 2015). ..	49
Figura 14. Correlação do G_{sc} (G_0) obtido do ensaio de cone sísmico e E_D do ensaio Dilatométrico para argilas (TANAKA et al., 1994; TANAKA E TANAKA, 1998).	54
Figura 15. Classificação de solos (MARCHETTI E CRAPPS, 1981).	55
Figura 16. Correlação entre o OCR e K_D em argilas. (a) Experimental (MARCHETTI, 1980 e KAMIE E IWASAKI, 1995) (b) Teórica por Finno (1993) (c) Teórica por Yu (2004). Apud Marchetti (2015).....	56
Figura 17. Correlação $OCR=f(M_{DMT} / Q_c)$. (MÔNACO et al., 2014). Fonte: Marchetti, 2015.	58
Figura 18. Avaliação de $K_0=f(K_D, q_c/\sigma'_v)$ Marchetti (1985).	61
Figura 19. Comparação do K_0 do DMT e K_0 do PMT – CE da UNESP – SP (GIACHETTI et al., 2006).....	62
Figura 20. Determinação do ângulo de atrito com base em K_D (MARCHETTI, 1985).	65

Figura 21. Ângulo de atrito ϕ' em areias de ensaios de compressão triaxial em comparação com expressões K_D obtidas por Marchetti (1997) (MAYNE, 2015).	66
Figura 22. Correlações entre c' e $100.c'/\sigma'_{v0}$ com K_D (CRUZ et al., 2004).	67
Figura 23. Correlações entre c' e $100.c'/\sigma'_{v0}$ com M/q_c (CRUZ et al., 2004).	67
Figura 24. Dilatômetro sísmico (MARCHETTI, 2014).....	69
Figura 25. Esquema do ensaio SDMT (MARCHETTI, 2014).	70
Figura 26. Esquema do equilíbrio de uma estaca sujeita a cargas de compressão.	71
Figura 27. Fator de correção para $K\delta$ (HANNIGAN et al., 2006).	74
Figura 28. Relação entre δ/ϕ e o volume de solo deslocado, V , para diferentes tipos de estacas (HANNIGAN et al., 2006).	74
Figura 29. Quadro para estimativa do coeficiente α_T (HANNIGAN et al., 2006).	76
Figura 30. Quadro para estimativa do fator N'_q (HANNIGAN et al., 2006).	76
Figura 31. Relação entre o fator de adesão α e a resistência ao cisalhamento não drenada S_u (BOWLES, 1997).	77
Figura 32. Dependência do fator λ com a profundidade de penetração da estaca (VIJAYVERGIYA E FOCHT, 1972 apud BOWLES, 1997).	78
Figura 33. Gráfico para estimar o coeficiente β a partir do tipo de solo e ângulo ϕ' (FELLENIOUS, 1991 apud HANNIGAN et al., 2006).	81
Figura 34. Gráfico para estimar o coeficiente N_t a partir do tipo de solo e ângulo ϕ' (FELLENIOUS, 1991 apud HANNIGAN et al., 2006).	82
Figura 35. Fator de capacidade de carga de Meyerhof, N^*_q (MEYERHOF, 1976). ...	84
Figura 36. Tensões admissíveis de solos residuais de migmatito da região de São Paulo, determinadas pelo dilatômetro, em função do N_{SPT} obtido em sondagens próximas (SIVIERO E PINTO, 2006).	95
Figura 37. Carga de ruptura medida vs a calculada pelo método de Powell et al. (2001) (GOMES, 2007).	97
Figura 38. Carga de ruptura medida vs a calculada pelo método β e o de Terzaghi (1943) (GOMES, 2007).	97
Figura 39. Carga de ruptura medida vs a calculada pelo método β e o de Berezantzev (GOMES, 2007).	98
Figura 40. Carga de ruptura medida vs a calculada pelo método β e o de Vesic (GOMES, 2007).	98
Figura 41. Razão entre a capacidade de carga calculada e a obtida da prova de carga (SCHULZE, 2013).	100

Figura 42. Localização do Campo Experimental dentro do Campus da Unicamp. .	102
Figura 43. Perfil geológico da região de Campinas (ZUQUETTE, 1987).	103
Figura 44. Valores médios das características geotécnicas do campo experimental (ALBUQUERQUE, 2001).	104
Figura 45. Locação da estaca pré-moldada (ALBUQUERQUE, 2001).	105
Figura 46. Curva carga vs. deslocamento (ALBUQUERQUE, 1996).	106
Figura 47. Locação das estacas escavadas, ômega e hélice contínua (ALBUQUERQUE, 2001).	107
Figura 48. Curva Carga vs. Deslocamento das estacas escavadas (ALBUQUERQUE, 2001).	109
Figura 49. Curva carga vs. deslocamento das estacas HC (ALBUQUERQUE, 2001).	109
Figura 50. Curva carga vs. deslocamento das estacas ômega (ALBUQUERQUE, 2001).	110
Figura 51. Locação das estacas raiz no Campo Experimental (NOGUEIRA, 2004)	111
Figura 52. Curva carga vs. deslocamento das estacas Raiz (NOGUEIRA, 2004)..	112
Figura 53. Locação dos ensaios DMT no campo experimental da Feagri.	113
Figura 54. a) unidade de controle b) cilindro de gás c) hastes e cabo elétrico d-e) Lâmina dilatométrica	114
Figura 55. Equipamento de cravação usado no ensaio.	115
Figura 56. Montagem do equipamento.	116
Figura 57. Lâmina apoiada no solo antes do início da cravação.....	117
Figura 58. Amostras após secagem em estufa.	117
Figura 59. Variação do teor de umidade com a profundidade.....	118
Figura 60. Dimensão da malha de 10 m x 10 m e condições de contorno.....	121
Figura 61. Dimensão da malha de 20 m x 20 m e condições de contorno.....	121
Figura 62. Resultados do DMT 1.....	123
Figura 63. Resultados do DMT 2.....	123
Figura 64. Resultados do DMT 3.....	124
Figura 65. Locação dos ensaios DMT e estacas ensaiadas no campo experimental.	124
Figura 66. Leituras de pressão P_0 dos três ensaios DMT.....	126
Figura 67. Leituras de pressão P_1 dos três ensaios DMT.....	126

Figura 68. Valores do Índice de tensão horizontal obtidos dos ensaios.....	127
Figura 69. Valores do Módulo dilatométrico obtidos dos ensaios.	127
Figura 70. Valores do Índice do material obtidos dos ensaios.	128
Figura 71. Classificação do solo em base ao parâmetro I_D	129
Figura 72. Peso específico natural, segundo o ábaco de Marchetti e Crapps (1981)	130
Figura 73. Peso específico natural vs. profundidade.....	131
Figura 74. q_c vs. profundidade	132
Figura 75. K_0 vs. profundidade	132
Figura 76. Comparação da estimativa do ângulo de atrito através do método gráfico de Marchetti (1985) e os dados fornecidos por Albuquerque (2001).	133
Figura 77. Comparação da estimativa do ângulo de atrito através da equação de Marchetti e Crapps (1981) e os dados fornecidos por Albuquerque (2001).....	134
Figura 78. Comparação da estimativa do ângulo de atrito através da equação de Marchetti (1997) e os dados fornecidos por Albuquerque (2001).	135
Figura 79. Ajuste por retroanálise à equação de Marchetti (1997).....	136
Figura 80. Variação de S_u com a profundidade.	137
Figura 81. Variação de σ'_{v0} com a profundidade.	137
Figura 82. Variação de M_{DMT} com a profundidade.	139
Figura 83. Variação da coesão efetiva com a profundidade.	139
Figura 84. Variação do módulo de Young com a profundidade.	140
Figura 85. Relação entre os resultados de carga lateral calculados através dos métodos teóricos e os obtidos na prova de carga para as estacas escavadas.	148
Figura 86. Relação entre os resultados de resistência por ponta calculados através dos métodos teóricos e os obtidos na prova de carga para as estacas escavadas.	148
Figura 87. Relação entre os resultados de carga lateral calculados através dos métodos teóricos e os obtidos na prova de carga para as estacas ômega.....	149
Figura 88. Relação entre os resultados de resistência por ponta calculados através dos métodos teóricos e os obtidos na prova de carga para as estacas ômega.....	150
Figura 89. Relação entre os resultados de carga lateral calculados através dos métodos teóricos e os obtidos na prova de carga para as estacas raiz.....	151
Figura 90. Relação entre os resultados de resistência por ponta calculados através dos métodos teóricos e os obtidos na prova de carga para as estacas raiz.....	151

Figura 91. Relação entre os resultados de carga lateral calculados através dos métodos teóricos e os obtidos na prova de carga para as estacas hélice contínua.	153
Figura 92. Relação entre os resultados de resistência por ponta calculados através dos métodos teóricos e os obtidos na prova de carga para as estacas hélice contínua.	153
Figura 93. Relação entre os resultados de carga lateral calculados através dos métodos teóricos e os obtidos na prova de carga para a estaca pré-moldada.	155
Figura 94. Relação entre os resultados de resistência por ponta calculados através dos métodos teóricos e os obtidos na prova de carga para a estaca pré-moldada.	155
Figura 95. Relação entre os resultados de capacidade de carga total calculados através dos métodos teóricos e os obtidos na prova de carga para a estaca pré-moldada.	156
Figura 96. Variação de q_c e p_1 (médios) com a profundidade.	159
Figura 97. Relação entre os resultados de carga lateral calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para as estacas escavadas.	160
Figura 98. Relação entre os resultados de resistência por ponta calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para as estacas escavadas.....	161
Figura 99. Relação entre os resultados de capacidade de carga total calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para as estacas escavadas.....	161
Figura 100. Relação entre os resultados de carga lateral calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para as estacas ômega. .	163
Figura 101. Relação entre os resultados de resistência por ponta calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para as estacas ômega.	163
Figura 102. Relação entre os resultados de capacidade de carga total calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para as estacas ômega.	164
Figura 103. Relação entre os resultados de carga lateral calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para as estacas raiz.	165

Figura 104. Relação entre os resultados de resistência por ponta calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para as estacas raiz.	165
Figura 105. Relação entre os resultados de capacidade de carga total calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para as estacas raiz.	166
Figura 106. Relação entre os resultados de carga lateral calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para as estacas hélice contínua.	167
Figura 107. Relação entre os resultados de resistência por ponta calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para as estacas hélice contínua.	167
Figura 108. Relação entre os resultados de capacidade de carga total calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para as estacas hélice contínua.	168
Figura 109. Relação entre os resultados de carga lateral calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para a estaca pré-moldada.	169
Figura 110. Relação entre os resultados de resistência por ponta calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para a estaca pré-moldada.	169
Figura 111. Relação entre os resultados de capacidade de carga total calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para a estaca pré-moldada.	170
Figura 112. Relação entre os resultados de resistência lateral calculados através do método de Anjos e Cunha (2006) e os obtidos na prova de carga, após ajuste do fator k_{DMT}^l .	171
Figura 113. Relação entre os resultados de resistência lateral calculados através do método de Togliani e Reuter (2015) e os obtidos na prova de carga, após ajuste do fator β .	173
Figura 114. Distribuição dos deslocamentos na carga de ruptura para a estaca escavada.	177
Figura 115. Curvas carga vs deslocamento da estaca escavada.	177
Figura 116. Distribuição dos deslocamentos na carga de ruptura para a estaca ômega.	178

Figura 117. Curvas carga vs deslocamento da estaca ômega.....	179
Figura 118. Distribuição dos deslocamentos na carga de ruptura para a estaca raiz.	180
Figura 119. Curvas carga vs deslocamento da estaca raiz.....	180
Figura 120. Distribuição dos deslocamentos na carga de ruptura para a estaca hélice contínua.	181
Figura 121. Curvas carga vs deslocamento da estaca hélice contínua.	182
Figura 122. Distribuição dos deslocamentos na carga de ruptura para a estaca pré- moldada.	183
Figura 123. Curvas carga vs deslocamento da estaca pré-moldada.	183
Figura 124. Relação entre o deslocamento correspondente à carga de trabalho obtido através da análise numérica e o fornecido pela prova de carga.	184
Figura 125. Relação entre a carga de ruptura convencionalizada ao deslocamento de 10% do diâmetro nominal obtida através da análise numérica e a fornecida pela prova de carga.	185

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Aplicabilidade e uso de ensaios in situ (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).	29
Tabela 2. Etapas do ensaio dilatométrico (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).	48
Tabela 3. Correlações aplicadas no ensaio dilatométrico (LUTENEGGER, 1988)...	49
Tabela 4. Determinação de R_M (MARCHETTI, 1980).	51
Tabela 5. Valores do fator de conversão F (LUTENEGGER, 1988).	52
Tabela 6. Intervalos de variação de M_{DMT}/q_c (GOMES, 2007).	58
Tabela 7. Tabela para avaliação de $K\delta$ quando $V = 0,0093$ a $0,093$ m ³ /m (HANNIGAN et al., 2006).	75
Tabela 8. Tabela para avaliação de $K\delta$ quando $V = 0,093$ a $0,93$ m ³ /m (HANNIGAN et al., 2006).	75
Tabela 9. Ângulo de atrito δ entre vários materiais e solo (BOWLES, 1997).	80
Tabela 10. Valores recomendados de K_s para solos não coesivos (DAS, 2006).	83
Tabela 11. Valores de δ para solos não coesivos (API, 2000).	86
Tabela 12. Valores de Nq para solos não coesivos (API, 2000).	86
Tabela 13. Valores de K_{di} propostos por Powell et al., (2001).	90
Tabela 14. Valores de β e λ propostos por Togliani e Reuter (2015).	92
Tabela 15. Resultados obtidos e percentual de erro entre previsão e medição, solo considerado como coesivo (JARDIM, 1998).	94
Tabela 16. Carga de ponta (Q_p), carga lateral (Q_l) e carga de ruptura (Q_u) obtidas dos métodos semiempíricos baseados no DMT (SCHULZE, 2013).	100
Tabela 17. Valores de carga e deslocamentos máximos obtidos (ALBUQUERQUE, 2001).	108
Tabela 18. Valores médios de carga de ruptura e desvios padrão (ALBUQUERQUE, 2001).	108
Tabela 19. Valores de carga de ruptura e Deslocamentos (NOGUEIRA, 2004).	112
Tabela 20. Comportamento de ponta das estacas na ruptura (NOGUEIRA, 2004).	113
Tabela 21. Umidade obtida para cada profundidade do ensaio.	118
Tabela 22. Média dos parâmetros geotécnicos	141
Tabela 23. Resistências obtidas nas provas de carga	142

Tabela 24. Fatores a e b.....	146
Tabela 25. Resultados da aplicação dos métodos teóricos.	147
Tabela 26. Resultados da aplicação dos métodos teóricos na estaca pré-moldada.	154
Tabela 27. Resultados da aplicação dos métodos semiempíricos nas estacas escavadas.....	160
Tabela 28. Resultados da aplicação dos métodos semiempíricos nas estacas ômega.	162
Tabela 29. Resultados da aplicação dos métodos semiempíricos nas estacas raiz.	164
Tabela 30. Resultados da aplicação dos métodos semiempíricos nas estacas hélice contínua.	166
Tabela 31. Resultados da aplicação dos métodos semiempíricos na estaca pré- moldada.	168
Tabela 32. Coeficiente k_{DMT}^l ajustado para cada tipo de estaca analisada.	171
Tabela 33. Coeficiente β ajustado para cada tipo de estaca analisado.	172
Tabela 34. Parâmetros da estaca usados na modelagem.	174
Tabela 35. Parâmetros da estaca usados na modelagem.	174
Tabela 36. Fator de interface R_{inter} resultante da retroanálise.....	175

LISTA DE SÍMBOLOS

α	fator de adesão empírico
α_T	fator adimensional dependente da relação comprimento-diâmetro da estaca
β	coeficiente empírico dos métodos de cálculo de capacidade de carga
β, λ	coeficientes de redução propostos por Togliani e Reuter (2015)
γ	peso específico do solo
γ'	peso específico efetivo do solo
γ_d	peso específico seco do solo
γ_w	peso específico da água
δ	ângulo de atrito entre o solo e a estaca
$\delta(r)$	deslocamento radial do centro da membrana do dilatômetro
δ'	ângulo de atrito efetivo entre o solo e a estaca
ΔA	pressão de sucção necessária para gerar o contato da lâmina com o disco sensitivo
ΔB	pressão requerida para vencer a rigidez da membrana e expandi-la 1,1 mm
Δt	acrécimo de tempo
λ	coeficiente de redução
ν	coeficiente de Poisson do solo
ρ	densidade do meio em que são propagadas as ondas
ρ	razão de atrito (MARCHETTI <i>et al.</i> , 1986)
σ_h	tensão horizontal
σ'_{hc}	tensão horizontal efetiva obtida no final da reconsolidação
σ'_n	tensão normal horizontal efetiva média no fuste da estaca
σ'_{v0}	tensão vertical efetiva

σ'_{vp}	pressão vertical efetiva na ponta da estaca
$\sigma-\epsilon$	relação tensão-deformação
ϕ'	ângulo de atrito efetivo
ϕ'_{ax}	ângulo de atrito obtido através de ensaios de compressão triaxial
A_l	área lateral do fuste da estaca
A_p	área de ponta da estaca
API	American Petroleum Institute
c	coesão interna do solo
c'_a	coesão efetiva entre a estaca e o solo
CPT	ensaio de penetração do cone
CRR	resistência à liquefação
C_F	fator de correção de K_δ quando $\delta \neq \phi$ (NORDLUND, 1963)
C_v	coeficiente de consolidação
D	diâmetro da estaca
DMT	dilatômetro de Marchetti
D_r	densidade relativa
E	módulo de Young do solo
E_{25}	módulo de elasticidade secante a 25% da tensão de ruptura
E_D	módulo dilatométrico
E_i	módulo tangente inicial
F	fator de proporcionalidade entre E e E_D
F_s	atrito lateral do cone
f_s	resistência por atrito unitária
F_t	atrito lateral entre o amostrador do SPT-T e o solo
G_0	módulo cisalhante a pequenas deformações
H	profundidade penetrada do amostrador do SPT no terreno

I_D	índice do material
k	constante no ensaio de palheta (dependente da geometria da palheta)
K	coeficiente de pressão lateral (método API)
K_0	coeficiente de empuxo no repouso
K_A	coeficiente de empuxo ativo
K_D	índice de tensão horizontal
K_{di}	fator de capacidade de suporte, que depende de E_D
k_{DMT}^l	coeficiente de redução da resistência lateral (ANJOS E CUNHA, 2006)
k_{DMT}^p	coeficiente de redução da resistência por ponta de (ANJOS E CUNHA, 2006)
K_P	coeficiente de empuxo passivo
K_s	coeficiente de empuxo horizontal
L	comprimento da estaca
M_{DMT}	módulo edométrico obtido do DMT
m_v	módulo de variação volumétrica
NA	normalmente adensado
N_{SPT}	número de golpes do SPT
N_q	Fator de capacidade de carga
N_t	Coefficiente de capacidade de carga por ponta
OCR	razão de pré-adensamento
p_a	pressão atmosférica
P_0	pressão corrigida inicial do dilatômetro
P_{0c}	pressão inicial do DMT obtida no final da reconsolidação
P_1	pressão corrigida requerida para expandir 1,1 m o centro da lâmina do dilatômetro
P_2	leitura de pressão para caracterizar as condições de drenagem do solo
PMT	pressiômetro de Menard

q_c	resistência de ponta do cone
q_l	resistência limite de ponta (MEYERHOF, 1976)
Q_l	resistência lateral última
Q_p	resistência de ponta última
q_p	resistência unitária por ponta
Q_u	capacidade de carga última
r	raio do ponto de interesse (usado na solução matemática para a definição de E_D)
r_a	raio da área carregada (usado na solução matemática para a definição de E_D)
R_M	fator de correção aplicado a E_D
R_{inter}	fator de redução de interface usado em plaxis
S_1	distância entre a fonte sísmica e o primeiro sensor do S-DMT
S_2	distância entre a fonte sísmica e o segundo sensor do S-DMT
SA	sobre-adensado
SPT	ensaio de penetração (Standard Penetration Test)
S_u	resistência ao cisalhamento não drenada
T	torque
u	poropressão
v	volume de solo deslocado
V_s	velocidade de onda
W	peso próprio da estaca
Z_m	leitura de desvio de zero do manômetro

SUMÁRIO

Página

1. INTRODUÇÃO.....	27
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	28
2.1. ENSAIOS DE CAMPO.....	28
2.2. ENSAIO SPT	30
2.2.1. Aplicação dos resultados	32
2.2.2. Ensaio SPT-T	33
2.3. ENSAIO DE CONE (CPT) E PIEZOCONE (CPTU).....	33
2.3.1. Execução do ensaio CPT	34
2.3.2. Vantagens e aplicações	34
2.4. ENSAIO DE PALHETA.....	35
2.4.1. Execução do ensaio de palheta	36
2.5. ENSAIO PRESSIOMÉTRICO	38
2.5.1. Execução do ensaio Pressiométrico	38
2.6. ENSAIO DMT.....	40
2.6.1. Equipamento	40
2.6.2. Princípio de funcionamento.....	41
2.6.3. Calibração do equipamento	42
2.6.4. Execução do ensaio	43
2.6.5. Correção dos parâmetros.....	44
2.6.6. Parâmetros Dilatométricos	46
2.6.6.1. Módulo dilatométrico (E_D).....	46
2.6.6.2. Índice do material (I_D).....	47
2.6.6.3. Índice de tensão horizontal (K_D).....	48
2.6.7. Apresentação de resultados.....	48
2.6.8. Correlações	49
2.6.9. Aplicações do ensaio e parâmetros geotécnicos	50
2.6.9.1. Parâmetro de deformação M_{DMT}	50
2.6.9.2. Módulo de Young, E	52
2.6.9.3. Módulo de cisalhamento, G_0	53
2.6.9.4. Classificação dos solos	54
2.6.9.5. Razão de pré-adensamento.....	55

2.6.9.6.	Coeficiente de empuxo no repouso.....	59
2.6.9.7.	Resistência ao cisalhamento não drenada.....	62
2.6.9.8.	Ângulo de atrito interno do solo.....	63
2.6.9.9.	Coesão efetiva	66
2.6.9.10.	Potencial de liquefação	68
2.7.	DILATÔMETRO SÍSMICO (SDMT)	69
2.8.	MÉTODOS PARA PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA	70
2.8.1.	Métodos teóricos	72
2.8.1.1.	Método de Nordlund (1963).....	72
2.8.1.2.	Método α	77
2.8.1.3.	Método λ	77
2.8.1.4.	Método β	79
2.8.1.5.	Método de Meyerhof (1976)	82
2.8.1.6.	Método API (Americam Petroleum Institute, 2000)	84
2.8.2.	Métodos semiempíricos fundamentados no DMT	87
2.8.2.1.	Método de Marchetti et al. (1986).....	88
2.8.2.2.	Método de Powell et al., (2001).....	89
2.8.2.3.	Método de Anjos e Cunha (2006).....	90
2.8.2.4.	Método de Togliani e Reuter (2015).....	91
2.9.	Experiência brasileira para a estimativa da capacidade de carga baseada no ensaio DMT	92
2.9.1.	Jardim (1998)	92
2.9.2.	Siviero e Pinto (2006).....	94
2.9.3.	Gomes (2007)	96
2.9.4.	Hortegal (2011)	99
2.9.5.	Schulze (2013).....	99
3.	MATERIAIS E MÉTODOS.....	102
3.1.	CAMPO EXPERIMENTAL.....	102
3.1.1.	Características Geológicas	103
3.1.2.	Características Geotécnicas	104
3.2.	RESULTADOS DE PROVAS DE CARGA	105
3.2.1.	Estaca pré-moldada	105
3.2.2.	Estacas Escavadas, Hélice Contínua e Ômega.....	106
3.2.3.	Estacas raiz.....	110
3.3.	ENSAIOS REALIZADOS.....	113
3.3.1.	Ensaio DMT	113
3.3.1.1.	Equipamento	114

3.3.1.2.	Execução do ensaio	115
3.3.2.	Determinação do teor de umidade	117
3.4.	MODELAGEM NUMÉRICA	119
4.	RESULTADOS.....	123
4.1.	ENSAIO DMT.....	123
4.1.1.	Análise dos ensaios	125
4.1.2.	Parâmetros geotécnicos empregados na previsão da capacidade de carga e na modelagem numérica.....	129
4.1.2.1.	Peso específico natural	130
4.1.2.2.	Ângulo de atrito, ϕ	131
4.1.2.3.	Resistência ao cisalhamento não drenada, S_u	136
4.1.2.4.	Pressão vertical efetiva	137
4.1.2.5.	Coesão efetiva	138
4.1.2.6.	Módulo de Young, E	140
4.2.	PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA.....	141
4.2.1.	Métodos teóricos para solos coesivos.....	143
4.2.2.	Métodos teóricos para solos não coesivos.....	143
4.2.3.	Resultados dos métodos teóricos: estacas escavadas, ômega, raiz e hélice contínua .	147
4.2.3.1.	Relação Q_{cal}/Q_{pc} para estacas escavadas	147
4.2.3.2.	Relação Q_{cal}/Q_{pc} para estacas ômega	149
4.2.3.3.	Relação Q_{cal}/Q_{pc} para estacas raiz	150
4.2.3.4.	Relação Q_{cal}/Q_{pc} para estacas hélice contínua	152
4.2.4.	Resultados dos métodos teóricos na estaca pré-moldada.....	153
4.2.5.	Análise global da aplicação dos métodos teóricos	156
4.2.6.	Métodos semiempíricos	157
4.2.7.	Resultados dos métodos semiempíricos nas estacas escavadas.....	159
4.2.8.	Resultados dos métodos semiempíricos nas estacas ômega.....	162
4.2.9.	Resultados dos métodos semiempíricos nas estacas raiz.....	164
4.2.10.	Resultados dos métodos semiempíricos nas estacas hélice contínua.....	166
4.2.11.	Resultados dos métodos semiempíricos na estaca pré-moldada	168
4.2.12.	Análise global da aplicação dos métodos semiempíricos	170
4.3.	MODELAGEM NUMÉRICA	173
4.3.1.	Fator de redução de interface R_{inter}	175
4.3.2.	Curvas Carga vs Deslocamento.....	176
4.3.2.1.	Estaca escavada	176
4.3.2.2.	Estaca ômega	178

4.3.2.3. Estaca raiz.....	179
4.3.2.4. Estaca hélice contínua	181
4.3.2.5. Estaca pré-moldada	182
4.3.2.6. Comparação entre os resultados da análise numérica e da prova de carga	184
5. CONCLUSÕES	186
5.1. CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	186
5.2. PARÂMETROS DO SOLO	186
5.3. PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA	187
5.4. PREVISÃO DA CURVA CARGA VS DESLOCAMENTO	188
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	190

1. INTRODUÇÃO

A previsão da capacidade de carga em estacas representa um desafio para a geotecnia, pois requer o conhecimento das propriedades do solo e da interação solo-estaca. O estudo do desempenho das fundações profundas e a verificação de sua capacidade de carga em geral são realizados por meio de provas de carga estática ou pela utilização de metodologias teóricas e semi empíricas.

A engenharia de fundações baseia-se, em parte, na realização de ensaios de campo, cujos parâmetros obtidos são usados para obter a capacidade de suporte mediante o uso de correlações empíricas ou semi empíricas. Atualmente a demanda mundial pela realização de ensaios de campo é crescente, pelo fato de que sua execução é mais rápida e econômica permitindo assim uma realização com um maior número de ensaios e conseqüentemente, obtendo uma caracterização mais detalhada do solo. É assim como os últimos anos vem sendo caracterizados por um desenvolvimento na área dos ensaios geotécnicos de campo, resultando no desenvolvimento de novas tecnologias e na melhoria de ensaios existentes para a pesquisa do subsolo. O ensaio do Dilatômetro de Marchetti (DMT) vem sendo utilizado amplamente em mais de 50 países com diferentes finalidades, pela obtenção de dados consistentes na avaliação de perfis e na procura dos parâmetros geotécnicos do solo que são obtidos da sua execução.

O objetivo deste trabalho é fazer uma avaliação do emprego de métodos de determinação da capacidade de carga de estacas tipo escavadas, hélice contínua, ômega, raiz e pré-moldada mediante o uso dos resultados de ensaios DMT executados no mesmo local em que as estacas foram construídas. Os resultados obtidos nos ensaios serviram como parâmetros na utilização de métodos teóricos e semiempíricos baseados no ensaio DMT. Foi feita uma análise comparativa entre os resultados de capacidade de carga obtidos através da utilização dos métodos, e as capacidades de carga obtidas nas provas de carga estáticas de compressão realizadas em pesquisas anteriores nas estacas analisadas. Os resultados experimentais foram também comparados com as cargas de ruptura convencionadas e deslocamentos na carga de trabalho obtidos através de análise numérica.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão apresentados os principais ensaios de campo, dando ênfase ao ensaio Dilatométrico de Marchetti, e aos métodos teóricos e semiempíricos baseados neste ensaio de campo.

2.1. ENSAIOS DE CAMPO

Geralmente, os projetos geotécnicos são executados com base em ensaios de campo porque suas medidas permitem definir satisfatoriamente a estratigrafia do subsolo, assim como as propriedades e o comportamento dos materiais que o compõem. Nas últimas décadas foram introduzidos novos equipamentos de investigação para ampliar o estudo do subsolo segundo as diferentes condições nas que é encontrado. Na figura 1 são apresentadas as técnicas atuais mais utilizadas de ensaios de campo.

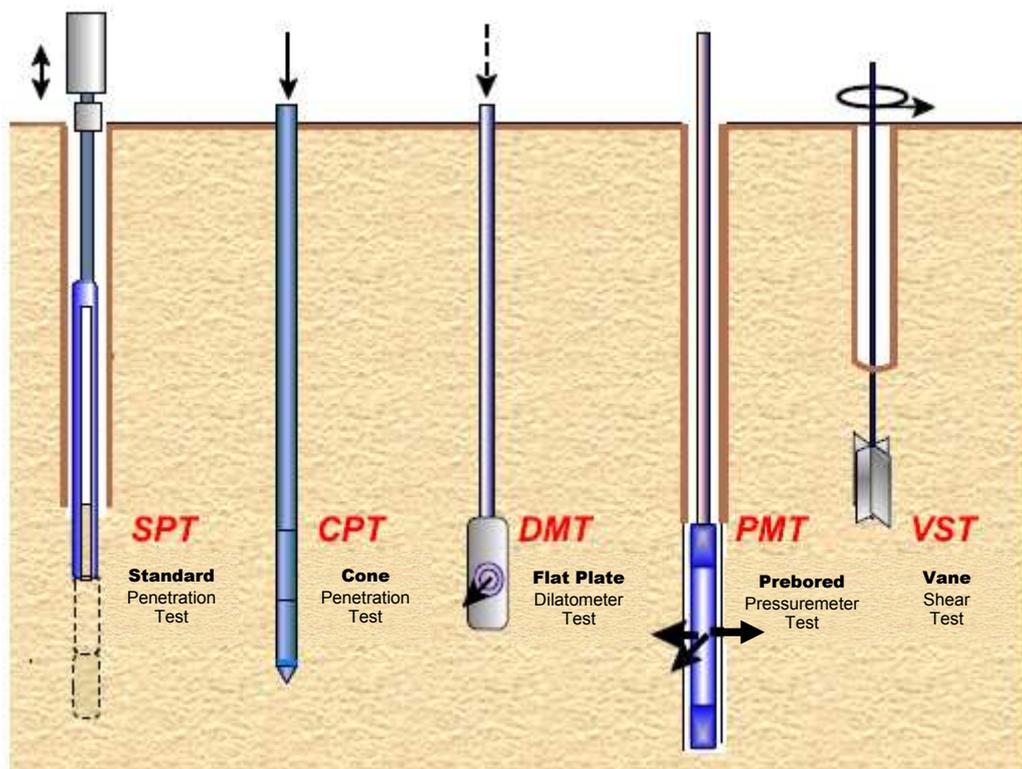


Figura 1. Técnicas atuais de ensaios de campo (MAYNE *et al.*, 2001).

Algumas metodologias desses ensaios consistem apenas na cravação de elementos que medem a penetração no terreno, enquanto outros possuem equipamentos

dotados de sensores elétricos que medem dados como resistência e deformabilidade do solo.

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), os ensaios de campo devem ser compatíveis com as características e propriedades do solo a ser medido, cada ensaio apresenta diferentes pontos fortes segundo as características do solo estudado. Na Tabela 1 são apresentados os parâmetros que se podem obter de cada tipo de ensaio e o grau de aplicabilidade.

Tabela 1. Aplicabilidade e uso de ensaios in situ (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

Grupo	Equipamento	Tipo de solo	Parâmetros											
			Perfil	u	Φ'	S_u	D_r	m_v	c_v	K_0	G_0	σ_h	OCR	$\sigma-\epsilon$
Penetrômetro	Dinâmicos	C	B	-	C	C	C	-	-	-	C	-	C	-
	Mecânicos	B	A/B	-	C	C	B	C	-	-	C	C	C	-
	Elétricos (CPT)	B	A	-	C	B	A/B	C	-	-	B	B/C	B	-
	Piezocone (CPTU)	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B	C
	Sísmicos (SCPT/SCPTU)	A	A	A	B	A/B	A/B	B	A/B	B	A	B	B	B
	Dilatômetro (DMT)	B	A	C	B	B	C	B	-	B	B	B	B	C
	Standard Penetration Test (SPT)	A	B	-	C	C	B	-	-	-	C	-	C	-
	Resistividade	B	B	-	B	C	A	C	-	-	-	-	-	-
Pressiômetro	Pré-furo (PBP)	B	B	-	C	B	C	B	C	-	B	C	C	C
	Autoperfurante (SBP)	B	B	A	B	B	B	B	A	B	A	A/B	B	A/B
	Conepressiômetro (FDP)	B	B	-	C	B	C	C	C	-	A	C	C	C
Outros	Palheta	B	C	-	-	A	-	-	-	-	-	-	B/C	B
	Ensaio de placa	C	-	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	B
	Placa helicoidal	C	C	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	-
	Permeabilidade	C	-	A	-	-	-	-	B	A	-	-	-	-
	Ruptura hidráulica	-	-	B	-	-	-	-	C	C	-	B	-	-
	Sísmicos	C	C	-	-	-	-	-	-	-	A	-	B	-

Em que:

Aplicabilidade: A = alta; B = moderada; C = baixa; - = inexistente

Definição de parâmetros: u = poropressão *in situ*; ϕ' = ângulo de atrito efetivo; S_u = resistência ao cisalhamento não drenada; D_r = densidade relativa; m_v = módulo de variação volumétrica; c_v = coeficiente de consolidação; K_0 = coeficiente de empuxo no repouso; G_0 = módulo cisalhante a pequenas deformações; σ_h = tensão horizontal; OCR = razão de pré-adensamento; σ - ϵ = relação tensão-deformação.

2.2. ENSAIO SPT

Conhecido também como Sondagem de Simples Reconhecimento, permite obter a variação da resistência do solo ao longo da profundidade, assim como a obtenção de amostras deformadas para a identificação do tipo de solo atravessado.

O SPT é a mais popular e econômica ferramenta usada na investigação geotécnica, suas aplicações na engenharia civil são a determinação dos tipos de solos nas respectivas profundidades de estudo, a posição do nível freático e a obtenção da resistência à penetração (N_{SPT}) a cada metro de profundidade, serve como indicativo da densidade de solos granulares e também para a consistência de solos coesivos (Schnaid e Odebrecht, 2012).

O ensaio SPT é uma Sondagem de Simples Reconhecimento conjugada com uma medida de resistência dinâmica. O sistema de sondagem está composto basicamente por seis partes: amostrador, hastes, martelo, tripé de sondagem, ressalto e o conjunto de perfuração (figura 2). O ensaio SPT foi normalizado em 1958 pela American Society for Testing and Materials (ASTM) e no Brasil pela Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 6484.

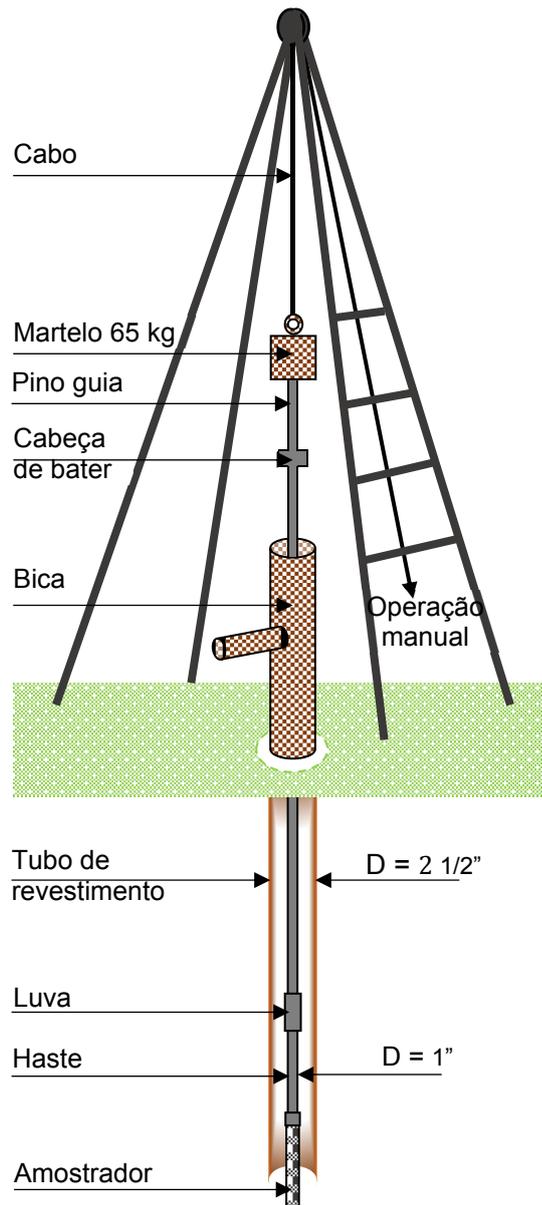


Figura 2. Equipamento de sondagem do SPT.

O valor N_{SPT} corresponde ao número de golpes necessários para que o amostrador penetre estes últimos 300 mm no solo após a cravação inicial (figura 3). Após a retirada do amostrador do furo, a amostra é recolhida, realizada a classificação tátil – visual e armazenada num recipiente quando são observadas mudanças no tipo de solo. O procedimento é repetido, avançando a trado no trecho inicial de cada metro até alcançar a cota em que é usado novamente o amostrador, as amostras do solo são coletadas a cada metro de profundidade.

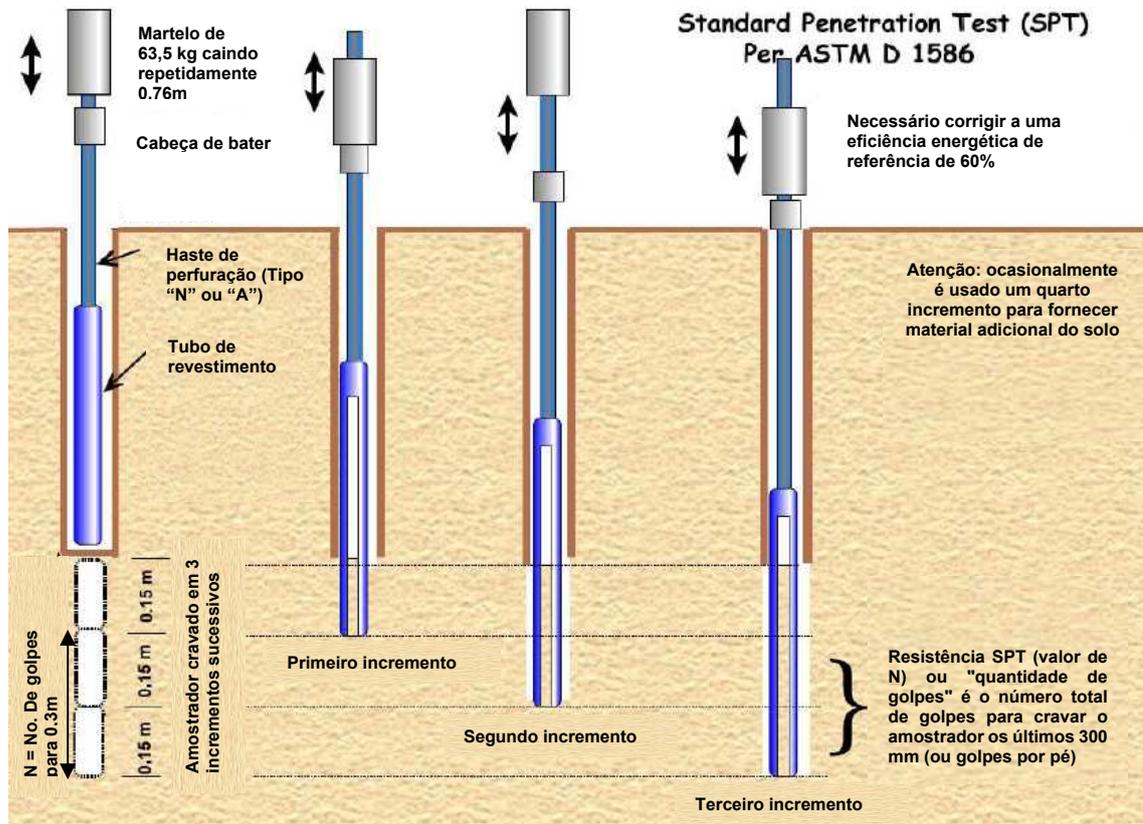


Figura 3. Procedimento para a obtenção de N do SPT (Adaptado de MAYNE *et al.*, 2001).

2.2.1. Aplicação dos resultados

São muitas as aplicações do ensaio SPT, entre elas: identificação e classificação tátil-visual do solo, determinação do perfil do subsolo, avaliação qualitativa do estado de compactação, assim como a determinação de parâmetros geotécnicos através de métodos indiretos como por exemplo: módulo de elasticidade (E), resistência ao cisalhamento (ϕ') em solos granulares e resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) em solos coesivos. O ensaio também serve na previsão de capacidade de suporte em fundações mediante o uso de correlações empíricas ou semiempíricas.

Com base no valor da resistência à penetração do solo, as areias e siltes podem ser classificadas como fofas, pouco compactas, medianamente compactas ou compactas, da mesma maneira, as argilas podem ser classificadas de muito moles a duras segundo seu estado de consistência.

2.2.2. Ensaio SPT-T

Em face aos problemas que afetam a precisão do ensaio SPT devidos na maior parte à penetração dinâmica do amostrador, Ranzini (1988) sugeriu uma associação da medida do torque com o ensaio SPT que foi denominada de SPT-T.

O torque é aplicado na haste, rotacionando o amostrador previamente cravado no solo e obtendo assim a medida do torque necessário para a penetração, e o atrito gerado entre o amostrador e o solo.

A determinação do atrito entre o amostrador e o solo é obtido através da equação 1 (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

$$F_T = \frac{T}{40,53 \cdot h - 17,40} \quad [1]$$

Em que:

F_t = atrito lateral (kg/cm²)

T = torque (kgf.cm)

h = profundidade penetrada do amostrador no terreno

2.3. ENSAIO DE CONE (CPT) E PIEZOCONE (CPTU)

Definidos como ensaios de penetração estática. Caracterizam-se internacionalmente como uma das mais importantes ferramentas para o estudo geotécnico dos solos. Os resultados são utilizados para determinar estratigraficamente os perfis dos solos e para a previsão da capacidade de carga em fundações (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

Segundo Schnaid e Odebrecht, (2012), as primeiras referências do ensaio datam da década de 1930 na Holanda (BARENTSEN, 1936; BOONSTRA, 1936), mas sua consolidação foi até a década de 1950 (p. ex., BEGEMANN, 1965). Estudos mais detalhados são encontrados em Lunne e Powell (1992); Robertson e Campanella

(1988, 1989); Yu (2004) entre outros mais. Lunne *et al.* (1997) apresenta também uma revisão completa do uso do ensaio ao nível mundial.

No Brasil, embora o ensaio tenha sido utilizado desde a década de 1950 foi a partir da década de 1990 que foi observado um interesse crescente devido às pesquisas desenvolvidas, dentre elas: Soares *et al.* (1986), Albuquerque *et al.* (2010), Rocha Filho e Sales (1995), entre outras mais.

A padronização do ensaio foi feita em 1986 pela American Society for Testing Materials, ASTM D3441 e no Brasil, pela ABNT, MB 3406 no ano 1991.

2.3.1. Execução do ensaio CPT

O ensaio de penetração do cone consiste na cravação vertical a pressão no solo de uma ponteira cônica (60° de ápice) usando uma velocidade constante de 20 mm/s +- 5mm/s. As leituras são tomadas a cada 10 ou 50 mm.

Segundo os equipamentos do ensaio, este pode ser classificado como cone mecânico, cone elétrico ou piezocone, (GOULART, 2001). No primeiro são medidos os esforços necessários para a cravação da ponta e o atrito lateral, os valores obtidos são q_c (resistência de ponta do cone) e f_s (atrito lateral do cone). O cone elétrico tem células de carga instrumentadas eletricamente que permitem que as medidas de q_c e f_s sejam feitas diretamente da ponteira, por último, o piezocone, que além de estas medidas obtém também os valores de pressão neutra (u), na figura 4 é mostrado a ponteira do CPT.

2.3.2. Vantagens e aplicações

- O ensaio CPT permite a determinação do perfil e classificação do solo com precisões superiores às de sondagens convencionais.
- No ensaio CPTu é possível diferenciar o comportamento drenado do não drenado e do parcialmente drenado, além de permitir uma melhor definição do perfil estratigráfico.
- Podem ser estimados parâmetros geotécnicos com métodos diretos de cálculo.

- Em base em correlações empíricas e semiempíricas é possível obter a capacidade de suporte do solo para a aplicação da engenharia de fundações.
- Obtém-se um modelo geoestatístico 3D de resistência por ponta q_c .

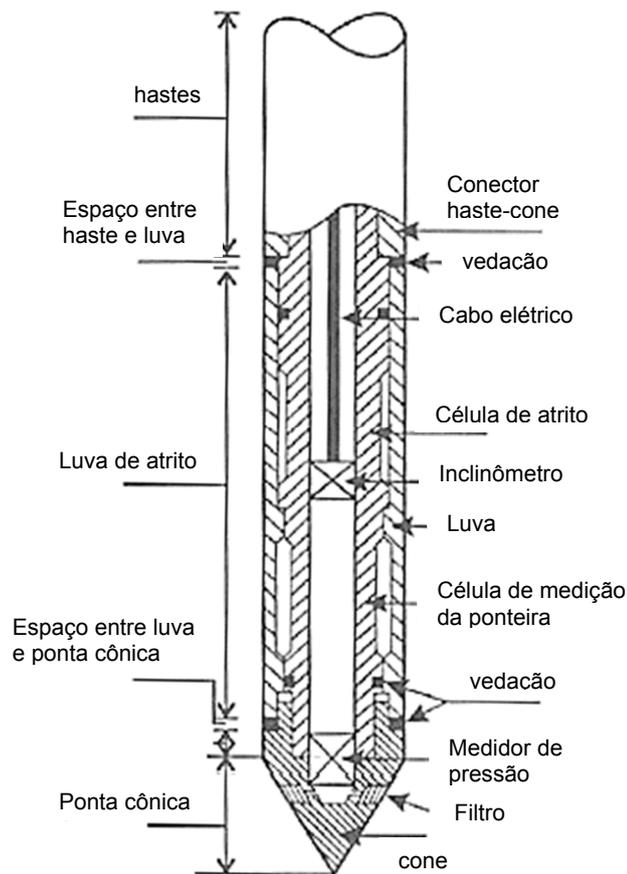


Figura 4. Equipamento de CPT (LUNNE *et al.*, 1997).

2.4. ENSAIO DE PALHETA

O ensaio de palheta é utilizado na determinação da resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) para argilas moles. Foi desenvolvido na Suécia em 1919 e utilizado no Brasil a partir do ano 1949. Em 1987, foi adotada a ASTM STP 1014 como estado da arte do ensaio pela American Society for Testing Materials; a ASTM D 2573 normaliza também o ensaio. No Brasil, a normalização do ensaio foi feita pela ABNT, MB-3122 em 1989. A figura 5 mostra os detalhes do equipamento utilizado para o ensaio.

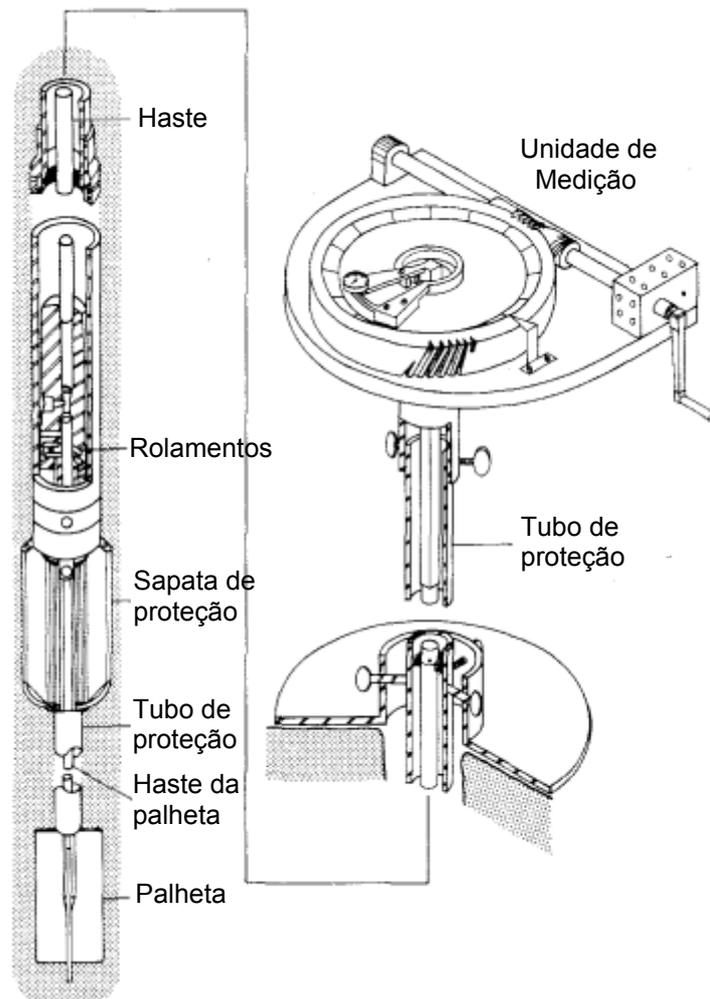


Figura 5. Equipamento para o ensaio de palheta (ORTIGÃO E COLLET, 1987).

2.4.1. Execução do ensaio de palheta

No ensaio é utilizada uma paleta de seção cruciforme, que é cravada em argilas moles saturadas e submetida a um torque necessário para cisalhar o solo em condições não drenadas (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

A palheta que consta de quatro aletas de aço de alta resistência é conduzida por meio de uma haste até a profundidade do ensaio. Na continuação, é aplicado e medido o torque, fazendo leituras de rotação a cada 2 graus (figura 6).

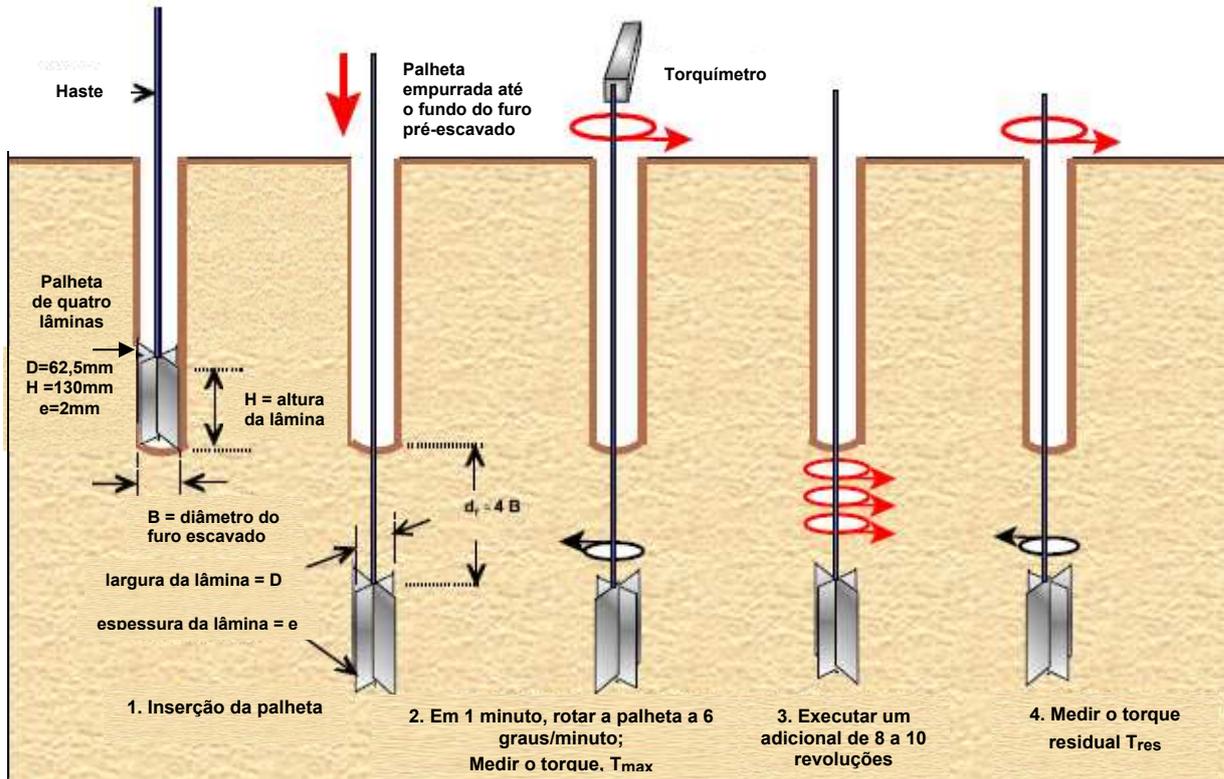


Figura 6. Execução do ensaio de palheta (Adaptado de MAYNE *et al.*, 2001).

Para o cálculo da resistência ao cisalhamento não drenada S_u , é utilizado o máximo torque aplicado. A resistência S_u é determinada pela razão entre o torque T e uma constante k que depende da geometria da palheta, (equação 2).

$$S_u = \frac{T}{k} \quad [2]$$

Para paletas de seção retangular, com altura H e diâmetro D , a resistência ao cisalhamento S_u é determinada com a seguinte expressão:

$$S_u = \frac{3}{28} \cdot \frac{T}{\pi \left(\frac{D}{2}\right)^3} \quad [3]$$

O ensaio serve de referência a outras metodologias que requerem a adoção de correlações semiempíricas.

2.5. ENSAIO PRESSIOMÉTRICO

O ensaio pressiométrico (PMT) é um teste de carregamento rápido (IANELLI E VILLAR, 2012) que permite a medição direta das tensões do solo com controle de carregamento.

O pressiômetro consta essencialmente de um tubo com uma membrana flexível que se expande no solo após a penetração. Na medida em que a borracha cilíndrica se expande, é obtido continuamente o comportamento tensão-deformação do solo.

2.5.1. Execução do ensaio Pressiométrico

A execução do ensaio depende do tipo de pressiômetro utilizado. Os equipamentos podem ser agrupados em três tipos: os pressiômetros de pré-furo, os auto-perfurantes e os pressiômetros de deslocamento (GIACHETI, 2001).

I. Pressiômetro de pré-furo

Para a execução do ensaio com este tipo de equipamento, deve ser aberto previamente um furo, tomando cuidados especiais para minimizar a perturbação do solo. A continuação é inserida a sonda pressiométrica e monitorada por um painel de controle de pressão-volume que permanece na superfície. A seguir, a sonda é expandida mediante a aplicação de pressão controlada (incrementos da mesma magnitude), ao mesmo tempo que são registradas as leituras. O pressiômetro de Menard (MPM) é o que melhor enquadra nesta categoria, na figura 7 são mostrados os seus componentes principais.

II. Pressiômetro auto-perfurante

A fim de controlar o problema das perturbações provocadas no terreno causadas pela instalação do equipamento, foi desenvolvido o pressiômetro auto-perfurante. O furo é

feito por uma sapata rotativa que fragmenta o solo que é posteriormente lançado para a superfície por fluxo de água.

III. Pressiômetro de deslocamento

O processo de penetração no terreno é feito através de cravação. O cone pressiométrico (CPMT) é a técnica mais destacada, consiste na montagem do módulo pressiométrico no fuste do cone, a característica mais interessante é a identificação do perfil estratigráfico do solo ao mesmo tempo que a obtenção da curva tensão-deformação. O processo consiste na cravação do cone com interrupção em cotas estabelecidas para efetuar a expansão da sonda pressiométrica.

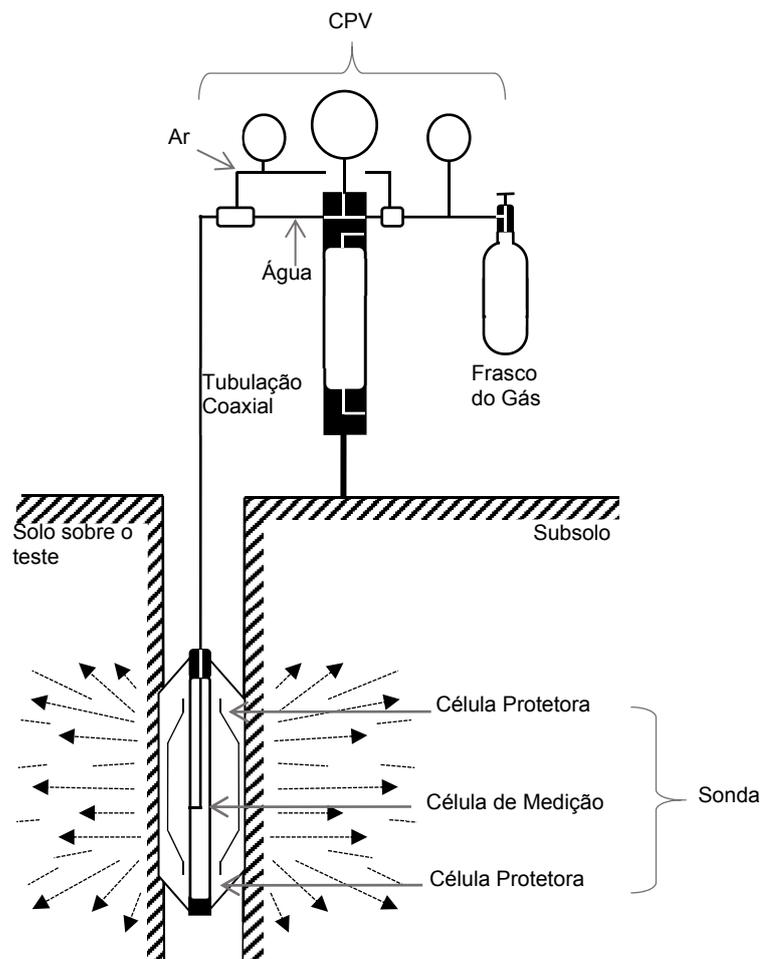


Figura 7. Diagrama dos componentes do MPM (Adaptado de CHAMMAS, 2000).

2.6. ENSAIO DMT

O Dilatômetro de Marchetti (DMT) foi desenvolvido na Itália pelo professor Silvano Marchetti em 1975, é utilizado atualmente como ferramenta de investigação do solo em mais de 50 países.

O ensaio dilatométrico foi normalizado em 1986 nos Estados Unidos pela ASTM D6635-01 e na Europa em 1997 pelo Eurocode 7, (MARCHETTI, 2014). No Brasil não existe uma normalização específica. O DMT tem sido estudado detalhadamente pelo Comitê Técnico TC16 ISSMGE (MARCHETTI, 2014) e também em revisões feitas por diferentes autores: Marchetti, (1980), Schmertmann (1986), Lutenegeger (1988) entre outros.

O DMT é um teste de penetração efetuado através de cravação de uma lâmina no terreno. Fornece informação da rigidez do solo, assim como informação sobre a história de tensões, que permite que sejam feitas estimativas de recalques e resistência à liquefação.

O desenvolvimento do ensaio assume que as perturbações geradas pela inserção da lâmina no solo são inferiores à média observada em outros tipos de ensaios de penetração, e que as medidas correspondem ao comportamento do solo na fase elástica tomando na conta que são obtidas para pequenas deformações do diafragma. (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012)

2.6.1. Equipamento

O equipamento do DMT (figura 8) está constituído por uma lâmina de aço que tem numa das faces uma membrana circular expansível de aço, um cilindro de gás, cabo elétrico e de pressão, uma unidade de controle que está equipada com manômetros para a medição da pressão, uma válvula que regula a pressão de gás, válvulas de ventilação, uma sinal áudio-visual e as conexões para a alimentação do gás, os cabos elétricos e a ligação com a lâmina (MARCHETTI, 2014).

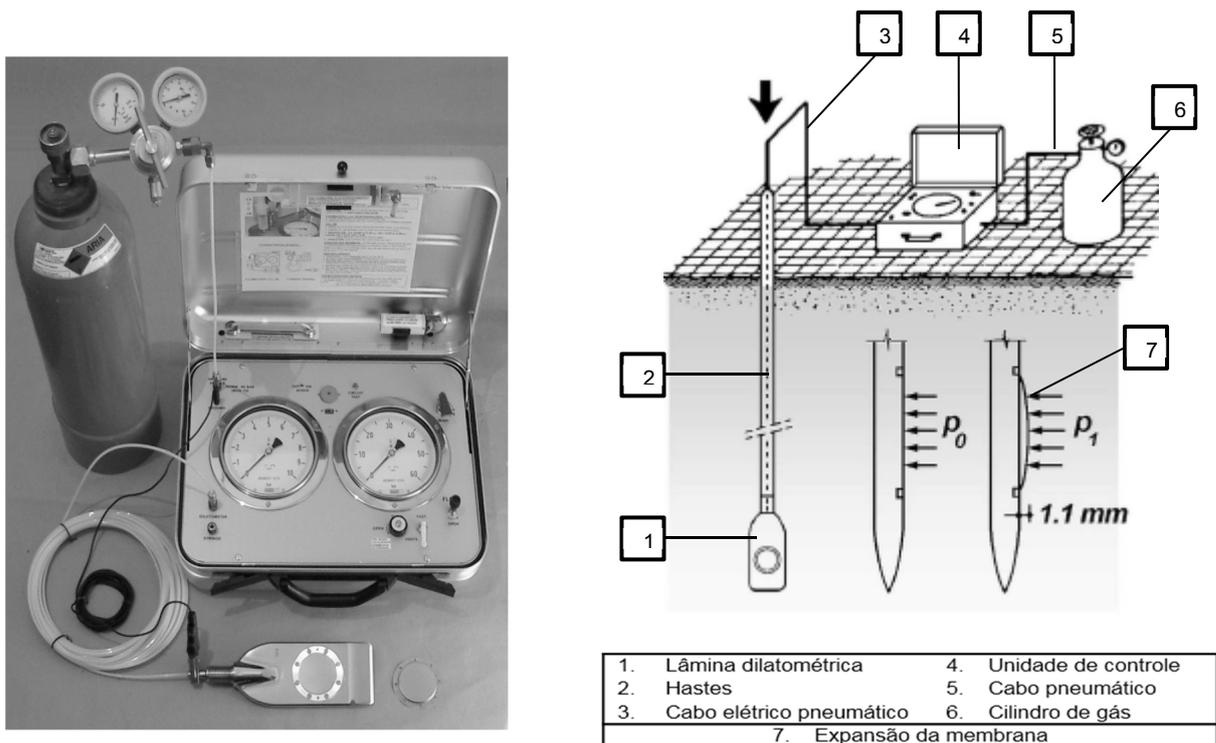


Figura 8. a).Equipamento do dilatômetro (MARCHETTI, 2014), b). Montagem e execução do ensaio DMT (TC-16, 2001).

2.6.2. Princípio de funcionamento

O princípio de funcionamento do dilatômetro de Marchetti encontra-se ilustrado na figura 9. A lâmina do dilatômetro funciona como um interruptor elétrico, tem uma base de plástico isolante que impede que o disco sensível faça contato com o corpo de aço do dilatômetro. O disco sensível está ligado com a unidade de controle e faz que seja emitida um sinal audiovisual que indica quando o circuito elétrico se encontra fechado.

O ensaio inicia com a membrana encostada no disco sensível (circuito fechado e sinal audiovisual ligado), quando o operador do dilatômetro começa a aumentar a pressão do gás, a membrana inicia seu movimento e perde contato com o disco sensível, abrindo o circuito elétrico e desligando o sinal. A interrupção do sinal indica que deve ser tomada a primeira leitura de pressão (leitura A), o aumento de pressão não é interrompido. Quando o centro da membrana é deslocado 1,1 mm, o cilindro de aço faz contato com o disco sensível, nesse momento o circuito é novamente fechado e reativado o sinal, indicando a toma de uma segunda leitura (B) de pressão.

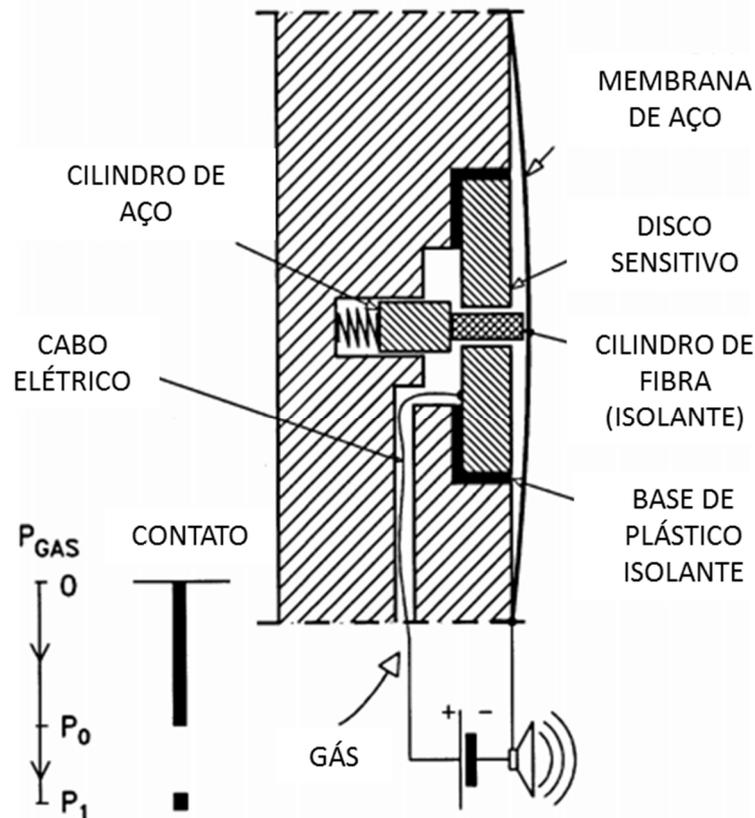


Figura 9. Princípio de funcionamento do DMT (TC16, 2001).

2.6.3. Calibração do equipamento

O dilatômetro é calibrado no início e no final do ensaio, e também quando há substituição da membrana ou da lâmina. Para tal calibração o dilatômetro é exposto ao ar e aplicada uma sucção na linha do gás de forma a obter um perfeito contato da lâmina com o disco sensível; a pressão de sucção necessária para gerar esse contato é chamada de leitura ΔA .

Depois, aplicam-se pequenos incrementos de pressão para deslocar 1,10 mm o cilindro que está no centro da lâmina e efetua-se a leitura ΔB . As leituras de calibração devem estar dentro da faixa de tolerância: entre 5 kPa e 30 kPa para ΔA e entre 5 e 80 kPa para ΔB (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

Além das leituras de calibração ΔA e ΔB é medido também, no início do ensaio, o valor do desvio de zero do manômetro e chamado de Z_m , que será usado depois na correção nas leituras de pressões do ensaio.

2.6.4. Execução do ensaio

O ensaio dilatométrico consiste na cravação de uma lâmina delgada de aço inoxidável de altíssima resistência no terreno em intervalos gerais de 20 cm. A lâmina contém uma membrana metálica muito fina de 6,0 cm de diâmetro no centro de uma de suas faces.

A lâmina é cravada no terreno usando geralmente o equipamento de penetração utilizado no ensaio de cone (CPT). A velocidade de penetração no ensaio não é padronizada, embora utiliza-se com mais frequência uma velocidade de 20 mm/s que corresponde à velocidade do sistema de cravação do cone. (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

Quando a lâmina é inserida no solo até a profundidade desejada, é usada a pressão de gás nitrogênio extra-seco para expandir a membrana no interior do solo (o gás passa através de uma mangueira no interior das hastes). A pressão necessária para que a membrana desloque e perca contato com o equipamento é medida e nomeada Leitura A, neste caso as pressões de gás e horizontais do terreno aplicadas sobre as lâminas são iguais ($P_{Gás} = P_0$).

A membrana tem um sensor que desliga uma campainha na unidade de controle quando começa a ser expandida e faz ela soar novamente quando o centro é deslocado em 1,1 mm exatos. A pressão necessária para provocar esse deslocamento da membrana de 1,1 mm é denominada Leitura B ($P_{Gás} = P_1$).

A pressão remanescente após a liberação do gás é chamada Leitura C, esta é opcional e se faz para caracterizar as condições de drenagem do solo. A figura 10 é uma representação esquemática do procedimento e da toma das leituras supracitadas.

É assumido que a relação pressão-deslocamento é linear enquanto o deslocamento é menor a 1,1m, após, é adotada a teoria da elasticidade para a interpretação do comportamento tensão-deformação do solo quando ocorre a expansão da membrana do dilatômetro, (SHEN, HAEGEMAN, PEIFFER, 2015).

A interpretação dos resultados faz possível a estimativa de parâmetros constitutivos do solo por meio de correlações semiempíricas, alguns desses parâmetros são: coeficiente de empuxo no repouso (K_0), razão de pré-adensamento (OCR), módulo de

elasticidade (E ou M), resistência ao cisalhamento não drenada de argilas (S_u) e ângulo de atrito interno das areias (ϕ').

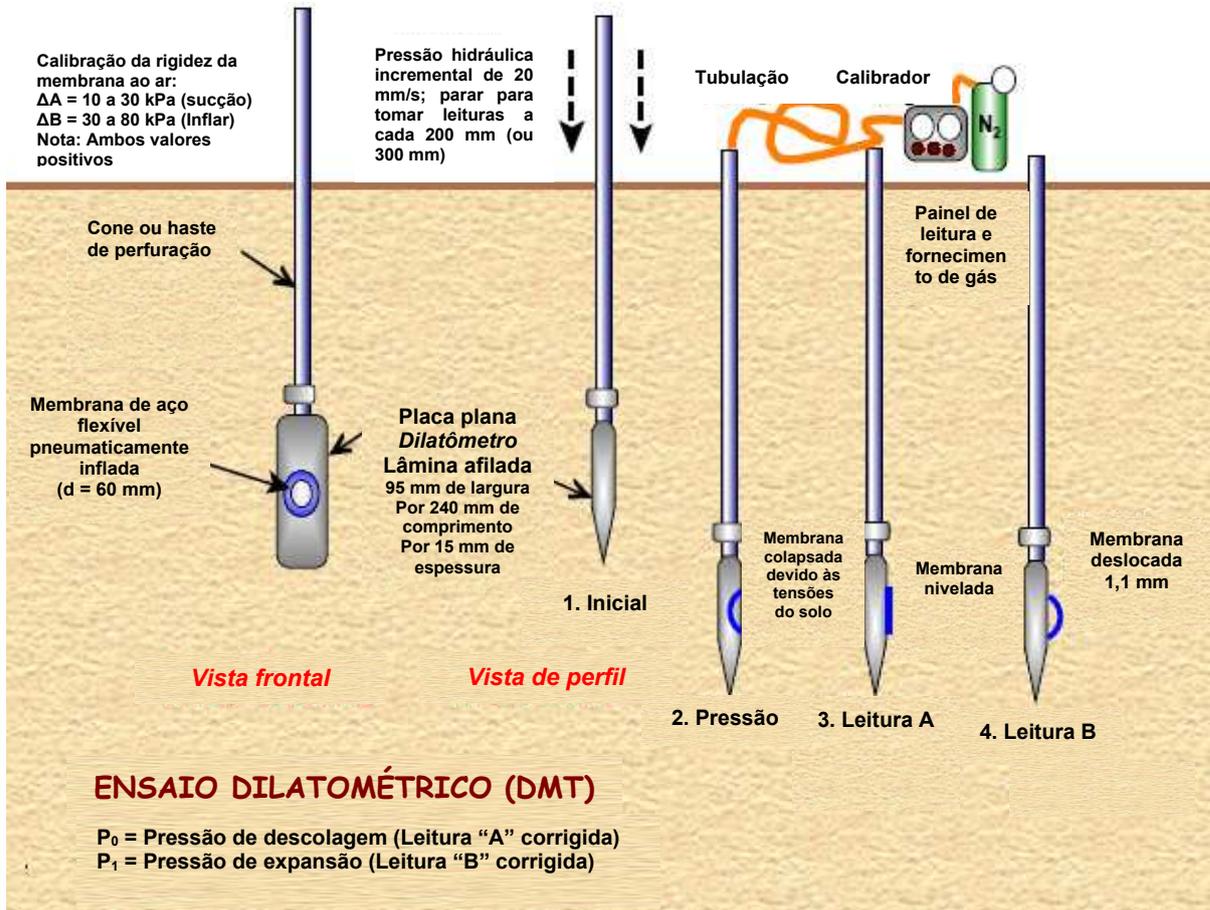


Figura 10. Sequência de medição das pressões no ensaio DMT (MAYNE *et al.*, 2001).

2.6.5. Correção dos parâmetros

Levando em conta a rigidez da membrana e as eventuais imprecisões na medição, são corrigidas as pressões A, B e C e originadas as pressões corrigidas P_0 , P_1 e P_2 .

A parte superior do disco sensitivo possui uma antena de 0,05 mm que tem como função melhorar a definição do instante em que o circuito elétrico é interrompido. Este fato que a antena esteja 0,05 mm acima do disco sensitivo deve ser levado em consideração na estimativa de P_0 (pressão de contato do solo com a face da membrana antes da ocorrência de qualquer deslocamento da membrana). A figura 11 apresenta a geometria do disco sensitivo.

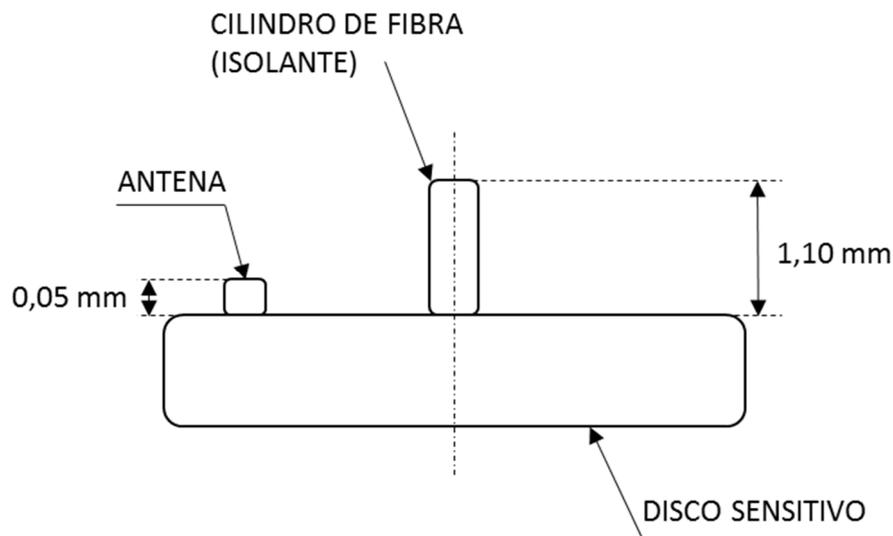


Figura 11. Dimensões verticais (acima do disco sensível) da antena e do cilindro de fibra, no instante que é tomada a leitura B (MARCHETTI E CRAPPS, 1981).

A pressão P_0 é calculada por extrapolação inversa, assumindo que existe uma relação linear entre o contato a pressão exercida pelo solo na face da membrana e o deslocamento do centro da membrana (figura 12). No instante em que é tomada a leitura (A), a pressão de contato é estimada como $A - Z_m + \Delta A$; no instante da segunda leitura (B) a pressão de contato do solo com a membrana é definida como $B - Z_m - \Delta B$, assim, a pressão P_0 é determinada por extrapolação inversa, como apresentado na figura 12, e estimada através da seguinte equação:

$$P_0 = (A - Z_m + \Delta A) - \frac{5}{105} \cdot [(B - Z_m - \Delta B) - (A - Z_m + \Delta A)] \quad [4]$$

Ou

$$P_0 = 1,05(A - Z_m - \Delta A) - 0,05(B - Z_m - \Delta B) \quad [5]$$

As leituras de pressão P_1 e P_2 são corrigidas levando em consideração unicamente a leitura de calibração ΔB e o desvio de zero do manômetro, Z_m .

$$P_1 = B - Z_m - \Delta B \quad [6]$$

$$P_2 = C - Z_m - \Delta B \quad [7]$$

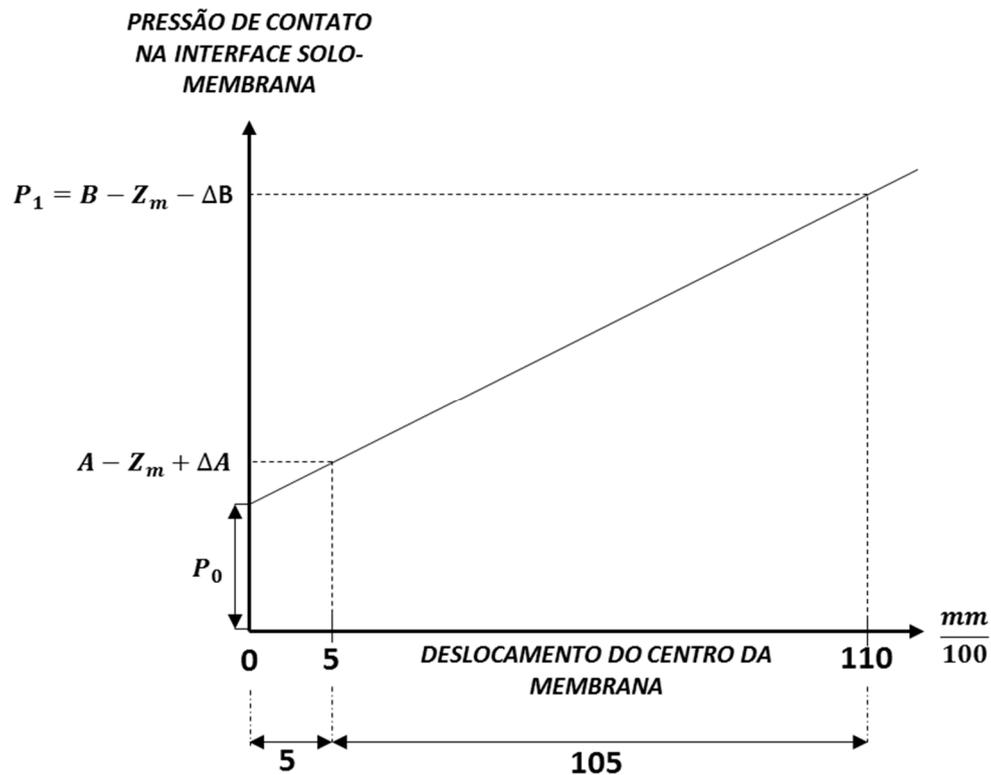


Figura 12. Extrapolação linear para estimativa de P_0 (pressão de contato quando o deslocamento é zero) (MARCHETTI E CRAPPS, 1981).

Considera-se que a pressão P_0 é correlacionável à tensão horizontal in situ, a diferença entre P_1 e P_0 associa-se ao módulo de Young e a pressão P_2 ao excesso de poropressão devido à cravação da lâmina (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

2.6.6. Parâmetros Dilatométricos

Marchetti definiu três índices básicos que são adotados na interpretação do ensaio, estes são determinados a partir dos valores de P_0 e P_1 .

2.6.6.1. Módulo dilatométrico (E_D)

A diferença entre as pressões P_1 e P_0 é utilizada na determinação do módulo dilatométrico do solo. Assume-se que o solo ao redor do dilatômetro está formado por

dois semiespaços elásticos e que a lâmina está no plano de simetria. A expansão da membrana é modelada então como o carregamento flexível de uma área circular. A solução matemática é definida como:

$$\delta(r) = \frac{4}{\pi} \left(\frac{1 - \nu^2}{E} \right) (P_1 - P_0) r_a \sqrt{1 - \left(\frac{r}{r_a} \right)^2} \quad [8]$$

Em que:

$\delta(r)$: deslocamento radial do centro da membrana

r : raio do ponto de interesse

r_a : raio da área carregada

E : módulo de Young do solo

ν : coeficiente de Poisson do solo

$E/(1 - \nu^2)$ é definido como o módulo dilatométrico do solo; então, para os valores de $r_a=30$ mm; $r=0$ mm e $\delta(r)=1,1$ mm (correspondentes às medidas da membrana e o seu deslocamento) é obtido:

$$E_D = 34,7(P_1 - P_0) \quad [9]$$

O parâmetro não deve ser confundido com um módulo de deformação ou com o módulo de Young.

2.6.6.2. Índice do material (I_D)

O índice do material é utilizado como um indicador do tipo de solo. É definido como a razão entre $(P_1 - P_0)$ e a tensão horizontal efetiva $(P_0 - u)$, sendo u_0 a pressão hidrostática no solo:

$$I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - u} \quad [10]$$

2.6.6.3. Índice de tensão horizontal (K_D)

Define-se de forma análoga ao coeficiente de empuxo em repouso (K_0). É proporcional à tensão horizontal *in situ* e também a outras propriedades do solo (SCHNAID E ODEBRECHT, 2002).

$$K_D = \frac{P_1 - u}{\sigma'_{v0}} \quad [11]$$

A tabela 2 apresenta as etapas de execução do ensaio dilatométrico.

Tabela 2. Etapas do ensaio dilatométrico (SCHNAID E ODEBRECHT, 2012).

a) Leituras de calibração	ΔA	• Primeira leitura de calibração
	ΔB	• Segunda leitura de calibração
	Z_m	• Leitura de desvio de zero do manômetro
b) Leituras de ensaio	A	• Primeira leitura do ensaio
	B	• Segunda leitura do ensaio
	C	• Leitura opcional
c) Correção das leituras	P_0	• Correção da primeira leitura do ensaio
	P_1	• Correção da segunda leitura do ensaio
d) Determinação dos parâmetros intermediários	I_D	• Índice de material
	K_D	• Índice de tensão horizontal
	E_D	• Módulo dilatométrico
e) Cálculo de parâmetros de interpretação	OCR	• Razão de sobreadensamento
	S_u	• Resistência não drenada
	ϕ'	• Ângulo de atrito interno do solo
	C_h	• Coeficiente de adensamento horizontal
	K_h	• Coeficiente de permeabilidade
	γ	• Peso específico
	M	• Módulo oedométrico
K_0	• Coeficiente de empuxo horizontal	

2.6.7. Apresentação de resultados

O formato gráfico recomendado da saída de resultados do ensaio DMT é o mostrado na Figura 13, onde são apresentados quatro perfis dos parâmetros mais significativos obtidos, I_D , M, S_u e K_D . Além disso, se recomenda que os diagramas sejam apresentados em conjunto para que sua simultaneidade sirva como uma visão geral do que ocorre no solo. (TC16, 2001).

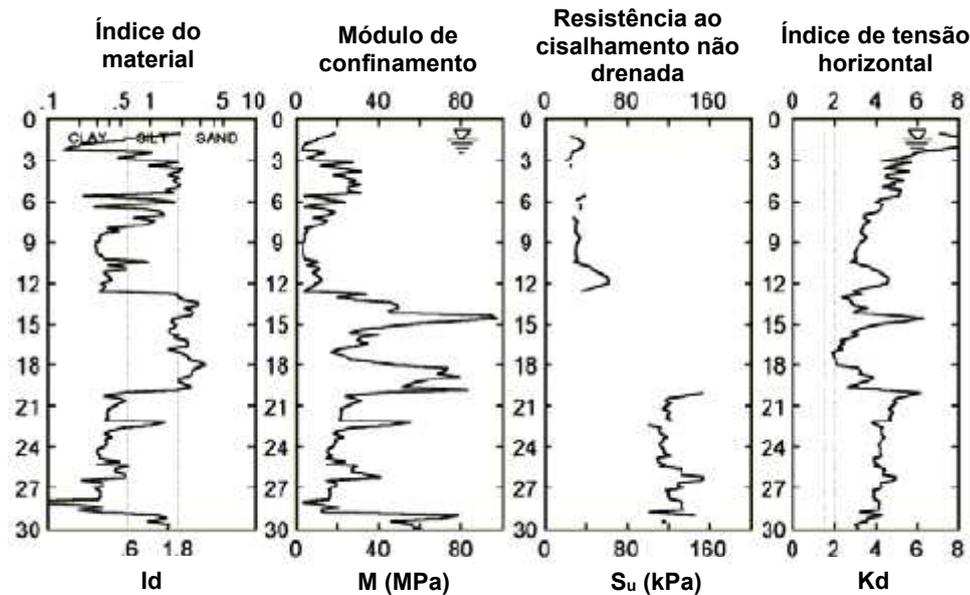


Figura 13. Apresentação recomendada dos resultados DMT (MARCHETTI, 2015).

2.6.8. Correlações

Foram estabelecidas por Marchetti (1980) um conjunto de correlações semiempíricas entre os índices dilatométricos (I_D , K_D , E_D) e as principais propriedades do solo como a razão de pré-adensamento (OCR), o coeficiente de empuxo em repouso (K_0), o módulo de deformabilidade (M ou E) e a resistência ao cisalhamento do solo. Na tabela 3 se apresenta o resumo das correlações existentes.

Tabela 3. Correlações aplicadas no ensaio dilatométrico (LUTENEGGER, 1988).

Parâmetros geotécnicos	Índices do dilatômetro	Referência
S_u (argilas)	I_D , K_D	Marchetti (1980)
ϕ' (areias)	I_D , K_D , força de cravação ou q_c adjacente	Schmertmann (1982), Marchetti (1975)
K_0 (argilas)	I_D , K_D	Marchetti (1980)
K_0 (areias)	K_D , força de cravação	Schmertmann (1982)
OCR (argilas)	I_D , K_D	Marchetti (1980)
OCR (areias)	K_D , força de cravação	Baldi <i>et al.</i> (1988)
Módulo	I_D , E_D	Marchetti (1980), Baldi (1988), Robertson, Campanella e Gillespie (1988)

2.6.9. Aplicações do ensaio e parâmetros geotécnicos

A partir dos parâmetros I_D , K_D e E_D (assim como foi mostrado na tabela 3) podem ser estimados diferentes parâmetros geotécnicos clássicos de resistência, deformabilidade e histórico de tensões. Além do cálculo dos parâmetros geotécnicos, o ensaio DMT tem outras aplicações de interesse na geotécnica, na seguinte lista serão apresentadas:

- Previsão de recalques;
- Módulo de confinamento M ;
- Resistência ao cisalhamento não drenada;
- Classificação do solo (areia, silte, argila);
- Controle de compactação;
- Detecção de superfícies de ruptura em taludes;
- Curvas P-y para estacas carregadas lateralmente;
- Potencial de liquefação de areias;
- Coeficiente de consolidação e permeabilidade;
- Ângulo de atrito interno ϕ em areias;
- OCR e K_0 em argilas.

2.6.9.1. Parâmetro de deformação M_{DMT}

O parâmetro de rigidez mais importante obtido do ensaio DMT para a análise de recalques é o módulo M (frequentemente definido como M_{DMT}), é o mesmo $E_{edo} = 1/m_v$ obtido no ensaio edométrico. O módulo M corresponde ao módulo vertical drenado que é tangente à pressão de confinamento σ'_{v0} do ensaio.

O módulo edométrico M é obtido aplicando ao módulo dilatométrico E_D (determinado pela teoria da elasticidade), um fator de correção R_M :

$$M_{DMT} = R_M * E_D \quad [12]$$

TC16 (2001) indica algumas razões pelas quais é necessário aplicar o fator de correção R_M ao E_D :

- E_D é obtido da aplicação do carregamento no solo deformado já pela penetração da lâmina.
- A direção do carregamento é horizontal enquanto que o módulo M é vertical.
- E_D não tem informação sobre o histórico de tensões, enquanto K_D sim reflete em certa medida esse comportamento.
- No caso das argilas, E_D é derivado de uma expansão não drenada, enquanto M é um módulo drenado.

Marchetti (1980), verificou que o fator R_M não é constante, encontra-se em função de I_D e K_D e seu valor oscila entre um e três. O valor de R_M aumenta com K_D , já o índice do material I_D tem uma influência menor sobre o R_M . A experiência tem mostrado que o M_{DMT} varia na maior parte dos locais, no intervalo entre 0,4 MPa a 400 Mpa. A tabela 4 apresenta os equacionamentos correspondentes a R_M .

Tabela 4. Determinação de R_M (MARCHETTI, 1980).

$I_D \leq 0,6$	$R_M = 0,14 + 2,36 \log K_D$	[13]
Se $I_D \geq 3$	$R_M = 0,5 + 2 \log K_D$	[14]
Se $0,6 < I_D < 3$	$R_M = R_{M,0} + (2,5 - R_{M,0}) \log K_D$	[15]
	$R_{M,0} = 0,14 + 0,15(I_D - 0,6)$	[16]
Se $K_D > 10$	$R_M = 0,32 + 2,18 \log K_D$	[17]
Se $R_M < 0,85$	$R_M = 0,85$	[18]

2.6.9.2. Módulo de Young, E

Marchetti (1980) define a razão $E/(1 - \nu^2)$ como o módulo dilatométrico do solo E_D . Assim, o módulo de Young, E , pode ser obtido através da seguinte expressão:

$$E = E_D \cdot (1 - \nu^2) \quad [19]$$

Alguns autores como Robertson *et al.* (1988), Campanella *et al.* (1985) e Baldi *et al.* (1986) sugerem uma proporcionalidade entre o módulo de elasticidade secante, a 25% da tensão de ruptura, E_{25} , o módulo tangente inicial, E_i , e o módulo dilatométrico E_D :

$$E = F * E_D \quad [20]$$

Os fatores F são mostrados na tabela 5.

Tabela 5. Valores do fator de conversão F (LUTENEGGER, 1988).

Tipo de solo	Módulo	F	Referência
Coesivo	E_i	10	Robertson <i>et al.</i> (1988)
Arenoso	E_i	2	Robertson <i>et al.</i> (1988)
Arenoso	E_{25}	1	Campanella <i>et al.</i> (1985)
Arenoso NA (Normalmente adensado)	E_{25}	0,85	Baldi <i>et al.</i> (1986)
Arenoso PA (Pré-adensado)	E_{25}	3,5	Baldi <i>et al.</i> (1986)

O módulo de Young do solo, pode ser determinado também a partir do parâmetro de deformação M_{DMT} , utilizando a equação da teoria da elasticidade (TC16, 2001):

$$E = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \cdot M \quad [21]$$

Para um solo com coeficiente de Poisson $\nu = 0,25 - 0,3$ o módulo de Young pode ser obtido da seguinte expressão:

$$E \approx 0,8 \cdot M_{DMT} \quad [22]$$

2.6.9.3. Módulo de cisalhamento, G_0

O módulo de cisalhamento pode ser obtido através da teoria da elasticidade por meio da seguinte equação:

$$G_0 = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad [23]$$

Muitos pesquisadores têm proposto correlações para a estimativa do G_0 a partir do ensaio DMT.

- Método de Hryciw (1990)

O método é aplicado em solos coesivos como não coesivos. Está baseado em estudos realizados em 9 locais na Itália, Noruega, Canadá e Estados Unidos, em solos arenosos, siltosos e argilosos. O módulo cisalhante é obtido através da seguinte expressão:

$$G_0 = \frac{530}{\left(\frac{\sigma'_v}{p_a}\right)^{0,25}} \cdot \frac{\gamma_d - 1}{2,7 - \frac{\gamma_d}{\gamma_w}} \cdot K_0^{0,25} \cdot (\sigma'_v \cdot p_a)^{0,5} \quad [24]$$

Em que:

σ'_v = tensão vertical efetiva

p_a = pressão atmosférica = 1 bar

γ_d = peso específico seco do solo

γ_w = peso específico da água

K_0 = coeficiente de empuxo no repouso

- Método de Tanaka *et al.* (1994)

O método apresenta uma correlação entre o módulo de cisalhamento máximo e o módulo dilatométrico E_D . O método está baseado em resultados de módulo cisalhante máximo, G_{sc} , obtidos de ensaios de Cone sísmico, realizados em quatro locais, com solos argilosos (normalmente adensados), conforme apresentado na figura 14. As argilas estudadas apresentaram um índice de tensão horizontal $K_D \approx 2$.

$$G_0 = 7,5 \cdot E_D \quad [25]$$

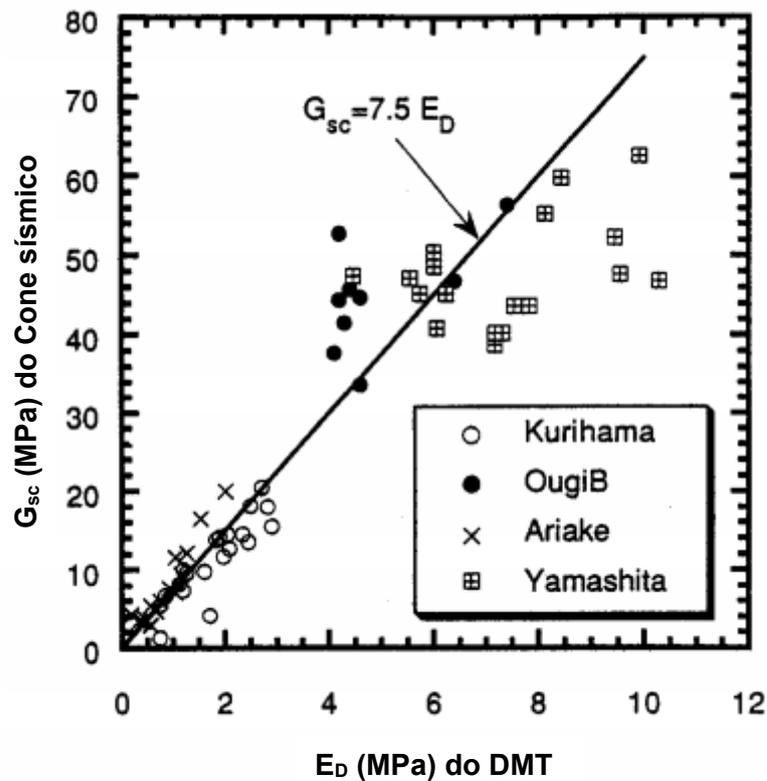


Figura 14. Correlação do G_{sc} (G_0) obtido do ensaio de cone sísmico e E_D do ensaio Dilatométrico para argilas (TANAKA *et al.*, 1994; TANAKA E TANAKA, 1998).

2.6.9.4. Classificação dos solos

Marchetti e Crapps (1981) produziram um gráfico (figura 15) que serve para indicar o tipo de solo e a estimativa do peso específico relativo. O gráfico baseia-se no índice do material I_D e no módulo dilatométrico E_D .

Classificação do solo e estimativa de γ'/γ'_w

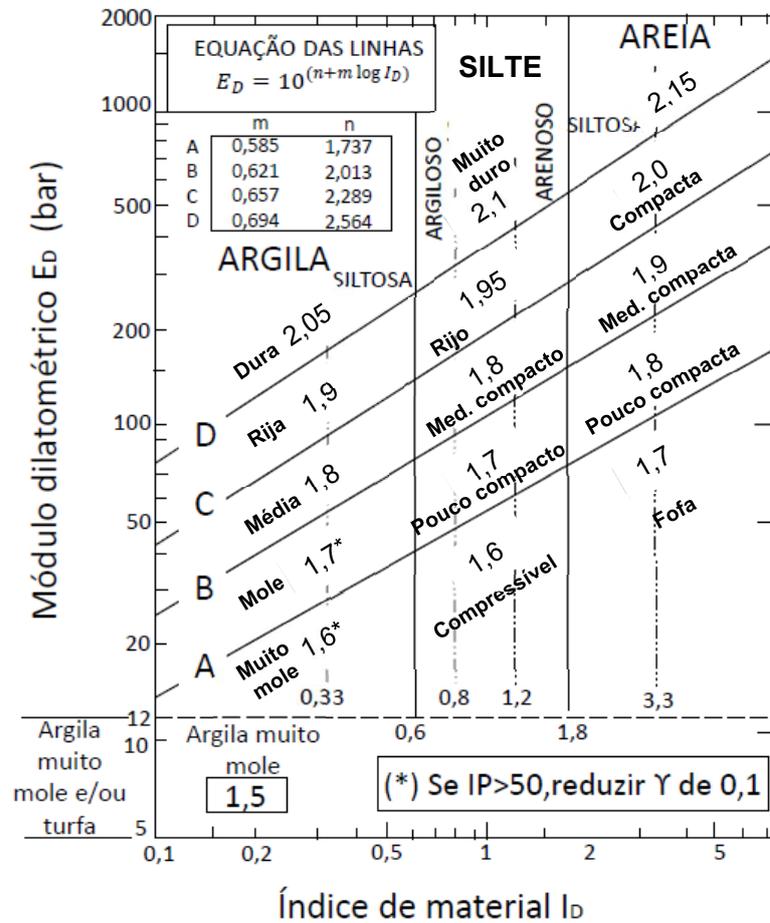


Figura 15. Classificação de solos (MARCHETTI E CRAPPS, 1981).

2.6.9.5. Razão de pré-adensamento

A razão de pré-adensamento é a que controla a magnitude das deformações do solo no carregamento. Define-se como a razão entre a tensão efetiva máxima à que o solo foi submetido e a tensão efetiva atual.

- *OCR em argilas*

Foi proposta por Marchetti (1980) uma correlação empírica entre a razão de pré-adensamento (OCR) e o índice de tensão horizontal (K_D) para as argilas não cimentadas; a equação é expressa da seguinte maneira:

$$OCR = (0,5K_D)^{1,56} \quad [26]$$

A expressão foi obtida por meio experimental por Marchetti (1980), e confirmada por Kamei e Wasaki (1995). Além disso, foi reconfirmada teoricamente por Finno (1993) e Yu (2004) fazendo que seu uso seja agora confiável (figura 16).

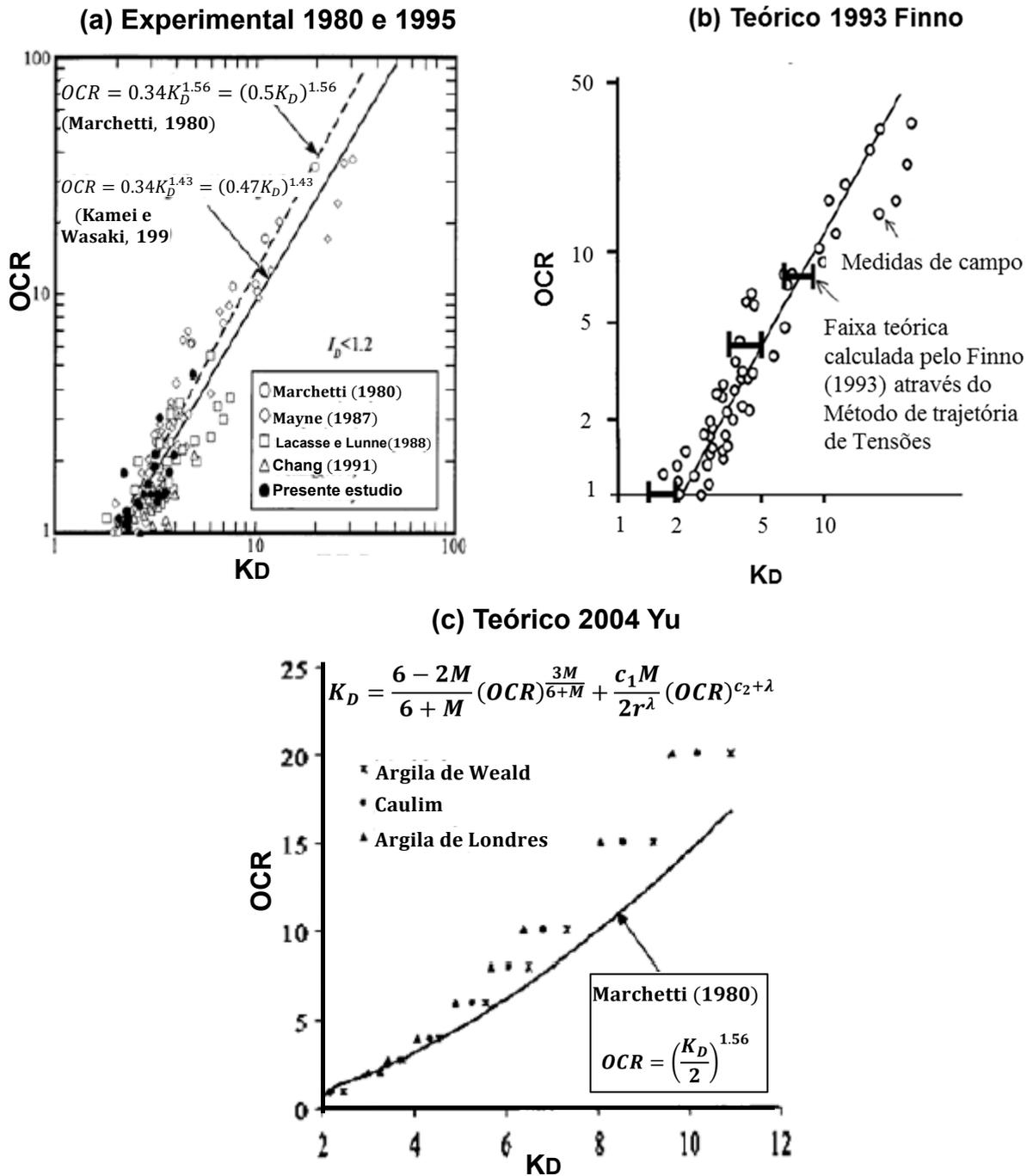


Figura 16. Correlação entre o OCR e KD em argilas. (a) Experimental (MARCHETTI, 1980 e KAMIE E IWASAKI, 1995) (b) Teórica por Finno (1993) (c) Teórica por Yu (2004). Apud Marchetti (2015).

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), a expressão [26] é válida somente em solos com I_D entre 0,2 e 2,0 pertencentes a depósitos que sofreram remoção mecânica de camadas. Marchetti e Crapps (1981) estenderam a abordagem original, abarcando todo tipo de solos:

$$1,2 < I_D < 2,0 \quad OCR = (0,67K_D)^{1,91} \quad [27]$$

$$I_D > 2,0 \quad OCR = (mK_D)^n \quad [28]$$

Em que:

$$m = 0,5 + 0,17P \quad [29]$$

$$n = 1,56 + 0,35P \quad [30]$$

$$P = (I_D - 1,2)/0,8 \quad [31]$$

- *OCR em areias*

Em contraste ao comportamento das argilas, em areias o cálculo do OCR é muito mais difícil, o K_D só não é suficiente para a sua estimativa (DEVINCENZI E MARCHETTI, 2002). Uma maneira de obter o OCR em areias é através do coeficiente α , definido como:

$$\alpha = \frac{M_{DMT}}{q_c} \quad [32]$$

Em que:

M: módulo confinado determinado a partir de E_D no ensaio DMT

q_c : Resistência da ponta obtida do ensaio CPT

Pode-se ver que a estimativa do OCR em areias precisa dos parâmetros K_D obtido no ensaio DMT e q_c do ensaio CPT, nem o DMT ou CPT sozinhos são suficientes.

A razão α para areias/siltos NA (normalmente adensados) está entre os valores 5 e 10 e para areias/siltos SA (Sobre adensados) entre 12 e 24.

A razão α , apresenta diferentes faixas de variação para areias normalmente adensadas (NA) ou sobre-adensadas (SA). Na tabela 6 são apresentados os intervalos de variação da razão M_{DMT}/q_c fornecidos por diferentes autores.

Tabela 6. Intervalos de variação de M_{DMT}/q_c (GOMES, 2007).

Autores	M_{DMT} / q_c	
	Areias NA	Areias SA
Jendeby (1992)	7 - 10	12 - 24
Jamilkowski (1995)	3 - 8	10 - 20
Baldi <i>et al.</i> (1986)	4 - 7	12 -16

Utilizando os resultados de um estudo experimental no site de pesquisa em Treport-Veneza um aterro experimental foi construído, e quatro anos depois foi removido, permitindo calcular valores de OCR em cada profundidade (simplesmente usando a definição de OCR). Utilizando os valores de M_{DMT} e q_c nas camadas de areia, foi possível construir um diagrama OCR vs M_{DMT} / q_c . Esse diagrama é preferido atualmente para o cálculo de OCR em areias. A figura 17 apresenta o diagrama.

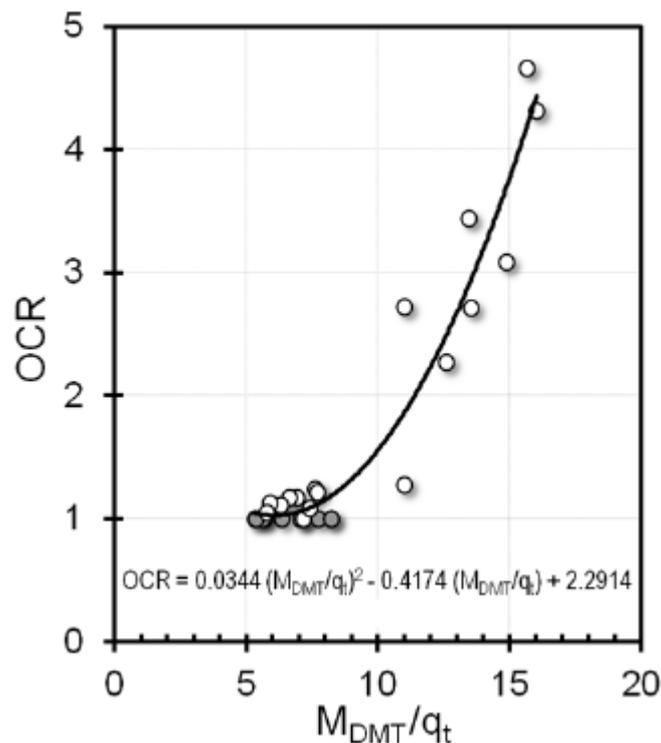


Figura 17. Correlação $OCR=f(M_{DMT}/Q_c)$. (MÔNACO *et al.*, 2014). Fonte: Marchetti, 2015.

2.6.9.6. Coeficiente de empuxo no repouso

O dilatômetro foi concebido principalmente para medir o coeficiente de empuxo no repouso (K_0). As correlações foram desenvolvidas inicialmente para argilas e adaptadas posteriormente para solos arenosos.

- *K_0 em argilas*

Foi proposta por Marchetti (1980) uma relação empírica para argilas não cimentadas por meio de uma expressão que utiliza o índice de tensão horizontal (K_D):

$$K_0 = \left(\frac{K_D}{1,5} \right)^{0,47} - 0,6 \quad [33]$$

Jamiolkowski *et al.* (1988) recomenda que o uso da equação seja só para solos de consistência mole a medianamente rija e que tenham apresentado valores de I_D menores a 1,2.

- *K_0 em areias*

O K_0 nas areias pode ser obtido por meio de três maneiras baseadas numa abordagem de múltiplos parâmetros, ou seja, com uma utilização combinada de DMT e CPT. Esta dependência foi indicada por Schmertmann (1982 e 1983). Os três métodos desenvolvidos para o fornecimento de K_0 , são expostos a continuação:

- Gráfico de Marchetti

A correlação proposta por Marchetti (1980) para argilas prevê uma estimativa aproximada de K_0 , como função unicamente de K_D . Em areias não é possível fazer uma correlação deste tipo, porque a correlação K_0 - K_D é ao mesmo tempo dependente do ângulo de atrito ϕ (MARCHETTI, 2015).

Schmertmann (1982, 1983) notou esta dependência e baseado em resultados obtidos em câmaras de calibração, substituiu a correlação K_0 - K_D por uma dependente também de ϕ :

$$K_0 = \frac{40 + 23K_D - 86K_D(1 - \text{sen}\phi'_{ax}) + 152(1 - \text{sen}\phi'_{ax}) - 717(1 - \text{sen}\phi'_{ax})^2}{192 - 717(1 - \text{sen}\phi'_{ax})} \quad [34]$$

Em que:

ϕ'_{ax} = ângulo de atrito obtido através de ensaios de compressão triaxial

A equação fornece o valor de K_0 quando ϕ é conhecido, sendo este um inconveniente, por ser geralmente ϕ um valor desconhecido também. Schmertmann (1983) sugeriu, baseado na teoria de Durgunoglu e Mitchell (1975), complementar K_D do DMT com uma informação adicional: a resistência de ponta q_c , obtida do ensaio CPT. Assim, conhecendo os parâmetros q_c e K_D , K_0 e ϕ podem ser determinados simultaneamente, através de um sistema de duas equações e duas incógnitas:

$$K_D = f_1(K_0, \phi) \quad [35]$$

$$q_c = f_2(K_0, \phi) \text{ (Teoria de D\&M)} \quad [36]$$

Com o fim de simplificar o procedimento de cálculo iterativo na solução do sistema de equações, Marchetti (1985) forneceu um gráfico (figura 18), em que a variável ϕ é eliminada do sistema de equações. A figura 18 prevê K_0 , uma vez que q_c e K_D são conhecidos.

- Equações de Baldi

Baldi *et al.* (1986), a partir dos trabalhos de Schmertmann e as modificações de Marchetti, enriqueceu o quadro K_0 - q_c - K_D , e utilizando os resultados de 42 ensaios em câmara de calibração, converteu o gráfico em equações algébricas simples:

$$K_0 = 0,376 + 0,095K_D - 0,0017(q_c/\sigma'_{v0}) \quad [37]$$

$$K_0 = 0,376 + 0,095K_D - 0,0046(q_c/\sigma'_{v0}) \quad [38]$$

As equações devem ser usadas segundo o tipo de depósito de areia, se é de areias envelhecidas, deve ser usada a expressão [38], mas se é um depósito recente de areias, será usada a [37]. Esta escolha é subjetiva, mas pode-se basear no valor de K_D , por exemplo, se assume que o depósito é recente se K_D está entre 1 e 2, ou de areias envelhecidas quando K_D está entre 5 e 6.

No entanto, nenhum estudo específico foi realizado sobre esta possibilidade. Portanto alguma subjetividade permanece sobre o valor a ser adotado para o último coeficiente.

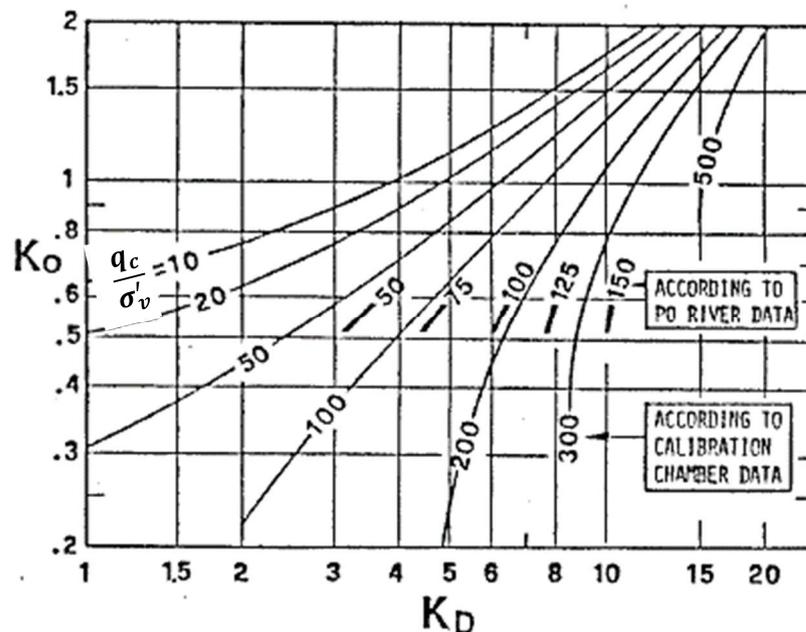


Figura 18. Avaliação de $K_0=f(K_D, q_c/\sigma'_v)$ Marchetti (1985).

- Equação de Schmidt

A última maneira proposta para estimar o K_0 nas argilas depende da razão de pré-adensamento OCR. A razão de pré-adensamento é obtida da figura 17.

$$K_0 = K_{0,nc} OCR^m \quad [39]$$

Com m variando entre 0,4 e 0,5.

- Experiência em solo Brasileiro

A equação [33] proposta por Marchetti (1980) para o cálculo do K_0 em argilas, assim como as [37] e [38] propostas por Baldi *et al.* (1986) para areias, foram testadas em solo Brasileiro, no Campo Experimental da UNESP – São Paulo, por Giacheti *et al.* (2006) e comparados os resultados com os dados de K_0 obtidos em ensaios pressiométricos. Foi observada semelhança nos resultados fornecidos pelos dois tipos de ensaios aumentando proporcionalmente com a profundidade a partir dos 1,5 m. Na figura 19 é apresentada a comparação feita.

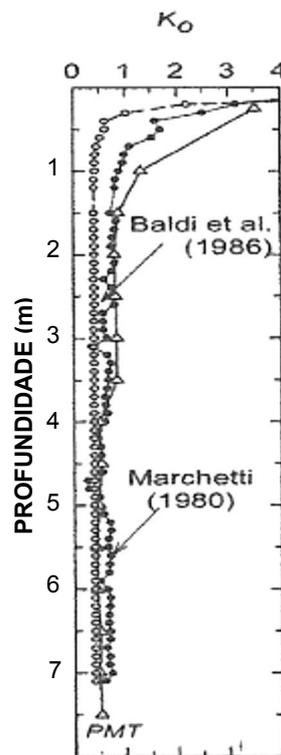


Figura 19. Comparação do K_0 do DMT e K_0 do PMT – CE da UNESP – SP (GIACHETI *et al.*, 2006).

2.6.9.7. Resistência ao cisalhamento não drenada

A correlação original de Marchetti (1980) para o cálculo de OCR em argilas (citada na equação 26) foi obtida experimentalmente mediante a interpolação de uma linha através dos pontos de dados de KD-OCR então disponíveis, e reconfirmada

experimentalmente anos depois por Kamey e Iwasaki (1995) e teoricamente por Finno (1993) e Yu (2004), conforme mostrado na figura 16.

Então, como a estimativa do OCR a partir de K_D é válida, pode ser feita também uma estimativa de S_u (LADD *et al.*, 1977):

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}}\right)_{PA} = \left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}}\right)_{NA} OCR^m \quad [40]$$

Tomando como valor médio $m=0,8$ (LADD *et al.*, 1977) e $(S_u/\sigma'_{v0})_{NA}=0,22$ (Mesri, 1975) obtém-se a seguinte equação:

$$S_u = 0,22\sigma'_{v0}(0,5K_D)^{1,25} \quad [41]$$

2.6.9.8. Ângulo de atrito interno do solo

Existem dois métodos na determinação do ângulo de atrito interno das areias:

- Equação de Marchetti e Crapps (1981)

A primeira estimativa do ângulo de atrito efetivo para areias foi proposta por Marchetti e Crapps (1981). A expressão proposta está em função do índice do material I_D e do módulo dilatométrico E_D . O método é válido unicamente para solos com $I_D > 1,2$.

$$\phi' = 25 + 0,19 \cdot \sqrt{I_D \cdot R_C - 100} \quad [42]$$

Se $\sigma'_v < 50 \text{ kPa}$ e $R > 500$

$$R_C = 500 + \frac{R - 500}{1 + \frac{R - 500}{1500}} \quad [43]$$

Se $R \leq 500$ ou $\sigma'_v \geq 50 \text{ kPa}$

$$R_C = R \quad [44]$$

Em que:

$$R = \frac{E_D}{\sigma'_v} \quad [45]$$

- Método Gráfico

O ângulo de atrito pode ser determinado através de um processo iterativo em base ao sistema de equações (expressões [35] e [36]) estabelecidos por Schmertmann (1983), recorrendo novamente aos ensaios DMT e CPT conjuntamente. Para iniciar o processo iterativo, é assumido um valor de ϕ ; conhecendo já o valor de K_D , e com o valor teste de ϕ , é determinado através da correlação $K_D = f_1(K_0, \phi)$ o coeficiente de empuxo no repouso K_0 . Assim, uma vez definido K_0 , e aplicando a segunda equação do sistema ($q_c = f_2(K_0, \phi)$), é estimado o ângulo ϕ , se esse valor ϕ estimado não coincide com o valor teste assumido inicialmente, deve ser assumido um novo valor de ϕ e repetida a sequência. O ciclo é parado uma vez que os dois valores de ϕ (assumido e estimado) coincidam. Por ser um sistema de equações complexo, o processo é geralmente realizado em computador.

Para simplificar os cálculos, Marchetti (1985) elaborou um gráfico (figura 20) que permite obter rapidamente ϕ em função da relação q_c/σ'_{v0} e o coeficiente de empuxo no repouso K_0 . Para o cálculo do atrito é necessário estimar independentemente K_0 e utilizar depois o ábaco. É preciso ressaltar que os erros no cálculo de K_0 não tem efeito significativo na determinação de ϕ .

- Equação de Marchetti (1997)

Marchetti (1997) apresentou uma maneira alternativa de estimar ϕ' a partir de K_D utilizando a seguinte equação:

$$\phi'_{DMT} = 28^\circ + 14,6 \cdot \log(K_D) - 2,1^\circ \cdot [\log(K_D)]^2 \quad [46]$$

Apenas no ano de 2015 foi fornecido um estudo de confiabilidade da equação [46]. Mayne (2015) fez um procedimento de validação da equação mediante medição de

atrito sobre amostras indeformadas de areias limpas, obtidas com métodos de perfuração especiais (MARCHETTI, 2015). A figura 21 apresenta a comparação feita.

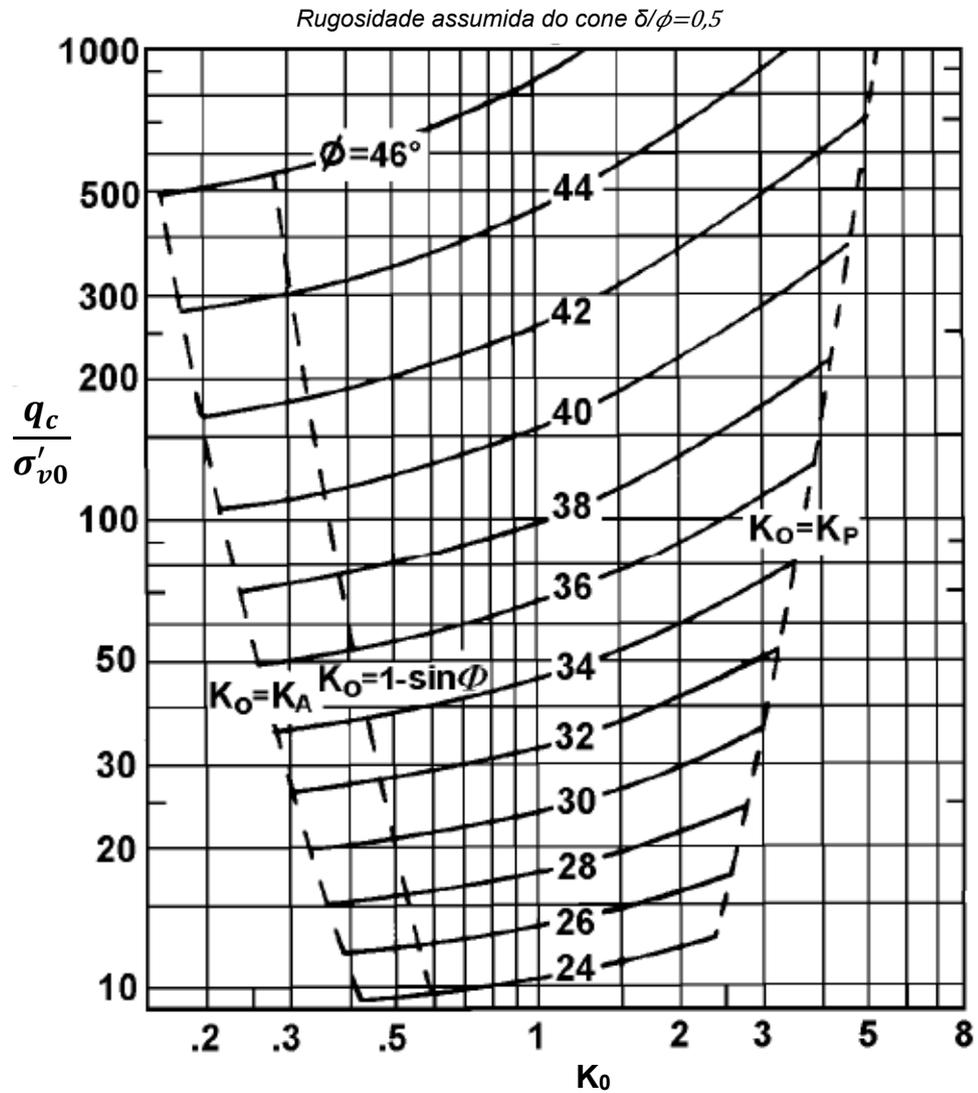


Figura 20. Determinação do ângulo de atrito com base em K_D (MARCHETTI, 1985).

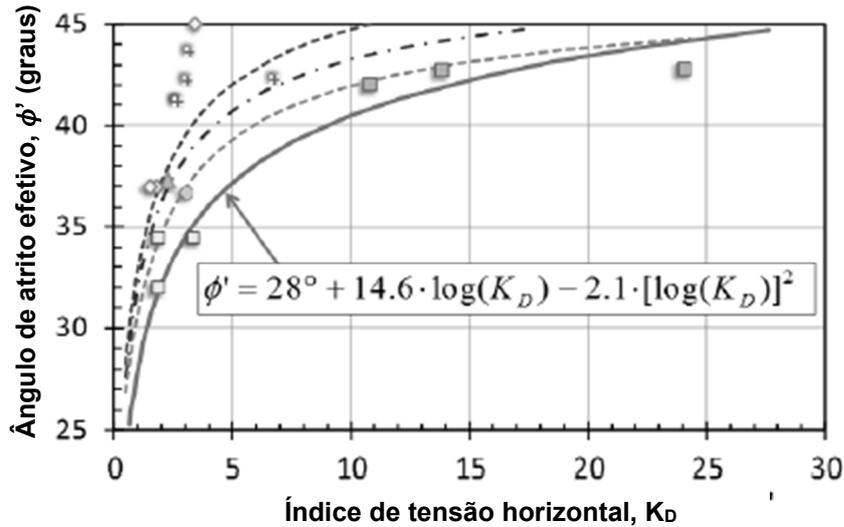


Figura 21. Ângulo de atrito ϕ' em areias de ensaios de compressão triaxial em comparação com expressões K_D obtidas por Marchetti (1997) (MAYNE, 2015).

2.6.9.9. Coesão efetiva

Cruz *et al.* (2004) estabeleceu algumas correlações baseadas nos ensaios DMT e CPT para obter o valor do intercepto coesivo c' , pelo critério de Mohr Coulomb, em solos residuais cimentados da região norte de Portugal. A pesquisa foi realizada em cinco locais diferentes próximos à cidade de Porto, os solos dos campos experimentais correspondem a siltes arenosos, com porcentagens de finos na faixa de 15% a 35%.

A determinação do intercepto coesivo foi feita com base em ensaios triaxiais. A avaliação dos efeitos da cimentação esteve baseada nos resultados de ensaios DMT, a partir do índice de tensão horizontal K_D , e nos resultados conjuntos de DMT + CPT a partir da relação M/q_c . Os resultados obtidos foram comparados com os interceptos coesivos c' , obtidos de ensaios triaxiais.

As comparações feitas por Cruz *et al.* (2004) entre c' e K_D e c' e M/q_c são apresentadas nas figuras 22 e 23, a convergência de c' com M/q_c é claramente maior que com K_D . A coesão efetiva é definida como função da tensão horizontal efetiva e da relação M/q_c através das seguintes expressões:

$$c' = 2,179 \cdot e^{0,1775 \cdot K_D} \quad [47]$$

$$c' = 1,6967 \cdot \frac{M}{q_c} - 10,794 \quad [48]$$

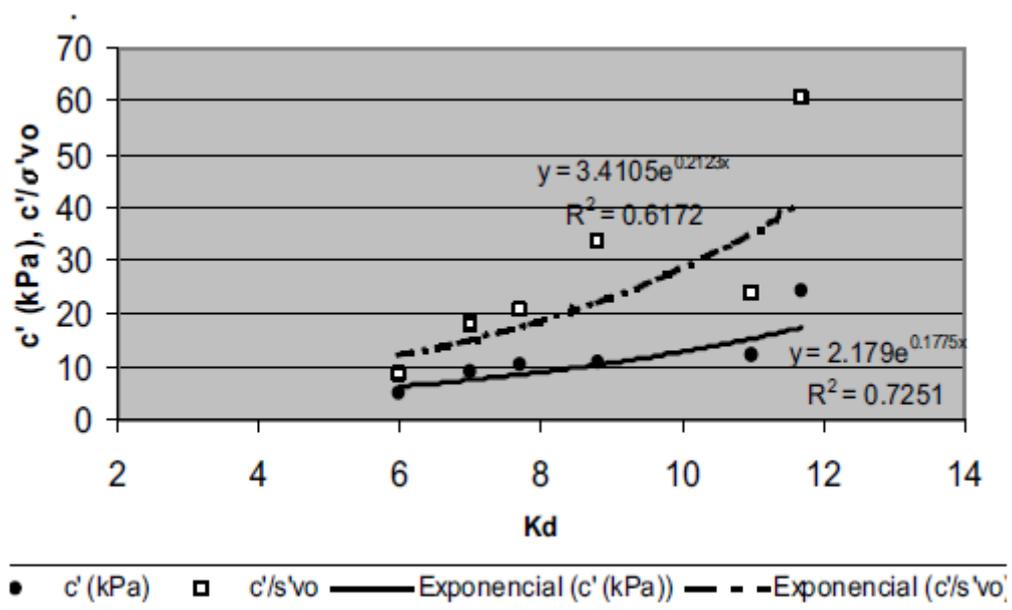


Figura 22. Correlações entre c' e $100 \cdot c'/\sigma'_{vo}$ com K_D (CRUZ *et al.*, 2004).

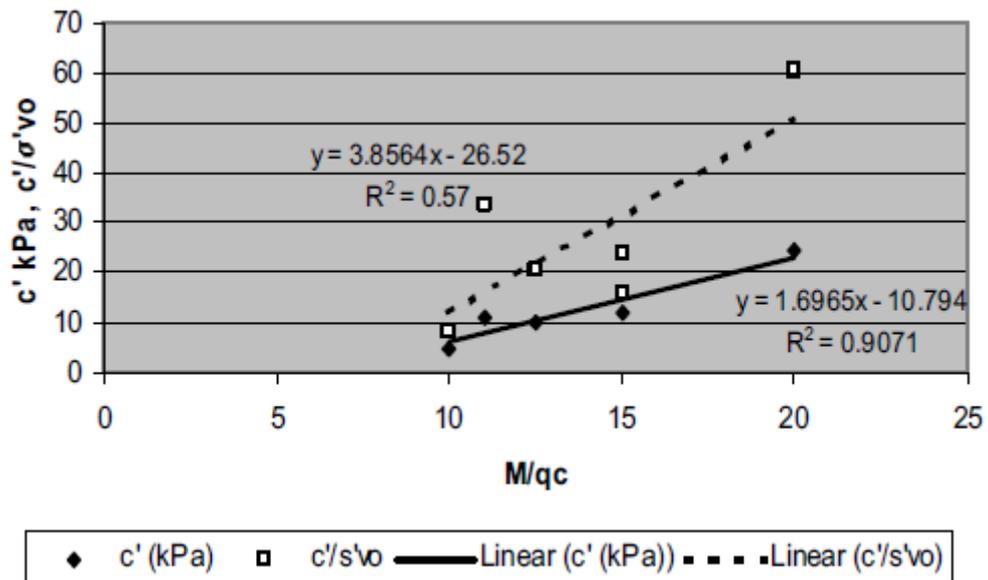


Figura 23. Correlações entre c' e $100 \cdot c'/\sigma'_{vo}$ com M/q_c (CRUZ *et al.*, 2004).

2.6.9.10. Potencial de liquefação

Na estimativa da liquefação, os ensaios de laboratório não são muito adequados, assim, é preciso utilizar os ensaios *in situ* como o SPT, CPT e DMT para estimar a resistência à liquefação CRR. Porém, o uso do SPT não é tão utilizado atualmente pela baixa confiabilidade que apresenta (MARCHETTI, 2015).

- *Estimativa do CRR mediante o CPT*

Um dos métodos mais usados atualmente para determinar o CRR é usando a correlação CRR- q_c , onde q_c é a resistência por ponta do CPT. A correlação foi determinada por Idriss e Boulanger (2006)

$$CRR = \exp \left[\left(\frac{q_c}{540} \right) + \left(\frac{q_c}{67} \right)^2 - \left(\frac{q_c}{80} \right)^3 + \left(\frac{q_c}{114} \right)^4 - 3 \right] \quad [49]$$

Apesar do método ser usado comumente, sua estimativa não sempre é considerada satisfatória.

- *Estimativa do CRR mediante o DMT*

Robertson (2012) reconheceu a tendência média para $q_c \approx 25K_D$ para vários tipos de areias. Usando essa relação é possível substituir q_c com K_D na correlação feita por Idriss e Boulanger (2006):

$$q_c = 25K_D \quad [50]$$

$$CRR = \exp \left[\left(\frac{K_D}{21,6} \right) + \left(\frac{K_D}{2,68} \right)^2 - \left(\frac{K_D}{3,2} \right)^3 + \left(\frac{K_D}{4,56} \right)^4 - 3 \right] \quad [51]$$

2.7. DILATÔMETRO SÍSMICO (SDMT)

O dilatômetro sísmico (figura 24) é uma combinação do dilatômetro convencional com um módulo sísmico para a medição da velocidade de onda de cisalhamento. O módulo sísmico é um elemento tubular, localizado acima da lâmina do DMT, que contém dois sensores sísmicos localizados a 0,5m de distância. A fonte sísmica é composta por um martelo de pêndulo de aproximadamente 10 kg que bate horizontalmente numa base empurrada verticalmente contra o solo (Marchetti *et al.*, 2013). Com o impacto do martelo, a onda de corte é gerada na superfície e é atingida pelo primeiro sensor, em seguida, depois de um curto tempo é também recebida pelo segundo sensor.



Figura 24. Dilatômetro sísmico (MARCHETTI, 2014).

As leituras do SDMT são tomadas a cada 0.5 ou 1.0 m de profundidade. São obtidos sismogramas em cada leitura que são amplificados, digitalizados e transmitidos, em tempo real para um computador na superfície que determina a diferença entre tempos Δt . A visualização em tempo real dos sismogramas permite a identificação por parte do operador da qualidade dos resultados.

A velocidade de onda V_s é determinada então como a razão entre a diferença na distâncias entre a fonte sísmica e os sensores ($S_2 - S_1$), e a diferença de tempo entre as recepções do sinal, marcadas pelos sensores Δt (figura 25).

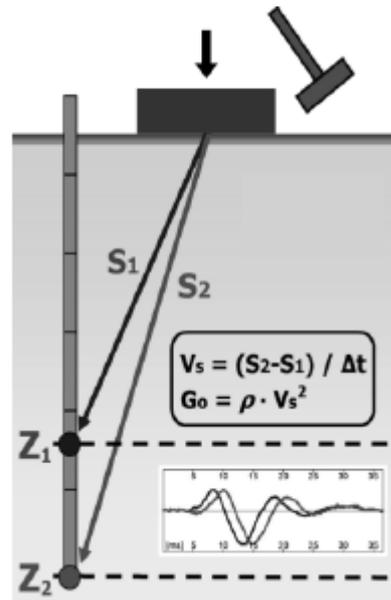


Figura 25. Esquema do ensaio SDMT (MARCHETTI, 2014).

O SDMT permite também a obtenção do valor do módulo de cisalhamento máximo G_0 , definido em função da densidade do meio onde as ondas são propagadas, ρ e a velocidade de onda V_s :

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad [52]$$

2.8. MÉTODOS PARA PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

As estacas submetidas a carregamento vertical suportam as solicitações devido a duas parcelas: à resistência lateral gerada ao longo do fuste e à resistência da ponta (figura 26).

A carga gerada pelo peso próprio da estaca é geralmente desprezado, por apresentar um valor bem inferior à carga de ruptura. A carga última é definida então como a soma das cargas máximas suportadas por as duas resistências, a equação 53 apresenta esta expressão.

$$Q_u = Q_l + Q_p \quad [53]$$

Q_u = capacidade de carga última

Q_l = Resistência lateral última

Q_p = Resistência de ponta última

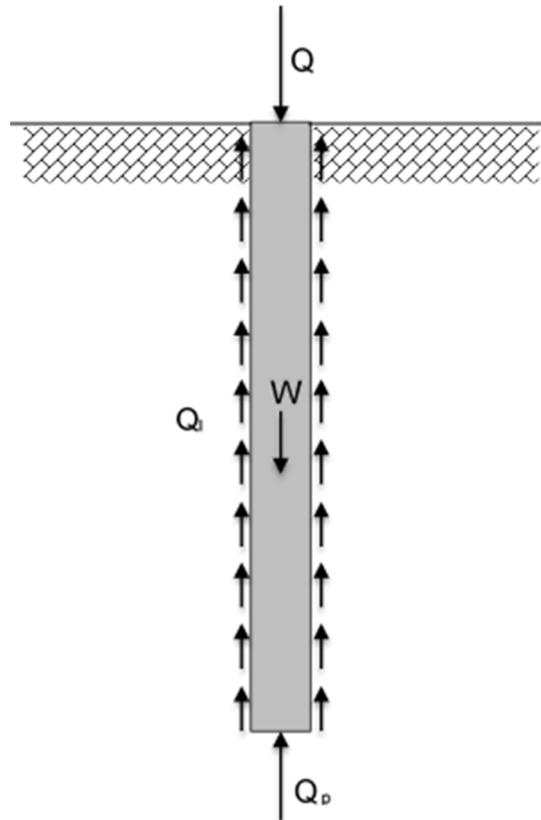


Figura 26. Esquema do equilíbrio de uma estaca sujeita a cargas de compressão.

Na previsão da capacidade de carga de estacas submetidas à compressão são utilizados métodos diretos e indiretos. Os diretos são de natureza empírica ou semiempírica e estão fundamentados na estatística construída com dados de ensaios de campo (SPT, CPT, PMT, DMT); a capacidade de carga é avaliada em base a correlações empíricas com parâmetros obtidos dos ensaios. Os métodos indiretos são de natureza teórica, e precisam do conhecimento das propriedades geotécnicas do solo local como o ângulo de atrito, coesão, módulo de elasticidade, etc.

2.8.1. Métodos teóricos

A resistência por atrito ou resistência lateral de uma estaca é expressa da seguinte maneira:

$$Q_l = \sum A_l \cdot f_s(z) \quad [54]$$

Em que:

A_l = Área lateral do fuste da estaca

f_s = Resistência por atrito unitária na profundidade z .

Existem diversos métodos para calcular Q_l , a continuação serão apresentados alguns métodos usados comumente.

2.8.1.1. Método de Nordlund (1963)

O método está baseado nos resultados de várias provas de carga realizados em estacas cravadas em solos não coesivos. Nordlund considera a forma e conicidade da estaca e o volume de solo deslocado para o cálculo da resistência lateral. O método leva em consideração também o coeficiente de atrito entre o solo e a estaca para diferentes materiais da estaca (HANNIGAN *et al.*, 2006)

Nordlund sugere que a resistência ao longo da estaca depende das seguintes variáveis:

- Ângulo de atrito do solo ϕ
- Ângulo de atrito na superfície de deslizamento
- A conicidade da estaca
- Peso específico do solo
- Comprimento da estaca
- O perímetro mínimo da estaca

- O volume de solo deslocado

- Resistência lateral unitária

De acordo com Nordlund (1963), a resistência lateral unitária f_s de uma estaca com seção uniforme pode ser estimada através da seguinte expressão:

$$f_s = K_\delta \cdot C_F \cdot \sigma'_v \cdot \text{sen}(\delta) \quad [55]$$

Em que:

K_δ = coeficiente de pressão lateral

C_F = fator de correção de K_δ quando $\delta \neq \phi$. Determinado da figura 27

σ'_v = tensão vertical efetiva na profundidade analisada

δ = ângulo de atrito entre o solo e a estaca

O ângulo de atrito entre o solo e a estaca δ é definido com base no volume de solo deslocado V e no ângulo de atrito ϕ . Com base nestes parâmetros e para cada tipo de estaca, é determinada a relação δ/ϕ através da figura 28.

Em estacas com seção uniforme, o coeficiente de pressão lateral, K_δ , é estimado como função do ângulo de atrito ϕ e o volume de solo deslocado V , a partir das tabelas 7 e 8.

- Resistência de ponta

A resistência de ponta é definida pela seguinte equação:

$$q_p = \alpha_T \cdot N'_q \cdot \sigma'_v(z = L) \quad [56]$$

Em que:

α_T = fator adimensional dependente da relação comprimento-diâmetro da estaca. Determinado através da figura 29.

N'_q = fator de capacidade de carga (função de ϕ). Definido na figura 30.

σ'_v = tensão vertical na ponta da estaca.

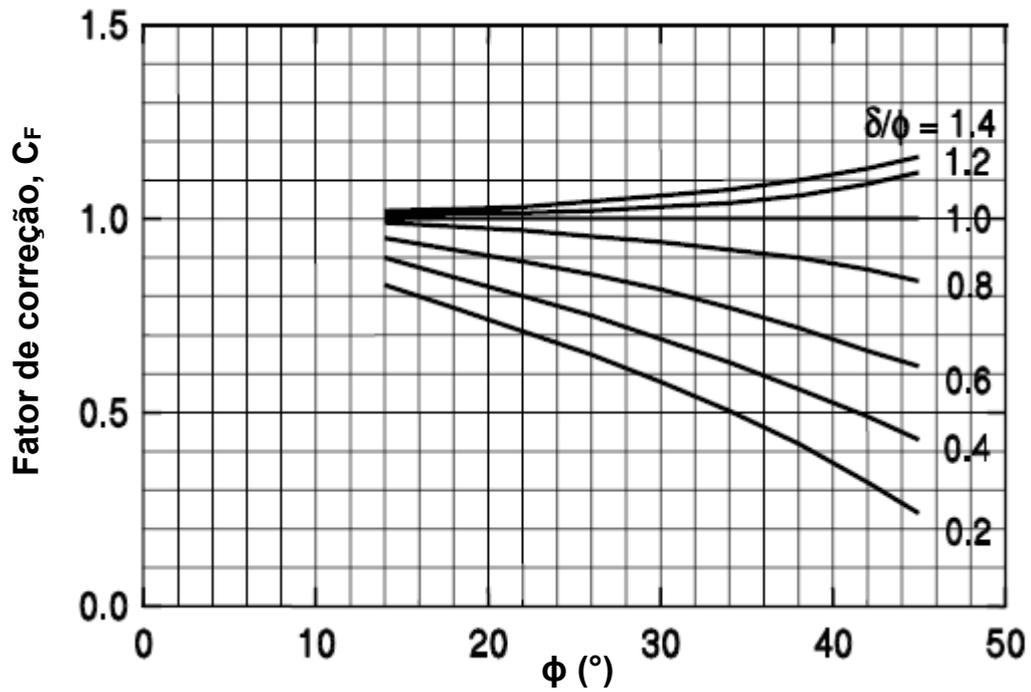
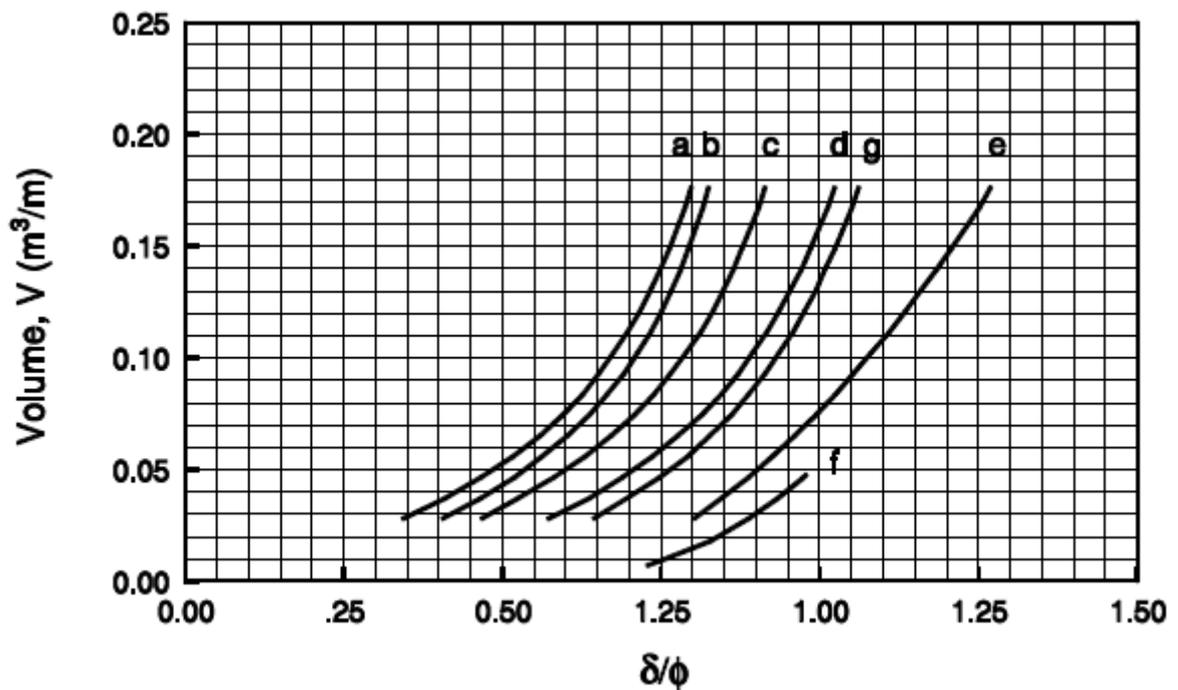


Figura 27. Fator de correção para K_δ (HANNIGAN *et al.*, 2006).



- a. Tubo de extremidade fechada e porção não cônica de estacas monotubo
- b. Estacas de madeira
- c. Estacas de concreto pré-moldado
- d. Estacas Raymond passo-cônico
- e. Estacas Raymond de forma cônica uniforme
- f. Perfis H
- g. Porção cônica de estacas monotubo

Figura 28. Relação entre δ/ϕ e o volume de solo deslocado, V , para diferentes tipos de estacas (HANNIGAN *et al.*, 2006).

Tabela 7. Tabela para avaliação de K_{δ} quando $V = 0,0093$ a $0,093 \text{ m}^3/\text{m}$ (HANNIGAN *et al.*, 2006).

ϕ	Volume deslocado - $V, \text{ m}^3/\text{m}$									
	0,0093	0,0186	0,0279	0,0372	0,0465	0,0568	0,0651	0,0744	0,0837	0,093
25	0,70	0,75	0,77	0,79	0,80	0,82	0,83	0,84	0,84	0,85
26	0,73	0,78	0,82	0,84	0,86	0,87	0,88	0,89	0,90	0,91
27	0,76	0,82	0,86	0,89	0,91	0,92	0,94	0,95	0,96	0,97
28	0,79	0,86	0,90	0,93	0,96	0,98	0,99	1,01	1,02	1,03
29	0,82	0,90	0,95	0,98	1,01	1,03	1,05	1,06	1,08	1,09
30	0,85	0,94	0,99	1,03	1,06	1,08	1,10	1,12	1,14	1,15
31	0,91	1,02	1,08	1,13	1,16	1,19	1,21	1,24	1,25	1,27
32	0,97	1,10	1,17	1,22	1,26	1,30	1,32	1,35	1,37	1,39
33	1,03	1,17	1,26	1,32	1,37	1,40	1,44	1,46	1,49	1,51
34	1,09	1,25	1,35	1,42	1,47	1,51	1,55	1,58	1,61	1,63
35	1,15	1,33	1,44	1,51	1,57	1,62	1,66	1,69	1,72	1,75
36	1,26	1,48	1,61	1,71	1,78	1,84	1,89	1,93	1,97	2,00
37	1,37	1,63	1,79	1,90	1,99	2,05	2,11	2,16	2,21	2,25
38	1,48	1,79	1,97	2,09	2,09	2,27	2,34	2,40	2,45	2,50
39	1,59	1,94	2,14	2,29	2,29	2,49	2,57	2,64	2,70	2,75
40	1,70	2,09	2,32	2,48	2,48	2,71	2,80	2,87	2,94	3,00

Tabela 8. Tabela para avaliação de K_{δ} quando $V = 0,093$ a $0,93 \text{ m}^3/\text{m}$ (HANNIGAN *et al.*, 2006).

ϕ	Volume deslocado - $V, \text{ m}^3/\text{m}$									
	0,093	0,186	0,279	0,372	0,465	0,558	0,651	0,744	0,837	0,930
25	0,85	0,90	0,92	0,94	0,95	0,97	0,98	0,99	0,99	1,00
26	0,91	0,96	1,00	1,02	1,04	1,05	1,06	1,07	1,08	1,09
27	0,97	1,03	1,07	1,10	1,12	1,13	1,15	1,16	1,17	1,18
28	1,03	1,10	1,14	1,17	1,20	1,22	1,23	1,25	1,26	1,27
29	1,09	1,17	1,22	1,25	1,28	1,30	1,32	1,33	1,35	1,36
30	1,15	1,24	1,29	1,33	1,36	1,38	1,40	1,42	1,44	1,45
31	1,27	1,38	1,44	1,49	1,52	1,55	1,57	1,60	1,61	1,63
32	1,39	1,52	1,59	1,64	1,68	1,72	1,74	1,77	1,79	1,81
33	1,51	1,65	1,74	1,80	1,85	1,88	1,92	1,94	1,97	1,99
34	1,63	1,79	1,89	1,96	2,01	2,05	2,09	2,12	2,15	2,17
35	1,75	1,93	2,04	2,11	2,17	2,22	2,26	2,29	2,32	2,35
36	2,00	2,22	2,35	2,45	2,52	2,58	2,63	2,67	2,71	2,74
37	2,25	2,51	2,67	2,78	2,87	2,93	2,99	3,04	3,09	3,13
38	2,50	2,81	2,99	3,11	3,21	3,29	3,36	3,42	3,47	3,52
39	2,75	3,10	3,30	3,45	3,56	3,65	3,73	3,80	3,86	3,91
40	3,00	3,39	3,62	3,78	3,91	4,01	4,10	4,17	4,24	4,30

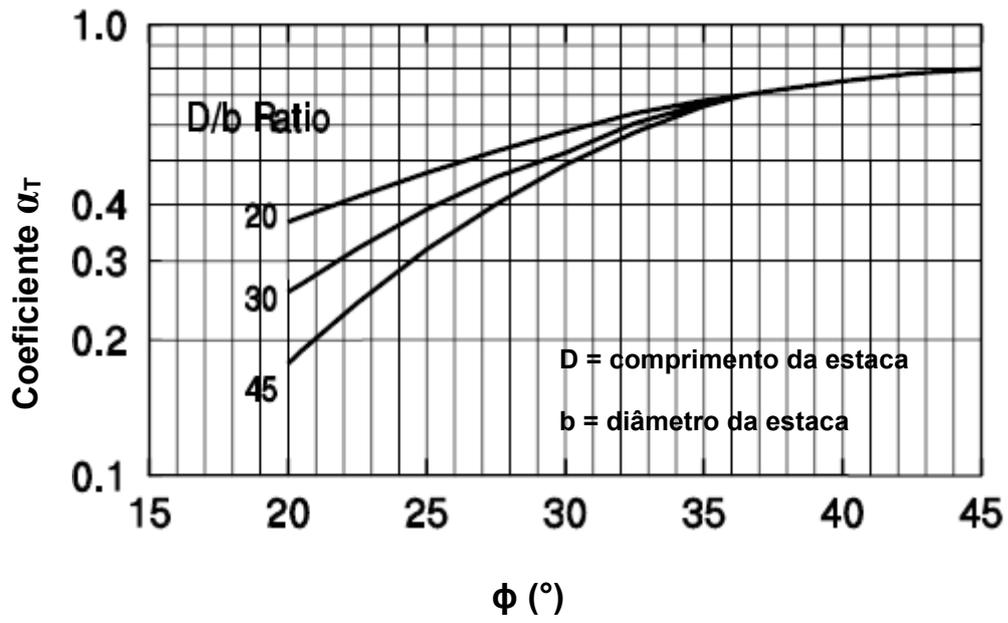


Figura 29. Quadro para estimativa do coeficiente α_T (HANNIGAN *et al.*, 2006).

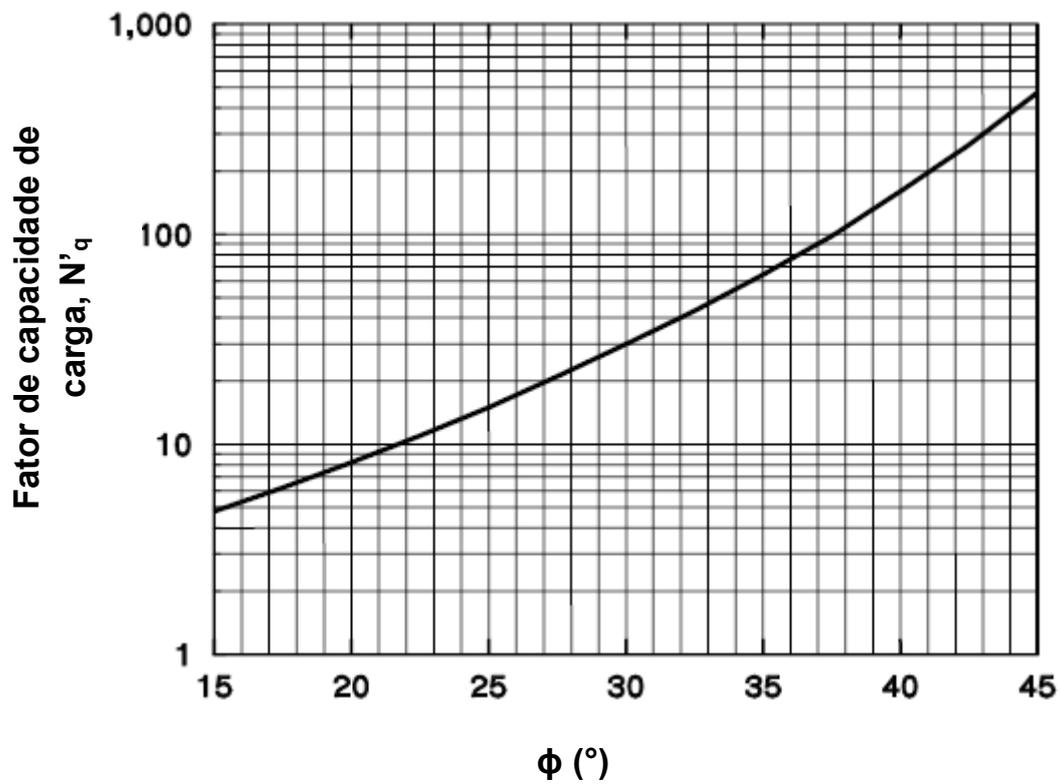


Figura 30. Quadro para estimativa do fator N'_q (HANNIGAN *et al.*, 2006).

2.8.1.2. Método α

Proposto por Tomlinson (1971), é conhecido também como o método das tensões totais, e usado no cálculo da resistência lateral de estacas embebidas em argila. O método relaciona a resistência do fuste com a resistência ao cisalhamento não drenada S_u , assumindo que a resistência lateral é independente da tensão efetiva do solo, a resistência por atrito unitária é expressa pelo produto de S_u e um fator empírico de adesão, assim:

$$f_s = \alpha \cdot S_u \quad [57]$$

Em que:

α = fator de adesão empírico, obtido da figura 31.

S_u = resistência ao cisalhamento não drenada.

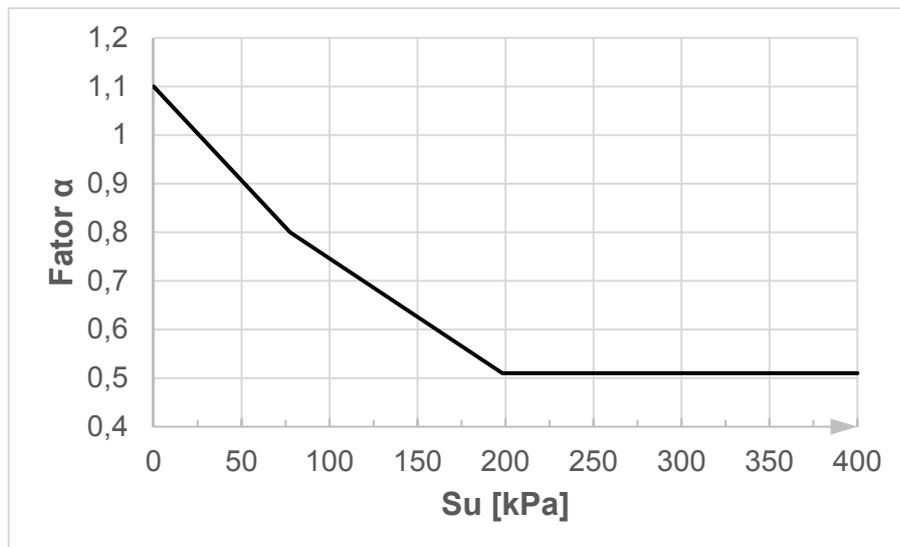


Figura 31. Relação entre o fator de adesão α e a resistência ao cisalhamento não drenada S_u (BOWLES, 1997).

2.8.1.3. Método λ

O método foi proposto por Vijayvergiya e Focht (1972), está baseado em resultados de provas de carga em estacas usadas em estruturas de produção de petróleo e embebidas em argila. O método assume que o deslocamento do solo que ocorre na

instalação causa um esforço passivo ao longo da profundidade e que a resistência lateral unitária é função da tensão vertical efetiva e da resistência ao cisalhamento não drenada. A expressão do método é dada como:

$$f_s = \lambda(\sigma'_v + 2.S_u) \quad [58]$$

Em que:

σ'_v = Tensão vertical efetiva

λ = coeficiente de redução

O coeficiente λ varia com o comprimento da estaca, foi obtido por regressão gráfica a partir de um grande número de provas de carga efetuadas em estacas. A figura 32 apresenta a dependência do fator com a profundidade de penetração.

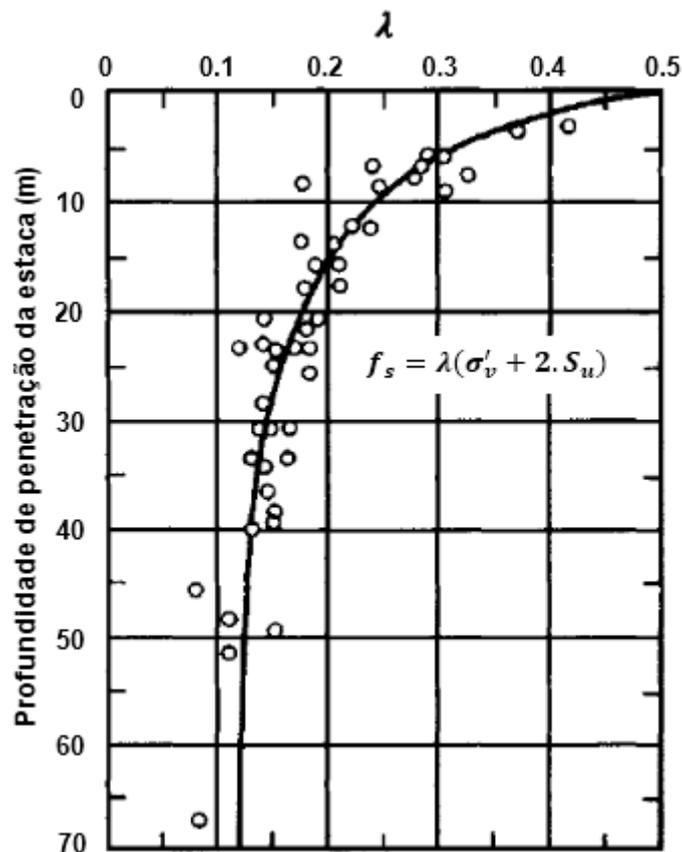


Figura 32. Dependência do fator λ com a profundidade de penetração da estaca (VIJAYVERGIYA E FOCHT, 1972 apud BOWLES, 1997).

2.8.1.4. Método β

Proposto por Burland (1973), é utilizado para avaliar a resistência lateral unitária e a resistência de ponta de estacas em solos coesivos e não coesivos, usando uma análise em termos de tensões efetivas.

- Resistência lateral unitária

O modelo teórico usado na determinação da resistência por atrito lateral faz analogia com a análise da resistência de um sólido deslizando-se em contato com o solo, e sua determinação inclui a soma de duas parcelas (GOMES, 2007).

$$f_s = c'_a + \sigma'_n \cdot \tan \delta' \quad [59]$$

Em que:

f_s = resistência unitária lateral (entre o solo e a estaca)

c'_a = coesão efetiva entre a estaca e o solo

σ'_n = tensão normal horizontal efetiva média no fuste da estaca

δ' = ângulo de atrito efetivo entre a estaca e o solo

Burland (1973) assume que devido ao amolgamento do solo ao redor da estaca, gerado pela instalação, a coesão efetiva é zero, de modo que:

$$f_s = \sigma'_n \cdot \tan \delta' \quad [60]$$

Expressando a tensão normal horizontal efetiva em termos de tensões verticais efetivas:

$$\sigma'_n = K_s \cdot \sigma'_v \quad [61]$$

Em que:

K_s = coeficiente de empuxo horizontal

σ'_v = tensão vertical efetiva

A resistência lateral unitária é definida como:

$$f_s = K_s \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta' \quad [62]$$

O ângulo de atrito δ' pode ser tomado como igual ao ângulo de atrito do solo ϕ' , admitindo que a ruptura ocorre no solo e junto ao fuste. Em solos normalmente adensados é tomado $K_s = K_0$ e utilizada a equação $K_0 = 1 - \text{sen} \phi$, já em solos sobre-adensados a expressão deve ser corrigida pelo RSA (GOMES, 2007).

Tomando $\beta = K_s \cdot \tan \delta'$ é possível reescrever a expressão da resistência lateral unitária como:

$$f_s = \beta \cdot \sigma'_v \quad [63]$$

Na determinação do ângulo δ , Bowles (1997) recomenda o uso da tabela 9.

Tabela 9. Ângulo de atrito δ entre vários materiais e solo (BOWLES, 1997).

Ângulo de atrito δ entre vários materiais de fundações e solo ou rocha*	
Materiais	Ângulo de atrito δ, graus.
Massa de concreto ou alvenaria sobre o seguinte:	
Rocha limpa	35°
Pedregulho limpo, misturas de pedregulho e areia, areia grossa	ϕ
Areia limpa fina a média, silte médio a areia grossa, silte ou pedregulho argiloso	ϕ
Areia limpa fina, silte ou areia argilosa fina a média	ϕ
Silte arenoso fino, silte no plástico	ϕ
Solo residual muito rijo e duro ou argilas pré-consolidadas	ϕ
Estacas prancha de aço contra o seguinte:	
Pedregulhos limpos, mistura de pedregulho e areia	22°
Areia limpa, mistura de areia Siltosa e pedregulho	17
Areia Siltosa, pedregulho, ou areia misturada com silte ou argila	14
Silte arenoso fino, silte não plástico	11
Concreto formado ou estacas prancha de concreto contra o seguinte:	
Pedregulho limpo, mistura de pedregulho e areia	22-26
Areia limpa, mistura de areia Siltosa e pedregulho	17-22
Areia Siltosa, pedregulho, ou areia misturada com silte ou argila	17
Silte arenoso fino, silte não plástico	14
Vários materiais estruturais	
Alvenaria em alvenaria, rochas ígneas e metamórficas:	
Rocha mole em rocha mole	35°
Rocha dura em rocha mole	33
Rocha dura em rocha dura	29
Alvenaria em madeira	26
Madeira em solo	14-16 ++

*Pode ser dependente dos esforços para a areia

♦ $\pm 2^\circ$. Alternativo para concreto vazado no solo é $\delta = \phi$

++ Pode ser maior em areia densa

Fellenius (1991) observou que fatores como a composição do solo, a resistência, a distribuição do tamanho de grão, angularidade e origem mineralógica dos grãos do solo, a densidade do solo, bem como outros fatores afetam o coeficiente β . Em base ao tipo de solo, Fellenius forneceu uma serie de intervalos de β em função do ângulo de atrito efetivo do solo ϕ' , para ajudar na seleção do β , a figura 33 apresentam estes intervalos.

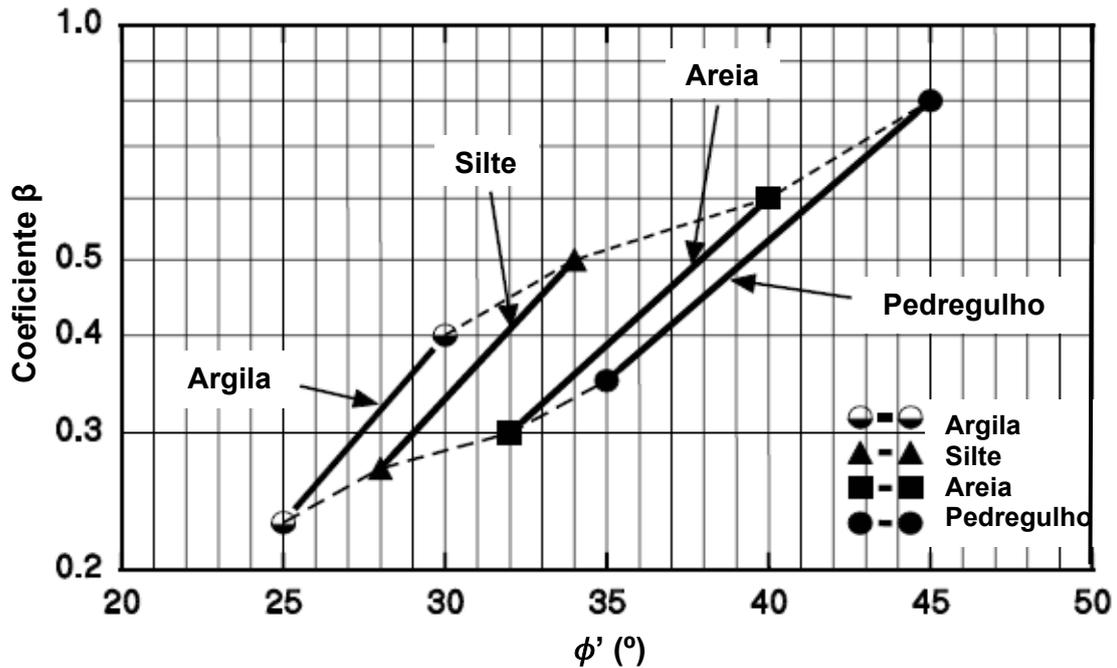


Figura 33. Gráfico para estimar o coeficiente β a partir do tipo de solo e ângulo ϕ' (FELLENIOUS, 1991 apud HANNIGAN *et al.*, 2006).

- Resistência de ponta última

A resistência de ponta é calculada como:

$$Q_p = N_t \cdot \sigma'_{vp} \cdot A_p \quad [64]$$

Em que:

N_t = Coeficiente de capacidade de carga por ponta

σ'_{vp} = Pressão vertical efetiva na ponta da estaca

A_p = Área de ponta da estaca

O coeficiente N_t , da mesma forma que o fator β , depende das características do solo como a origem dos grãos do solo, a densidade e a resistência do solo, entre outros. Fellenius (1991) apresentou uma serie de intervalos de N_t vs o ângulo de atrito efetivo interno do solo, para cada tipo de solo, a figura 34 apresenta estes intervalos.

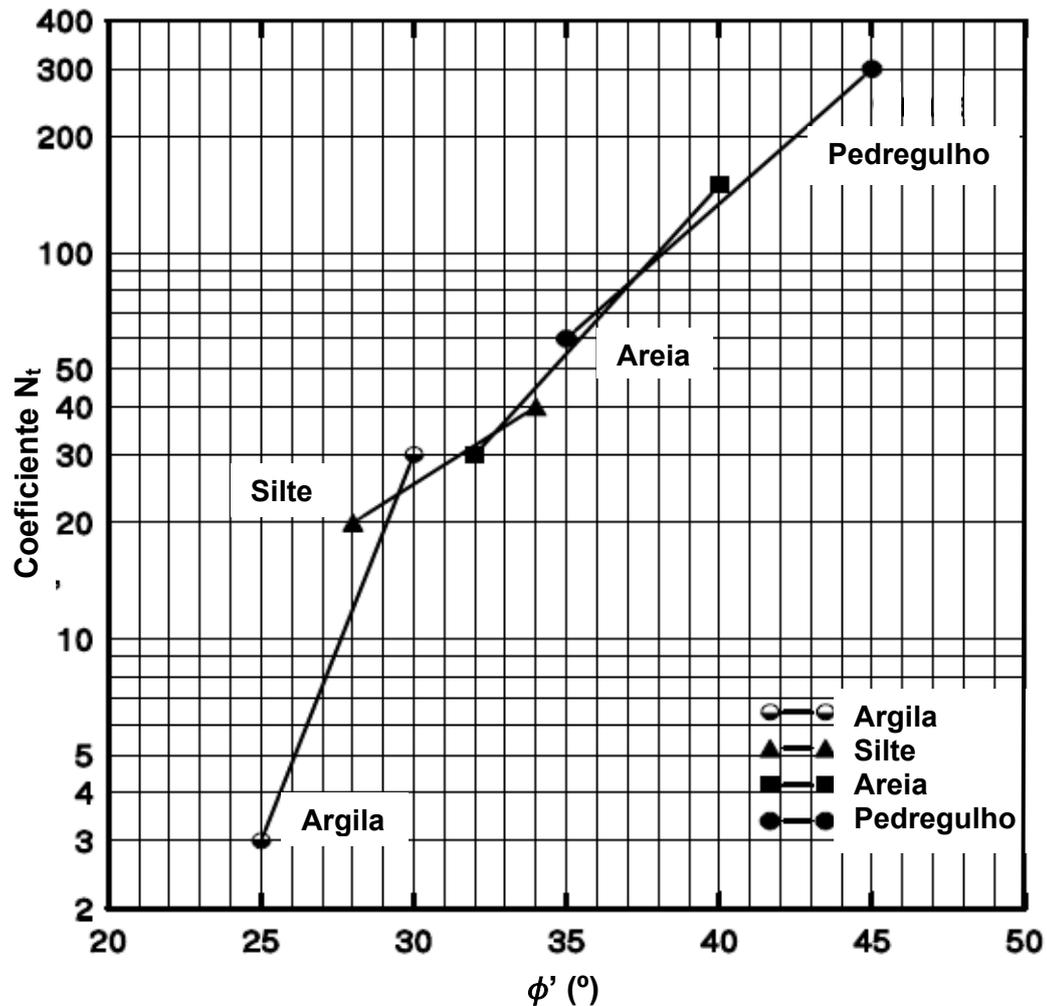


Figura 34. Gráfico para estimar o coeficiente N_t a partir do tipo de solo e ângulo ϕ' (FELLENIOUS, 1991 apud HANNIGAN *et al.*, 2006).

2.8.1.5. Método de Meyerhof (1976)

O método foi desenvolvido para a previsão da capacidade de carga última de estacas construídas em solo homogêneo. É similar ao método da API RP2A (American Petroleum Institute) apresentado para solos não coesivos.

- Resistencia lateral unitária

$$f_s = K_s \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \delta \quad [65]$$

Em que:

K_s = coeficiente médio de pressão lateral do solo contra o fuste da estaca

σ'_{v0} = tensão efetiva média medida ao longo do fuste da estaca (kPa)

δ = ângulo de atrito entre o material da estaca e o solo (°)

Das (2006) recomenda os seguintes valores médios para K_s , em solos arenosos, em função do tipo de estaca:

Tabela 10. Valores recomendados de K_s para solos não coesivos (DAS, 2006).

Tipo de estaca	K_s
Escavada	$\approx K_0 = 1 - \text{sen} \phi$
Cravada, de baixo deslocamento	$\approx K_0 = 1 - \text{sen} \phi$ a $1,4K_0 = 1,4(1 - \text{sen} \phi)$
Cravada, de alto deslocamento	$\approx K_0 = 1 - \text{sen} \phi$ a $1,8K_0 = 1,8(1 - \text{sen} \phi)$

Potyondy (1961), apud Albuquerque (1996), propõe para a obtenção de δ a relação $\delta = 0,88 \cdot \phi'$.

- Resistencia de ponta

Para estacas apoiadas em areia, com coesão nula ($c=0$), a capacidade de carga por ponta pode ser determinada através da equação de Meyerhof (1976):

$$Q_p = A_p \cdot \sigma'_{v0} \cdot N_q^* \leq A_p \cdot q_l \quad [66]$$

Em que:

A_p = Área de ponta da estaca

σ'_{v0} = Tensão vertical efetiva no nível da ponta da estaca

N_q^* = Fator de capacidade de carga

q_l = Resistência limite de ponta definida na equação 67

$$q_l \left(\frac{kN}{m^2} \right) = 50 \cdot N_q^* \cdot \tan \phi \quad [67]$$

ϕ = Ângulo de atrito do solo na camada de apoio

A variação do fator de capacidade N_q^* em função do ângulo de atrito do solo ϕ , é apresentada na figura 35.

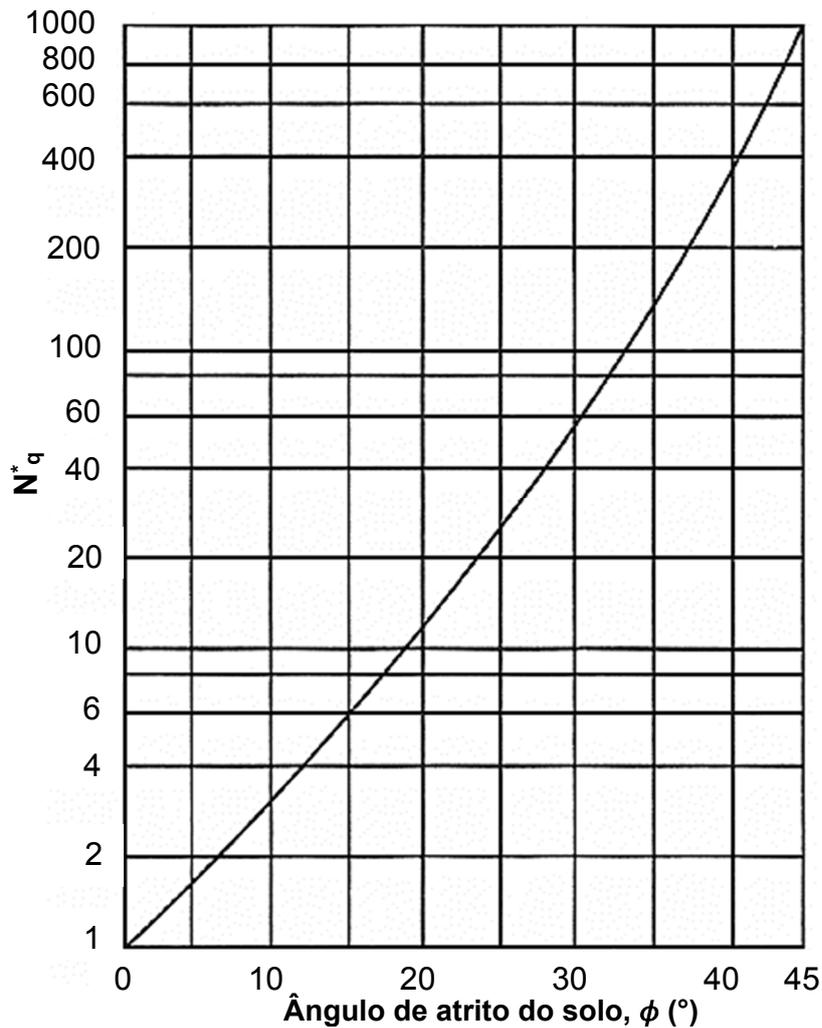


Figura 35. Fator de capacidade de carga de Meyerhof, N_q^* (MEYERHOF, 1976).

2.8.1.6. Método API (Americam Petroleum Institute, 2000)

Criado inicialmente para estacas de fundação de plataformas de perfuração de petróleo. É usado principalmente em projetos de fundações *offshore* por ser considerado como um dos melhores nessa área. Para a aplicação do método em solos

não coesivos é necessário conhecer o ângulo de atrito ϕ , e em solos coesivos o valor da resistência não drenada S_u .

a) Formulações para a capacidade de carga em solos arenosos

- Resistência lateral unitária

Em solos não coesivos, o método API relaciona a resistência lateral unitária do solo com a tensão vertical efetiva. A resistência por atrito f_s pode ser calculada através da seguinte equação:

$$f_s = K \cdot \sigma'_{vo} \cdot \tan \delta \quad [68]$$

Em que:

K = coeficiente de pressão lateral. Em estacas tubulares de ponta aberta, K pode ser assumido como 0,8; em estacas de deslocamento total (ponta fechada) o valor de K pode ser assumido como 1.

δ = ângulo de atrito entre o solo e a estaca. Os valores do ângulo δ , em função da compacidade e tipo de solo, assim como valores limites de resistência por atrito lateral são apresentados na tabela 11.

- Resistência de ponta

$$q_p = \sigma'_{vo} \cdot N_q \quad [69]$$

Em que:

σ'_{vo} = pressão vertical efetiva

N_q = Fator de capacidade de carga

Os valores do fator de capacidade de carga N_q , em função da compacidade e tipo de solo, assim como valores limites de resistência por ponta são apresentados na tabela 12.

Tabela 11. Valores de δ para solos não coesivos (API, 2000).

Compacidade	Descrição do solo	Ângulo de atrito entre o solo e a estaca, δ (°)	Valores limites de resistência lateral (kPa)
Muito fofa	Areia	15	47,8
Fofa	Areia-Silte*		
Medianamente compacto	Silte		
Fofa	Areia	20	67,0
Medianamente compacto	Areia-Silte*		
Compacto	Silte		
Medianamente compacta	Areia	25	81,3
Compacto	Areia-Silte*		
Compacta	Areia	30	95,7
Muito compacta	Areia-Silte*		
Compacta	Pedregulho	35	114,8
Muito compacta	Areia		

*Areia-silte inclui solos com frações significativas de ambos tipos. Os valores de resistência geralmente aumentam com o aumento da fração de areia e diminuem com o aumento da fração de silte.

Tabela 12. Valores de N_q para solos não coesivos (API, 2000).

Compacidade	Descrição do solo	N_q	Valores limites de resistência unitária por ponta (MPa)
Muito fofa	Areia	8	1,9
Fofa	Areia-Silte*		
Medianamente compacto	Silte		
Fofa	Areia	12	2,9
Medianamente compacto	Areia-Silte*		
Compacto	Silte		
Medianamente compacta	Areia	20	4,8
Compacto	Areia-Silte*		
Compacta	Areia	40	9,6
Muito compacta	Areia-Silte*		
Compacta	Pedregulho	50	12,0
Muito compacta	Areia		

*Areia-silte inclui solos com frações significativas de ambos tipos. Os valores de resistência geralmente aumentam com o aumento da fração de areia e diminuem com o aumento da fração de silte.

b) Formulações para a capacidade de carga em solos argilosos

- Resistência lateral unitária

Em estacas em solo coesivo, a resistência lateral unitária pode ser calculada através da seguinte equação:

$$f_s = \alpha \cdot S_u \quad [70]$$

Em que:

α = fator adimensional

S_u = resistência ao cisalhamento não drenada

O fator α pode ser calculado através das seguintes expressões:

$$\alpha = 0,5 \cdot \psi^{-0,5} \quad \text{para } \psi \leq 1,0 \quad [71]$$

$$\alpha = 0,5 \cdot \psi^{-0,25} \quad \text{para } \psi > 1,0 \quad [72]$$

$$\psi = \frac{S_u}{\sigma'_{vo}} \quad [73]$$

- Resistencia de ponta

A resistência unitária por ponta, para estacas apoiadas em solo coesivo pode ser determinada através da seguinte equação:

$$q_p = 9 \cdot S_u \quad [74]$$

2.8.2. Métodos semiempíricos fundamentados no DMT

As pressões P_0 e P_1 , em conjunto com os parâmetros do solo I_D e K_D têm permitido o desenvolvimento de algumas equações que provaram ser eficazes para prever a capacidade da estaca (TOGLIANI E REUTER, 2015). Ao longo dos anos têm sido

desenvolvidas diversas teorias sobre a previsão da capacidade de carga em estacas carregadas axialmente.

2.8.2.1. Método de Marchetti et al. (1986)

O método DMT- σ'_{hc} foi desenvolvido por Marchetti *et al.* (1986) para o caso de estacas cravadas em argila. O método está baseado na tensão horizontal efetiva (produzida contra a lâmina do DMT) obtida no final da reconsolidação (σ'_{hc}).

Para a obtenção da tensão σ'_{hc} o dilatômetro deve ser inserido no terreno e deixado o tempo suficiente para que ocorra a reconsolidação ao redor da lâmina. Levando em conta que o processo de reconsolidação varia de um solo para outro, o operador do dilatômetro deve estar ciente do avanço do progresso da reconsolidação alcançado, isto pode ser conseguido da seguinte maneira: quando a lâmina é cravada na profundidade desejada são tomadas leituras de pressão A, e deflacionada até zero logo que é atingida, omitindo sempre a leitura da pressão B; com os dados das leituras A, é traçado um gráfico de A vs log t onde pode ser reconhecido quando o equilíbrio é alcançado. Assim, é feita a leitura de P_{0c} no final da reconsolidação (MARCHETTI *et al.*, 1986). σ'_{hc} é definida através da seguinte expressão:

$$\sigma'_{hc} = P_{0c} - u_0 \quad [75]$$

Em que:

u_0 = valor de poropressão

A tensão máxima de cisalhamento f_s pode ser avaliada por meio da razão de atrito ρ e o valor conhecido de σ'_{hc} (BALIGH, 1985 apud MARCHETTI *et al.*, 1986). A razão de atrito ρ é definido segundo a seguinte expressão:

$$\rho = \frac{f_s}{\sigma'_{hc}} \quad [76]$$

Segundo Marchetti *et al.*, 1986, o valor de ρ tem sido estudado por diferentes autores para diferentes tipos de estacas, p. ex Karlsrud e Haugen (1985) para estacas curtas, Azzouz (1985) em estacas modelo e Baligh (1985) por meio de métodos teóricos. A

faixa de variação encontrada para a razão de atrito está entre o 0,25 e 0,40. A escolha deste fator depende do tipo de solo, da história de tensões, do tipo de estaca, do material e do método de execução.

O método apresenta dois inconvenientes, o primeiro é o longo tempo que pode levar a determinação de σ'_{hc} , pela espera necessária até o solo ser reconsolidado em torno à lâmina, em argilas de baixa permeabilidade por exemplo o processo poderia demorar dias. O outro fator que representa um inconveniente é a escolha do fator ρ , a incerteza deste fato na estimativa de f_s . O TC-16 (2001) recomenda o uso do método como complemento para outros métodos, por exemplo na estimativa de um valor limite inferior de f_s , em que o fator ρ poderia ser tomado como 0,10.

2.8.2.2. Método de Powell et al., (2001)

Desenvolvido para avaliar o comportamento de estacas pré-moldadas cravadas em solo argiloso quando são submetidas a forças de tração ou compressão. Está baseado em resultados obtidos de aproximadamente 60 provas de carga realizadas em solo Europeu. O método baseia-se nas pressões p_1 e p_0 obtidas e o parâmetro I_D (índice do material). A resistência lateral unitária f_s da estaca é definida como:

Se $I_D < 0,1$

$$f_s = (p_1 - p_0) \cdot 0,5 \quad [77]$$

Se $0,1 < I_D < 0,65$

$$f_s = (p_1 - p_0)(-0,73077I_D + 0,575) \quad [78]$$

Se $I_D > 0,65$

$$f_s = (p_1 - p_0) \cdot 0,1 \quad [79]$$

Em estacas cuja relação L/r (comprimento da estaca/raio) seja maior a 50, o valor Q_t obtido deve ser multiplicado por 0,85.

A resistência por ponta Q_p é avaliada seguindo a seguinte equação:

$$Q_p = K_{di} \cdot p_{1e} \cdot A_p \quad [80]$$

Em que:

p_{1e} = média dos valores de p_1 abaixo da ponta da estaca

K_{di} = fator de capacidade de suporte, que depende do módulo dilatométrico (E_D).

Os valores recomendados para K_{di} , relacionam-se na tabela 13.

Tabela 13. Valores de K_{di} propostos por Powell *et al.*, (2001).

K _{di}		
E _D [MPa]	Estacas cravadas com ponta fechada	Estacas cravadas com ponta aberta
> 2	1,3	0,65
<2	0,7	0,35

2.8.2.3. Método de Anjos e Cunha (2006)

O método sugerido por Anjos e Cunha (2006) é uma modificação do método de Powell *et al.*, (2001). Desenvolvido para a avaliação da capacidade de carga de estacas escavadas em solo Brasileiro, não saturado do Distrito Federal. Na pesquisa foram estudadas cinco estacas escavadas e cinco tubulões.

No método, a avaliação das parcelas de resistência são função direta das pressões P_0 e P_1 (ANJOS E CUNHA, 2006). As equações propostas para a obtenção das parcelas lateral e por ponta são:

$$f_s = k_{DMT}^l \cdot (p_0 - p_1) \quad [81]$$

$$q_p = k_{DMT}^p \cdot (p_1) \quad [82]$$

Em que k_{DMT}^l e k_{DMT}^p são coeficientes de origem empírica. Os valores médios dos coeficientes, obtidos através de retroanálise para as fundações analisadas, foram de 0,16 para k_{DMT}^l e 0,71 para k_{DMT}^p .

Os intervalos dos coeficientes sugeridos por Anjos e Cunha (2006) são: $0,12 \leq k_{DMT}^l \leq 0,20$ e $0,49 \leq k_{DMT}^p \leq 0,87$. Os autores indicam que devem ser tomados em consideração para a escolha dos coeficientes, parâmetros como o tipo de estaca, método de execução e qualidade dos materiais.

2.8.2.4. Método de Togliani e Reuter (2015)

Em 1989, a Fundação de engenharia da Universidade Northwestern, em Evanston, Illinois, EUA fez provas de carga em estacas cravadas e escavadas, com comprimento e diâmetro semelhantes. O estudo do solo foi feito por meio de vários testes e ensaios como o dilatômetro DMT e o piezocone (CPTu).

Neste método, as equações foram determinadas a partir do equacionamento existente para o cálculo de capacidade de carga através do ensaio CPTu, definido por Togliani (2008). A capacidade de carga lateral unitária é definida em base ao parâmetro I_D .

Se $I_D > 0,6$

$$f_s = \beta \cdot p_0^{0,89} \quad [83]$$

Ou

$$f_s = \beta \cdot p_0^{0,68} \cdot K_D^{0,1} \cdot I_D^{0,4} \quad [84]$$

Se $I_D \leq 0,6$

$$f_s = \beta \cdot p_0^{0,6} \cdot K_D^{0,1} \cdot I_D^{0,4} \quad [85]$$

Na pesquisa feita por Togliani e Reuter (2015), foram analisados os resultados de provas de carga feitas em dois locais diferentes: Evanston, em 1989 e Porto em 2004, no primeiro estudo, quando foram comparados os valores do q_c (CPT) e p_1 (DMT)

executados no mesmo local, os resultados foram muito similares, para esse caso, foi apresentada a equação pertencente ao método de Togliani (2008) para o CPTu no cálculo da capacidade de carga por ponta:

$$q_p = q_c \left[\lambda + \left(0,005 \cdot \frac{L_{estaca}}{d_{ponta}} \right) \right] \quad [86]$$

Neste caso, no fator q_c é colocada a média das pressões p_1 medidas numa profundidade de $+8d_{ponta}$ até $-4d_{ponta}$.

Por outro lado, no estudo de Porto (2004) não foi encontrada muita similaridade entre os valores de q_c e p_1 , para este caso, Togliani e Reuter (2015) apresentam a seguinte equação para o cálculo da capacidade de carga por ponta:

$$q_p = p_{1,ponta} \left[\lambda + \left(0,05 \cdot \frac{L_{estaca}}{d_{ponta}} \right) \right] \quad [87]$$

Com p_1 medido de $+8d_{ponta}$ até $-4d_{ponta}$. Os fatores β e λ são apresentados na tabela 14.

Tabela 14. Valores de β e λ propostos por Togliani e Reuter (2015).

Tipo de estaca	β	λ
Cravada	1,00	0,30
Deslocamento (Bauer, Ômega etc.)	0,90	0,25
Tubular (Ponta aberta)	0,70	0,20
HP (Perfil metálico)	0,65	0,20
CFA (Hélice contínua)	0,55	0,15
Escavada	0,50	0,10

2.9. Experiência brasileira para a estimativa da capacidade de carga baseada no ensaio DMT

2.9.1. Jardim (1998)

A pesquisa foi realizada no Campo experimental da Universidade de Brasília. O trabalho apresenta o estudo da previsão de capacidade de carga de estacas

executadas sobre argila porosa na cidade de Brasília por meio da aplicação de parâmetros geotécnicos obtidos mediante a realização de ensaios dilatométricos.

Jardim (1998) utilizou o método indireto, que consiste na obtenção de parâmetros geotécnicos e posterior aplicação em equações de capacidade de carga, em vista às dificuldades apresentadas nos métodos semiempíricos de Peiffer (1997) e Marchetti *et al.*, (1986) no que refere à dependência dos métodos dos tipos de estacas e métodos de execução.

No trabalho são apresentados três métodos indiretos de previsão de capacidade de carga: O Método API (American Petroleum Institute, 1989), baseado em parâmetros do solo como o ângulo de atrito ϕ (em solos não coesivos) e S_u (em solos coesivos); o método de Burland (1973), desenvolvido para solos coesivos e o método de Meyerhof Convencional (1976).

Foram realizados três ensaios dilatométricos: o primeiro usado apenas como aferição e familiarização com o equipamento, o segundo executado até uma profundidade de sete metros e o terceiro até doze.

Tem-se algumas particularidades na execução dos ensaios DMT:

- O sistema de cravação da lâmina utilizado foi o do amostrador SPT, ou seja, foi usado um método de cravação dinâmico.
- A cada camada de metro ensaiada, foi retirada a lâmina do dilatômetro e escavada aquela camada com trado manual com o fim de obter amostras de solo.

Foram feitas também provas de carga em estacas do tipo Escavadas a trado, Raiz, Strauss, apiloadas e Pré-moldadas de diâmetros variantes entre 0,22 m e 0,33 m e comprimentos entre os 5 m e os 10 m. Os valores de carga última foram obtidos diretamente das provas de carga.

Foram calculados parâmetros geotécnicos como o módulo de compressão unidimensional (M), módulo de Young (E), resistência não drenada (S_u), coeficiente de pré-adensamento (OCR), coeficiente de empuxo no repouso (K_0) e o ângulo de atrito (ϕ). Com os parâmetros geotécnicos obtidos, foi calculada a previsão da capacidade de carga por meio dos três métodos apresentados acima fazendo duas considerações: a primeira analisando o solo como coesivo (argila) e a segunda como

não coesivo (por apresentar alta permeabilidade). Os resultados obtidos nas provas de carga foram comparados como os fornecidos pelos métodos indiretos; dos estabelecidos para solos coesivos, o método API e o de Burland apresentaram uma boa previsão para a maioria das estacas, por outro lado o método de Meyerhof superestimou a carga de ruptura para todas as estacas. Os percentuais de erro entre os resultados da previsão e da medição, estão relacionados na tabela 15.

Tabela 15. Resultados obtidos e percentual de erro entre previsão e medição, solo considerado como coesivo (JARDIM, 1998).

Estaca	Qult (kN)	API (kN)	ERRO (%)	Burland (kN)	ERRO (%)	Meyerhof (kN)	ERRO (%)
S1 (strauss)	470	330	-29,8	325	-30,9	510	8,5
S2	400	376	-6,0	383	-4,3	670	67,5
S3	280	324	15,7	311	11,1	470	67,9
E5 (escavada)	360	344	-4,4	338	-6,1	540	50,0
E7	320	324	1,3	303	-5,3	452	41,3
E8	320	324	1,3	303	-5,3	452	41,3
E9	320	290	-9,4	292	-8,8	390	21,9
E10	280	324	15,7	303	8,2	452	61,4
BROCA	240	290	20,8	292	21,7	390	62,5
APILOADA	105	95	-9,5	114	8,6	115	9,5
PM (pré-moldada)	205	400	95,1	380	85,4	603	194,1
R1 (raiz)	525	395	-24,8	360	-31,4	815	55,2
R2	360	393	9,2	355	-1,4	813	125,8
R3	360	393	9,2	350	-2,8	810	125,0
R4	330	395	19,7	363	10,0	820	148,5

Na pesquisa, Jardim comenta o potencial e versatilidade de utilização dos ensaios DMT em projetos de fundação profunda, em vista aos resultados obtidos e demonstrados no trabalho.

2.9.2. Siviero e Pinto (2006)

Nesta pesquisa foram realizados ensaios dilatométricos ao lado de sondagens de simples reconhecimento em solos da cidade de São Paulo, e usados na estimativa da tensão admissível de fundações diretas; os resultados foram comparados com as recomendações da Norma Brasileira de Projeto e Execução de Fundações NBR-6122/1996.

Os solos foram classificados com base nas sondagens, como siltes arenosos de compactidade que variava entre fofa e compacta. A tensão admissível foi sempre avaliada seguindo os dois critérios indicados pela norma: segurança à ruptura e recalques admissíveis, e observou-se que este segundo critério foi o que condicionou a adoção das tensões admissíveis.

Os resultados das tensões admissíveis fornecidos pelo ensaio DMT, correspondentes aos solos residuais de migmatito estão apresentados na figura 36, em função dos valores de N_{SPT} obtidos nas sondagens próximas. Foi realizada uma regressão linear que indicou que a tensão admissível fornecida pelo dilatômetro era igual a 27 vezes o N_{SPT} , sendo este valor um pouco superior ao indicado comumente na prática da geotecnia paulista que considera esta tensão igual a 20 vezes o N_{SPT} . Notou-se também na gráfica que as tensões admissíveis obtidas pelo DMT foram superiores às da norma.

Foram também localizadas argilas variegadas em três locais distintos da cidade de São Paulo, classificadas por meio dos ensaios como de consistência média e rija. Para este caso foram obtidas as tensões em função da resistência não drenada S_u (calculada por correlação de Marchetti) e foi observado que quando comparadas as estimadas pela norma, as primeiras foram inferiores.

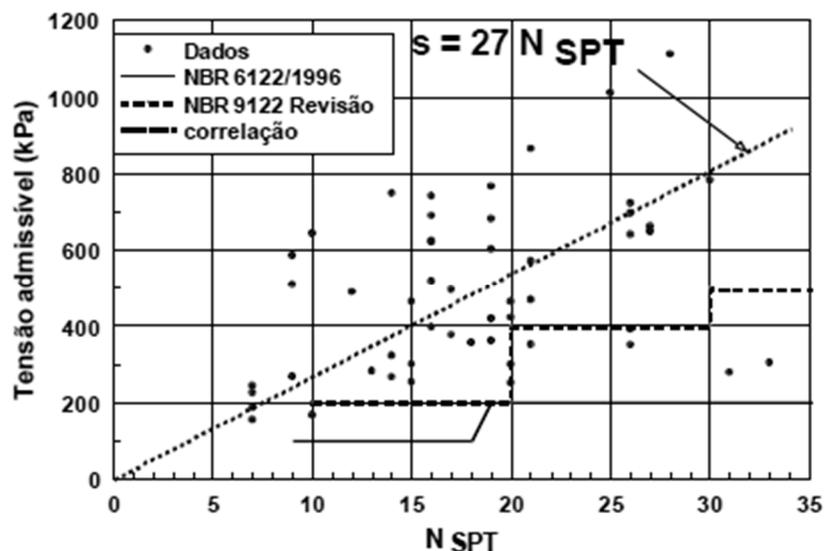


Figura 36. Tensões admissíveis de solos residuais de migmatito da região de São Paulo, determinadas pelo dilatômetro, em função do N_{SPT} obtido em sondagens próximas (SIVIERO E PINTO, 2006).

2.9.3. Gomes (2007)

A pesquisa feita por Gomes (2007), tem similaridade com a realizada por Jardim (1998). São obtidos parâmetros geotécnicos por intermédio de ensaios DMT e empregados nos conceitos clássicos da Mecânica dos solos, em métodos teóricos de capacidade de carga assim como na estimativa de recalques, é usado também um método semiempírico para a avaliação da carga de ruptura.

No trabalho são apresentados três métodos para o cálculo da capacidade de carga lateral: o método α ou de tensões totais, em que a resistência lateral é relacionada com a resistência ao cisalhamento não drenada do solo S_u ; o método β , baseado nas tensões efetivas do solo; e o método λ ou misto, em que se considera a resistência lateral como função da tensão efetiva e da resistência não drenada S_u . Para a avaliação da resistência de ponta, Gomes (2007) apresenta o método de Terzaghi (1943), Meyerhof (1953), Berezantzev (1961) e Vesic (1975). São também apresentados dois métodos semiempíricos: o de Marchetti *et al.* (1986) e o de Powell *et al.* (2001).

Para a realização da pesquisa, foram executados no Campo Experimental da Universidade de São Paulo, três ensaios dilatométricos e três sondagens a percussão (SPT-T) ao lado de cada DMT. Em base aos parâmetros intermediários obtidos do DMT foram calculados os parâmetros geotécnicos necessários para o cálculo da capacidade de carga.

Dos métodos apresentados foram utilizados o semiempíricos de Powell *et al.* (2001) e dos teóricos o método β para o cálculo da parcela lateral, combinado com três dos mencionados para o cálculo da capacidade por ponta: o de Terzaghi, Berezantzev e Vesic. Os parâmetros geotécnicos utilizados foram tomados dos resultados do ensaio DMT mais próximo a cada estaca.

Os resultados obtidos foram comparados com os determinados através de provas de carga do tipo lenta (SML) e rápida (QML), executadas em estacas Estação, Hélice, Franki, Barrete, Pré-moldada, Micro estaca, Metálica, Strauss e EPI (Estaca Piloto Instrumentada), instrumentadas algumas ao longo da profundidade. As figuras 37, 38, 39 e 40 apresentam comparações entre as cargas de ruptura medidas e as calculadas mediante cada método baseado no DMT.

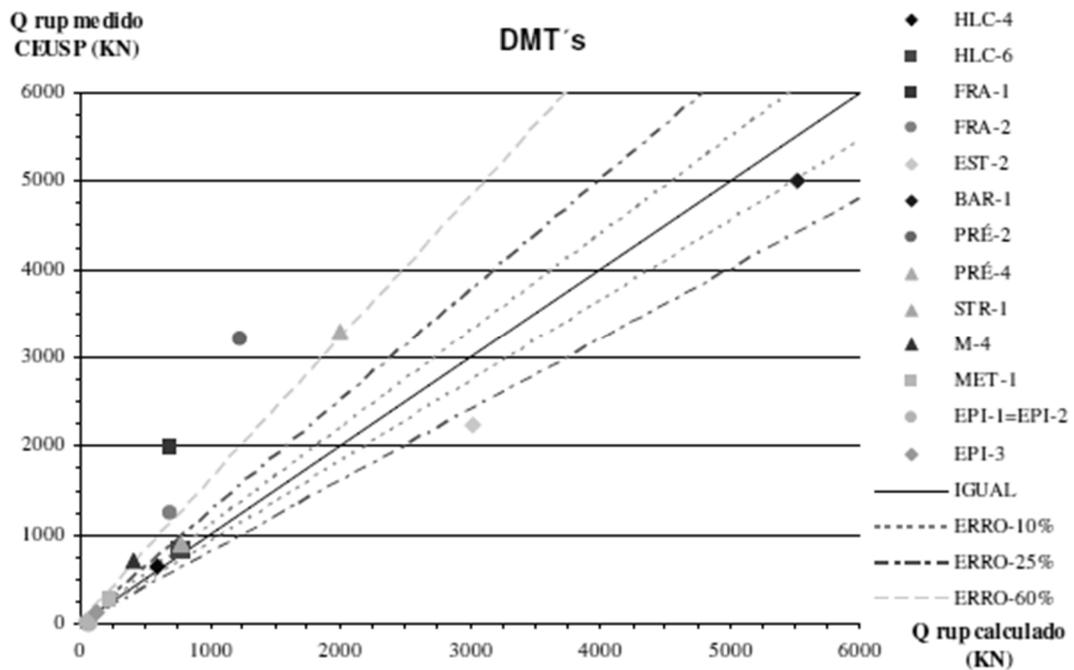


Figura 37. Carga de ruptura medida vs a calculada pelo método de Powell *et al.* (2001) (GOMES, 2007).

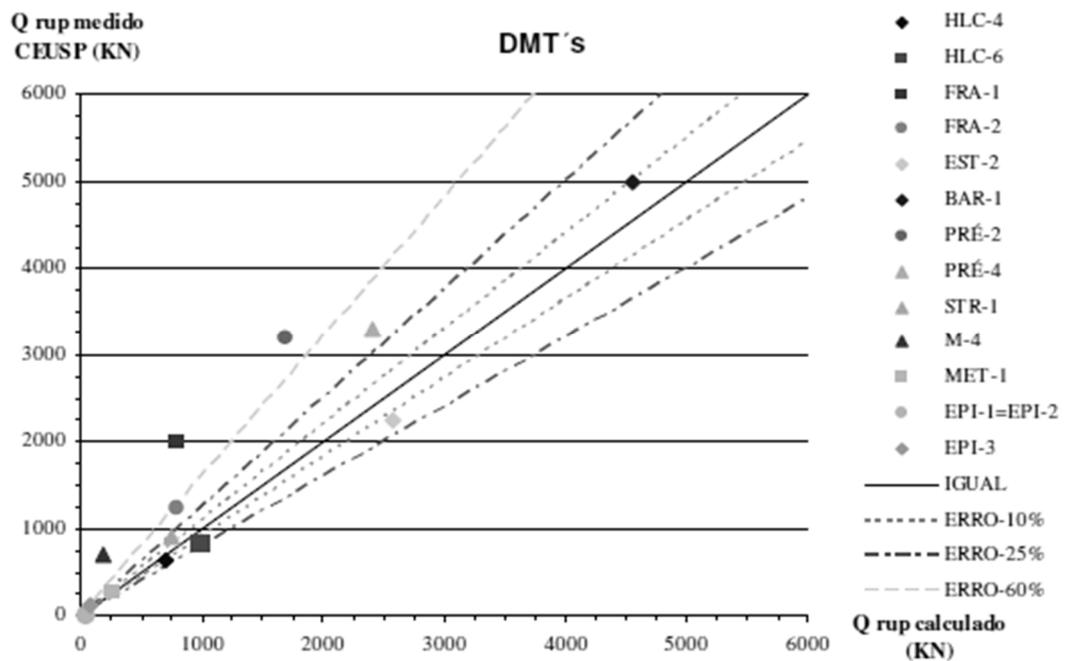


Figura 38. Carga de ruptura medida vs a calculada pelo método β e o de Terzaghi (1943) (GOMES, 2007).

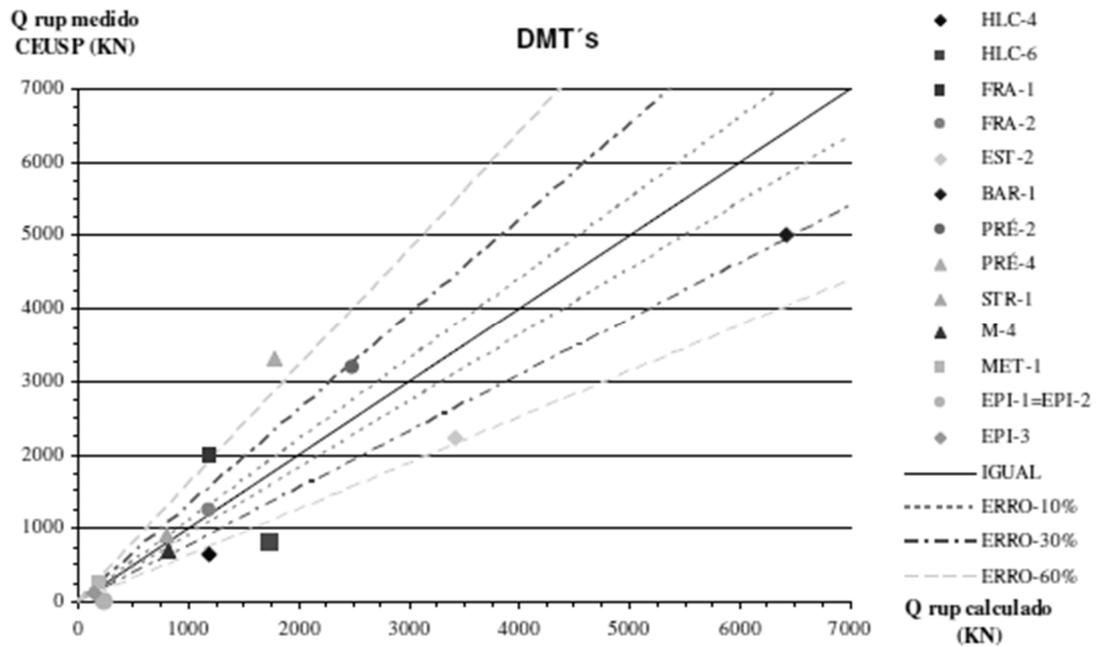


Figura 39. Carga de ruptura medida vs a calculada pelo método β e o de Berezantzev (GOMES, 2007).

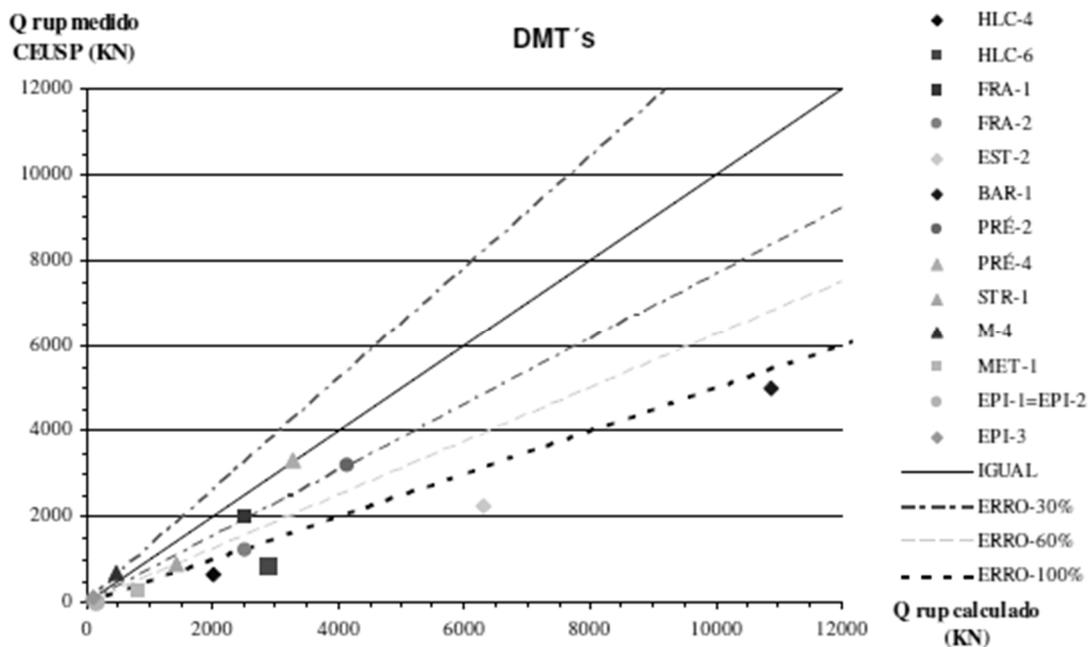


Figura 40. Carga de ruptura medida vs a calculada pelo método β e o de Vesic (GOMES, 2007).

Dos gráficos anteriores e da análise feita por separado no trabalho para cada uma das parcelas de resistência, Gomes (2007) comenta que o método de Powell *et al.* (2001)

subestimou na maioria dos casos a resistência de ponta e forneceu resultados semelhantes aos encontrados nas provas de carga no que refere aos atritos unitários médios das estacas. Já nos métodos teóricos os resultados superestimaram a resistência de ponta, com algumas exceções, sendo o de Vesic (1975) o que ficou mais afastado, com diferenças de mais de 100%. No cálculo da parcela lateral, os resultados do método β foram menores aos fornecidos pelas provas de carga.

Gomes (2007) conclui que o uso do ensaio dilatométrico é eficiente na previsão da capacidade de carga em estacas, e que os resultados obtidos através do DMT mostraram ser mais eficientes do que os obtidos através do SPT.

2.9.4. Hortegal (2011)

Hortegal (2011) avaliou a capacidade de carga de um grupo de estacas escavadas do tipo hélice contínua, executadas em solo tropical não saturado do Distrito Federal do Brasil, através da realização de ensaios de laboratório e campo (SPT, SPT-T e DMT). Do ensaio DMT foram estimados através de correlações os parâmetros geotécnicos como o Coeficiente de Empuxo no Repouso (K_0), Coeficiente de pré-adensamento (OCR) e o ângulo de atrito (ϕ), e comparados com os obtidos no laboratório que foram usados na estimativa da capacidade de carga pelo método racional, apresentado na conclusão da pesquisa como o método menos conservador.

2.9.5. Schulze (2013)

Na pesquisa feita por Schulze (2013) é analisada a capacidade de carga de uma estaca escavada por trado mecânico de 0,25m de diâmetro e 5,0m de comprimento, executada no solo do tipo laterítico do Campo Experimental da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, São Paulo. Os parâmetros geotécnicos utilizados para a análise foram obtidos de ensaios de campo SPT-T, CPT, DPL e DMT realizados no local. O estudo da carga de ruptura foi feito através da aplicação de métodos semiempíricos baseados nos ensaios de campo supracitados.

No trabalho são apresentados dois métodos semiempíricos que utilizam os parâmetros obtidos do ensaio dilatométrico: o de Peiffer e Van Impe (1991), baseado na tensão horizontal efetiva (σ'_{hc}) e aplicado em estacas escavadas, e o de Powell *et al.* (2001), apresentado em função das pressões p_0 e p_1 .

Foram realizados três ensaios DMT no Campo Experimental e obtidos os parâmetros do solo. Foi executada também uma prova de carga estática de carregamento lento (SML) na estaca estudada e obtida uma carga de ruptura de 183 kN, assumida toda pela parcela de resistência lateral. A tabela 16 apresenta os resultados fornecidos tanto pelos métodos semiempíricos baseados nos DMT, como pela prova de carga, e a relação entre eles. Na figura 41 são mostradas a razão entre as cargas de ruptura calculadas e a obtida através da prova de carga.

Tabela 16. Carga de ponta (Q_p), carga lateral (Q_l) e carga de ruptura (Q_u) obtidas dos métodos semiempíricos baseados no DMT (SCHULZE, 2013).

	Peiffer e Van Impe (1991)	Powell <i>et al.</i> (2001)
Q_p [kN]	24	10
Q_l [kN]	66	56
Q_u [kN]	90	66
$Q_u/Q_{u(PCE)}$	0,49	0,36
$Q_l/Q_{l(PCE)}$	0,36	0,31
Q_l/Q_p	2,8	5,9
Q_p/Q_u [%]	26%	14%

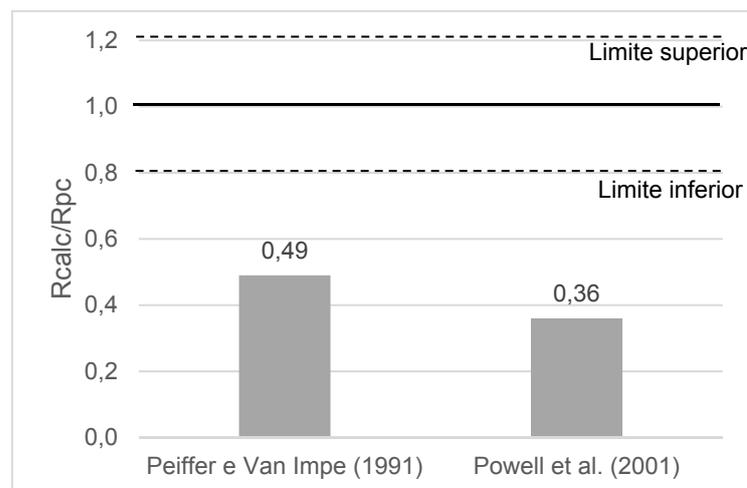


Figura 41. Razão entre a capacidade de carga calculada e a obtida da prova de carga (SCHULZE, 2013).

Pode-se notar nos resultados obtidos que a carga de ruptura calculada através dos métodos semiempíricos baseados no DMT foi bem inferior à obtida na prova de carga estática. Schulze (2013) conclui sobre os fatores que afetam a precisão dos métodos semiempíricos, dependendo todos eles das hipóteses assumidas pelo autor do método.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. CAMPO EXPERIMENTAL

Os ensaios de campo e as provas de carga que serão apresentados nesta pesquisa, foram realizados no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Faculdade de Engenharia Agrícola (Feagri) no Campus da Universidade Estadual de Campinas, Unicamp, localizada em Campinas – São Paulo (figura 42).

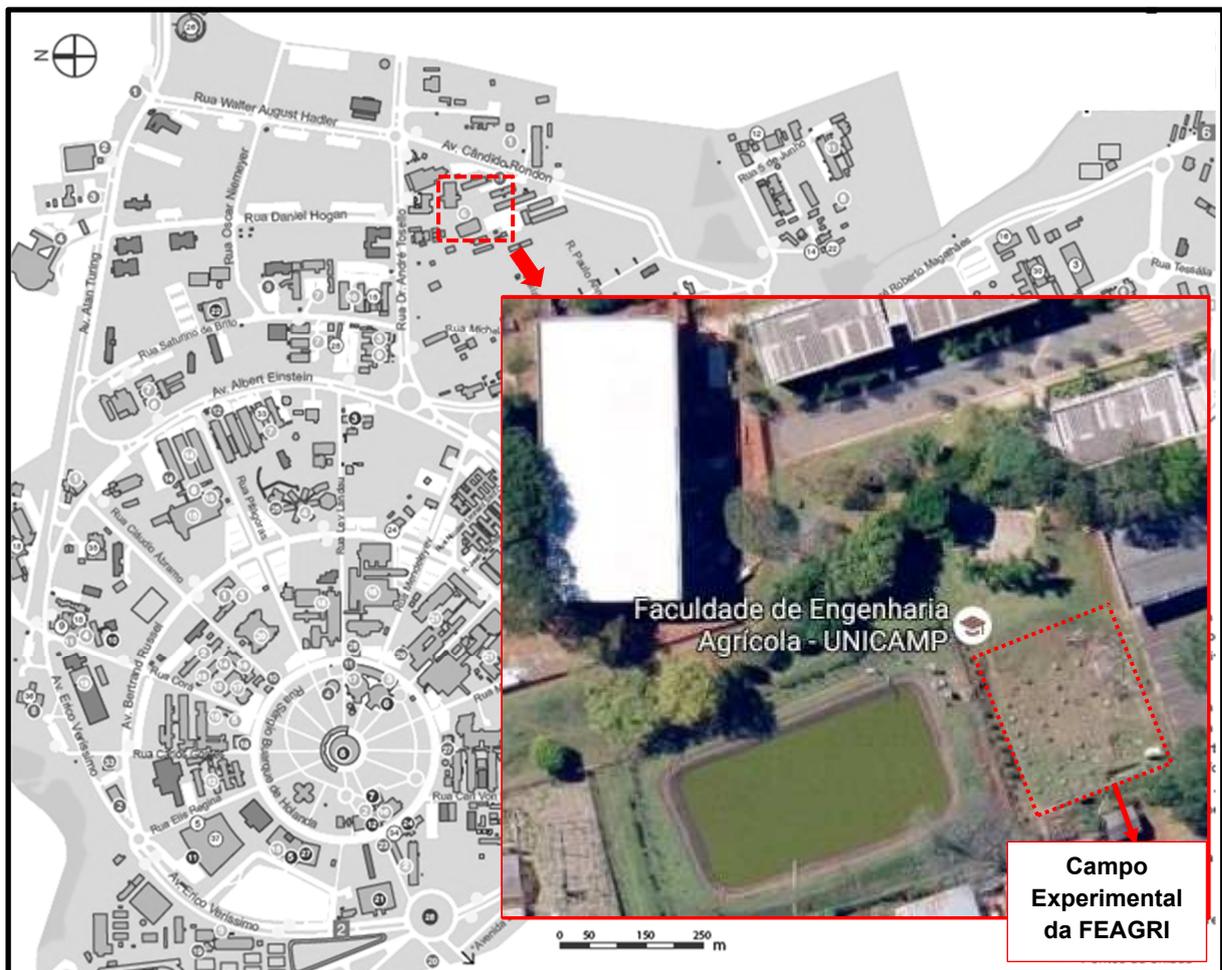


Figura 42. Localização do Campo Experimental dentro do Campus da Unicamp.

3.1.1. Características Geológicas

O subsolo do local é caracterizado pela ocorrência de rochas intrusivas básicas (diabásios) da formação Serra Geral, e pela formação de magmatitos básicos. Esta caracterização ocorre numa área que corresponde a 14% da área total da região de Campinas, equivalente a 98 km².

O perfil geológico do solo do Campo Experimental está constituído por solo residual de diabásio, com uma camada superficial de 6,5 m de espessura de argila siltosa, formada por solo maduro que sofreu um processo intenso de intemperização. Abaixo desta camada, encontrasse outra composta por silte argiloso até uma profundidade de aproximadamente 20 m; pode-se dizer que esta segunda camada é formada por um solo residual jovem que ainda guarda as características herdadas da rocha origem. O nível de água não é encontrado até uma profundidade de 17 m.

A figura 43 apresenta a seção geológica típica da região de Campinas próxima à Unicamp segundo Zuquette, (1987).

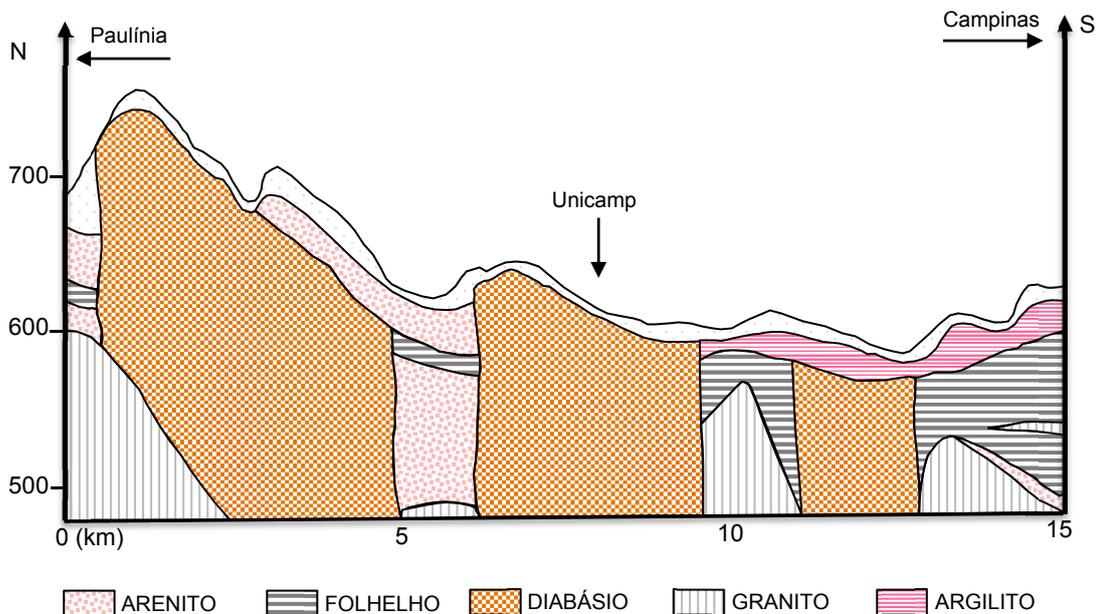


Figura 43. Perfil geológico da região de Campinas (ZUQUETTE, 1987).

3.1.2. Características Geotécnicas

No Campo Experimental da Feagri, com aproximadamente 500 m², já foram realizados diversos ensaios de campo de sondagem e penetração (SPT, SPT-T, CPT, PMT entre outros), ensaios laboratoriais em amostras deformadas e indeformadas (triaxiais, adensamento, compressão simples) e provas de carga estáticas de compressão, tração e horizontal em estacas instrumentadas pré-moldadas, estacas escavadas, hélice contínua e ômega e estacas raiz. Albuquerque (2001) apresenta um perfil do solo baseado nos ensaios de laboratório e campo de caracterização geotécnica realizados (figura 44).

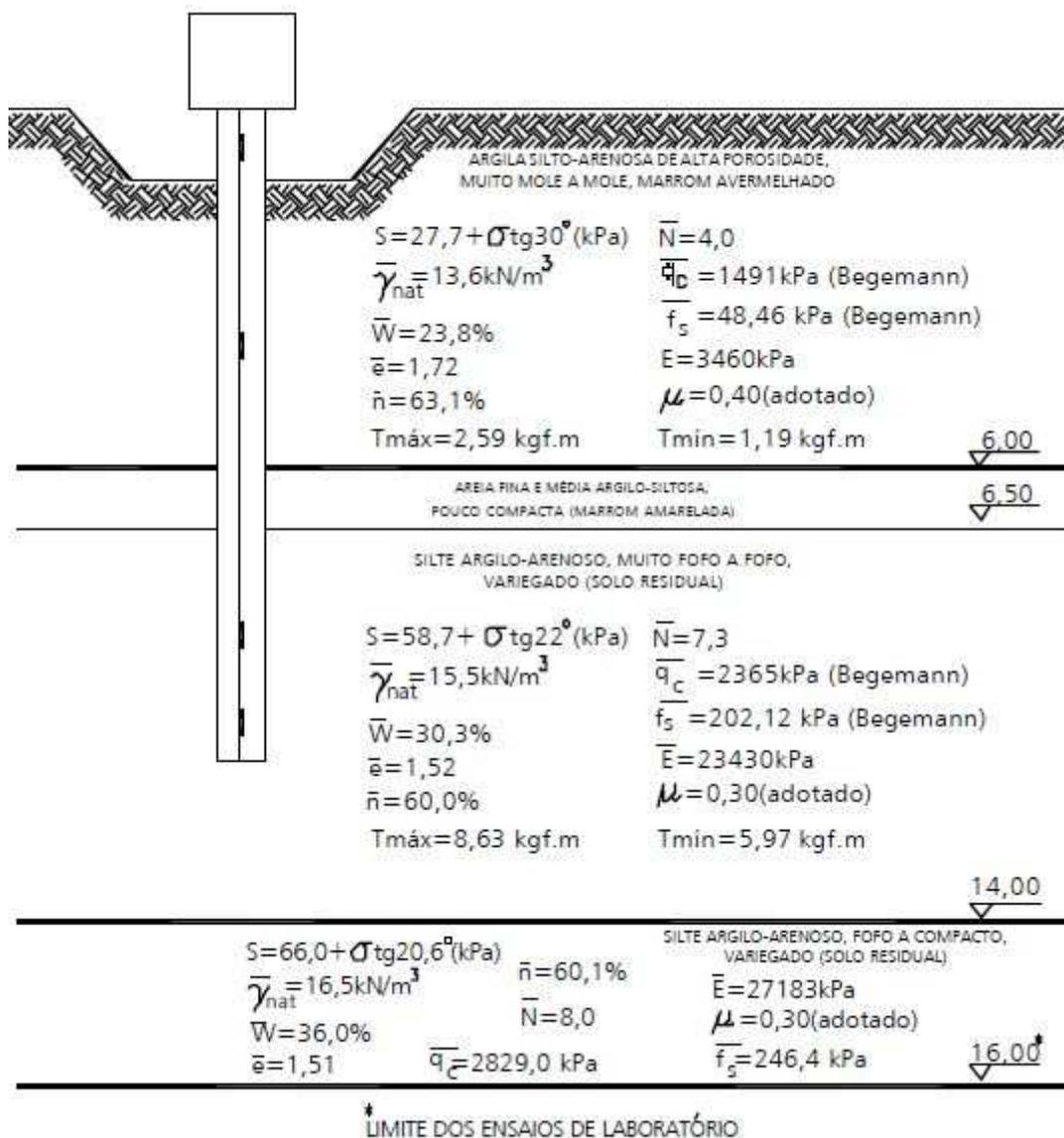


Figura 44. Valores médios das características geotécnicas do campo experimental (ALBUQUERQUE, 2001).

3.2. RESULTADOS DE PROVAS DE CARGA

3.2.1. Estaca pré-moldada

Na pesquisa feita por Albuquerque (1996) foi realizada uma prova de carga estática, com carregamento incremental lento (SML) sobre uma estaca pré-moldada, instrumentada ao longo da profundidade, com diâmetro de 0,18 m e 14 m de comprimento. A prova de carga foi realizada no mês de dezembro do ano 1995. A locação da estaca no campo experimental da Feagri é apresentada na figura 45.

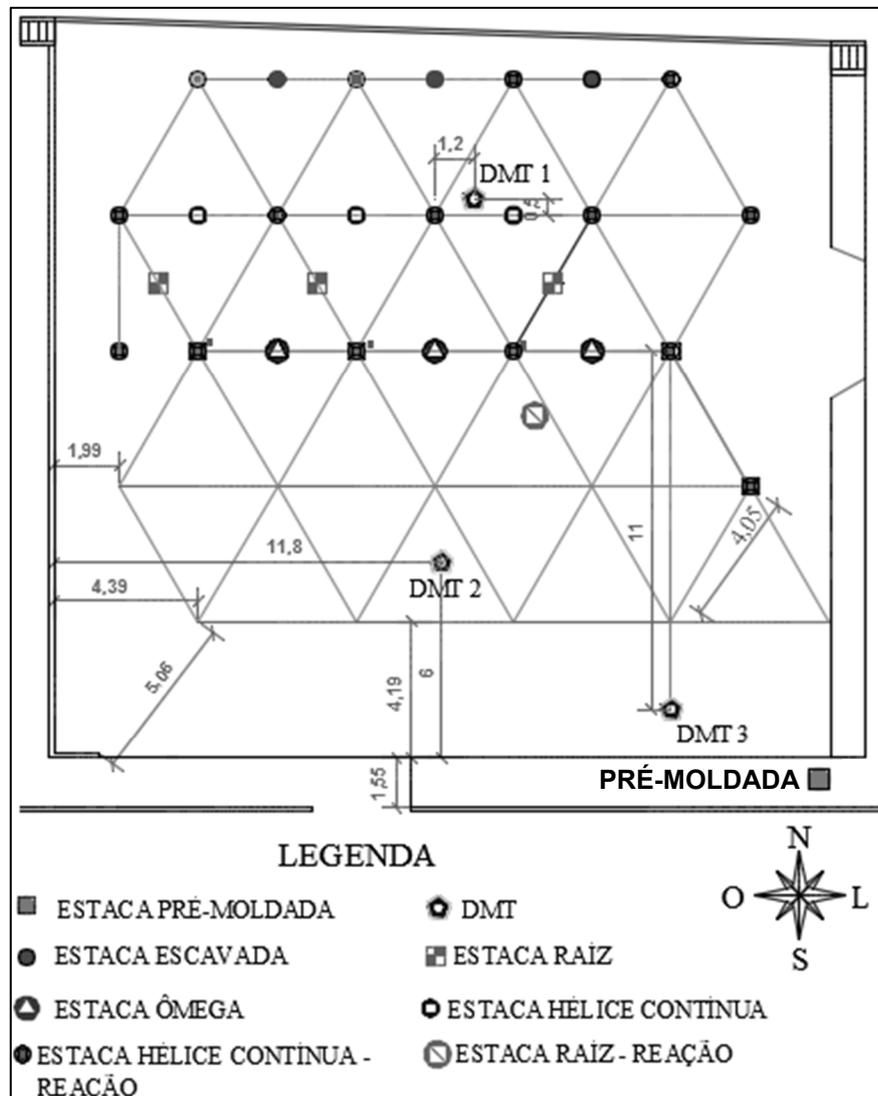


Figura 45. Locação da estaca pré-moldada (ALBUQUERQUE, 2001).

Nessa prova de carga foi usada uma célula de carga de carga de 500 kN de capacidade, e instalada entre o bloco de coroamento e a viga de reação, apoiada em duas estacas pré-moldadas do mesmo comprimento da estaca ensaiada. Os estágios de carregamento foram sucessivos e com incrementos de 40 kN, realizados até atingir a ruptura da ligação solo-estaca.

A carga de ruptura atingiu os 262 kN com uma parcela de resistência por ponta de 42 kN e resistência de atrito lateral de 219 kN e um deslocamento de 54,13 mm. Na figura 46 é apresentada a curva Carga vs Deslocamento obtida na prova de carga efetuada.

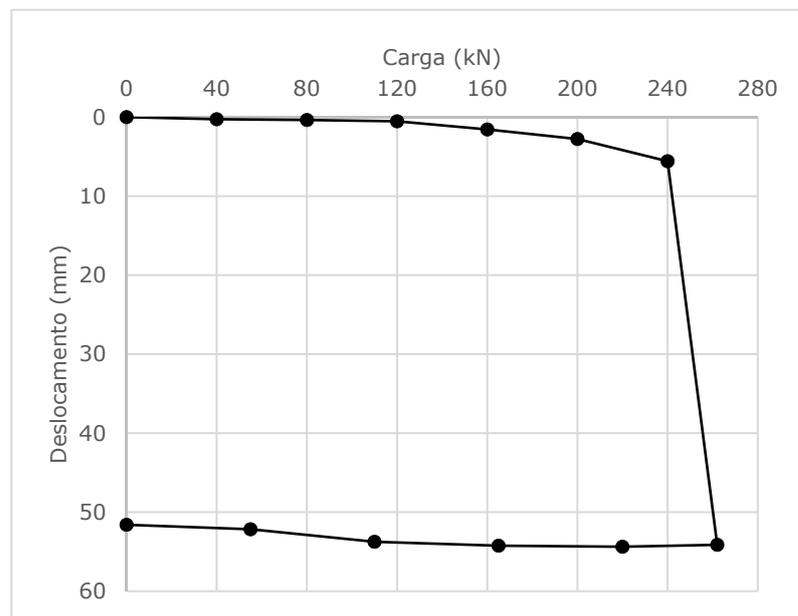


Figura 46. Curva carga vs. deslocamento (ALBUQUERQUE, 1996).

3.2.2. Estacas Escavadas, Hélice Contínua e Ômega

No trabalho realizado por Albuquerque (2001) foram executadas nove estacas testes: três do tipo hélice contínua, três ôegas e três escavadas, todas com 0,40 m de diâmetro e 12 m de comprimento (figura 47).

Para cada estaca ensaiada foram usadas duas estacas de reação do tipo hélice contínua, com 0,40 m de diâmetro e 18 m de comprimento. Foram aplicados estágios sucessivos de carregamento lento seguindo a Norma Brasileira (ABNT-NBR

12.131/1992) vigente à época. Os valores de carga de ruptura e deslocamentos máximos para cada tipo de estaca obtidos por Albuquerque (2001) são apresentados na tabela 17 enquanto que os valores médios para cada tipo de estaca estão na tabela 18. As provas de carga foram realizadas entre os meses de junho e setembro do ano 1999.

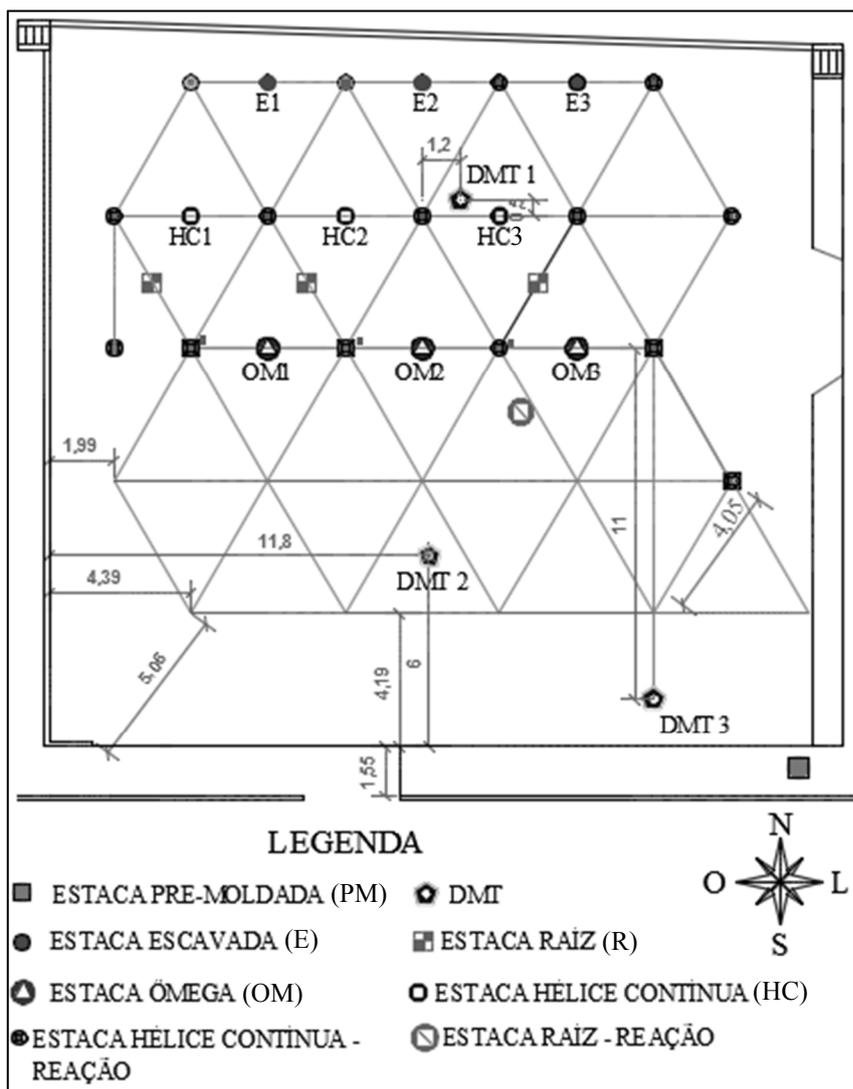


Figura 47. Localização das estacas escavadas, ômega e hélice contínua (ALBUQUERQUE, 2001).

Tabela 17. Valores de carga e deslocamentos máximos obtidos (ALBUQUERQUE, 2001).

Estaca	Carga de Ruptura (kN)	Deslocamento máximo (mm)
Escavada 1 (E1)	684	112,48
Escavada 2 (E2)	670	107,70
Escavada 3 (E3)	693	65,94
Hélice Contínua 1 (HC1)	960	80,24
Hélice Contínua 2 (HC2)	975	85,62
Hélice Contínua 3 (HC3)	720	88,23
Ômega 1 ($\Omega 1$)	1545	64,57
Ômega 2 ($\Omega 2$)	1420	61,83
Ômega 3 ($\Omega 3$)	1320*	22,52

Tabela 18. Valores médios de carga de ruptura e desvios padrão (ALBUQUERQUE, 2001).

Tipo de Estaca	Carga de ruptura	
	Média (kN)	Desvio (kN)
Escavada	682	12
Hélice Contínua	885	143
Ômega	1428	113

Nas estacas moldadas *in loco* do tipo escavadas mecanicamente foi observado que as cargas de ruptura das três estacas foram bem próximas, com um desvio padrão de 12 kN. A figura 48 apresenta as curvas carga vs. deslocamento obtidas para este tipo de estaca.

Nas estacas hélice contínua, o valor médio de ruptura foi de 885 kN com um desvio padrão de 143 kN. Na figura 49 são apresentadas as curvas carga vs. deslocamento obtidas para este tipo de estaca.

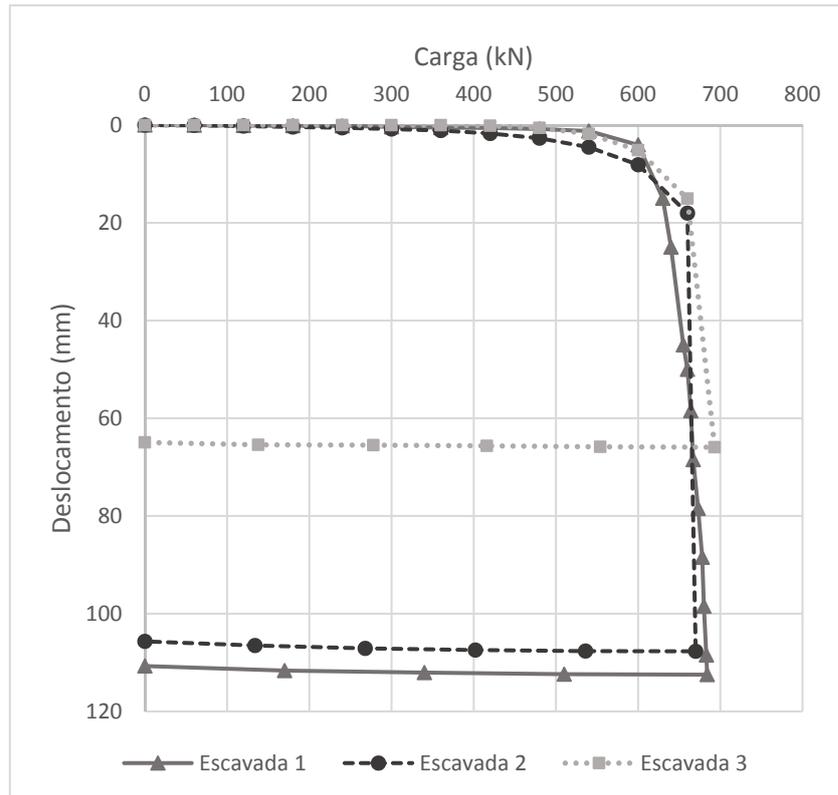


Figura 48. Curva Carga vs. Deslocamento das estacas escavadas (ALBUQUERQUE, 2001).

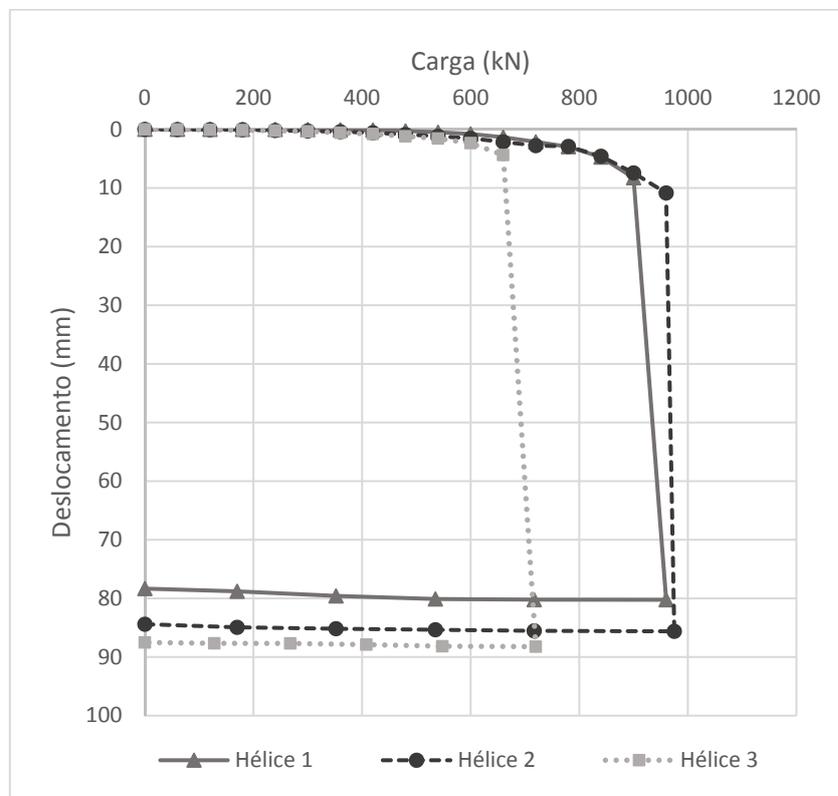


Figura 49. Curva carga vs. deslocamento das estacas HC (ALBUQUERQUE, 2001).

São apresentadas na figura 50 as curvas carga vs. deslocamento obtidas para as estacas tipo ômega ensaiadas.

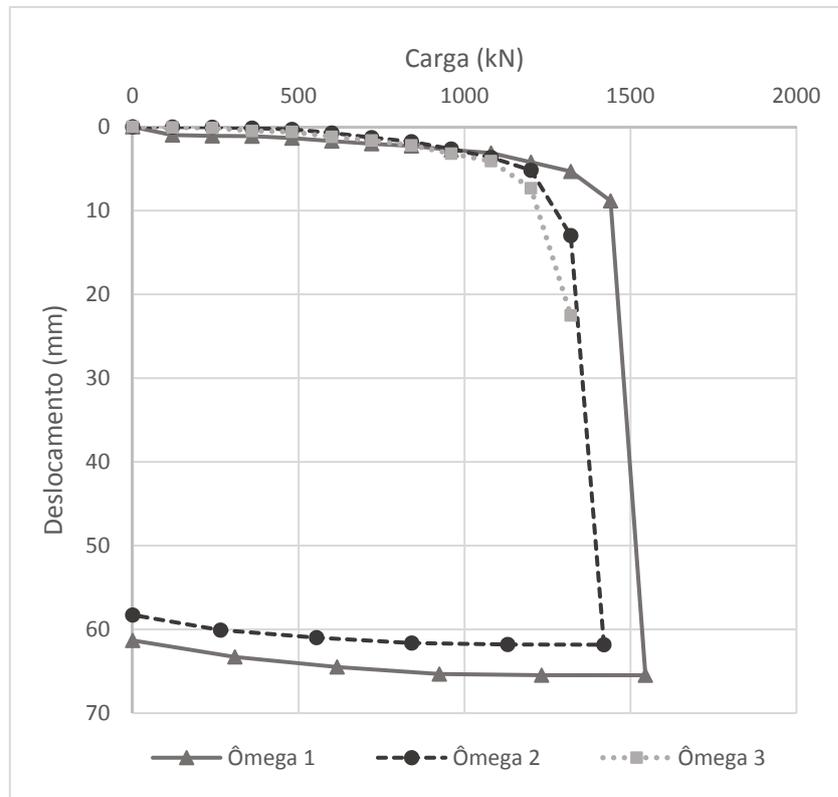


Figura 50. Curva carga vs. deslocamento das estacas ômega (ALBUQUERQUE, 2001).

3.2.3. Estacas raiz

Na pesquisa realizada por Nogueira (2004) foram executadas três estacas teste tipo raiz com 0,40 m de diâmetro e 12 m de comprimento, instrumentadas ao longo do fuste e ensaiadas a compressão. A figura 51 apresenta a localização das estacas executadas no Campo Experimental.

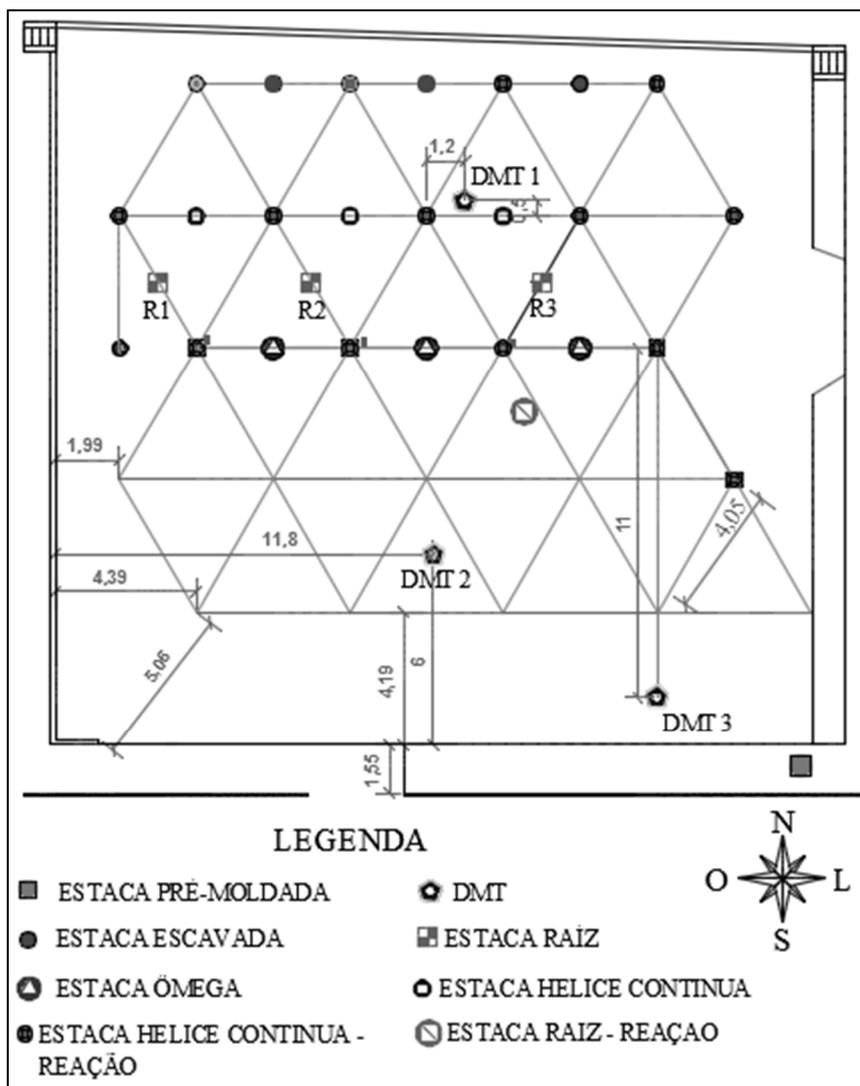


Figura 51. Localização das estacas raiz no Campo Experimental (NOGUEIRA, 2004)

Para o sistema de reação de cada estaca foram usadas duas estacas com diâmetro de 0,40 m e 18 m de comprimento, executadas e usadas na pesquisa feita por Albuquerque (2001). As três estacas foram submetidas a carregamento lento com duração média de 40 h para cada ensaio. As provas de carga foram realizadas no mês de junho do ano 2003.

A tabela 19 apresenta os resultados obtidos nas provas de carga, os valores de carga de ruptura e o deslocamento máximo alcançado.

Tabela 19. Valores de carga de ruptura e Deslocamentos (NOGUEIRA, 2004).

Estaca	Carga de Ruptura (kN)	Deslocamento Máximo (mm)
R1	980	48,77
R2		54,96
R3		55,42

Apresentam-se também na figura 52 as curvas carga vs. deslocamento obtidas através das provas de carga para as estacas raiz. Na curva da estaca raiz 1 pode-se notar um trecho de descarregamento e recarregamento devido a um problema de operação da válvula da bomba elétrica.

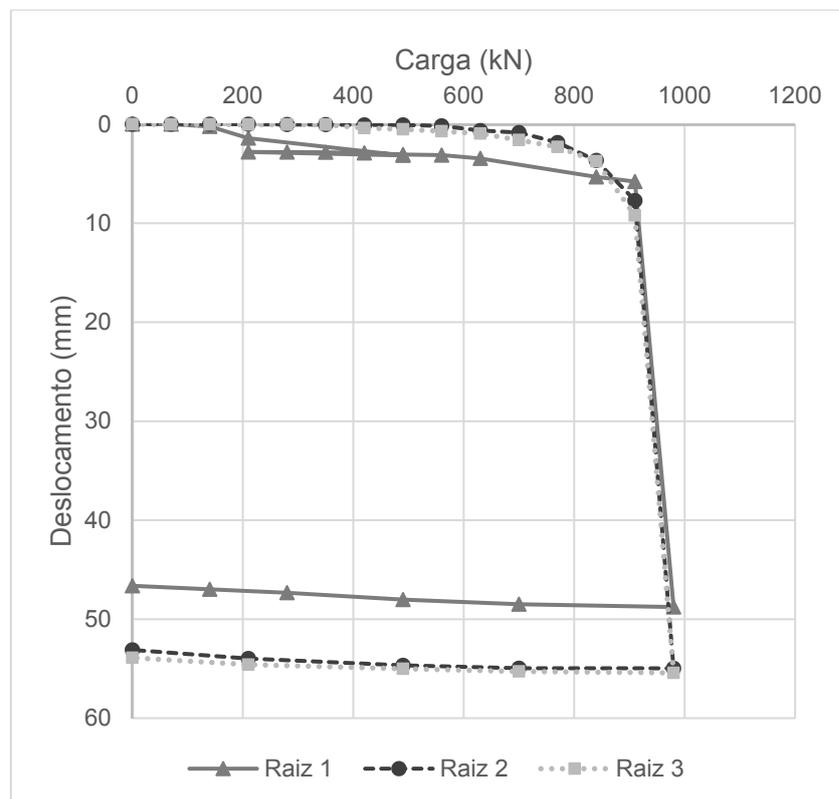


Figura 52. Curva carga vs. deslocamento das estacas Raiz (NOGUEIRA, 2004).

Através dos resultados da instrumentação foi analisado o comportamento de ponta na ruptura das estacas (tabela 20).

Tabela 20. Comportamento de ponta das estacas na ruptura (NOGUEIRA, 2004).

Estaca	Valor máximo de reação de ponta (kPa)	% de ponta
R1	238	3,1
R2	172	2,2
R3	334	4,3
Média	248	3,2

3.3. ENSAIOS REALIZADOS

3.3.1. Ensaios DMT

No mês de setembro de 2015, foram realizados para a pesquisa três ensaios dilatométricos (DMT) em pontos diferentes do Campo Experimental, a locação dos ensaios DMT em relação às estacas é apresentada na figura 53.

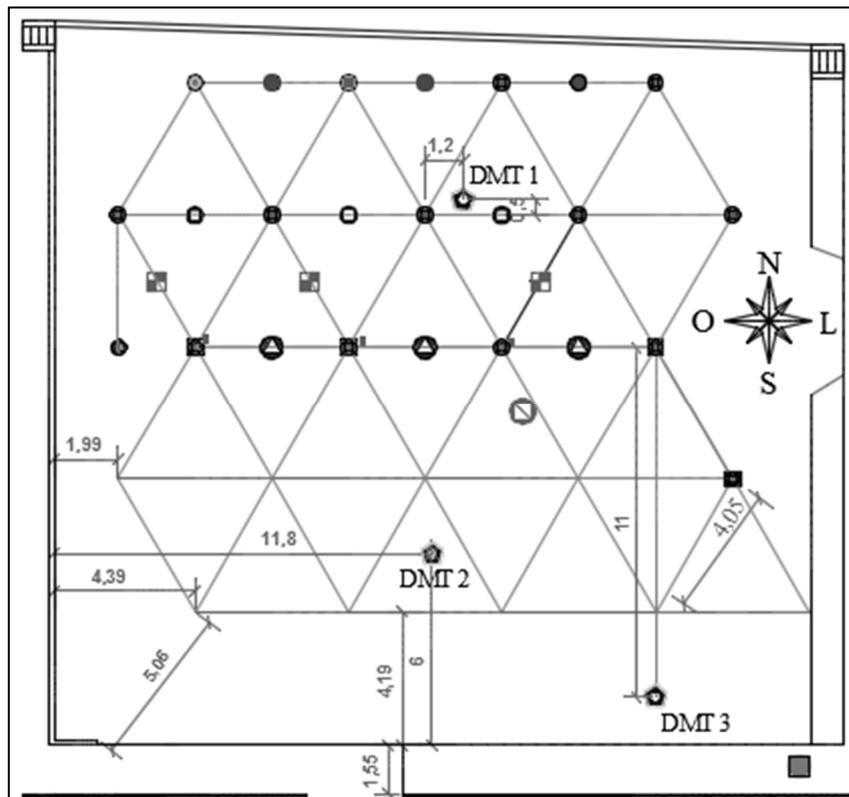


Figura 53. Locação dos ensaios DMT no campo experimental da Feagri.

3.3.1.1. Equipamento

- DMT

O equipamento utilizado para obter os dados foi uma unidade de controle de DMT, um cilindro de gás nitrogênio, uma lâmina dilatométrica, hastes e cabo elétrico (figura 54).



Figura 54. a) unidade de controle b) cilindro de gás c) hastes e cabo elétrico d-e) Lâmina dilatométrica.

- **Equipamento de cravação**

A cravação da lamina no terreno foi realizada de forma estática com equipamento hidráulico, de fabricação “Pagani” (Itália) ancorado no terreno (figura 55), com velocidade de cravação de 20 mm/s.



Figura 55. Equipamento de cravação usado no ensaio.

3.3.1.2. Execução do ensaio

Os ensaios foram realizados seguindo o procedimento padrão. Foi nivelado o equipamento de cravação (ao mesmo tempo que era ancorado no terreno e acoplado ao martelo), e calibrada a membrana ao ar tomando as leituras ΔA e ΔB de calibração.

Em seguida foi feita a montagem das hastes e lâmina no equipamento de cravação (figura 56).

Foi feita a cravação da lâmina tomando-se simultaneamente leituras do DMT de pressões A e B em intervalos de 20 cm. Os três ensaios foram feitos até a profundidade de 13 m.



Figura 56. Montagem do equipamento.



Figura 57. Lâmina apoiada no solo antes do início da cravação.

3.3.2. Determinação do teor de umidade

Com o fim de obter o teor de umidade do solo e aproveitando os ensaios pressiométricos de pré-furo a trado que estavam sendo desenvolvidos para outra pesquisa em curso, foram obtidas amostras de solo a cada metro de profundidade até atingir os 13 m. As amostras de solo foram acondicionadas em cápsulas e levadas ao laboratório para secagem em estufa e determinação da umidade (figura 58)



Figura 58. Amostras após secagem em estufa.

A tabela 21 apresenta, na coluna 1, os resultados do teor de umidade obtido a cada metro de profundidade das amostras coletadas neste trabalho, e na coluna 2 os teores

de umidade apresentados no trabalho de Albuquerque (1996), Albuquerque (2001) e Nogueira (2004). É possível observar em todos os casos o aumento da umidade em profundidade, porém, é observada também a partir dos seis metros de profundidade a diferença no aumento da umidade deste ensaio e as umidades fornecidas por Albuquerque.

Tabela 21. Umidade obtida para cada profundidade do ensaio.

Profundidade (m)	Esta autora	Albuquerque (2001)
	Umidade %	Umidade %
1	27,4	24,3*
2	28,0	23,4*
3	26,8	22,8*
4	27,2	23,7*
5	26,6	-
6	30,4	24,6*
7	34,0	26,3*
8	33,6	28,1*
9	34,5	29,9*
10	34,6	30,5
11	37,0	-
12	40,5	33,8
13	41,9	-

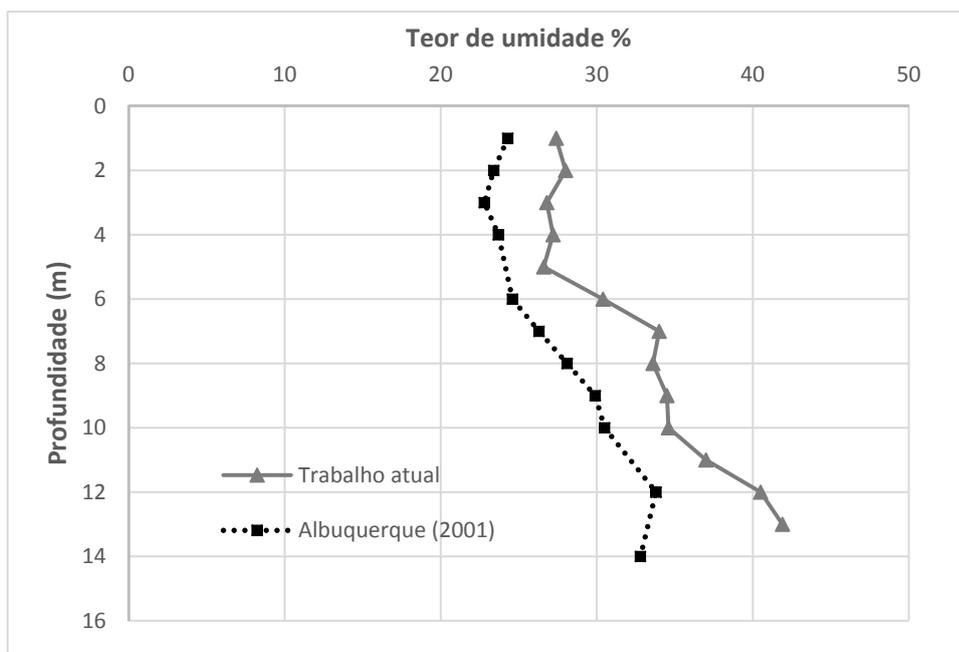


Figura 59. Variação do teor de umidade com a profundidade.

3.4. MODELAGEM NUMÉRICA

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é um método matemático que tem como ideia central a discretização (subdivisão) de um meio contínuo em pequenos elementos que mantêm as propriedades do domínio. Os elementos são descritos por equações diferenciais e resolvidos por modelos matemáticos. Segundo Omenam (2012) o MEF é considerado a ferramenta mais poderosa de análise entre os outros métodos de análise do comportamento das fundações, por levar em consideração os efeitos da interação solo-estaca na análise.

Sendo assim, utilizou-se nesta pesquisa o método dos elementos finitos no desenvolvimento de um modelo numérico para a previsão da curva carga vs deslocamento das estacas estudadas no trabalho. Para o fim, foi utilizado o programa PLAXIS 3D FOUNDATION v. 1.1.

O software Plaxis trabalha com três modelos constitutivos: o Modelo Linear Elástico, o Modelo de Mohr – Coulomb (modelo elasto-plástico que se comporta de forma linear até que o critério de ruptura de Mohr – Coulomb seja atingido) e o Modelo de Solo com Endurecimento (Hardening Soil Model). Nesta pesquisa foram utilizados dois dos modelos mencionados, o linear elástico para simular o comportamento das estacas e o elasto-plástico perfeito para simular o comportamento do solo, através do critério de Mohr Coulomb.

O critério de Mohr – Coulomb requer o conhecimento de cinco parâmetros do solo: o módulo de Deformabilidade, E (kN/m^2), o coeficiente de Poisson, ν , o ângulo de atrito, ϕ ($^\circ$), a coesão, C (kN/m^2), e o ângulo de dilatância, ψ ($^\circ$). Os parâmetros geotécnicos das camadas de solo foram obtidos dos ensaios dilatométricos e serão apresentados no item 4.3. Para a estimativa do ângulo de dilatância foi considerada a expressão $\psi \approx \phi' - 30^\circ$, apresentada por Brinkgreve *et al.* (2004). Segundo as indicações do autor, em solos com ângulo de atrito inferior a 30° o ângulo de dilatância é considerado nulo.

O Plaxis permite simular a interação solo-estrutura através de elementos de interface. A magnitude e natureza das interfaces dependem da escolha de um valor adequado do fator de redução de resistência de interface chamado R_{inter} . O fator R_{inter} permite

obter valores de resistência na interface, tais como ângulo de atrito e adesão na interface, iguais ou menores aos do solo. O fator de redução depende do material que constitui o fuste da estaca, do tipo de solo e do método de execução. Existem diversas literaturas que estudaram a obtenção de valores específicos de R_{inter} . Neste trabalho, o parâmetro de R_{inter} foi obtido através de retroanálise para cada tipo de estaca, levando em consideração que cada uma delas tem um processo executivo diferente. Os valores obtidos após o ajuste por retroanálise serão apresentados no item 4.3.1.

As dimensões do semiespaço foram determinadas em função do teste de convergência, em que foram verificadas as condições de contorno. Para isto, foram feitos testes prévios à simulação numérica, em que se variavam as dimensões do modelo e se verificava que os deslocamentos nas extremidades fossem iguais a zero ou não significativos. As geometrias em planta das malhas avaliadas foram de 10 x 10 m, 15 x 15 m e 20 x 20 m. Verificou-se que para a malha de 10 x 10 m as deformações máximas no contorno foram menores que um décimo de milímetro, (considerada desprezível para o problema analisado), nos casos das estacas escavada e pré-moldada, no entanto nas estacas ômega, raiz e hélice contínua a malha que apresentou deformações menores que um décimo de milímetro foi a de 20 x 20 m. A profundidade do modelo geométrico para todos os casos analisados foi de 20 m.

As malhas de elementos finitos foram compostas por elementos de forma triangular - de 15 nós -, extrudados em profundidade formando elementos tridimensionais tipo cunha. A composição do modelo resultou em uma malha de elementos finitos de 26.376 elementos e 71.563 nós para o caso da malha de 20 m x 20 m e 10.498 elementos e 29.940 nós para a malha de 10 m x 10 m. As geometrias com as dimensões adequadas às condições de contorno para as malhas de 10 m x 10 m e 20 m x 20 m estão apresentadas nas figuras 60 e 61 respectivamente.

Nesta pesquisa o solo foi dividido em profundidade em duas camadas, uma superficial, de 0 a 6 m de profundidade e outra de 6 m a 20 m. O nível freático foi assumido nos 17 m de profundidade.

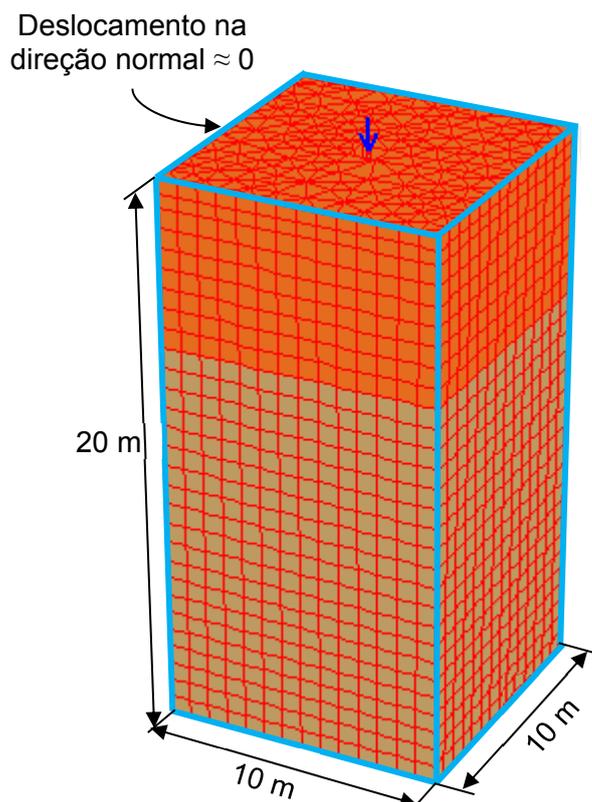


Figura 60. Dimensão da malha de 10 m x 10 m e condições de contorno.

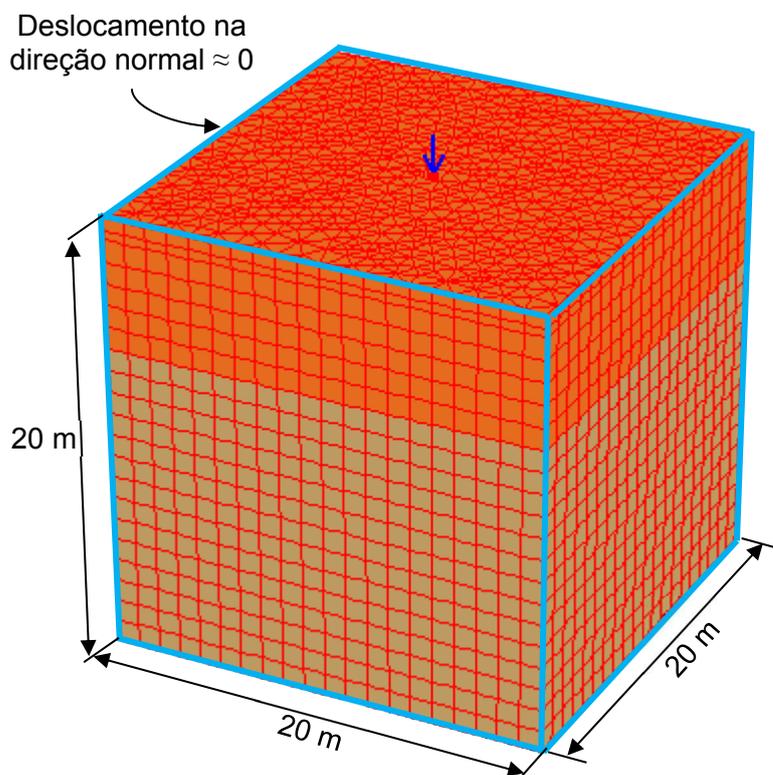


Figura 61. Dimensão da malha de 20 m x 20 m e condições de contorno.

De maneira geral, a simulação foi feita em três etapas: a fase de construção, em que foi simulada a execução da estaca e da escavação feita ao redor do topo da estaca, os deslocamentos e deformações calculados nesta fase foram ignorados; a etapa da aplicação da carga no centro do topo da estaca, e finalmente a fase de descarga, os deslocamentos das duas últimas etapas foram utilizados para a construção da curva *carga vs deslocamento*.

Na escavação do solo ao redor do topo da estaca foram mantidas as dimensões apresentadas por Albuquerque (1996 e 2001) e Nogueira (2004), a profundidade do solo escavado foi de 0,5 m para as estacas escavadas, ômega e hélice contínua, na estaca raiz foi de 0,6 m e para a estaca pré-moldada de 1 m. As dimensões em planta foram de 1 x 1 m, coincidindo o centro da estaca com o ponto médio da escavação.

4. RESULTADOS

4.1. ENSAIO DMT

Os resultados obtidos nos ensaios DMT e fornecidos pelo software do dilatômetro estão apresentados nas figuras 62 a 64. Os índices e parâmetros dilatométricos serão calculados e apresentados detalhadamente nos itens 4.1.1 e 4.1.2. Na figura 65 é apresentada a locação dos ensaios DMT e das estacas no campo experimental da Feagri.

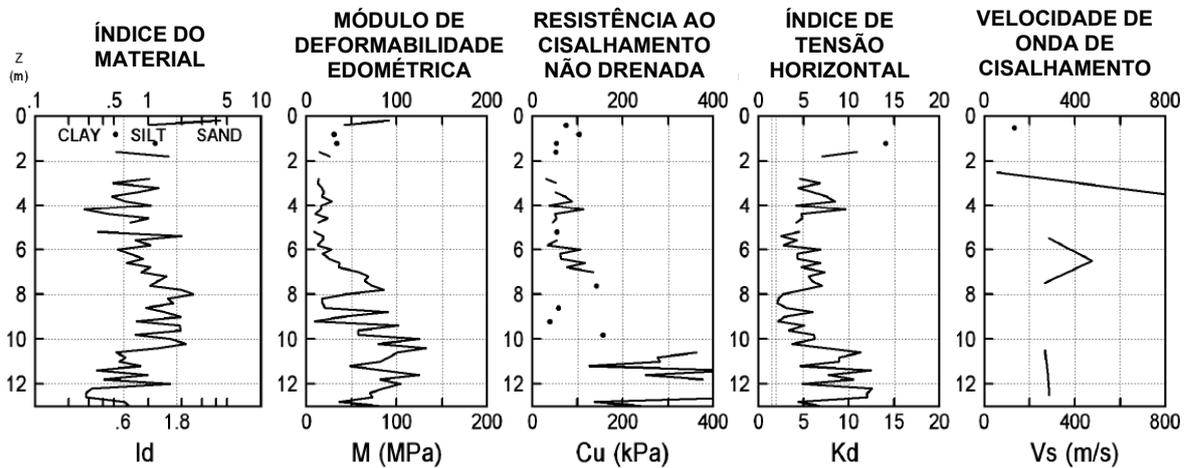


Figura 62. Resultados do DMT 1.

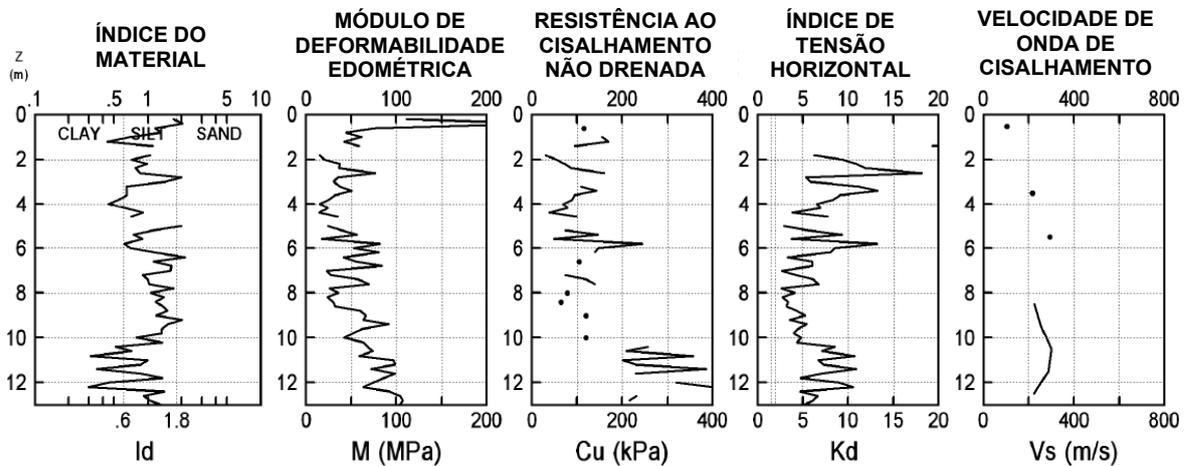


Figura 63. Resultados do DMT 2.

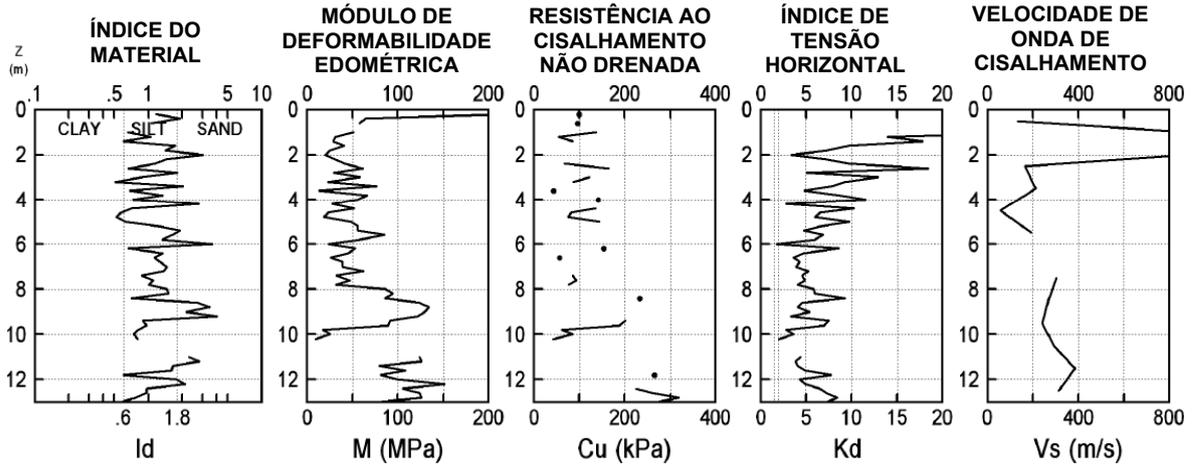


Figura 64. Resultados do DMT 3.

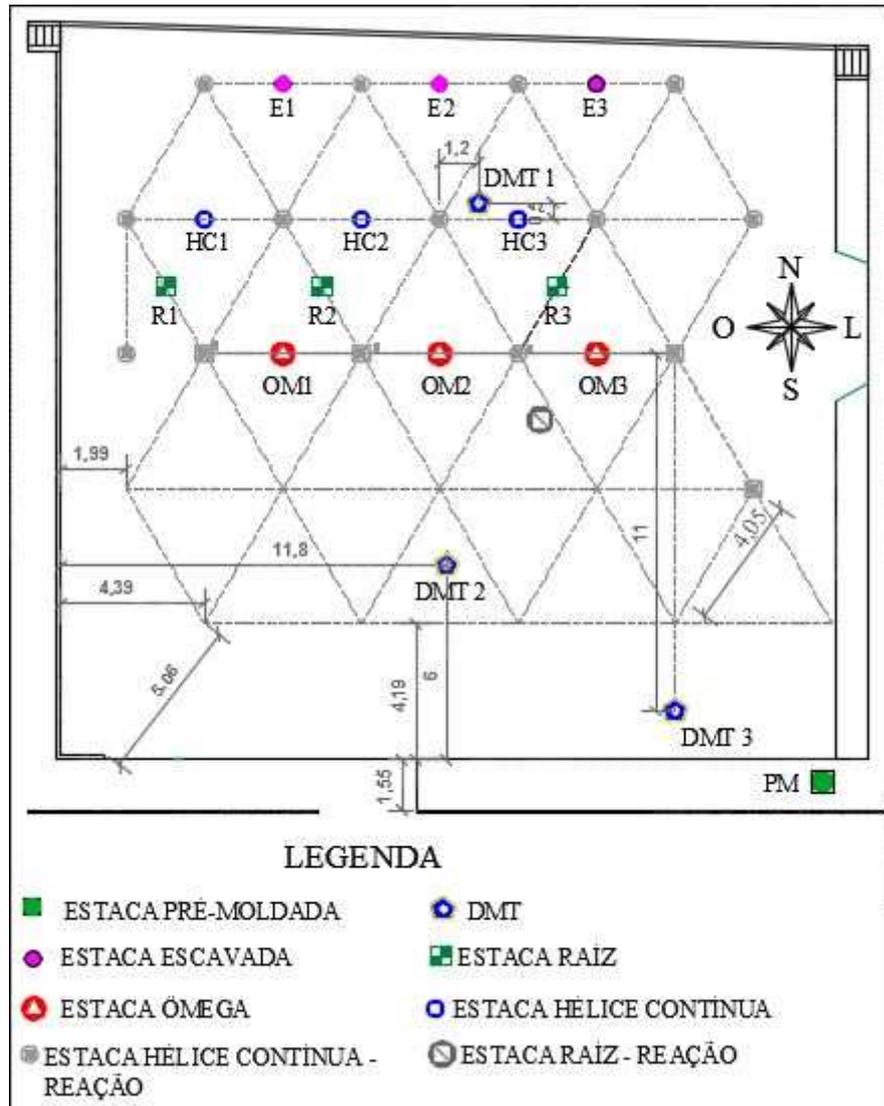


Figura 65. Localização dos ensaios DMT e estacas ensaiadas no campo experimental.

Fazendo uso do software do DMT, foram corrigidas as leituras de pressão A e B seguindo as formulações apresentadas nas equações [5] e [6], originando-se desta maneira as pressões corrigidas P_0 e P_1 para cada profundidade dos ensaios. A leitura da pressão C não foi feita, pois a profundidade do trabalho não atingia o nível do lençol freático.

No ensaio houve ausência de leituras em determinadas profundidades, principalmente nos primeiros metros do ensaio DMT1. Isso ocorreu devido à presença de camadas de brita que impossibilitaram a obtenção das leituras, provavelmente ocasionada pelo vazio entre a lâmina e o solo. Neste caso foi aplicada uma pressão máxima de 40 Bar (próximo à pressão de ruptura da membrana) sobre a membrana para conseguir a máxima expansão e ainda assim não foi possível realizar o ensaio.

4.1.1. Análise dos ensaios

Para melhor compreensão do comportamento do solo, são apresentadas nas figuras 66 e 67 as pressões (médias de cada metro) de P_0 e P_1 dos três ensaios DMT executados.

Pode-se observar que os três ensaios em geral apresentaram similaridade no comportamento. Na primeira camada (até 8 m de profundidade aproximadamente) as leituras dos ensaios DMT 2 e DMT 3 apresentaram valores relativamente próximos entre eles. Entretanto, a partir dos 9 m de profundidade, os ensaios DMT1 e DMT2 mostraram uma proximidade maior.

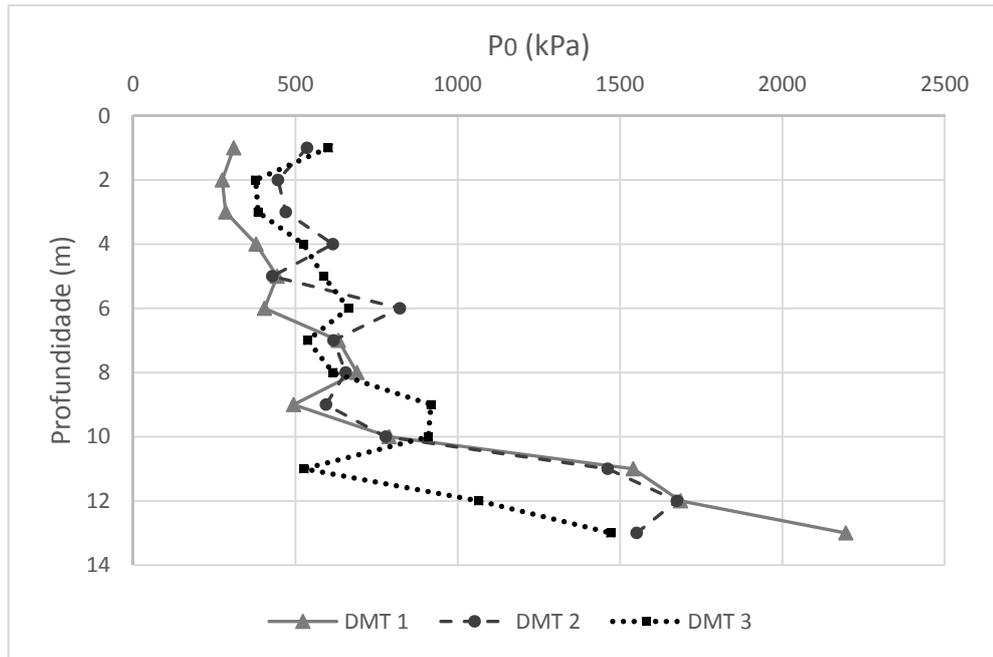


Figura 66. Leituras de pressão P_0 dos três ensaios DMT.

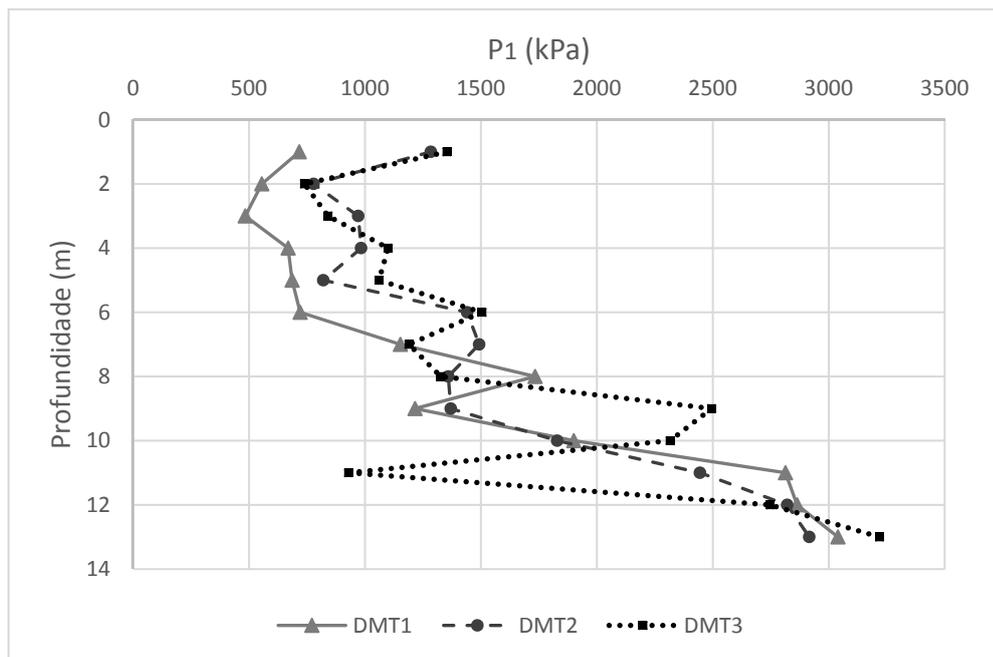


Figura 67. Leituras de pressão P_1 dos três ensaios DMT.

A partir da obtenção das pressões corrigidas e o uso das equações [9], [10] e [11], foram calculados os três parâmetros intermediários: Módulo dilatométrico (E_d), Índice do material (I_d) e o Índice de tensão horizontal (K_d), respectivamente.

Considerando o comportamento similar obtido nos ensaios, e com a finalidade de proporcionar uma análise geral do subsolo do Campo Experimental, para que se possa empregar tais na análise da capacidade de carga para todos os grupos de

estacas, foram calculadas as médias dos parâmetros intermediários obtidos. As figuras 68, 69 e 70 apresentam os valores médios, máximos e mínimos dos parâmetros fornecidos pelos ensaios DMT.

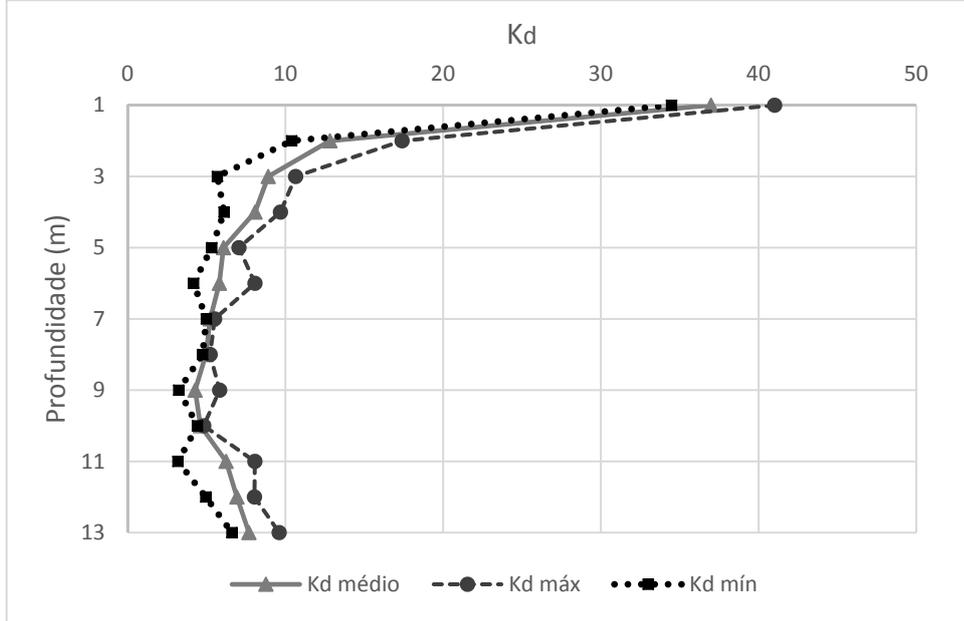


Figura 68. Valores do Índice de tensão horizontal obtidos dos ensaios.

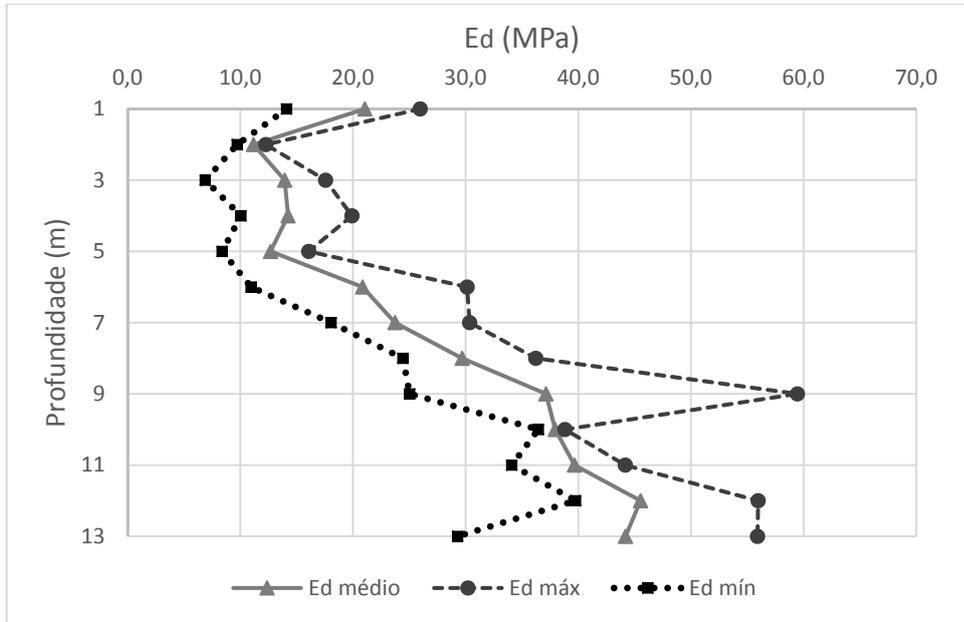


Figura 69. Valores do Módulo dilatométrico obtidos dos ensaios.

Pode-se notar um aumento do módulo dilatométrico à medida em que a profundidade aumenta, isto indica a uma diminuição na compressibilidade do solo na conforme se distancia da superfície.

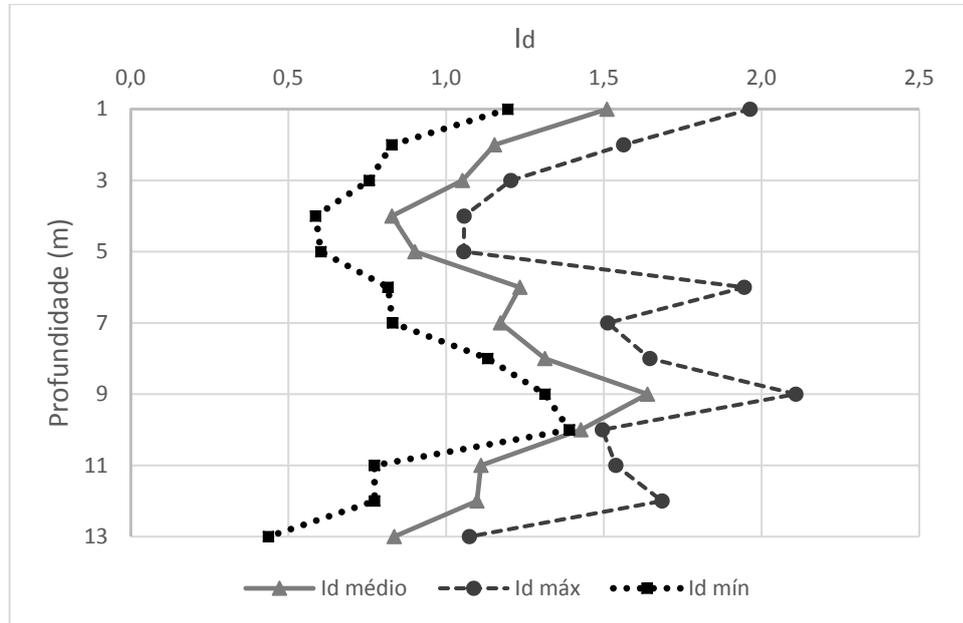


Figura 70. Valores do Índice do material obtidos dos ensaios.

Com base ao índice do material médio (figura 70), e seguindo o gráfico proposto por Marchetti e Crapps (1981) apresentado na figura 15, foi construído o gráfico para a classificação do solo (figura 71). Nota-se que o solo está enquadrado na sua maior parte na faixa de silte, tendendo a silte arenoso na camada dos 7 m aos 10 m e como silte argiloso a partir dos 12 m.

Comparando este resultado com o obtido através de análise granulométrica, apresentada por Albuquerque (2001) e mostrado no perfil da figura 44, observa-se que diferem principalmente na classificação da camada superficial, que tinha sido classificada como argila silto-arenosa. Cabe ressaltar que a classificação feita através do dilatômetro está baseada no comportamento mecânico do solo e não com base na textura, ou seja, neste caso embora a camada superficial apresente características granulométricas de uma argila, o comportamento mecânico é de solo siltoso.

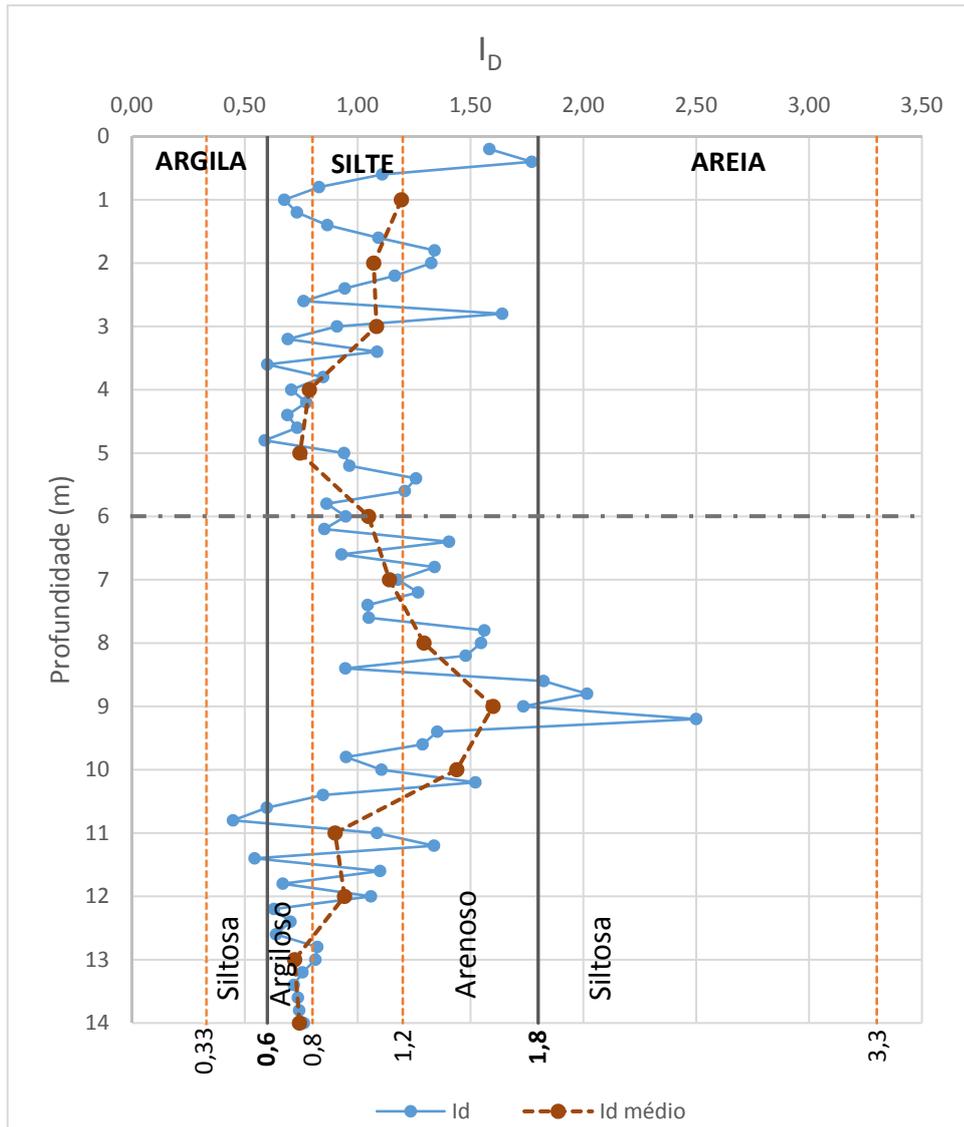


Figura 71. Classificação do solo em base ao parâmetro I_D .

4.1.2. Parâmetros geotécnicos empregados na previsão da capacidade de carga e na modelagem numérica

Na aplicação dos métodos teóricos e semiempíricos de previsão de capacidade de carga são utilizados: peso específico γ , o ângulo de atrito ϕ (em solos não coesivos) e a resistência ao cisalhamento não drenada S_u para o caso de solos coesivos.

Levando em conta que a classificação do solo feita em pesquisas anteriores através de sondagens de simples reconhecimento e análise granulométrica difere da determinada através da aplicação do índice do material I_D , obtido nos ensaios DMT e apresentada na figura 71, foram calculados os parâmetros ϕ e S_u visando aplicar tanto

os métodos relacionados com solos coesivos como os utilizados em não coesivos, e avaliar quais deles são mais adequados para o solo estudado. Os resultados dos parâmetros geotécnicos são apresentados na sequência.

4.1.2.1. *Peso específico natural*

Usando o ábaco apresentado por Marchetti e Crapps (1981), como apresentado na figura 72, e com base aos valores de I_D e K_D médios dos três ensaios DMT foi determinado o peso específico natural médio do solo a cada 0,2 m de profundidade. O peso específico médio do solo da camada dos 0 a 6 m foi de $18,3 \text{ kN/m}^3$ e o valor correspondente à camada dos 6 m a 14 m foi de $20,2 \text{ kN/m}^3$. A figura 73 apresenta a variação do peso específico com a profundidade.

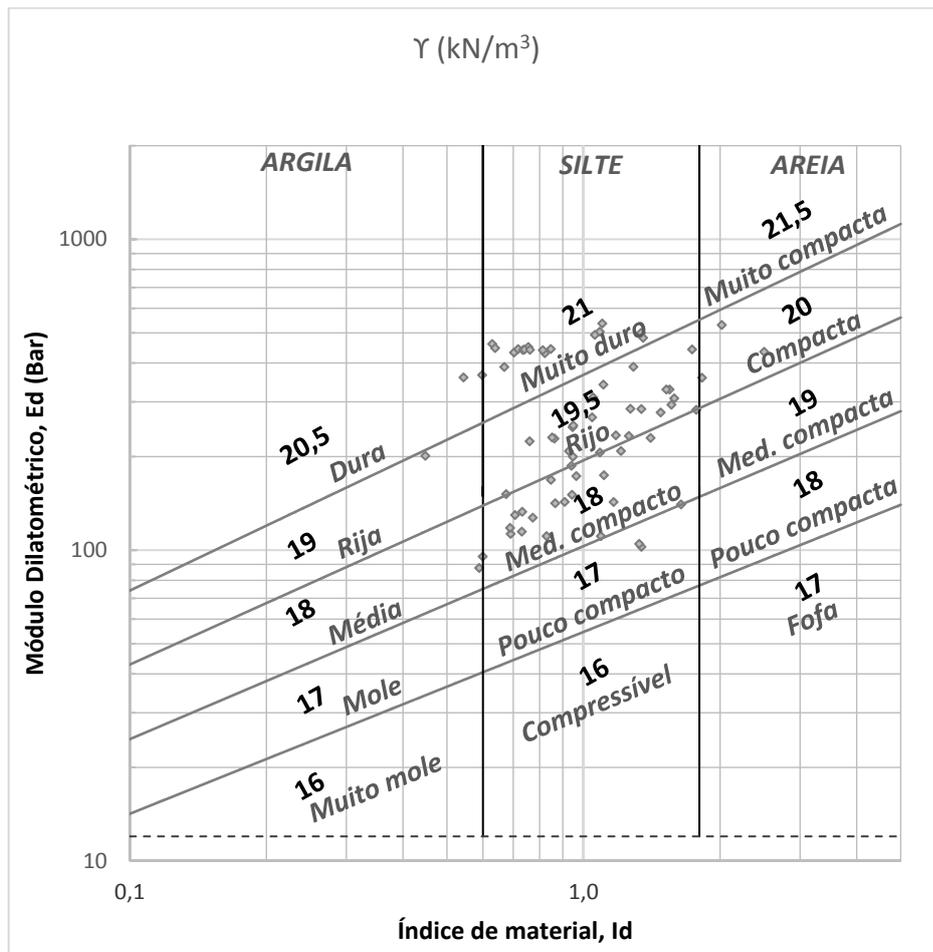


Figura 72. Peso específico natural, segundo o ábaco de Marchetti e Crapps (1981)

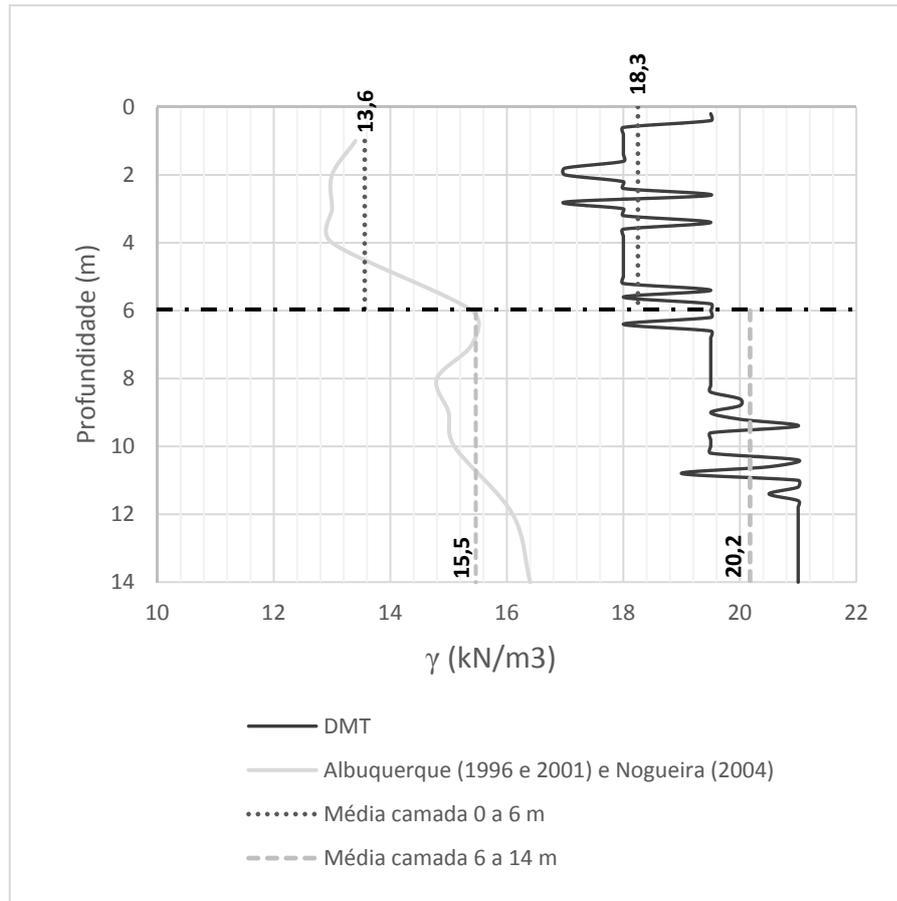


Figura 73. Peso específico natural vs. profundidade

4.1.2.2. Ângulo de atrito, ϕ

- Método gráfico

Foi obtido o ângulo de atrito interno do solo aplicando o método gráfico de Marchetti (1985), com o uso do ábaco apresentado na figura 20. Para aplicar este método foi necessário calcular o coeficiente de empuxo no repouso, K_0 e utilizar dados de resistência de ponta do cone, q_c executados no local citados em Carvalho *et al.* (2004).

A resistência de ponta do cone, q_c , foi tomada como a média de cinco ensaios CPT realizados no Campo Experimental da Feagri, como parte de pesquisas anteriores. A figura 74 apresenta a variação do q_c médio com a profundidade.

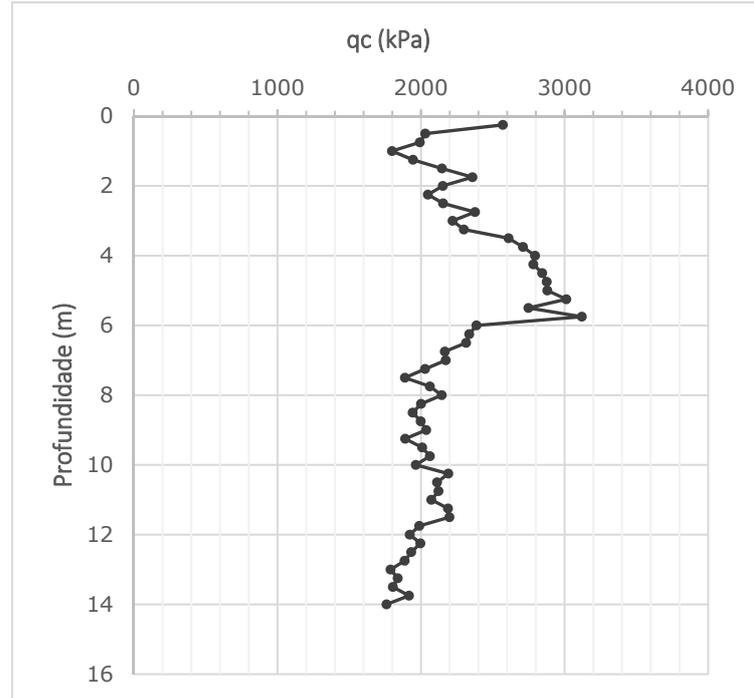


Figura 74. q_c vs. profundidade

Para o cálculo do K_0 foi usada a expressão [38] proposta por Baldi *et al.* (1986), assumindo que o solo é um depósito de areias envelhecidas, levando em consideração que os valores do índice de tensão horizontal K_D do solo são normalmente maiores a 5. Na figura 75 é apresentada a variação do K_0 com a profundidade.

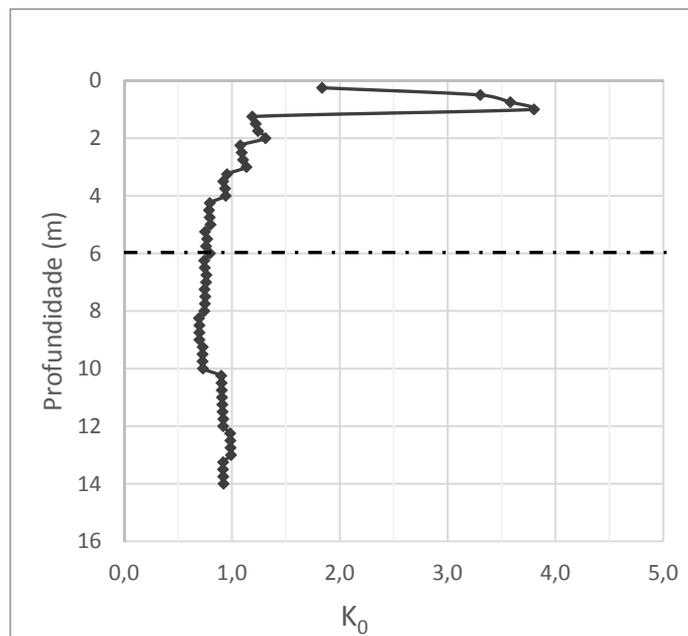


Figura 75. K_0 vs. profundidade

Na figura 76 é apresentado o ângulo de atrito efetivo calculado pelo método mencionado, variando com a profundidade, assim como a variação do ângulo de atrito apresentado por Albuquerque (2001).

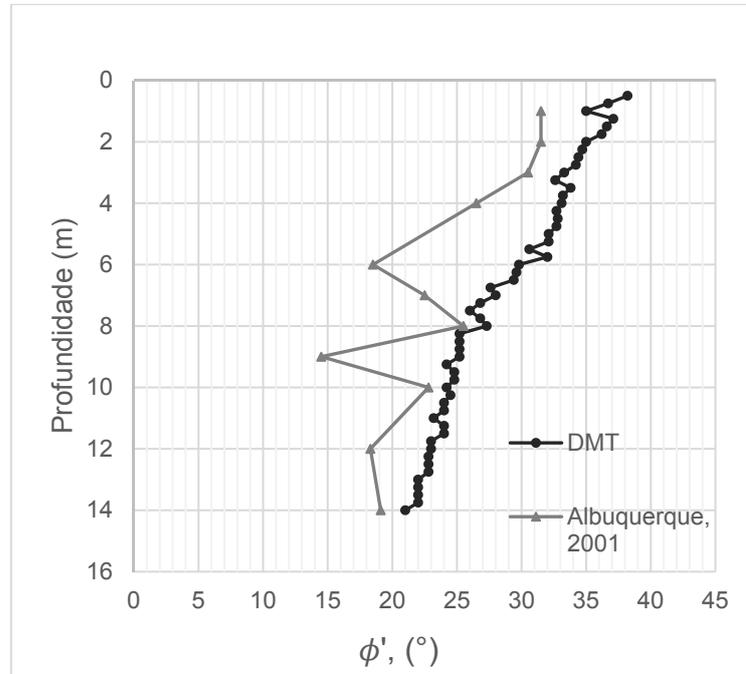


Figura 76. Comparação da estimativa do ângulo de atrito através do método gráfico de Marchetti (1985) e os dados fornecidos por Albuquerque (2001).

Na figura 76 observa-se que os dados do ângulo de atrito fornecidos através do DMT foram sempre superiores quando comparados com os de Albuquerque (2001), porém nos dois casos, o ângulo de atrito diminuiu com o aumento da profundidade, apresentando um comportamento similar.

- Método de Marchetti e Crapps (1981)

Foi calculado também o ângulo de atrito por meio da equação [42] de Marchetti e Crapps (1981) unicamente para as camadas de solo com índice de material $I_D > 2$, por condicionamento do método. Na aplicação deste método foram utilizados os valores de índice do material médio, I_D , da figura 70, e o módulo dilatométrico, E_D , da figura 69.

Na figura 77 é apresentada a variação com a profundidade do ângulo de atrito calculado através deste método. Observou-se, quando comparados os resultados com os de Albuquerque (2001) que a partir dos quatro metros de profundidade, o ângulo de atrito fornecido pelo método foi superestimado e apresentou valores quase constantes com a profundidade, variando entre 27° e 28°, diferente do comportamento (inversamente proporcional à profundidade) observado nos resultados obtidos do método gráfico e dos estimados em laboratório.

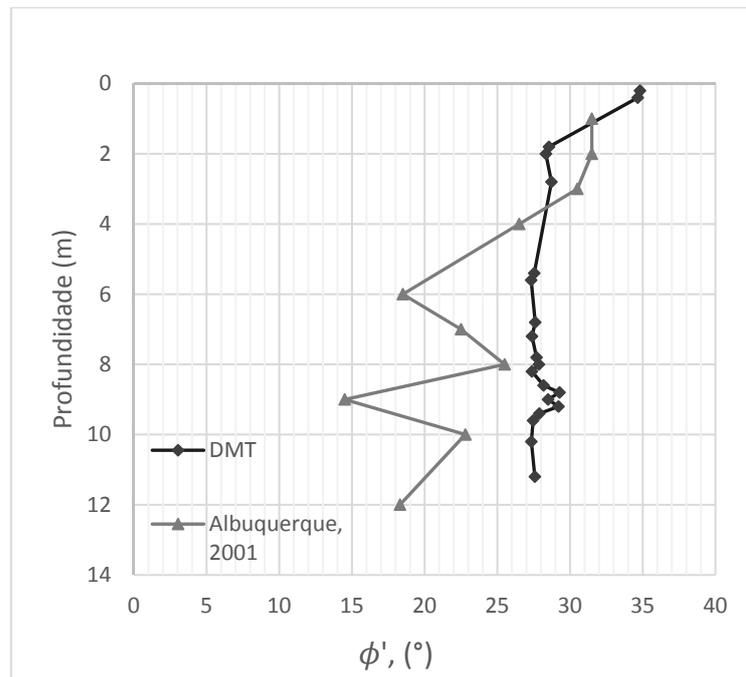


Figura 77. Comparação da estimativa do ângulo de atrito através da equação de Marchetti e Crapps (1981) e os dados fornecidos por Albuquerque (2001).

- Equação de Marchetti (1997)

O ângulo de atrito efetivo foi também calculado através da equação de Marchetti (1997) apresentada na expressão [46], sendo preciso neste método conhecer somente o valor de K_D . Os valores de ϕ' variando com a profundidade estão indicados na figura 78. É feita também comparação entre os valores calculados por este método baseado no DMT e os ângulos de atrito fornecidos por Albuquerque (2001), é possível notar que o método do DMT forneceu valores superiores aos obtidos indicados por Albuquerque (2001).

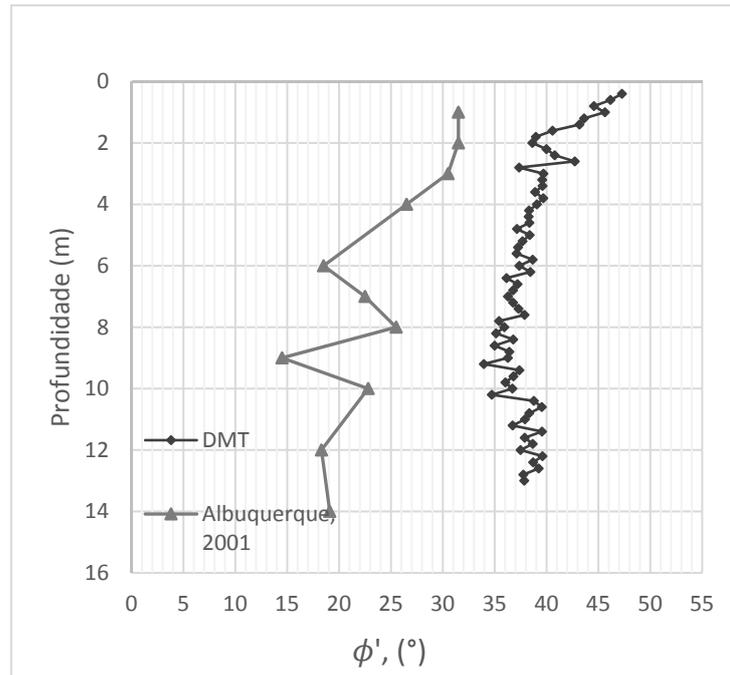


Figura 78. Comparação da estimativa do ângulo de atrito através da equação de Marchetti (1997) e os dados fornecidos por Albuquerque (2001).

É importante ressaltar que os métodos aplicados foram desenvolvidos para solos arenosos com coesão nula. Por outro lado, nos dados apresentados por Albuquerque (2001) dos ensaios triaxiais executados no laboratório, para o solo em estudo, a coesão é maior que zero e aumenta com a profundidade, alcançando elevados valores a partir dos 9 m de profundidade.

Na previsão da capacidade de carga utilizando os métodos teóricos serão utilizados os ângulos de atrito calculados através do método gráfico e da equação de Marchetti (1997), isto com o fim de observar a influência na variação das capacidades de carga que serão calculadas. O método de Marchetti e Crapps (1981) não será levado em consideração no cálculo da capacidade de carga por ter sido calculado para poucas camadas do solo levando em conta que o solo em geral apresentou $I_D > 1,2$.

- Ajuste por retroanálise da equação de Marchetti (1997)

Levando em consideração a diferença entre os ângulos de atrito obtidos através de ensaios triaxiais apresentados por Albuquerque (2001) e os ângulos calculados através da equação de Marchetti (1997), foi feito um ajuste por retroanálise das

constantes da equação de Marchetti. Para o ajuste, conforme apresentado na figura 79, foi traçada uma linha de tendência logarítmica sobre os valores de ângulo de atrito obtidos dos ensaios triaxiais e sobre esta linha foi ajustada a equação de Marchetti. A equação 88 foi obtida do ajuste para o solo em estudo:

$$\phi' = 10^\circ + 18 \cdot \log(KD) - 1,7 \cdot [\log(KD)]^2 \quad [88]$$

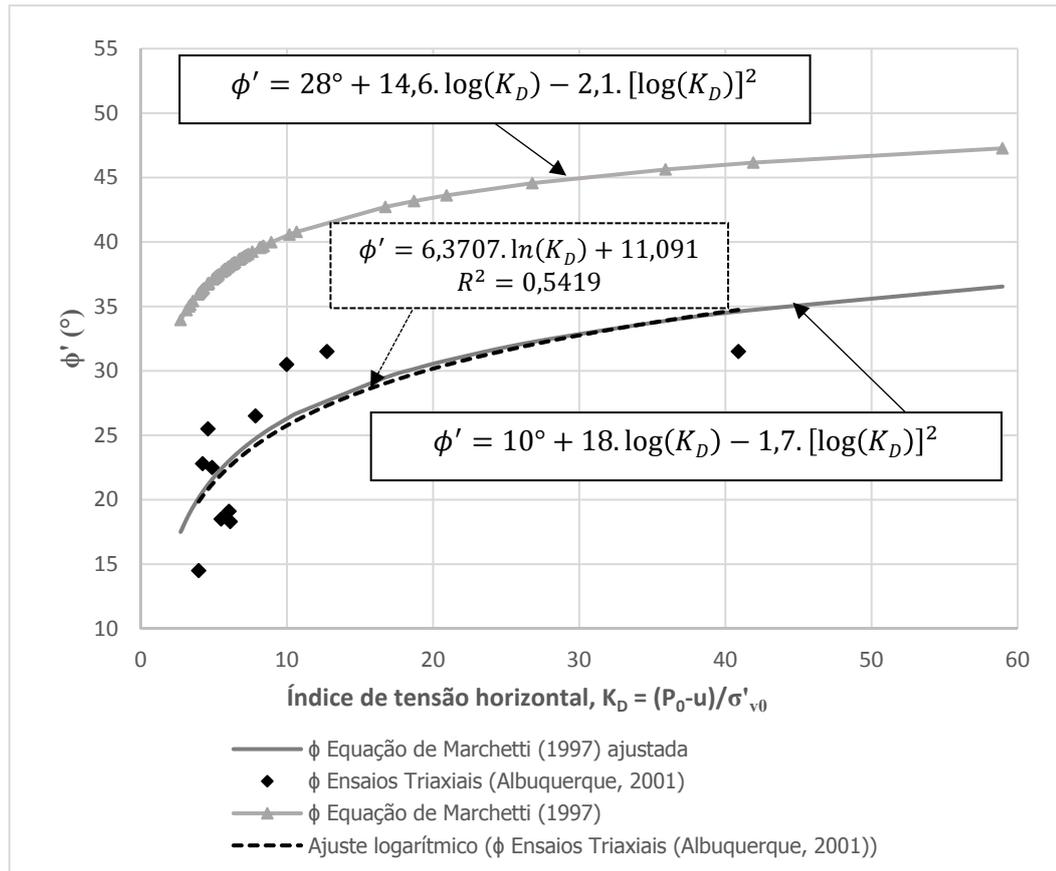


Figura 79. Ajuste por retroanálise à equação de Marchetti (1997).

4.1.2.3. Resistência ao cisalhamento não drenada, S_u

A resistência ao cisalhamento não drenada foi calculada através da expressão [41]. Na figura 80 é indicada a variação de S_u com a profundidade. Apesar do solo apresentar (nas sondagens de simples reconhecimento) uma primeira camada laterítica até os 6 m, a resistência S_u mantém-se em patamares próximos até 10 m aproximadamente, sendo a média da ordem de 87 kPa. A partir desta profundidade os valores de S_u apresentam elevam-se até 300 kPa, sendo a média da ordem de 240 kPa

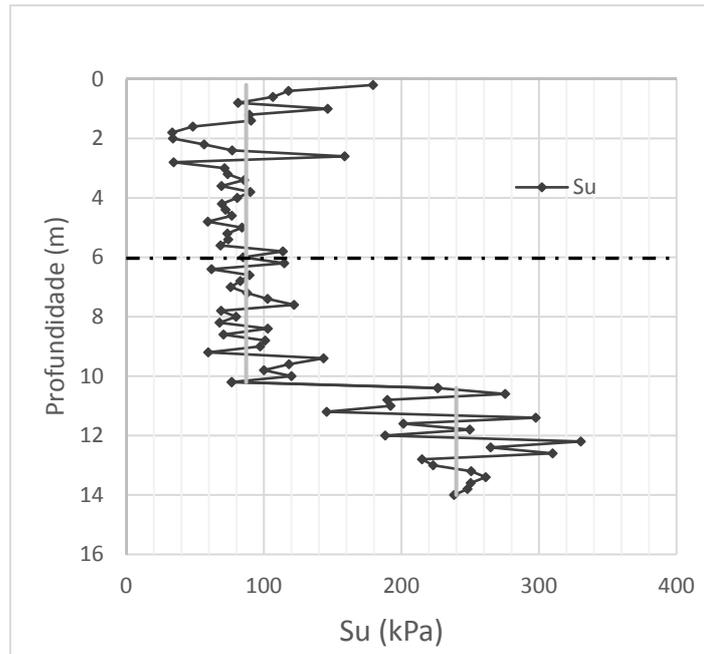


Figura 80. Variação de S_u com a profundidade.

4.1.2.4. Pressão vertical efetiva

A pressão vertical efetiva foi calculada simplesmente com o peso específico natural γ , apresentado na figura 73. Como o solo é não saturado, a poro pressão é nula. A figura 81 apresenta a variação da pressão vertical efetiva com a profundidade.

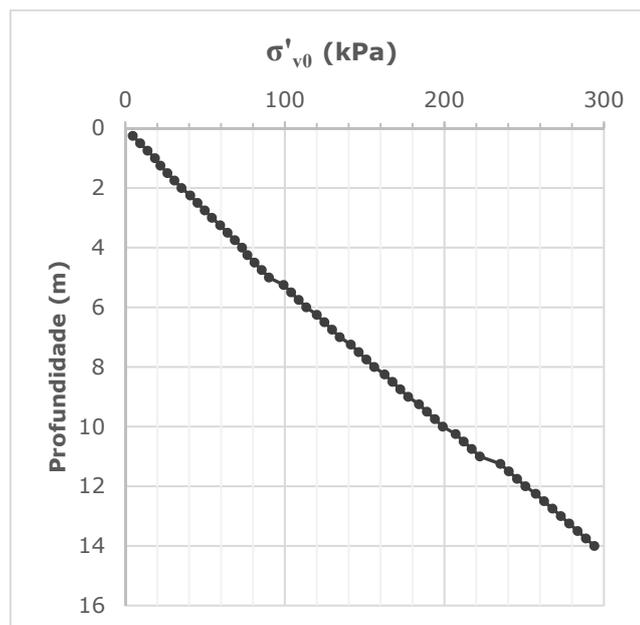


Figura 81. Variação de σ'_{v0} com a profundidade.

4.1.2.5. Coesão efetiva

Segundo Marchetti (1980), o perfil do índice de tensão horizontal K_D apresenta os seguintes padrões típicos que caracterizam o solo como normalmente adensado (NA) ou sobre-adensados (SA):

- Solos NA tendem a apresentar valores de K_D aproximadamente igual a 2.
- Solos SA tendem a apresentar valores de K_D maiores a 2 que diminuem com a profundidade até convergir em valores de NA.
- Solos NA afetados pela cimentação ou o envelhecimento apresentam valores maiores que 2 que se mantém estáveis com a profundidade.

De igual maneira que nos solos da pesquisa realizada por Cruz *et al.* (2004), o perfil dos valores médios do índice K_D apresentado na figura 68, mostra uma tendência geral a se manter estável com a profundidade, com valores maiores a 2 e variando no intervalo de 4 a 10, este comportamento reflete os efeitos da cimentação, fazendo possível o uso da metodologia proposta por Cruz *et al.* (2004) para o cálculo da coesão efetiva.

Foi calculada a coesão efetiva através da expressão [48] proposta por Cruz *et al.* (2004), baseada nos resultados dos ensaios DMT e CPT (M/q_c), levando em consideração que esta equação apresentou melhor ajuste que a baseada somente no índice K_D , conforme apresentado pelos autores do método.

Para a aplicação da metodologia foi necessário calcular o módulo edométrico M . Este módulo foi obtido através da equação [12] como função do fator R_M ; o fator R_M foi calculado a partir da expressão [15] em função do índice de tensão horizontal K_D e o índice de material I_D . A variação do módulo edométrico M_{DMT} - obtido através dos parâmetros do ensaio DMT – com a profundidade é apresentada na figura 82.

A partir da relação M/q_c (com os dados do q_c tomados da figura 74), foi calculada a coesão efetiva do solo. A média da coesão foi da ordem de 14,7 kPa na camada superficial (0 a 6 m) e de 48,6 kPa na camada dos 6 aos 14 m de profundidade. Na figura 83 é apresentada a variação dos valores de c' (obtidos a partir do ensaio DMT e os apresentados por Albuquerque, 2001) com a profundidade. Observou-se com a

comparação dos resultados obtidos com os de Albuquerque (2001) certa similaridade no comportamento, no entanto, a média da camada superficial obtida do DMT foi superior a de Albuquerque (2001) e a média da segunda camada foi inferior.

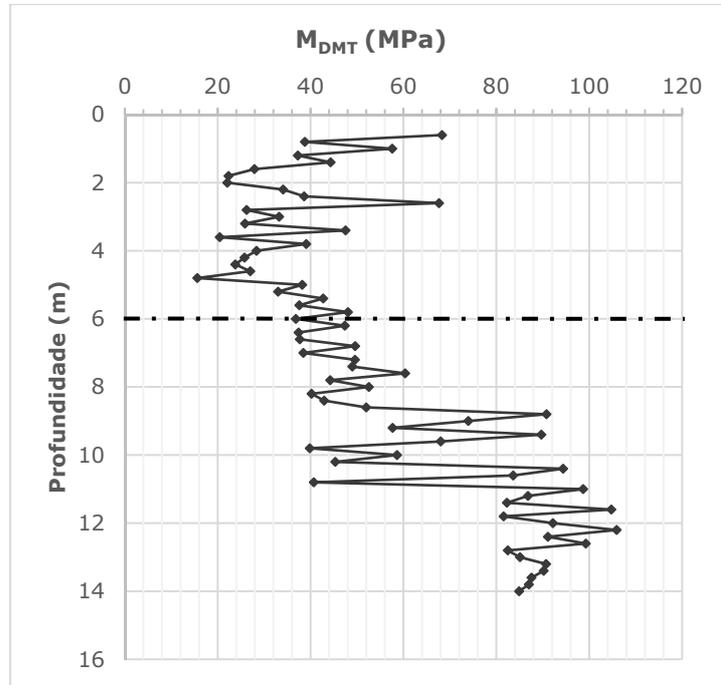


Figura 82. Variação de M_{DMT} com a profundidade.

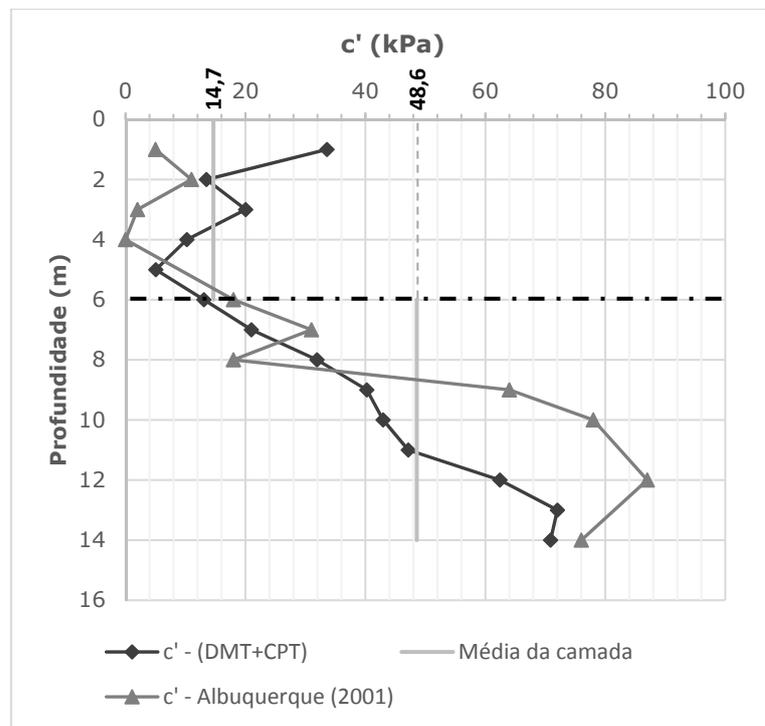


Figura 83. Variação da coesão efetiva com a profundidade.

4.1.2.6. Módulo de Young, E

O módulo de Young do solo foi calculado através da expressão [19], como função do coeficiente de Poisson, ν , e o módulo dilatométrico, E_D . O coeficiente de Poisson foi adotado como 0,4 para a camada superficial (0 m a 6 m) e 0,3 para a camada de 6 m a 14 m. A média dos valores do módulo de Young foi da ordem de 13460 kPa na camada de 0 a 6 m e da ordem de 33630 kPa para a segunda camada de solo (6 a 14 m). A variação do módulo de Young calculado com a profundidade é apresentada na figura 84.

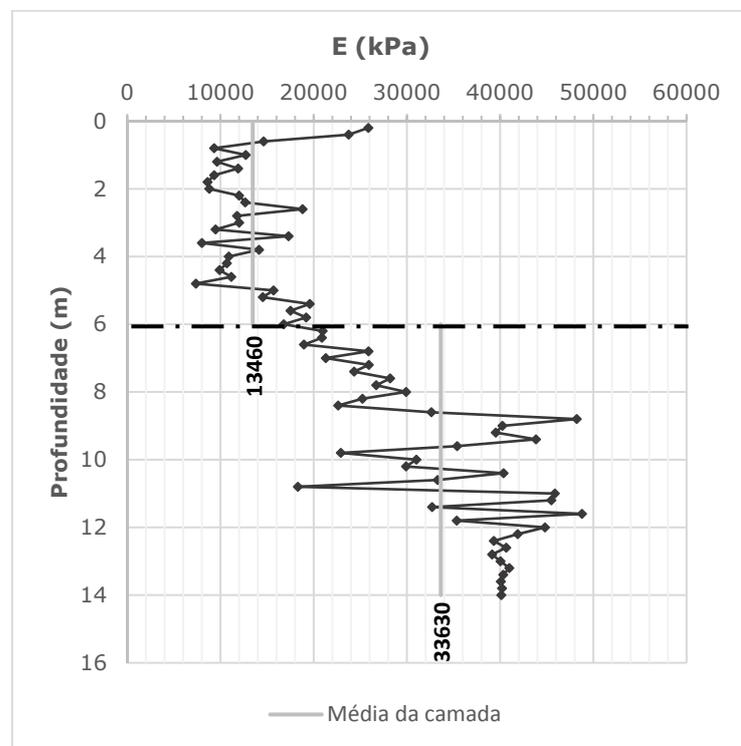


Figura 84. Variação do módulo de Young com a profundidade.

Na tabela 22 é apresentado o resumo dos valores médios dos parâmetros geotécnicos do solo obtidos através do ensaio DMT, que serão empregados na aplicação dos métodos teóricos de previsão de capacidade de carga e na modelagem numérica.

Tabela 22. Média dos parâmetros geotécnicos

Prof. [m]	γ [kN/m ³]	ϕ ° (Marchetti, 1985)	ϕ ° (Marchetti, 1997)	S_u [kPa]	M_{DMT} [Mpa]	c' [kPa]
1	18,6	36,6	46,1	126,2	54,9	33,6
2	17,6	36,2	41,6	59,1	30,8	13,5
3	18,1	34,2	40,5	79,6	40,0	20,0
4	18,3	33,2	39,4	79,8	32,3	10,2
5	18	32,6	38,1	72,3	26,1	5,1
6	18,9	31,1	37,7	82,9	39,6	13,1
7	19,2	28,7	37,0	85,0	42,1	21,0
8	19,5	26,7	36,7	92,2	51,1	31,9
9	19,7	25,2	36,0	87,8	60,0	40,2
10	19,9	24,5	36,3	108,2	62,8	43,0
11	20,2	23,9	38,1	192,0	72,5	47,1
12	20,9	23,5	38,2	216,5	89,5	62,4
13	21	22,6	38,7	268,6	92,8	72,0
14	21	21,8	38,1	249,7	88,1	70,9

4.2. PREVISÃO DE CAPACIDADE DE CARGA

Na previsão da capacidade de carga foram aplicados os métodos teóricos e semiempíricos descritos na revisão bibliográfica. Dentre os teóricos estão: Método α , Método λ , Método β , Método API – American Petroleum Institute – para solos coesivos e não coesivos, Método de Meyerhof (1976) – para solos não coesivos – e o Método de Nordlund (1963) (aplicado na estaca pré-moldada). Os métodos semiempíricos usados foram: Powell *et al.* (2001), Anjos e Cunha (2006) e Togliani e Reuter (2015). É de conhecimento que cada um destes métodos (teóricos o semiempíricos) foram desenvolvidos para tipos de estacas e em condições de solo específicos, porém, serão aplicados nesta pesquisa a todas as estacas em estudo para analisar a dispersão que possa ser encontrada.

Foi estimada a capacidade de carga de todas as estacas considerando o solo como coesivo, levando em consideração os perfis estratigráficos construídos a partir das sondagens do solo e apresentados em trabalhos anteriores por Albuquerque (1996 e 2001), e também como não coesivo, pois apresenta um comportamento mecânico característico de silte arenoso segundo a classificação obtida através do índice do material I_D dos ensaios DMT.

Na aplicação dos métodos teóricos que incluem o uso do ângulo de atrito ϕ , ou seja, o método β , método de Meyerhof (1976) e o método de Nordlund (1963), foram avaliadas as capacidades de carga duas vezes para cada método, uma aplicando o ângulo de atrito obtido através do método gráfico, exposto na revisão bibliográfica na figura 20, e outra aplicando o ângulo de atrito estimado através da equação de Marchetti (1997) (expressão 46). Para o método β foi feita outra combinação na avaliação da capacidade de carga dependendo do método de estimativa do fator β , uma avaliação aplicando $\beta = K \tan \delta$, e outra usando a figura 33, proposta por Fellenius (1991).

Com a finalidade de fazer comparação entre os resultados calculados através destes métodos e os obtidos nas provas de carga, é apresentado na tabela 23 um resumo dos valores de resistência obtidos nas provas de carga realizadas por Albuquerque (1996), Albuquerque (2001) e Nogueira (2004).

Tabela 23. Resistências obtidas nas provas de carga

ESTACA	Qu [kN]	Rp [kN]	RI [kN]
Escavada 1	684	3	681
Escavada 2	670	10	660
Escavada 3	693	20	673
Média Escavadas	682	11	671
Ômega 1	1545	177	1368
Ômega 2	1420	305	1115
Ômega 3	1320	145	1175
Média Ôegas	1428	209	1219
Raiz 1	980	30	950
Raiz 2	980	22	958
Raiz 3	980	42	938
Média Raiz	980	31	949
Hélice Contínua 1	960	96	864
Hélice Contínua 2	975	67	908
Hélice Contínua 3	720	23	697
Média HC	885	62	823
Pré-moldada	262	42	220

Na sequência, e antes de apresentar os resultados obtidos, serão explicitadas as expressões e fatores utilizados em cada um dos métodos teóricos aplicados neste trabalho, agrupando-os em métodos para solos coesivos e não coesivos.

4.2.1. Métodos teóricos para solos coesivos

- **Método α (Tensões totais)**

Para aplicar este método foi necessário obter o fator α e a resistência ao cisalhamento não drenada S_u . O fator α foi determinado em função de S_u , através da figura 31. A resistência lateral foi calculada a partir dos resultados do ensaio DMT conforme apresentado na figura 80.

- **Método λ**

Na aplicação deste método foi calculado o coeficiente λ em função da profundidade analisada, através da figura 32. Foi calculada também a tensão vertical efetiva σ'_{v0} (figura 81) e usada também a resistência ao cisalhamento não drenada S_u .

- **Método API RP2A (1)**

O método API é definido como a resistência ao cisalhamento vezes um fator α (equação 70). O fator α , definido como função da relação entre a resistência S_u e a tensão vertical efetiva σ'_{v0} , foi calculado seguindo as expressões [71] e [72] apresentadas na revisão bibliográfica.

4.2.2. Métodos teóricos para solos não coesivos

- **Método β (Tensões efetivas)**

A avaliação deste método foi calculada quatro vezes, por depender do método usado na estimativa do ângulo de atrito e do usado na estimativa do coeficiente β . Foram obtidos quatro resultados da aplicação do método e definidos assim:

- Método β_1 : Foi calculada a capacidade de carga lateral através da expressão [62] apresentada na revisão bibliográfica. O ângulo de atrito ϕ , foi calculado através do ábaco proposto por Marchetti (1985) conforme apresentado na figura 76. A partir do ângulo de atrito definido foi determinado o coeficiente de empuxo horizontal como $K = K_0 = 1 - \text{sen}\phi$, supondo o solo normalmente adensado, apesar de o solo ter apresentado comportamento sobre adensado segundo a classificação do DMT, levando em consideração o amolgamento que sofre o solo junto ao fuste (Burland, 1973). O ângulo de atrito entre o solo e a estaca δ foi determinado seguindo a tabela 9, recomendada por Bowles (1997), estimando $\delta = \phi$ para o caso das estacas escavadas, ômega, raiz e hélice contínua e $\delta = 17^\circ$ para o caso da estaca pré-moldada.
- Método β_2 : Calculada a resistência lateral por meio da expressão [62]. O ângulo de atrito foi calculado através da equação de Marchetti (1997) conforme apresentado na figura 78. O coeficiente $\beta = K \cdot \tan\delta$ foi calculado da mesma forma que no método β_1 .
- Método β_3 : Cálculo da resistência lateral através da expressão [63]. O ângulo de atrito foi determinado graficamente, pelo ábaco de Marchetti (1985). Foi estimado o coeficiente β , como função do ângulo de atrito ϕ , seguindo o gráfico proposto por Fellenius (1991), apresentado na revisão bibliográfica na figura 33. A resistência por ponta foi também calculada neste método, através da expressão [64], o coeficiente de capacidade por ponta N_t , como função do ângulo ϕ , foi determinado por meio do gráfico proposto por Fellenius (1991), apresentado na figura 34 da revisão.
- Método β_4 : Foi calculada a resistência lateral por meio da expressão [63]. O coeficiente β foi determinado da mesma forma que no método β_3 , e o ângulo de atrito através da equação de Marchetti (1997).

Em aqueles métodos em que o ângulo de atrito foi calculado através da equação de Marchetti (1997), não foi calculada resistência de ponta, por apresentarem valores de atrito na camada de apoio da ponta muito altos, e em consequência coeficientes de resistência de ponta N_t e capacidade de ponta muito além da realidade.

- **Método API RP2A (2)**

O método API é empregado em estacas cravadas, em projetos de fundação offshore. Na aplicação do método para solos não coesivos, foi usada a equação [68] indicada na revisão. Foi assumido um valor do coeficiente de pressão lateral $K=1$, por tratar-se de estacas com ponta fechada. O ângulo de atrito entre o solo e a estaca δ , assim como o fator de capacidade de carga por ponta N_q , foram estimados a partir das tabelas 11 e 12, respectivamente, em função da compacidade e o tipo de solo. A compacidade de cada camada foi determinada do gráfico fornecido por Marchetti e Crapps (1981), que é função do índice de material I_D e o módulo dilatométrico E_D , como apresentado na figura 72. No método foram levados também em consideração os valores limites de capacidade por ponta e lateral apresentados nas mesmas tabelas.

- **Método de Meyerhof (1976)**

O método é utilizado para obter a resistência lateral e por ponta de estacas apoiadas em areia. Para a aplicação do método foi usada a equação [65] na determinação da resistência lateral, o coeficiente de pressão lateral K_s , foi definido como $K_s = K_0 = 1 - \text{sen}\phi$ para todos os tipos de estacas; o ângulo de atrito entre o solo e a estaca foi determinado como $\delta = 0,88 \cdot \phi'$. A resistência lateral neste método, foi calculada duas vezes, a primeira (Meyerhof 1) considerando o ângulo de atrito calculado a partir do gráfico de Marchetti (1985) e a segunda (Meyerhof 2) considerando o ϕ determinado através da equação de Marchetti (1997).

No cálculo da resistência por ponta foi necessário determinar o fator de capacidade de carga N_q em função do ângulo de atrito, para tal, foi empregado o gráfico 35 apresentado na revisão bibliográfica.

- **Método de Nordlund (1963)**

Aplicado na estaca pré-moldada por ser um método específico para estacas cravadas. A resistência lateral está definida segundo a expressão [55]. O primeiro fator a determinar neste método é o coeficiente de pressão lateral K_s , definido em função do

ângulo de atrito ϕ e volume deslocado pela cravação da estaca V . Das tabelas 7 e 8 indicadas na revisão bibliográfica, para cada ângulo de atrito foi construído um gráfico K_s vs. V e obtida uma equação logarítmica de K_s como função de V . As equações são expressas da seguinte forma:

$$K_s = a \cdot \ln(V) + b \quad [89]$$

Em que: V = volume deslocado pela cravação da estaca.

Os fatores a e b variam para cada valor do ângulo de atrito, na tabela 24 são apresentados.

Tabela 24. Fatores a e b .

ϕ	a	b
25°	0,0651	1,0052
26°	0,0781	1,0954
27°	0,0913	1,1872
28°	0,1046	1,2779
29°	0,1173	1,3685
31°	0,1562	1,6409
32°	0,1822	1,8223
33°	0,2087	2,0057
34°	0,2349	2,1896
35°	0,2605	2,3692
36°	0,3219	2,7661
37°	0,3821	3,1563
38°	0,4425	3,5501
39°	0,504	3,947
40°	0,5645	4,3401

Para a determinação do ângulo de atrito entre o solo e a estaca, δ , foi utilizada a curva c (estaca pré-moldada de concreto) da figura 28, obtida a relação δ/ϕ , e determinado assim o ângulo δ para cada profundidade. Foi também calculado o fator C_F para cada profundidade, através da figura 27, como função de ϕ . A resistência lateral neste método, assim como no método de Meyerhof (1976), foi calculada duas vezes, a primeira (Nordlund1) considerando o ângulo de atrito calculado a partir do gráfico de Marchetti (1985) e a segunda (Nordlund2) considerando o ϕ determinado através da equação de Marchetti (1997).

No cálculo da resistência por ponta foram determinados os coeficientes α_t e N_q a partir das figuras 29 e 30 respectivamente.

4.2.3. Resultados dos métodos teóricos: estacas escavadas, ômega, raiz e hélice contínua

Levando em consideração que todas as estacas estudadas nesta pesquisa, com exceção da pré-moldada, possuem dimensões iguais: comprimento de 12 m e 0,4 m de diâmetro, foram avaliados para estas dimensões todos os métodos teóricos apresentados. A seguir, são mostrados na tabela 25 os resultados obtidos.

Tabela 25. Resultados da aplicação dos métodos teóricos.

RESULTADOS MÉTODOS TEÓRICOS			
Método	Ql [kN]	Qp [kN]	Qtotal [kN]
Método α	1106	-	-
Método λ	1444	-	-
Método β_1	495	95	590
Método β_2	540	-	-
Método β_3	507	95	602
Método β_4	879	-	-
Método API (1)	846	213	-
Método API (2)	673	-	-
Método de Meyerhof 1	428	63	491
Método de Meyerhof 2	457	63	520

Pode-se notar que a faixa de variação principalmente das resistências laterais é elevada, com valores que variam entre os 428 kN e os 1444 kN. Os métodos estabelecidos para solos coesivos apresentaram resultados superiores aos obtidos para solos arenosos.

Com o objetivo de visualizar melhor os resultados, foi utilizada a média dos valores de resistência lateral e por ponta para cada grupo de estacas obtidos nas provas de carga e comparados com os valores determinados através dos métodos teóricos. A seguir serão apresentadas e discutidas as relações entre as resistências (lateral e por ponta) médias calculadas através dos métodos teóricos e as obtidas nas provas de carga.

4.2.3.1. Relação Q_{cal}/Q_{pc} para estacas escavadas

Na figura 85 é apresentada a relação entre a resistência lateral média obtida através das provas de carga e as calculadas com os métodos teóricos, e na figura 86 as

relações correspondentes à resistência por ponta. Nas figuras é também indicado o intervalo $\pm 20\%$ considerado como próximo ao ideal.

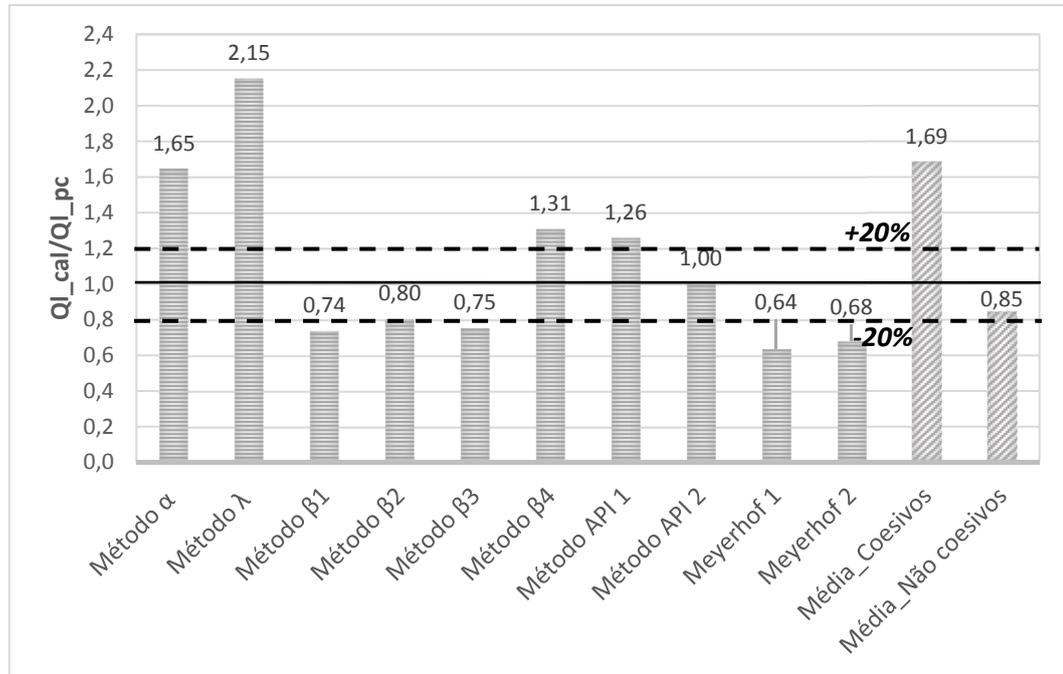


Figura 85. Relação entre os resultados de carga lateral calculados através dos métodos teóricos e os obtidos na prova de carga para as estacas escavadas.

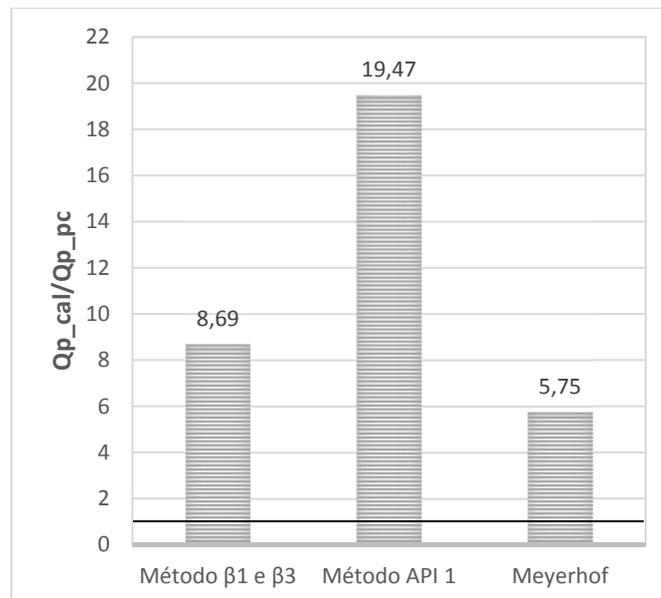


Figura 86. Relação entre os resultados de resistência por ponta calculados através dos métodos teóricos e os obtidos na prova de carga para as estacas escavadas.

Observa-se na figura 85 que os métodos teóricos relacionados com solos coesivos, em todos os casos superestimaram a resistência lateral das estacas escavadas, destes métodos o que apresentou melhor resultado foi o API 1. Dos métodos indicados para solos não coesivos, os métodos $\beta 2$ e API 2, apresentaram valores na faixa $\pm 20\%$, o método API 2 forneceu a estimativa mais próxima ao resultado da prova de carga.

Com relação a resistência por ponta os erros foram muito elevados, os valores em todos os casos foram superestimados.

4.2.3.2. Relação Q_{cal}/Q_{pc} para estacas ômega

Com os resultados da tabela 24 foi calculada a relação entre a capacidade de carga lateral calculadas pelos métodos teóricos e as das provas de carga, foram excluídos os métodos $\beta 1$, $\beta 2$, $\beta 3$, Meyerhof 1 e Meyerhof 2 por apresentarem valores muito baixos quando comparados com os das provas de carga. Na figura 87 é apresentada a relação de resistência lateral e na figura 87 a relação quando calculada a resistência por ponta pelos métodos $\beta 1$ e $\beta 3$, API 1 e Meyerhof.

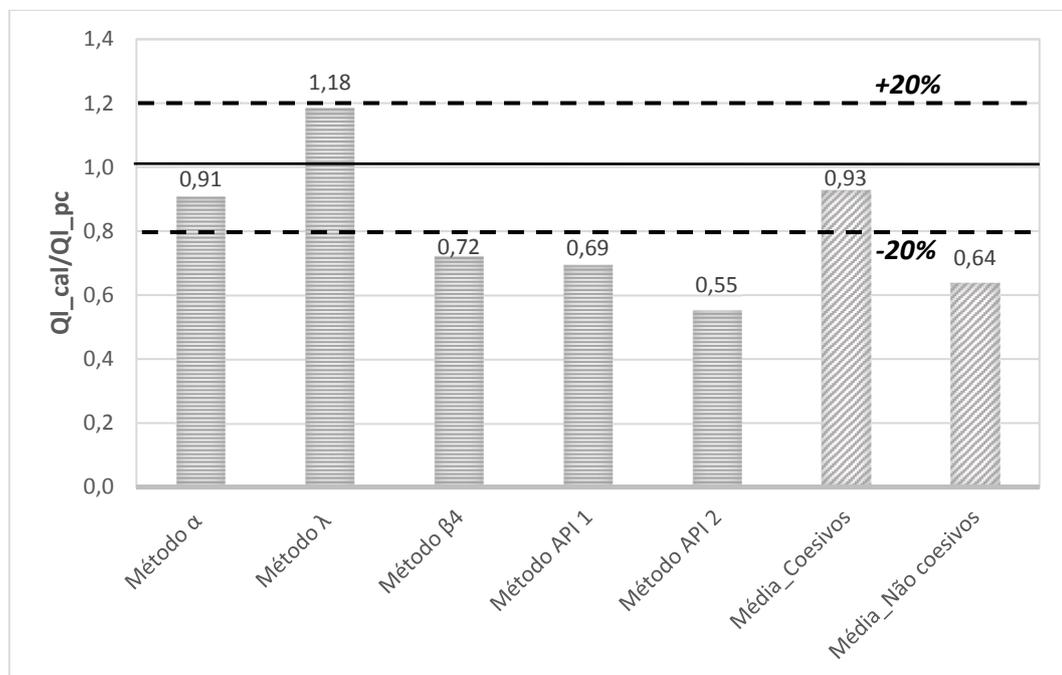


Figura 87. Relação entre os resultados de carga lateral calculados através dos métodos teóricos e os obtidos na prova de carga para as estacas ômega.

Observa-se na figura 87, que os métodos referentes aos solos coesivos apresentaram melhor comportamento na previsão da capacidade de carga lateral das estacas ômega, o método α apresentou um erro do 9% e o método λ um erro aproximado do -18%, estes dois métodos estiveram enquadrados na faixa do considerado como próximo ao ideal. Os outros três métodos avaliados subestimaram a resistência lateral, quando comparados com o resultado obtido em prova de carga.

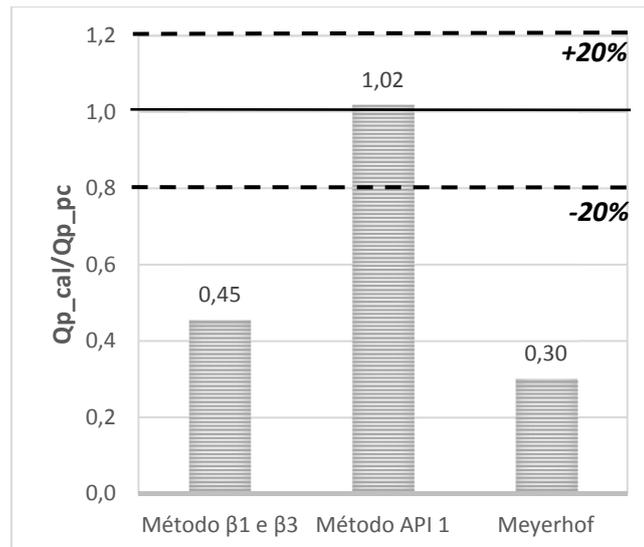


Figura 88. Relação entre os resultados de resistência por ponta calculados através dos métodos teóricos e os obtidos na prova de carga para as estacas ômega.

Na previsão da resistência por ponta (Figura 88), o método API 1 (indicado para solos coesivos) apresentou o resultado mais próximo ao obtido experimentalmente, com uma diferença de apenas o 2%. Já os métodos β_1 , β_2 e o de Meyerhof subestimaram a capacidade de carga por ponta, fornecendo valores muito menores aos obtidos em prova de carga.

4.2.3.3. Relação Q_{cal}/Q_{pc} para estacas raiz

Aplicados os métodos teóricos nas estacas raiz, foram calculadas as relações na resistência lateral, a figura 89 apresenta estas relações. Na figura 90 são mostradas as relações correspondentes à capacidade por ponta.

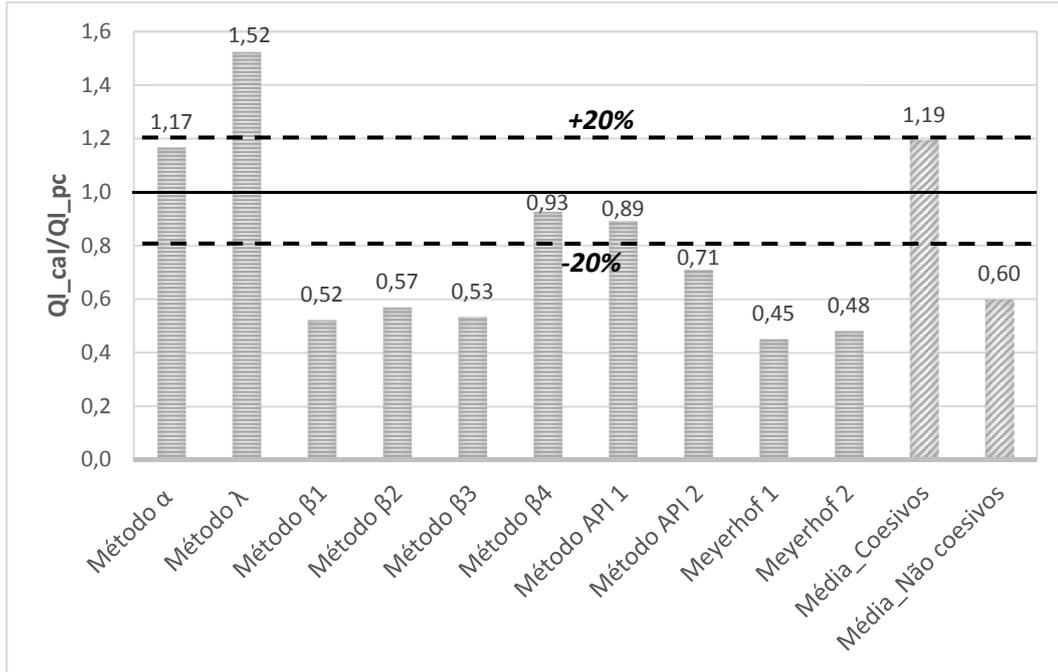


Figura 89. Relação entre os resultados de carga lateral calculados através dos métodos teóricos e os obtidos na prova de carga para as estacas raiz.

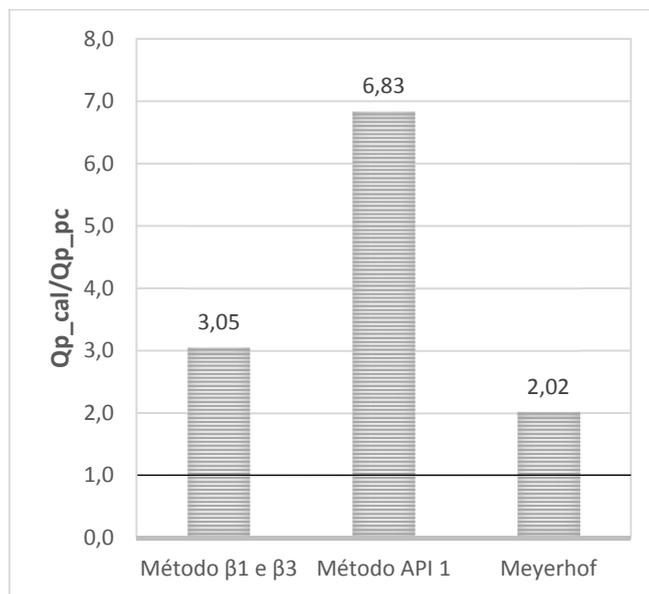


Figura 90. Relação entre os resultados de resistência por ponta calculados através dos métodos teóricos e os obtidos na prova de carga para as estacas raiz.

Observa-se na figura 89 que três dos métodos aplicados para a determinação da carga lateral entraram na faixa de aceitação de $\pm 20\%$: o método α com um erro aproximado de 17%, o método β_4 que apresentou um erro de 7% e o método API 1 (solos coesivos), com um erro de aproximadamente 11%. No entanto, os outros

métodos que ficaram fora da faixa, em geral, subestimaram a resistência lateral da estaca raiz, com exceção do método λ , que superestimou a capacidade de carga em uma porcentagem aproximada de 52%.

A resistência por ponta foi sempre superestimada como pode ser observado na figura 90. As estacas raiz, nas provas de carga apresentaram uma resistência média de apenas 31 kN, e dos métodos teóricos, o que apresentou menor valor de resistência foi o de Meyerhof (1976), com um valor de 63 kN, equivalendo a uma diferença de 100% quando comparada com a prova de carga.

4.2.3.4. Relação Q_{cal}/Q_{pc} para estacas hélice contínua

As figuras 91 e 92 apresentam as relações calculadas entre a resistência lateral e por ponta fornecidas pelos métodos teóricos e as obtidas nas provas de carga. Nota-se na figura 91, que os métodos que apresentaram melhor ajuste no cálculo da resistência lateral das estacas hélice contínua foram: o método β_4 com um erro aproximado de 7%, método API 1 que apresentou o melhor ajuste, com uma diferença de 3% e o método API 2 (para solos não coesivos), com um erro de 18%. O método α (solos argilosos) apresentou um erro aproximado de 34%, ficando um pouco fora do intervalo considerado próximo ao ideal. Os valores fornecidos pelos métodos β_1 , β_2 , β_3 , Meyerhof 1 e Meyerhof 2 foram inferiores aos da prova de carga.

Na resistência de ponta nas estacas hélice contínua, o método de Meyerhof (1976) apresentou uma boa previsão com um erro de apenas 2 %, os outros dois métodos aplicados ficaram fora do intervalo de ± 20 %, mas apresentaram melhor comportamento quando comparados com os outros tipos de estacas estudadas.

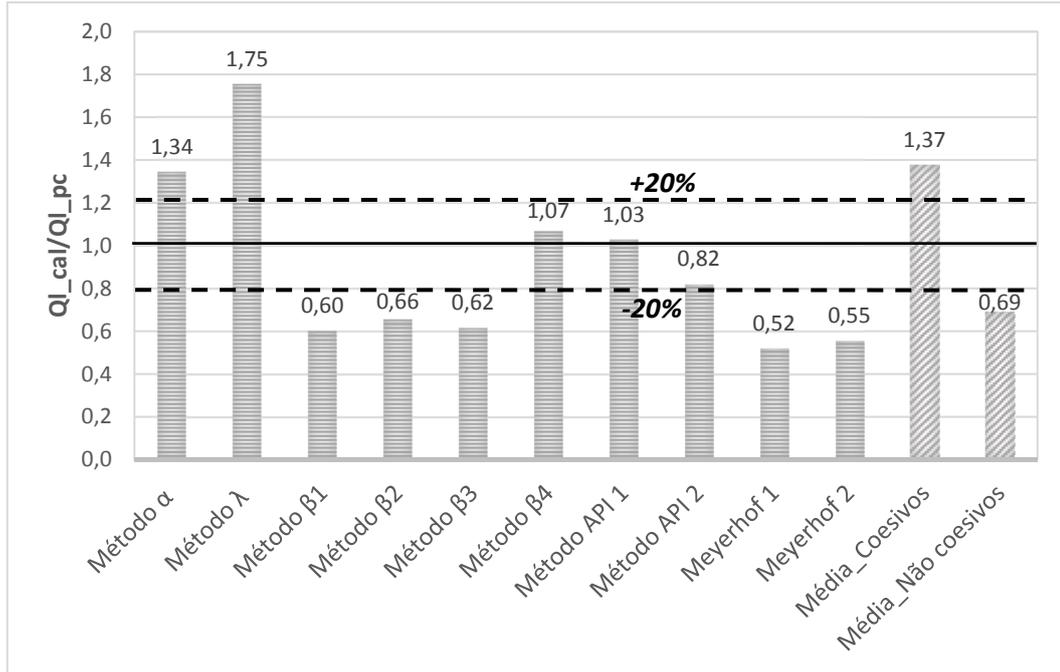


Figura 91. Relação entre os resultados de carga lateral calculados através dos métodos teóricos e os obtidos na prova de carga para as estacas hélice contínua.

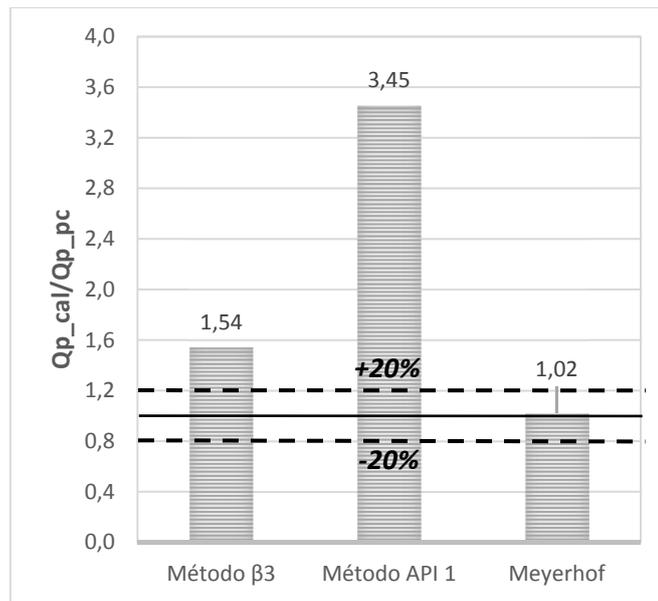


Figura 92. Relação entre os resultados de resistência por ponta calculados através dos métodos teóricos e os obtidos na prova de carga para as estacas hélice contínua.

4.2.4. Resultados dos métodos teóricos na estaca pré-moldada

Foram avaliadas as parcelas de resistência (lateral e ponta) da estaca pré-moldada através dos métodos teóricos apresentados. A seguir, são mostrados na tabela 26 os resultados obtidos.

Tabela 26. Resultados da aplicação dos métodos teóricos na estaca pré-moldada.

RESULTADOS MÉTODOS TEÓRICOS			
Método	Ql [kN]	Qp [kN]	Qtotal [kN]
Método α	647	-	-
Método λ	845	-	-
Método β_1	195	22	217
Método β_2	133	-	-
Método β_3	293	22	316
Método β_4	557	-	-
Método API 1	533	55	587
Método API 2	395	-	-
Método de Meyerhof 1	261	8	269
Método de Meyerhof 2	284	8	292
Método de Nordlund1	164	11	174
Método de Nordlund2	410	-	-
Prova de carga	220	42	262

Pode-se notar que a faixa de variação das resistências laterais é elevada, com valores que variaram entre os 133 kN e 845 kN. Os métodos estabelecidos para solos coesivos apresentaram resultados superiores aos dos solos arenosos. As figuras 93 e 94 apresentam as relações calculadas entre a resistência lateral e por ponta fornecidas pelos métodos teóricos e as obtidas na prova de carga.

Observa-se na figura 93 que dos métodos teóricos utilizados para determinar a resistência lateral, somente os resultados dos métodos β_1 e Meyerhof 1 estão no intervalo de variação de $\pm 20\%$, apresentando erros aproximados do 11 % e 19 % respectivamente. Entretanto, na determinação da resistência por ponta, todos os métodos apresentaram diferenças superiores ao 20 %. Para este tipo de estaca foi calculada também a relação entre a capacidade de carga total calculada e a obtida na prova de carga, na figura 95 é apresentada essa relação.

Observa-se na figura 95 que os métodos β_1 , Meyerhof 1 e Meyerhof 2 estão no intervalo de variação $\pm 20\%$. O método β_3 ficou fora do intervalo por superestimar a capacidade de carga em um 21 %. De todos os métodos o que apresentou uma melhor previsão foi o método de Meyerhof 1 (ϕ obtido por método gráfico DMT-CPT), apresentando um erro do 3 %.

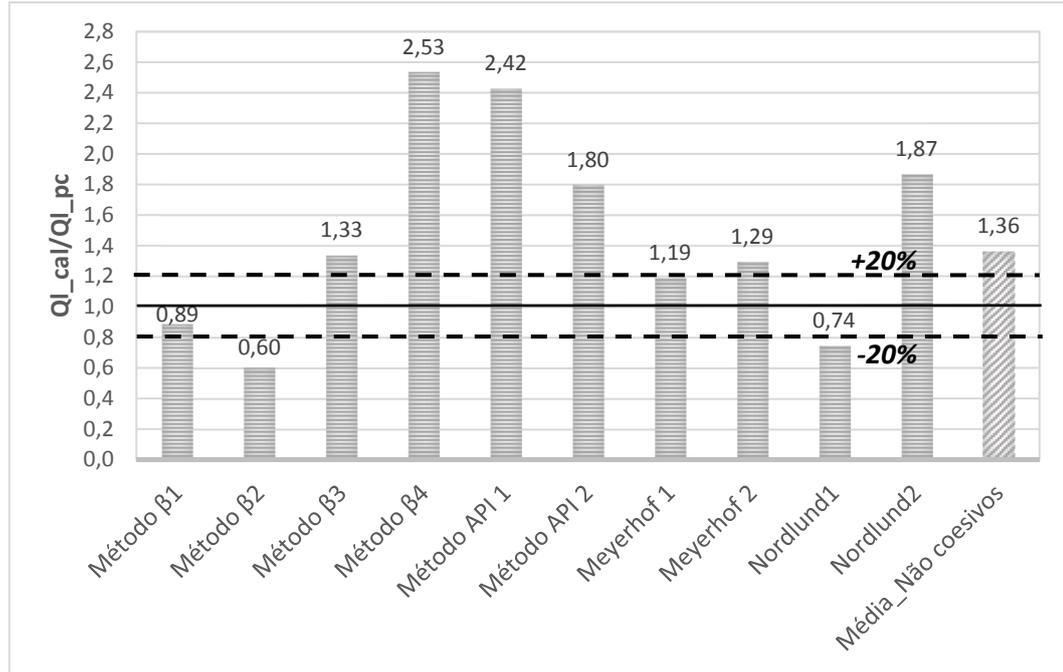


Figura 93. Relação entre os resultados de carga lateral calculados através dos métodos teóricos e os obtidos na prova de carga para a estaca pré-moldada.

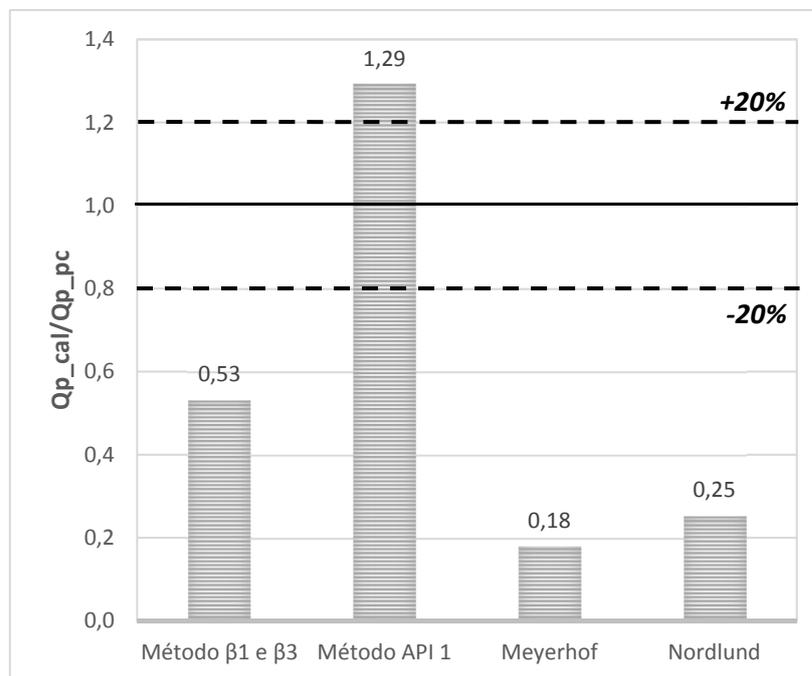


Figura 94. Relação entre os resultados de resistência por ponta calculados através dos métodos teóricos e os obtidos na prova de carga para a estaca pré-moldada.

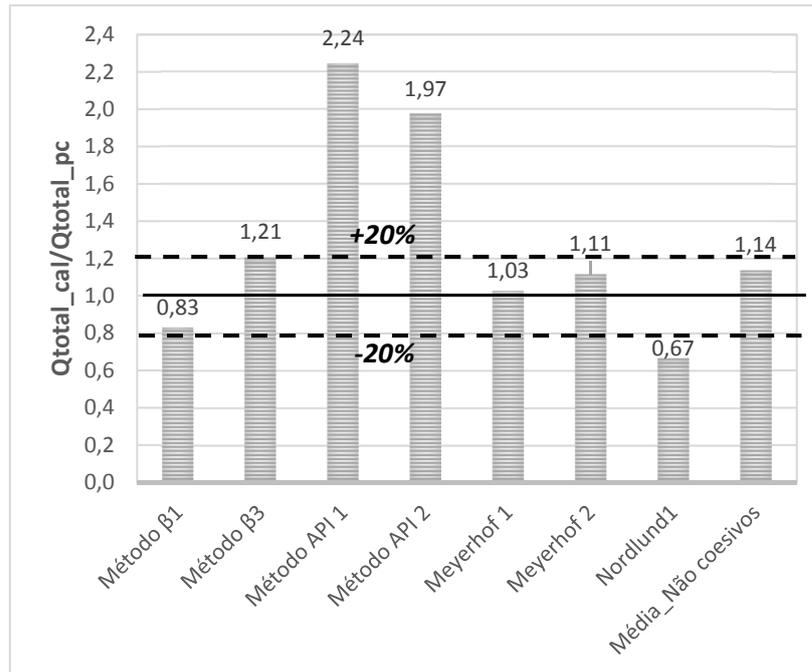


Figura 95. Relação entre os resultados de capacidade de carga total calculados através dos métodos teóricos e os obtidos na prova de carga para a estaca pré-moldada.

4.2.5. Análise global da aplicação dos métodos teóricos

Dos resultados da aplicação dos métodos teóricos apresentados anteriormente foi observado o seguinte:

- O método α apresentou uma boa previsão da resistência lateral das estacas ômega e raiz. Nas estacas escavadas e hélice contínua a capacidade de carga foi superestimada. A resistência lateral da estaca pré-moldada, calculada através deste método foi superior em mais de 100 % à obtida através da prova de carga.
- O método λ forneceu o maior valor de resistência lateral, superestimando-a para todos os tipos de estacas, com exceção da estaca ômega, em que o valor da previsão se situou no intervalo de aceitação ± 20 %.
- O método API (American Petroleum Institute), desenvolvido para solos coesivos (API 1), forneceu valores com diferenças entre as resistências laterais medidas e calculadas menores a ± 20 % para as estacas do tipo raiz e hélice contínua. Para as estacas ômega a resistência foi subestimada, enquanto que na pré-moldada e escavada foi superestimada. A resistência de ponta calculada pelo método API, foi

superestimada para todos os casos das estacas, com exceção da estaca ômega, em que o método apresentou uma boa previsão, com um erro de 2 %.

- O método API 2 (aplicado em solos não coesivos) forneceu uma boa previsão da resistência lateral para as estacas escavadas e hélice contínua. No caso das estacas ômega e raiz a resistência foi subestimada, e superestimada na estaca pré-moldada.

- O método de Meyerhof (1976) aplicado em solos arenosos subestimou a resistência lateral em todas as estacas, com exceção da pré-moldada, em que na primeira avaliação (Meyerhof 1) forneceu um valor no intervalo $\pm 20\%$ e na segunda avaliação (Meyerhof 2) superestimou a resistência lateral. A resistência por ponta calculada pelo método de Meyerhof (1976) foi subestimada para as estacas de deslocamento (ômega e pré-moldada) e superestimada no caso das estacas escavadas e raiz. Nas estacas hélice contínua, a previsão da carga por ponta foi próxima ao valor da prova de carga, com uma diferença de 2 %.

- A metodologia proposta por Burland (1973), considerado como o método das tensões efetivas, (β), nas quatro diferentes avaliações que foram propostas nesta pesquisa, não apresentou uma boa previsão da capacidade de carga. A resistência lateral foi em geral subestimada, enquanto a resistência por ponta foi superestimada.

- Por último, o método de Nordlund (1963), utilizado para avaliar a capacidade de carga da estaca pré-moldada subestimou as parcelas de resistência, lateral e por ponta.

4.2.6. Métodos semiempíricos

Para o caso dos métodos semiempíricos, foram empregados três métodos, conforme citado na revisão bibliográfica, e que foram desenvolvidos para solos argilosos. Com o objetivo de visualizar melhor os resultados, foi tomada a média dos valores de resistência lateral e por ponta para cada grupo de estacas obtidos nas provas de carga e comparados com os valores determinados através dos métodos semiempíricos.

- **Método de Powell *et al.* (2001)**

No cálculo da resistência lateral através deste método foram utilizadas as expressões [77], [78] e [79] apresentadas na revisão bibliográfica. A escolha da equação a utilizar foi totalmente dependente do índice do material I_D , obtido através do ensaio DMT como explicitado na revisão. Foram usados os parâmetros P_0 , P_1 e I_D médios obtidos no ensaio DMT e apresentados nas figuras 66, 67 e 70 respectivamente.

A resistência de ponta foi calculada através da expressão [80], assumindo um valor de K_{di} de 1,3 para todos os casos, por serem estacas de ponta fechada. O fator p_{1e} foi calculado como a média das pressões P_1 , na profundidade de -1 m a + 1 m medido desde a ponta das estacas.

- **Método de Anjos e Cunha (2006)**

As resistências lateral e de ponta foram avaliadas aplicando as expressões [81] e [82], como função das pressões P_0 e P_1 . Os coeficientes k_{DMT}^l e k_{DMT}^p foram definidos como os valores médios dos intervalos apresentados por Anjos e Cunha (2006): $0,12 \leq k_{DMT}^l \leq 0,20$ e $0,49 \leq k_{DMT}^p \leq 0,87$, assumidos então como $k_{DMT}^l = 0,16$ e $k_{DMT}^p = 0,68$.

- **Método de Togliani e Reuter (2015)**

A resistência lateral foi calculada através das expressões [84] e [85] dependendo do índice do material I_D . O coeficiente β foi determinado pela tabela 14, levando em consideração o tipo de estaca.

Para o cálculo da resistência de ponta, foi analisada a proximidade entre os valores de p_1 e q_c , como apresentado na figura 96. Togliani e Reuter (2015) apresentaram duas equações para a avaliação da resistência de ponta (mostradas na revisão bibliográfica), a expressão [86] para o caso em que os valores de p_1 e q_c fossem próximos e a expressão [87] no caso em que existissem diferenças muito notáveis entre p_1 e q_c . Neste caso, as diferenças embora notáveis, não foram tão elevadas como as apresentadas no caso de Togliani e Reuter (2015) em que foi empregada a

equação [87], por isto, e levando em consideração que os resultados de ponta se ajustaram melhor quando aplicada a expressão [86], foi utilizada esta última na avaliação da resistência de ponta para as estacas analisadas. O coeficiente λ foi obtido da tabela 14.

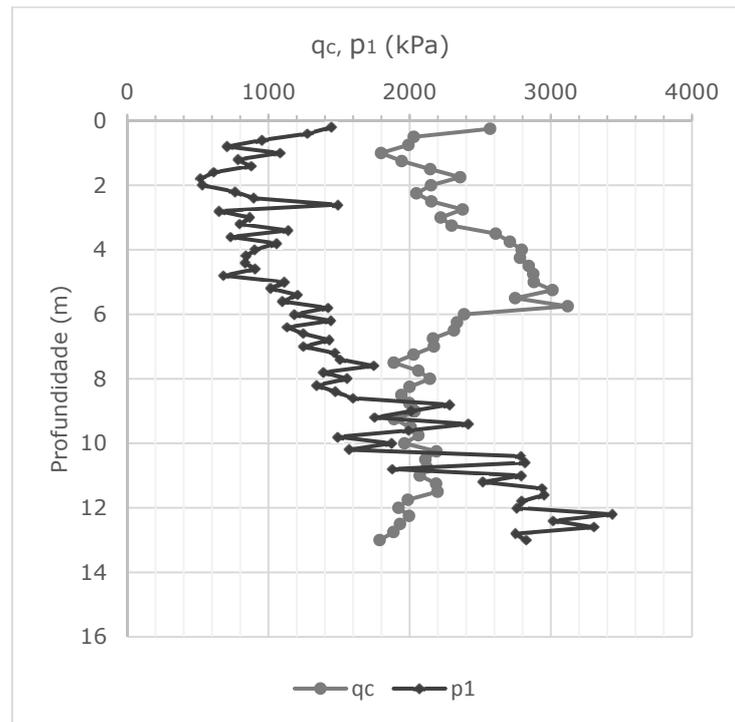


Figura 96. Variação de q_c e p_1 (médios) com a profundidade.

4.2.7. Resultados dos métodos semiempíricos nas estacas escavadas.

Os resultados obtidos ao aplicar os métodos semiempíricos citados estão indicados na tabela 27. Foi calculada também a relação entre os valores de capacidade de carga fornecidos pelos métodos e os obtidos na prova de carga. As figuras 97 e 98 apresentam as relações calculadas de resistência lateral e por ponta. Analisar-se-á a capacidade de carga total, tendo em vista que os três métodos calculam as duas parcelas de resistência.

Tabela 27. Resultados da aplicação dos métodos semiempíricos nas estacas escavadas.

RESULTADOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS			
Método	Ql [kN]	Qp [kN]	Qtotal [kN]
Powell <i>et al.</i> (2001)	994	410	1404
Anjos e Cunha (2006)	1779	249	1514
Togliani e Reuter (2015)	762	79	841

Observa-se na figura 97 que os três métodos semiempíricos aplicados superestimaram a resistência lateral, da mesma forma que ocorreu na aplicação dos métodos teóricos para estacas escavadas, em que os métodos formulados para solos coesivos situaram-se acima dos resultados das provas de carga. O método que melhor se ajustou aos resultados das provas de carga foi o de Togliani e Reuter (2015), com um erro do 14 %, no entanto, os métodos de Powell e o de Anjos e Cunha ficaram fora do intervalo ± 20 %.

Na figura 98, que apresenta as relações entre as parcelas de resistência de ponta, observa-se que os três métodos apresentaram resultados superiores dos estimados nas provas de carga, nenhum método entrou no intervalo de ± 20 %.

Por último, na figura 99 observa-se que o método de Togliani e Reuter (2015) foi o que apresentou uma previsão razoável da capacidade de carga total, com um erro do 23%.

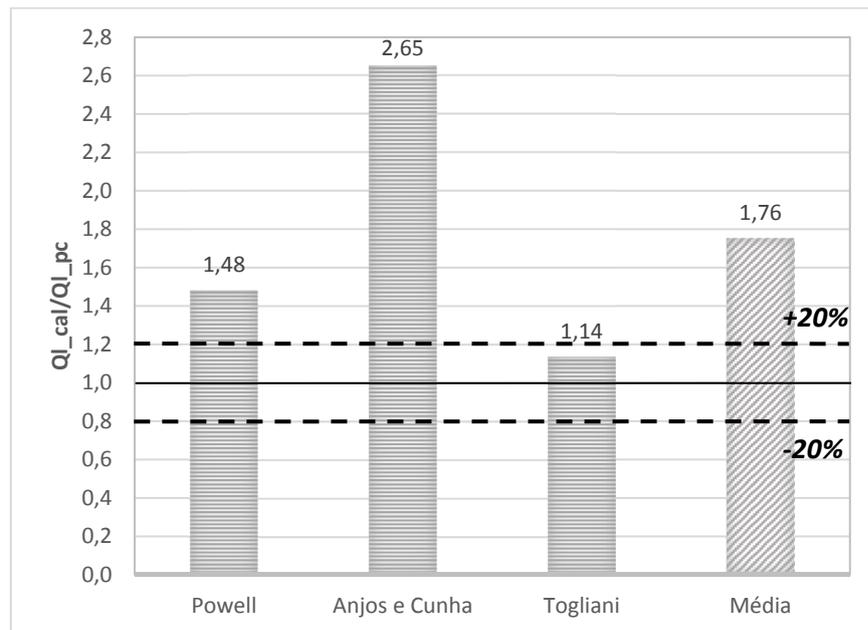


Figura 97. Relação entre os resultados de carga lateral calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para as estacas escavadas.

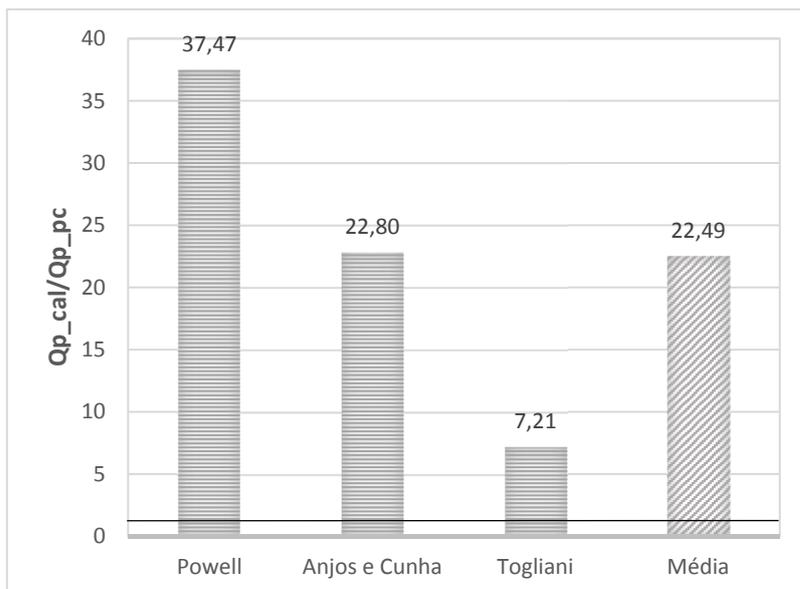


Figura 98. Relação entre os resultados de resistência por ponta calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para as estacas escavadas.

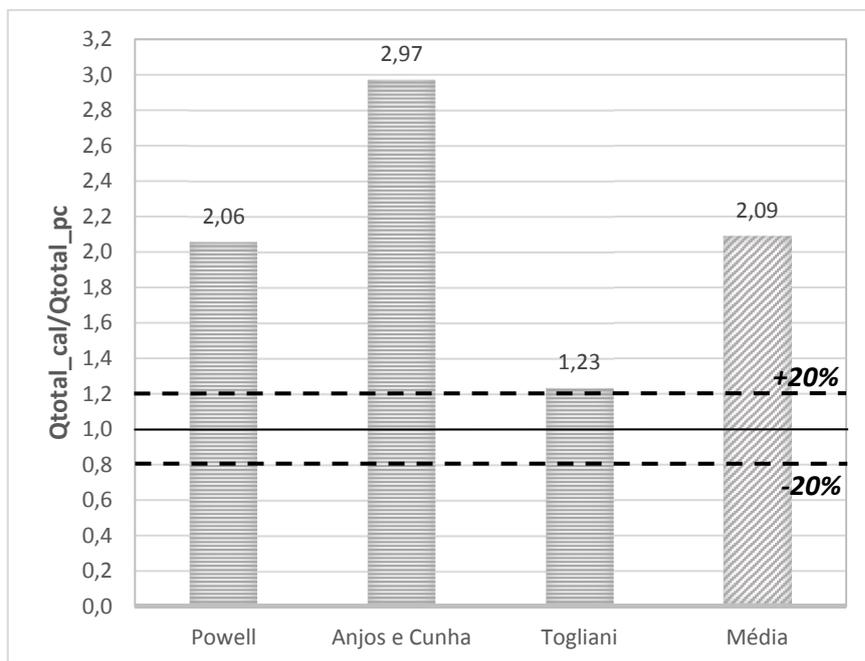


Figura 99. Relação entre os resultados de capacidade de carga total calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para as estacas escavadas.

4.2.8. Resultados dos métodos semiempíricos nas estacas ômega.

Os resultados obtidos ao aplicar os métodos semiempíricos citados nas estacas ômega estão indicados na tabela 28. Foi calculada também a relação entre a capacidade de carga fornecida pelos métodos semiempíricos e a obtida na prova de carga. As figuras 100 e 101 e 102 apresentam as relações calculadas de resistência lateral, por ponta e total.

Tabela 28. Resultados da aplicação dos métodos semiempíricos nas estacas ômega.

RESULTADOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS			
Método	Ql [kN]	Qp [kN]	Qtotal [kN]
Powell <i>et al.</i> (2001)	994	410	1404
Anjos e Cunha (2006)	1779	249	1514
Togliani e Reuter (2015)	1372	126	1498

A aplicação dos métodos semiempíricos nas estacas ômega apresentou melhores resultados que nas estacas escavadas. Observa-se na figura 100 que os métodos semiempíricos forneceram valores razoáveis no cálculo da resistência lateral, o método de Anjos e Cunha superestimou a resistência ficando fora do intervalo $\pm 20\%$, o de Togliani e Reuter apresentou um valor 13% maior do que o obtido em provas de carga, por último, o de Powell que subestimou a resistência lateral em um 18%.

No que se refere a capacidade de carga por ponta, é observado na figura 100 que o método de Anjos e Cunha foi o único que entrou no intervalo $\pm 20\%$, com um valor 19% maior ao obtido em provas de carga. O método de Togliani e Reuter subestimou a parcela de ponta ao invés do método de Powell que a superestimou.

Da figura 102, observa-se que os métodos de Powell e Togliani forneceram valores de capacidade de carga total próximos aos obtidos nas provas de carga para as estacas ômega. O método de Powell que tinha situado fora do intervalo $\pm 20\%$ na avaliação separada da resistência de ponta (por superestimar a resistência), neste caso, quando avaliado na carga última as diferenças nas parcelas de resistência foram compensadas, fornecendo o valor mais próximo, com um 2% inferior ao obtido da prova de carga. O método de Togliani e Reuter, que tinha apresentado valores razoáveis no cálculo de cada parcela de resistência, apresentou também um resultado próximo ao da prova de carga quando avaliada a resistência total, sendo 5% maior à

resistência obtida de forma experimental, ficando dentro do intervalo $\pm 20\%$. O método de Anjos e Cunha superestimou a capacidade de carga total em um 42%.

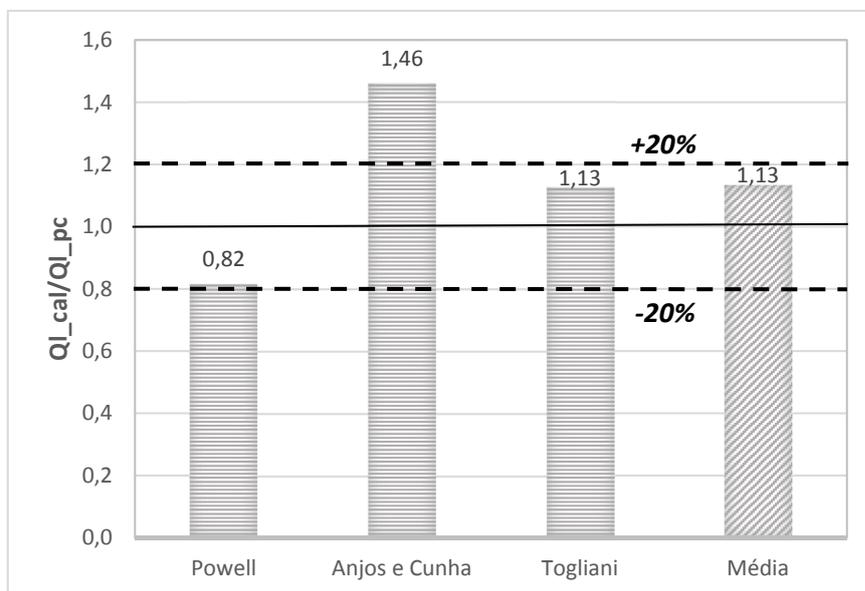


Figura 100. Relação entre os resultados de carga lateral calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para as estacas ômega.

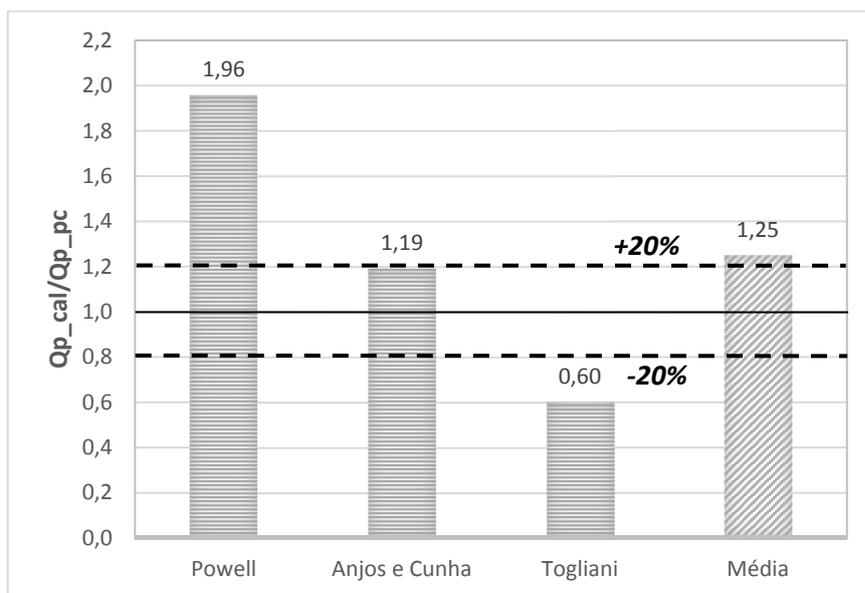


Figura 101. Relação entre os resultados de resistência por ponta calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para as estacas ômega.

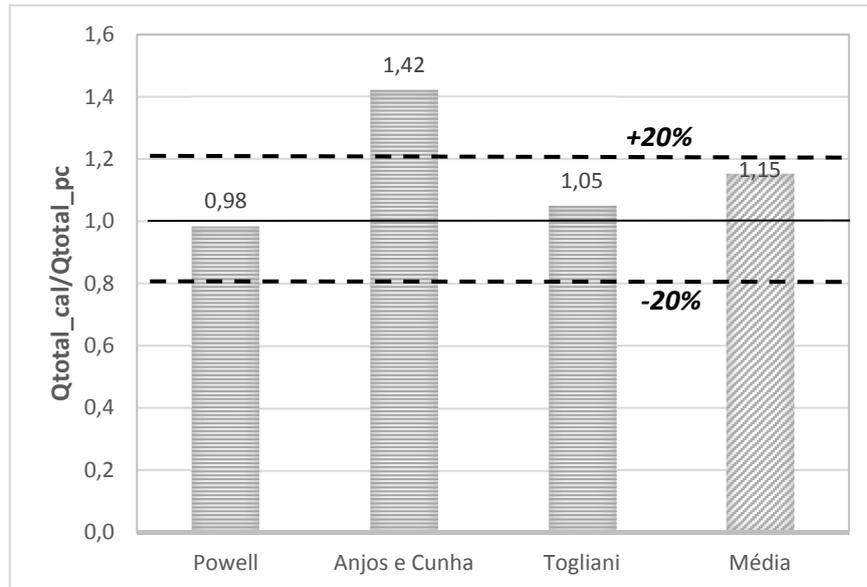


Figura 102. Relação entre os resultados de capacidade de carga total calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para as estacas ômega.

4.2.9. Resultados dos métodos semiempíricos nas estacas raiz.

Os resultados obtidos ao aplicar os métodos semiempíricos citados nas estacas raiz estão indicados na tabela 29. Foi calculada também a relação entre a capacidade de carga obtida pelos métodos semiempíricos e a fornecida pela prova de carga. As figuras 103 e 104 e 105 apresentam as relações calculadas de resistência lateral, por ponta e total.

Tabela 29. Resultados da aplicação dos métodos semiempíricos nas estacas raiz.

RESULTADOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS			
Método	Ql [kN]	Qp [kN]	Qttotal [kN]
Powell <i>et al.</i> (2001)	994	410	1404
Anjos e Cunha (2006)	1779	249	1514
Togliani e Reuter (2015)	762	79	841

Em relação à parcela de resistência lateral, observa-se na figura 103 que o método que forneceu o valor mais próximo ao obtido na prova de carga foi o de Powell, com um valor 5 % maior. O método de Togliani e Reuter subestimou a resistência lateral em um 20 %, situando no limite do intervalo ± 20 %. O método de Anjos e Cunha superestimou a parcela de resistência lateral em um 88 %. Na figura 104, que apresenta as relações entre as parcelas de resistência de ponta, observa-se que os

três métodos superestimaram a capacidade de ponta, nenhum método situou dentro do intervalo de $\pm 20\%$.

Pode-se observar na figura 105 que o método de Togliani e Reuter forneceu o valor de capacidade de carga total próximo ao obtido nas provas de carga, apresentando um valor 14 % inferior ao experimental. Os métodos de Powell e Anjos e Cunha superestimaram a resistência total em porcentagens de 43 % e 107 % respectivamente.

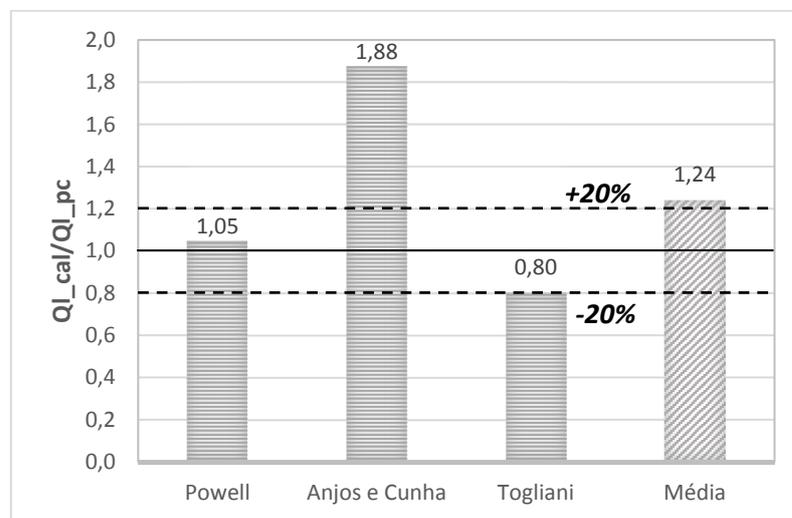


Figura 103. Relação entre os resultados de carga lateral calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para as estacas raiz.

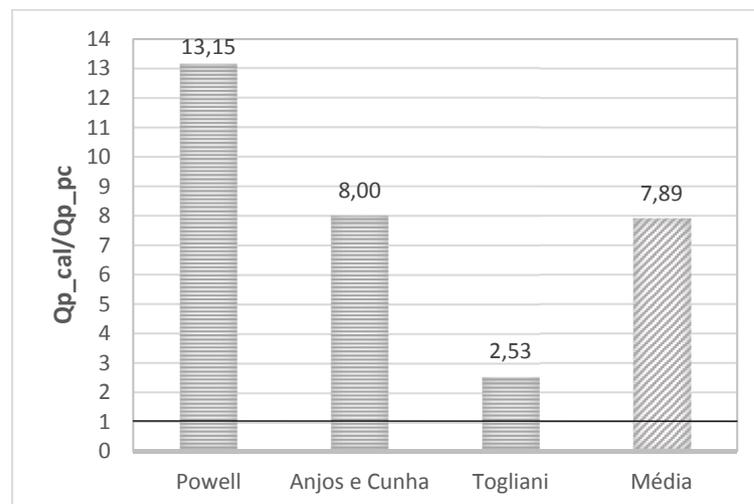


Figura 104. Relação entre os resultados de resistência por ponta calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para as estacas raiz.

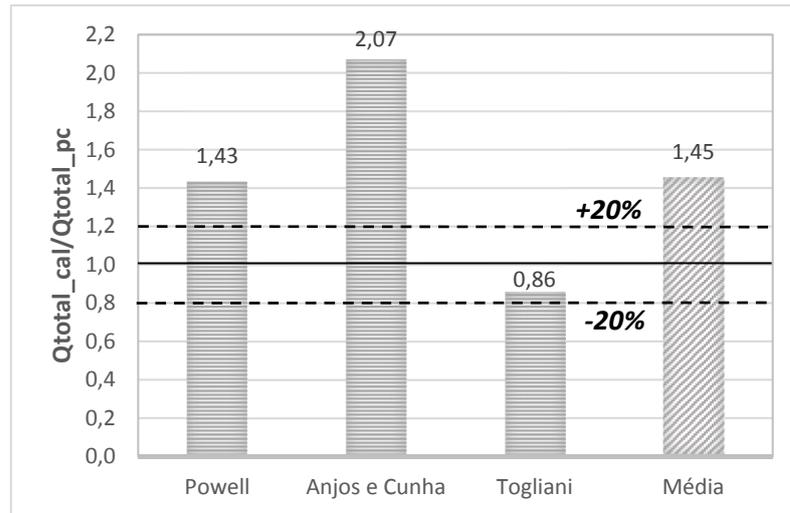


Figura 105. Relação entre os resultados de capacidade de carga total calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para as estacas raiz.

4.2.10. Resultados dos métodos semiempíricos nas estacas hélice contínua.

Os resultados obtidos ao aplicar os métodos semiempíricos citados nas estacas hélice contínua estão indicados na tabela 30. Foi calculada a relação entre a capacidade de carga fornecida pelos métodos semiempíricos e a obtida na prova de carga. As figuras 106 e 107 e 108 apresentam as relações calculadas de resistência lateral, por ponta e total.

Tabela 30. Resultados da aplicação dos métodos semiempíricos nas estacas hélice contínua.

RESULTADOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS			
Método	Ql [kN]	Qp [kN]	Qtot [kN]
Powell <i>et al.</i> (2001)	994	410	1404
Anjos e Cunha (2006)	1779	249	1514
Togliani e Reuter (2015)	838	95	933

Com relação ao cálculo da resistência lateral das estacas hélice contínua, observa-se na figura 106 que dos métodos semiempíricos, o de Togliani e Reuter apresentou o valor mais próximo à média dos obtidos nas provas de carga, com uma diferença de apenas 2 %, o método de Powell forneceu também um valor razoável, sendo 21 % maior ao da prova de carga, já o resultado do método de Anjos e Cunha ficou fora do intervalo ± 20 %.

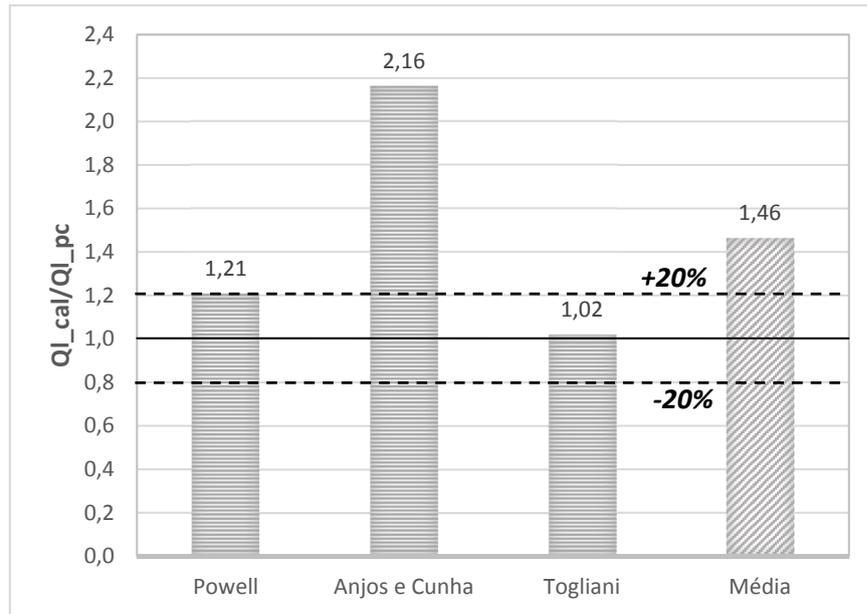


Figura 106. Relação entre os resultados de carga lateral calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para as estacas hélice contínua.

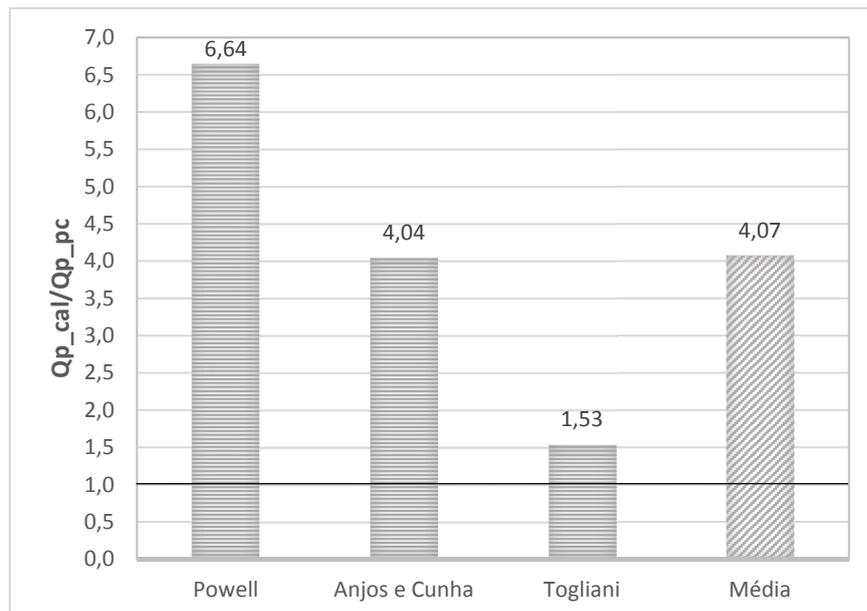


Figura 107. Relação entre os resultados de resistência por ponta calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para as estacas hélice contínua.

Com relação a resistência de ponta (figura 106) é possível observar que os três métodos situaram fora do intervalo de aceitação $\pm 20\%$, com valores superiores aos obtidos nas provas de carga. O método de Togliani foi o que apresentou o resultado mais próximo, com uma diferença do 53%. No cálculo da carga total (figura 107) o

método de Togliani e Reuter apresentou um valor próximo ao obtido na prova de carga, com um erro do 5%. Os métodos de Powell e Anjos e Cunha superestimaram a resistência total, ficando fora do intervalo $\pm 20\%$.

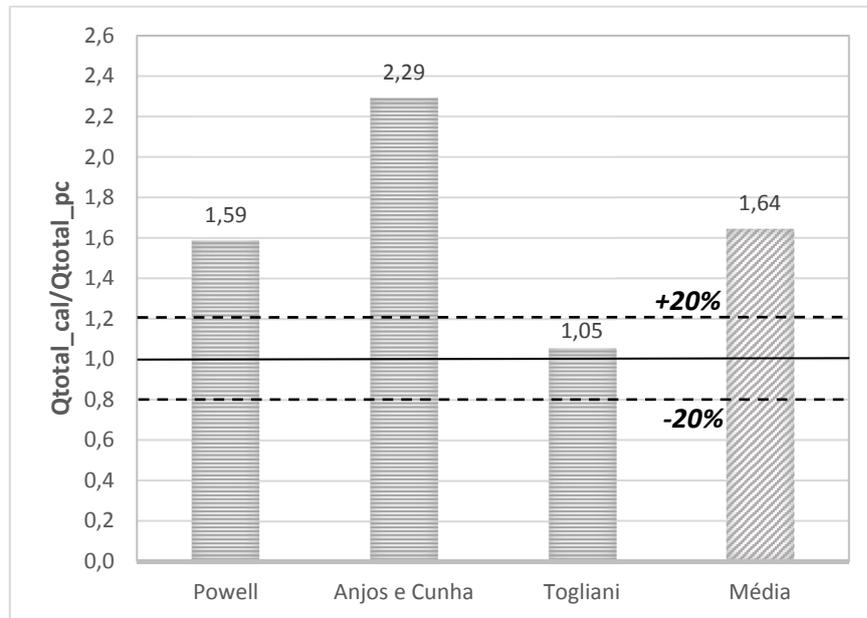


Figura 108. Relação entre os resultados de capacidade de carga total calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para as estacas hélice contínua.

4.2.11. Resultados dos métodos semiempíricos na estaca pré-moldada

Os resultados obtidos ao aplicar os métodos semiempíricos citados, na estaca pré-moldada, estão indicados na tabela 31. Foi calculada a relação entre a capacidade de carga fornecida pelos métodos semiempíricos e a obtida na prova de carga. As figuras 109 e 110 e 111 apresentam as relações calculadas de resistência lateral, por ponta e total.

Tabela 31. Resultados da aplicação dos métodos semiempíricos na estaca pré-moldada.

RESULTADOS MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS			
Método	Q _I [kN]	Q _p [kN]	Q _{total} [kN]
Powell <i>et al.</i> (2001)	725	100	824
Anjos e Cunha (2006)	1032	52	1083
Togliani e Reuter (2015)	881	52	933

Observa-se nas figuras 109 e 111 que os métodos aplicados forneceram valores superiores dos obtidos na prova de carga da estaca pré-moldada, com erros superiores ao 100%. No cálculo da resistência de ponta, como apresentado na figura 110, os métodos de Anjos e Cunha e Togliani e Reuter situaram-se no limite do intervalo de aceitação de $\pm 20\%$, apresentando resultados 22 % e 24 % superior ao da prova de carga. Enquanto a resistência total, os três métodos forneceram valores superiores ao obtido na prova de carga.

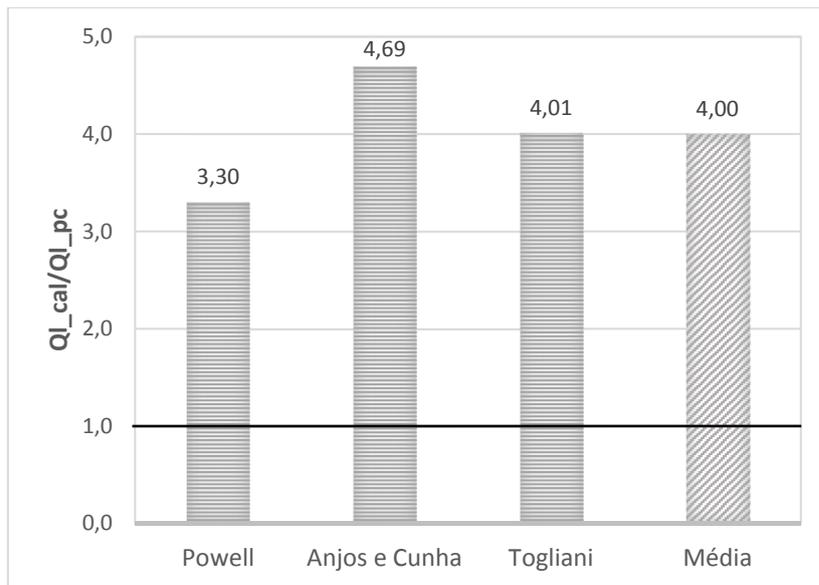


Figura 109. Relação entre os resultados de carga lateral calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para a estaca pré-moldada.

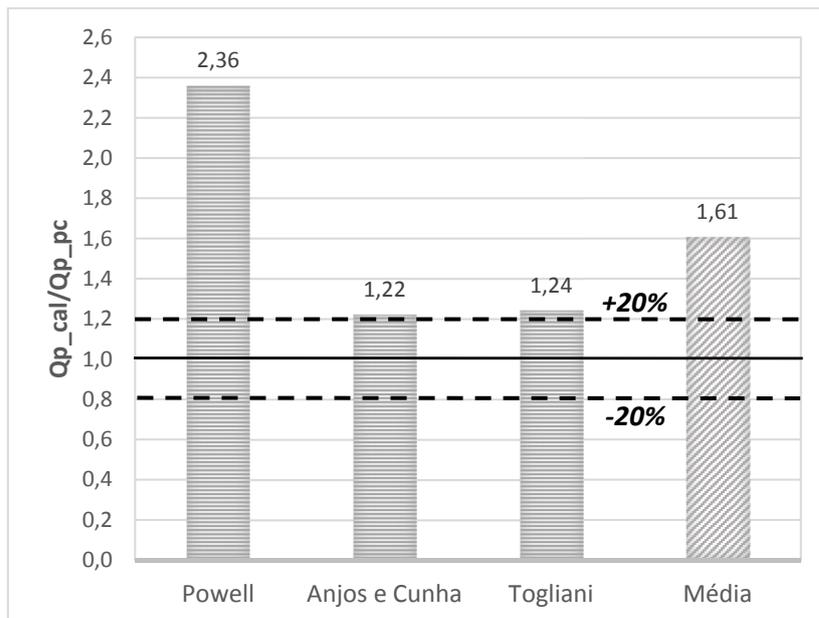


Figura 110. Relação entre os resultados de resistência por ponta calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para a estaca pré-moldada.

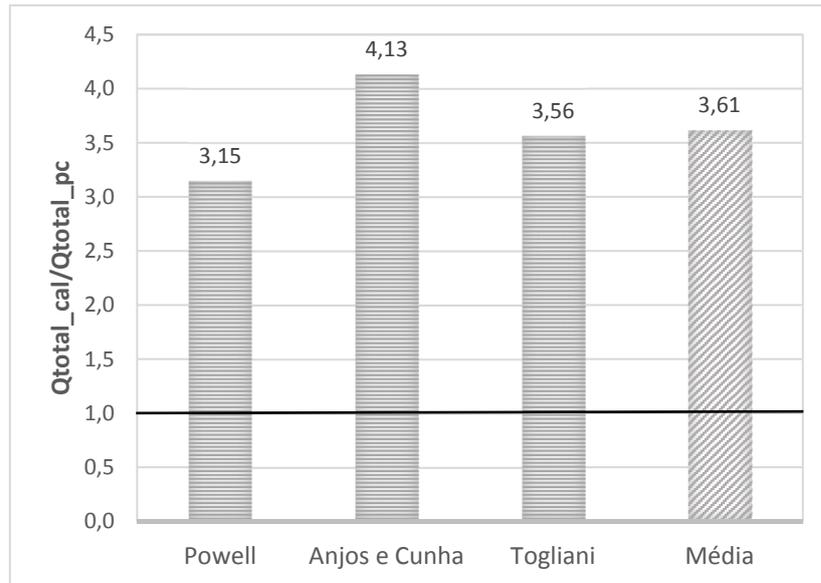


Figura 111. Relação entre os resultados de capacidade de carga total calculados através dos métodos semiempíricos e os obtidos na prova de carga para a estaca pré-moldada.

4.2.12. Análise global da aplicação dos métodos semiempíricos

Dos resultados da aplicação dos métodos semiempíricos apresentados anteriormente foi observado que:

- O método de Powell *et al.* (2001) no caso das estacas escavadas, hélice contínua e pré-moldada superestimou a capacidade de carga lateral, enquanto a resistência da estaca ômega foi subestimada. O melhor resultado da parcela de resistência lateral foi fornecido para as estacas raiz. No que refere à parcela de resistência por ponta, os resultados do método foram muito superiores aos obtidos nas provas de carga.
- O método de Anjos e Cunha (2006), apresentado como uma modificação do método de Powell, forneceu resultados de resistência lateral maiores aos obtidos em provas de carga para todos os tipos de estacas. Levando em consideração esta alta dispersão na resistência lateral, e aproveitando que as equações que apresentam o método dependem somente das pressões obtidas no DMT e de um coeficiente de origem empírico, sugere-se nesta pesquisa e para o tipo de solo em estudo, um ajuste (por retroanálise) no fator k_{DMT}^l para cada tipo de estaca analisada. A tabela 32 apresenta os valores ajustados. Na figura 112 é apresentada a relação da resistência lateral calculada através do método utilizando o coeficiente k_{DMT}^l ajustado e a obtida nas provas de carga.

Com relação a resistência de ponta, o método de Anjos e Cunha apresentou valores inferiores para a estaca de ômega e superiores nas estacas escavadas, raiz, hélice contínua e ômega. Levando em consideração a baixa resistência de ponta obtida nas provas de carga das estacas escavadas, raiz e hélice contínua, não foi feito ajuste do coeficiente k_{DMT}^b . O ajuste por retroanálise foi estimado somente para as estacas ômega e pré-moldada, tendo em vista que foram as que apresentaram resultados (obtidos do método de Anjos e Cunha (2006)) coerentes quando comparados aos calculados em provas de carga; os coeficientes k_{DMT}^b ajustados ficaram assim: $k_{DMT}^b = 0,58$ para estaca ômega ($Q_{p_cal}/Q_{p_pc} = 1,02$), e $k_{DMT}^b = 0,56$ para estaca pré-moldada ($Q_{p_cal}/Q_{p_pc} = 1,01$).

Tabela 32. Coeficiente k_{DMT}^l ajustado para cada tipo de estaca analisada.

Tipo de estaca	k_{DMT}^l
Escavada	0,060
Ômega	0,110
Raiz	0,085
Hélice contínua	0,075
Pré-moldada	0,045

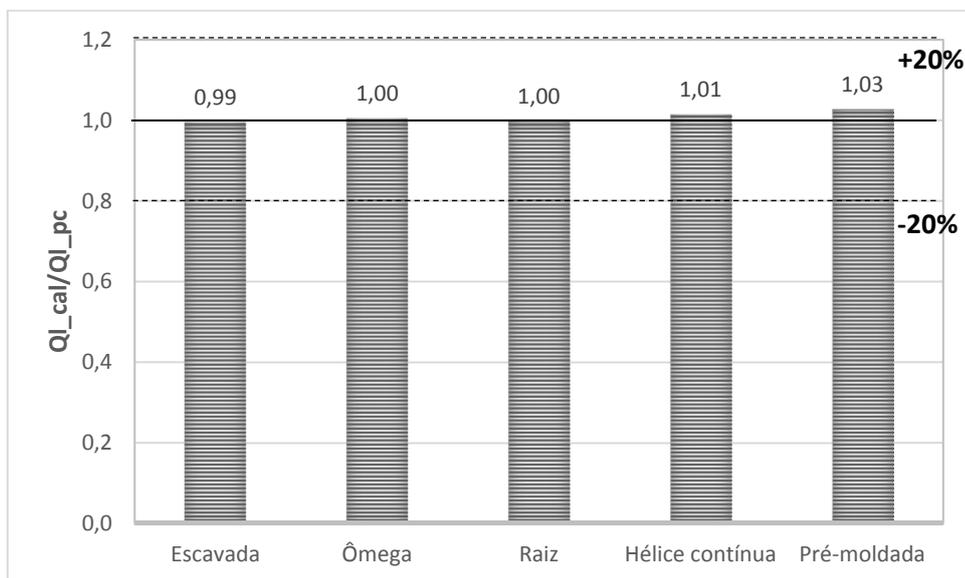


Figura 112. Relação entre os resultados de resistência lateral calculados através do método de Anjos e Cunha (2006) e os obtidos na prova de carga, após ajuste do fator k_{DMT}^l .

- O método de Togliani e Reuter (2015) foi o que apresentou resultados com melhor concordância com os valores obtidos através das provas de carga, o valor da

resistência lateral fornecida pelo método ficou em todos os casos no intervalo $\pm 20\%$, com exceção da estaca pré-moldada em que a resistência lateral foi superestimada. Contudo, optou-se por fazer um ajuste (assim como no método de Anjos e Cunha (2006)) para o coeficiente β (fator de redução da resistência lateral) para o tipo de solo (siltoso) e os tipos de estacas analisados. A tabela 33 apresenta os coeficientes β ajustados. Na figura 113 é apresentada a relação da resistência lateral calculada através do método de Togliani e Reuter (2015), utilizando o coeficiente β ajustado e a obtida nas provas de carga.

Na resistência por ponta, foi obtido um valor muito próximo do fornecido pela prova de carga somente no caso da estaca pré-moldada; nas estacas escavadas, raiz e hélice contínua esta parcela de resistência foi superestimada, enquanto na estaca ômega foi subestimada.

Da mesma forma que no método de Anjos e Cunha (2006), foi feito ajuste por retroanálise, do coeficiente λ (fator de redução da resistência por ponta) unicamente para as estacas que apresentaram valores mais coerentes quando comparados com os resultados de ponta das provas de carga. Assim, foi feito ajuste para as estacas do tipo ômega, hélice contínua e pré-moldada. Os coeficientes λ ajustados são: $\lambda = 0,5$ para a estaca ômega ($(Q_{p_cal}/Q_{p_pc} = 0,98)$), $\lambda = 0,05$ para a estaca hélice contínua ($(Q_{p_cal}/Q_{p_pc} = 1,02)$) e $\lambda = 0,17$ para a estaca pré-moldada ($(Q_{p_cal}/Q_{p_pc} = 1,01)$).

Tabela 33. Coeficiente β ajustado para cada tipo de estaca analisado.

Tipo de estaca	β
Escavada	0,45
Ômega	0,81
Raiz	0,62
Hélice contínua	0,55
Pré-moldada	0,25

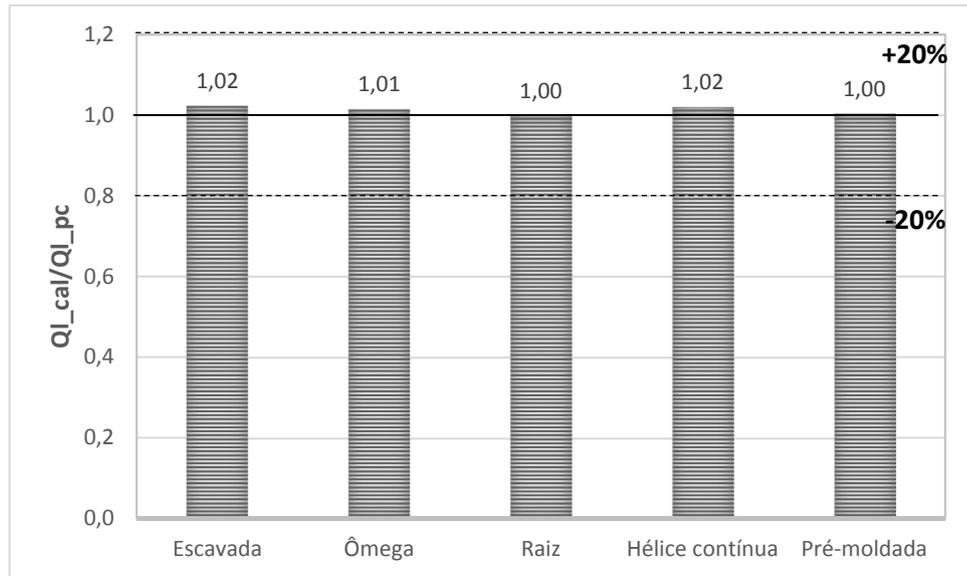


Figura 113. Relação entre os resultados de resistência lateral calculados através do método de Togliani e Reuter (2015) e os obtidos na prova de carga, após ajuste do fator β .

4.3. MODELAGEM NUMÉRICA

Para a previsão da curva Carga vs Deslocamento foi feita uma modelagem numérica em Plaxis 3D Foundation para cada tipo de estaca. Com o fim de comparar melhor as curvas obtidas através da modelagem e as construídas nas provas de carga, optou-se por tomar a carga de ruptura (obtida em prova de carga) de uma estaca específica de cada tipo, e aplicar essa mesma carga no modelo de Plaxis.

O módulo de elasticidade E do concreto (parâmetro necessário para a simulação do modelo linear elástico), das estacas escolhidas para análise foram tomados das pesquisas de Albuquerque (1996 e 2001) e Nogueira (2004), com base na instrumentação das estacas. Os valores de carga de ruptura, deslocamentos máximos e módulos de elasticidade do concreto das estacas estudadas são apresentados na tabela 34. O peso específico do concreto foi adotado como 25 kN/m^3 e o coeficiente de Poisson igual a 0,3 para todas as estacas.

Tabela 34. Parâmetros da estaca usados na modelagem.

Estaca	Diâmetro nominal (m)	Carga de ruptura (kN)	Deslocamento máximo (mm)	E (GPa)
Escavada 3	0,40	693	65,94	19,3
Ômega 2	0,37	1420	61,83	35,7
Raiz 3	0,40	980	55,42	17,2
Hélice Contínua 1	0,40	960	80,24	23,0
Pré-moldada	0,18	262	54,13	24,4

Os parâmetros geotécnicos do solo requeridos por Plaxis para a modelagem, foram obtidos do ensaio DMT. Como já foi mencionado no item 3.4, o semiespaço foi dividido em profundidade em duas camadas de solo: de 0 a 6 m e de 6 m a 20 m. Levando em consideração que não se tinha informação dos parâmetros do solo a partir dos 14 m de profundidade, foram assumidos a partir dessa profundidade os mesmos parâmetros obtidos através do DMT e apresentados no item 4.1.2 para a camada de solo de 6 a 14 m. Foi utilizado o ângulo de atrito obtido através do método gráfico (dependente do DMT e CPT) por apresentar melhor similaridade com os valores estimados por meio de ensaios de laboratório (apresentados por Albuquerque, 2001), o coeficiente de Poisson foi adotado nas duas camadas. Os parâmetros de solo utilizados na análise numérica estão indicados na tabela 35.

Tabela 35. Parâmetros da estaca usados na modelagem.

Parâmetro	Camada 0 a 6 m	Camada 6 a 20 m
v	0,4	0,3
γ (kN/m³)	18,3	20,2
ϕ (°)	34	25
E (kPa)	13460	33630
c' (kPa)	15	49

4.3.1. Fator de redução de interface R_{inter}

Por meio de testes de comparação com os resultados obtidos em prova de carga para cada uma das estacas estudadas e apresentadas na tabela 34, foi possível obter por retroanálise o fator de redução de interface R_{inter} adequado à representação numérica para cada caso. Na retroanálise foram comparadas as curvas Carga vs Deslocamento obtidas através da modelagem numérica com as fornecidas pelas provas de carga até alcançar o melhor ajuste nas curvas comparadas. O único parâmetro que foi modificado correspondeu ao fator R_{inter} , os parâmetros do solo foram mantidos iguais para todos os testes. Os resultados do fator de interface R_{inter} resultantes da retroanálise são apresentados na tabela 36.

Tabela 36. Fator de interface R_{inter} resultante da retroanálise.

Estaca	R_{inter}
Ômega	0,95
Raiz	0,65
Hélice Contínua	0,60
Escavada	0,45
Pré-moldada	0,40

Observa-se na tabela 36, através dos fatores de interface obtidos por retroanálise, uma dependência do fator R_{inter} com o processo executivo das estacas. A estaca ômega que devido ao processo de execução desloca o solo gerando uma compressão lateral, melhora as características do solo no entorno do fuste. Na modelagem numérica este fator tem a finalidade de degradar os parâmetros da interação solo-estaca. Para o caso da estaca ômega, verificou-se um valores superior do fator R_{inter} quando comparado com as outras estacas. Entretanto, ocorre situação inversa no caso da estaca pré-moldada, que devido ao processo de cravação (e por tratar-se de uma estaca esbelta), o efeito de drapejamento gera um vazio no trecho inicial da estaca, resultado na perda de contato o que resultado em menor atrito lateral no trecho. Para este caso, na modelagem numérica foi obtido o menor fator R_{inter} em comparação com os outros tipos de estacas estudadas.

4.3.2. Curvas Carga vs Deslocamento

Neste subitem apresentam-se os resultados das análises numéricas para todos os tipos de estacas. As curvas carga vs deslocamento obtidas na modelagem numérica são comparadas com as obtidas experimentalmente. Para a análise foi convencionalizada uma carga de ruptura para um deslocamento de 10% do diâmetro nominal das estacas, isto é, 40 mm para as estacas escavada, raiz e hélice contínua, 37 mm para a estaca ômega e 18 mm para a estaca pré-moldada. Será também analisado o deslocamento correspondente à carga de trabalho (metade da carga de ruptura).

4.3.2.1. Estaca escavada

Para a modelagem numérica foi aplicada a carga de ruptura obtida de forma experimental, correspondendo a 693 kN. Apresenta-se na figura 114 a o diagrama dos deslocamentos obtidos após o processamento da análise numérica em Plaxis para a estaca escavada. O deslocamento máximo provocado devido à aplicação da carga foi de 49,84 mm.

Como resultado da análise numérica foi obtida a curva carga vs deslocamento para a estaca escavada (figura 115). A carga de ruptura convencionalizada para um deslocamento de 10% do diâmetro nominal da estaca (40 mm) foi de 659 kN. Na figura 115 é apresentada também a curva carga vs deslocamento obtida da prova de carga, para este caso, a carga de ruptura convencionalizada para o deslocamento de 40 mm foi de 676 kN, isto é, um 2,5% superior à obtida na modelagem numérica.

Os deslocamentos correspondentes à carga de trabalho (346,5 kN) foram de 0,02 mm para a análise experimental (prova de carga) e de 3,8 mm para a análise numérica.

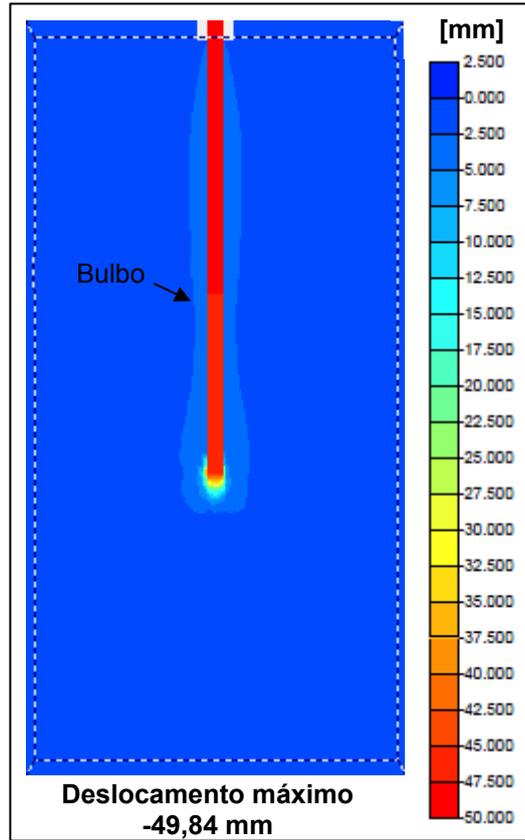


Figura 114. Distribuição dos deslocamentos na carga de ruptura para a estaca escavada.

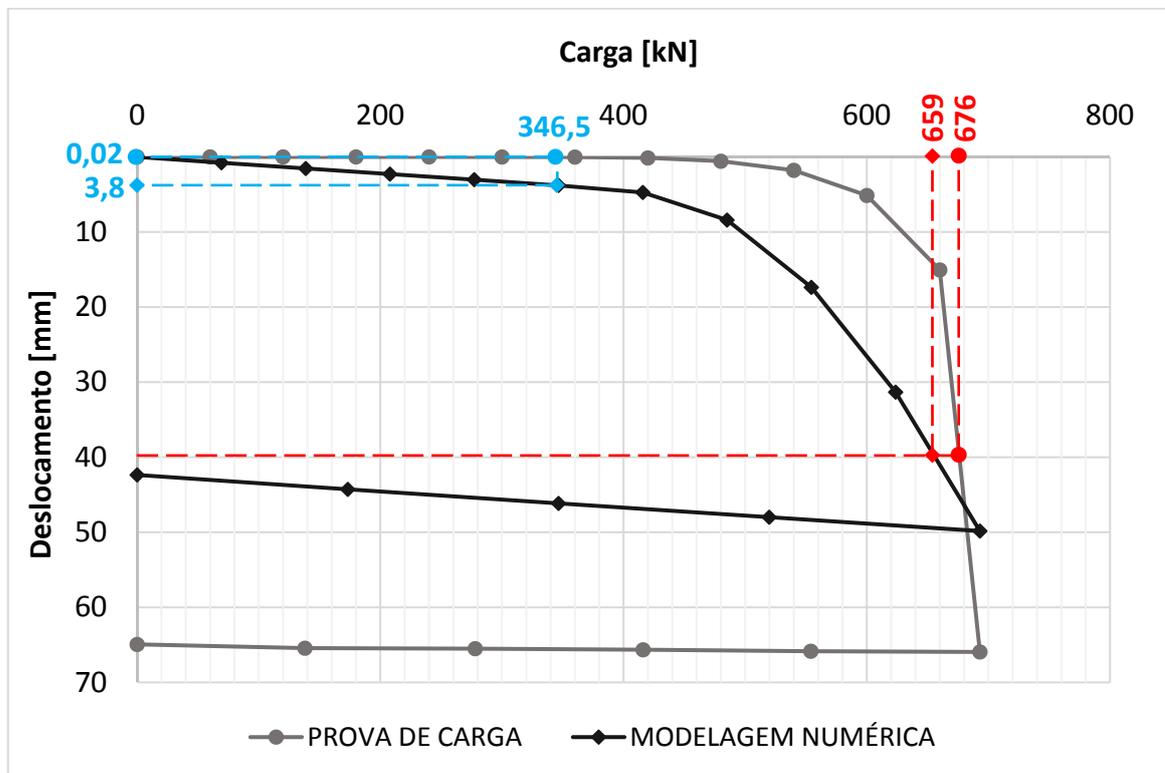


Figura 115. Curvas carga vs deslocamento da estaca escavada.

4.3.2.2. Estaca ômega

Foi aplicado um carregamento axial de 1420 kN na estaca ômega e feita a análise numérica em Plaxis. Observa-se na figura 116 o diagrama dos deslocamentos provocados devido à carga total aplicada. O deslocamento máximo correspondeu a 60,54 mm.

Resultante da análise numérica foi obtida a curva carga vs deslocamento, apresentada na figura 117. A carga de ruptura para um deslocamento de 10% do diâmetro nominal da estaca (37 mm) correspondeu a 1296 kN, sendo este valor 5,3% inferior à carga de ruptura convencionada da prova de carga (1369 kN). O recalque correspondente à carga de trabalho (710 kN) foi de 1,2 para a análise experimental e de 5,6 para a análise numérica.

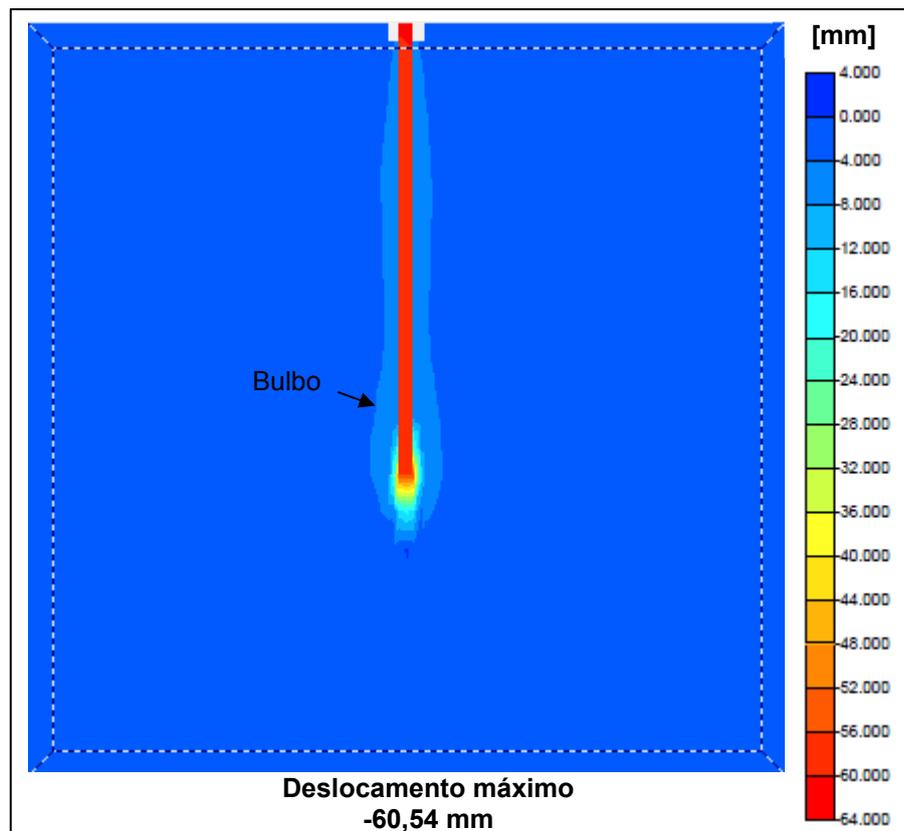


Figura 116. Distribuição dos deslocamentos na carga de ruptura para a estaca ômega.

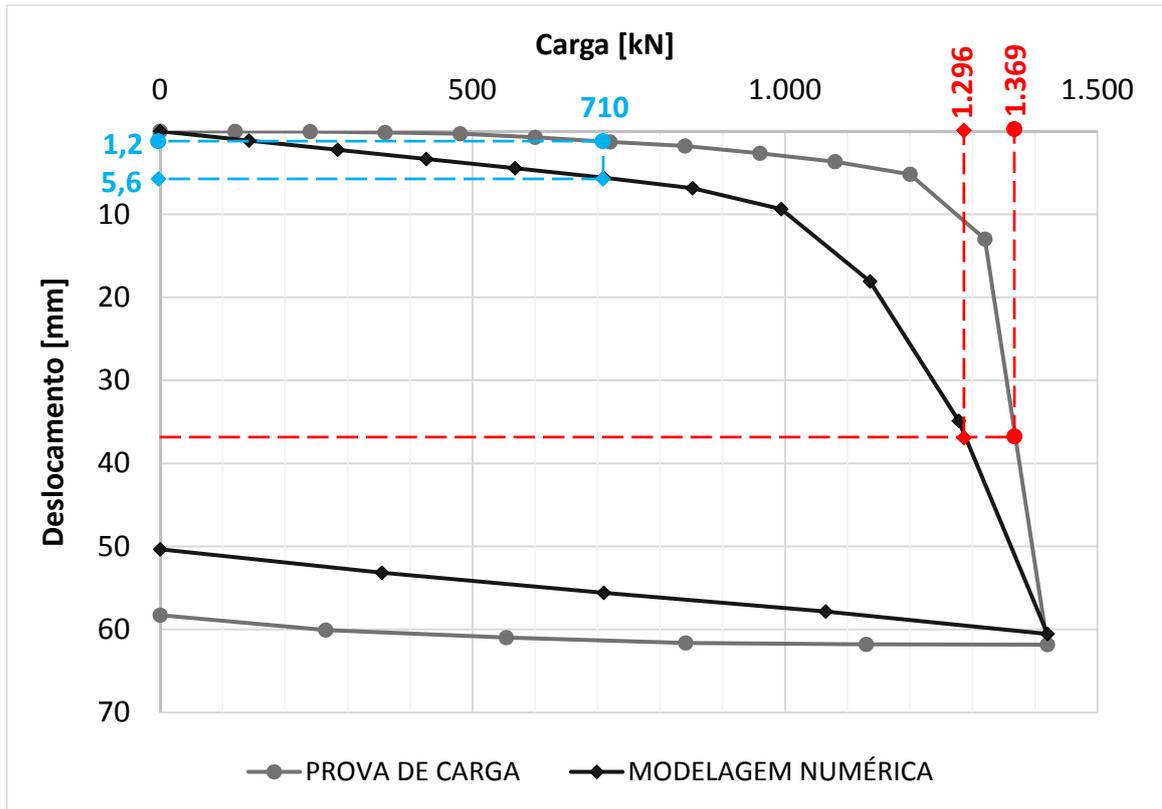


Figura 117. Curvas carga vs deslocamento da estaca ômega.

4.3.2.3. Estaca raiz

Observa-se na figura 118 o diagrama dos deslocamentos obtidos após o processamento da análise numérica para a estaca raiz. O deslocamento máximo resultante (na modelagem numérica) devido à aplicação da carga de 980 kN no topo da estaca foi de 49,07 mm.

Como resultado da análise numérica foi obtida a curva carga vs deslocamento e, apresentada na figura 119. A carga de ruptura convencionada para um deslocamento de 10% do diâmetro nominal da estaca (40 mm) resultou em 933 kN, isto é, 2,5% inferior à carga de ruptura convencionada correspondente à prova de carga. Os deslocamentos apresentados para a carga de trabalho (490 kN) foram de 5 mm para a análise numérica e 0,51 mm para a curva carga vs deslocamento obtida experimentalmente.

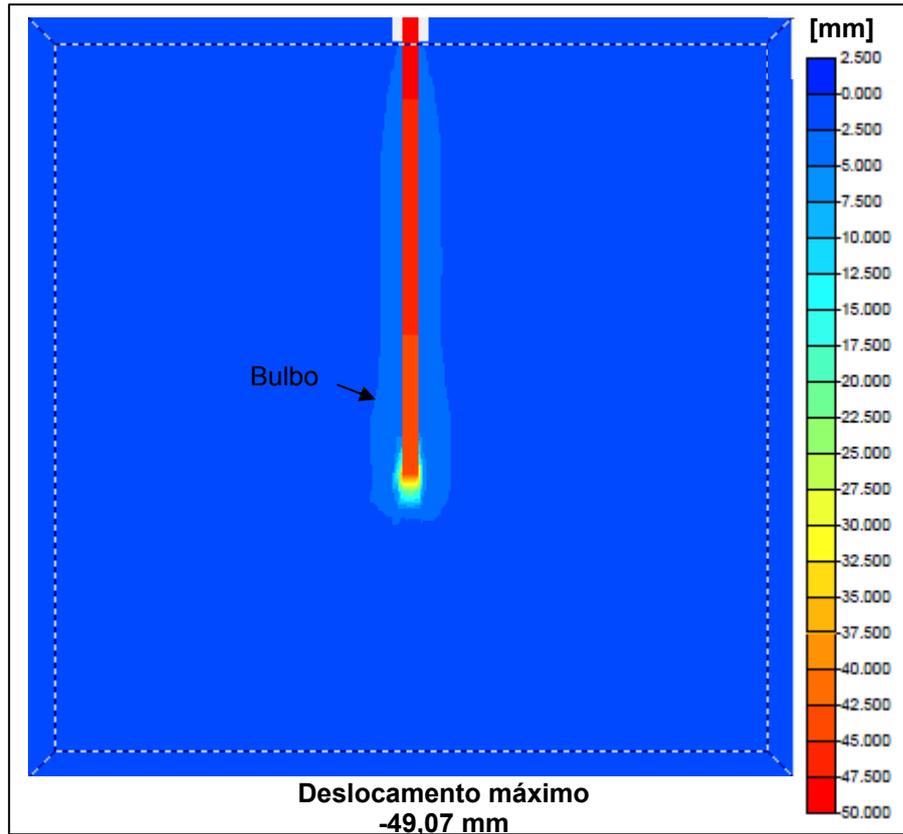


Figura 118. Distribuição dos deslocamentos na carga de ruptura para a estaca raiz.

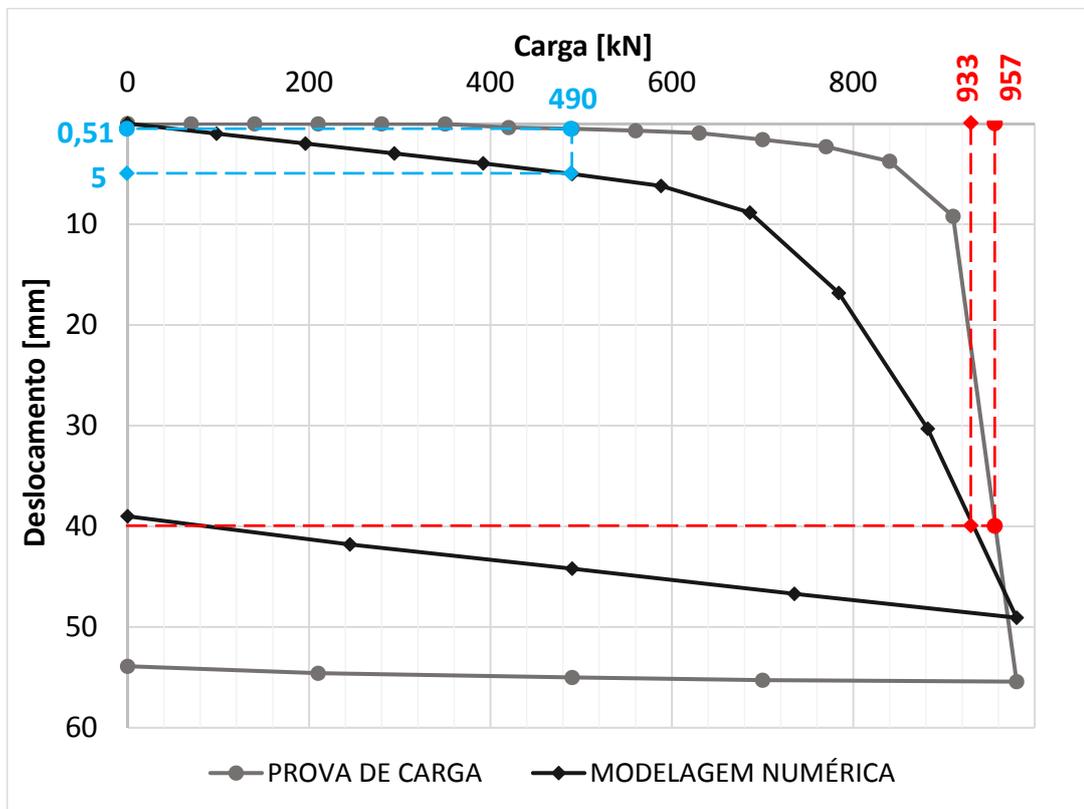


Figura 119. Curvas carga vs deslocamento da estaca raiz.

4.3.2.4. Estaca hélice contínua

A figura 120 apresenta o diagrama de deslocamentos obtidos da análise numérica ao aplicar uma carga axial (condicionada pela carga máxima aplicada na prova de carga) de 960 kN; o deslocamento máximo obtido para esta carga foi da ordem de 44,53 mm.

O resultado da análise numérica para a estaca hélice contínua permitiu construir a curva carga vs deslocamento apresentada na figura 121. Das curvas foram obtidas as cargas de ruptura convencionadas para um deslocamento de 10% do diâmetro nominal da estaca (40 mm), resultando em 927 kN para a curva carga vs deslocamento traçada a partir dos dados experimentais (prova de carga) e do valor de 935 kN para a análise numérica, isto indica uma diferença entre os dois valores de apenas o 0,9%. Os deslocamentos correspondentes à carga de trabalho (480 kN) foram de 4,9 mm para a análise numérica e 0,3 mm para a prova de carga.

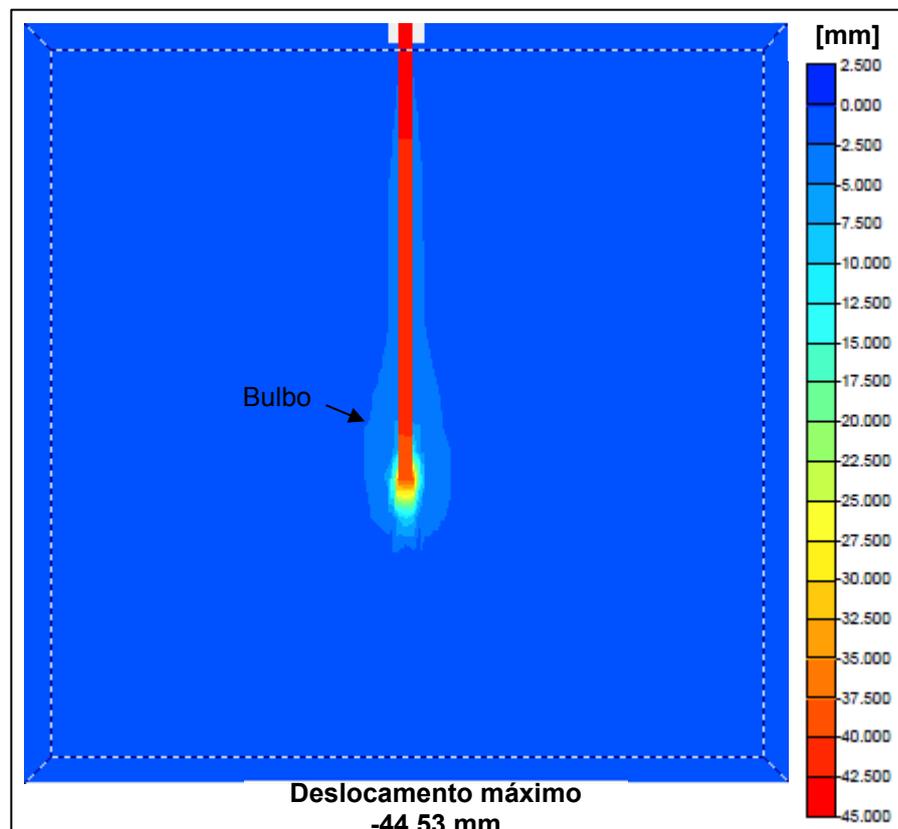


Figura 120. Distribuição dos deslocamentos na carga de ruptura para a estaca hélice contínua.

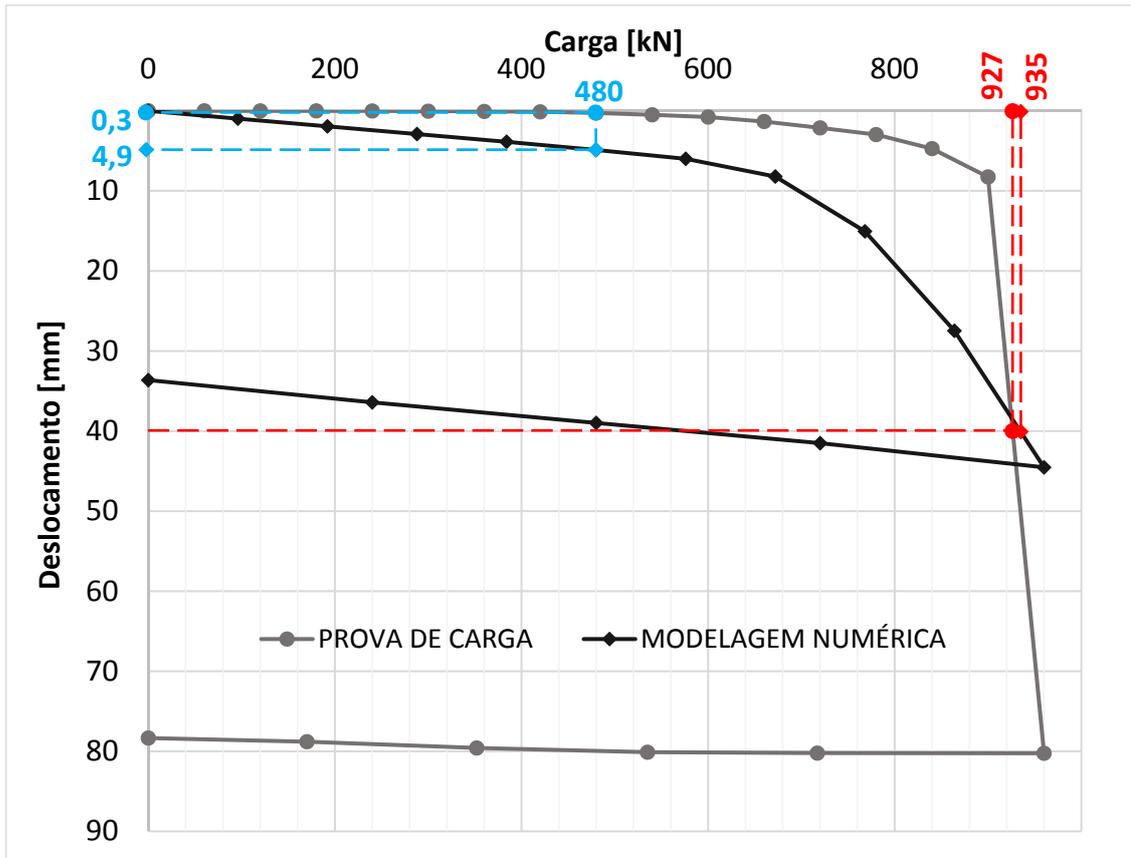


Figura 121. Curvas carga vs deslocamento da estaca hélice contínua.

4.3.2.5. Estaca pré-moldada

Para a análise numérica da estaca pré-moldada foi aplicado inicialmente o mesmo valor da carga máxima aplicada na prova de carga, isto é 262 kN, no entanto, a curva carga vs deslocamento para este carregamento atingiu somente o trecho elástico; por este fato foi aumentada a carga aplicada até 350 kN com o fim de observar melhor o comportamento da curva. O deslocamento máximo atingido para esta carga foi de 54,45 mm.

A partir da curva carga vs deslocamento obtida da análise numérica (figura 123), foi avaliada uma carga de ruptura convencional para um deslocamento de 10% do diâmetro nominal (18 mm), esta carga de ruptura correspondeu a 270 kN, um 9,8% superior à carga convencional obtida da análise experimental, e um 3% superior à carga máxima aplicada em prova de carga. Os deslocamentos obtidos para a carga de trabalho (131 kN) foram da ordem de 3,4 mm (análise numérica) e 0,8 mm (prova de carga).

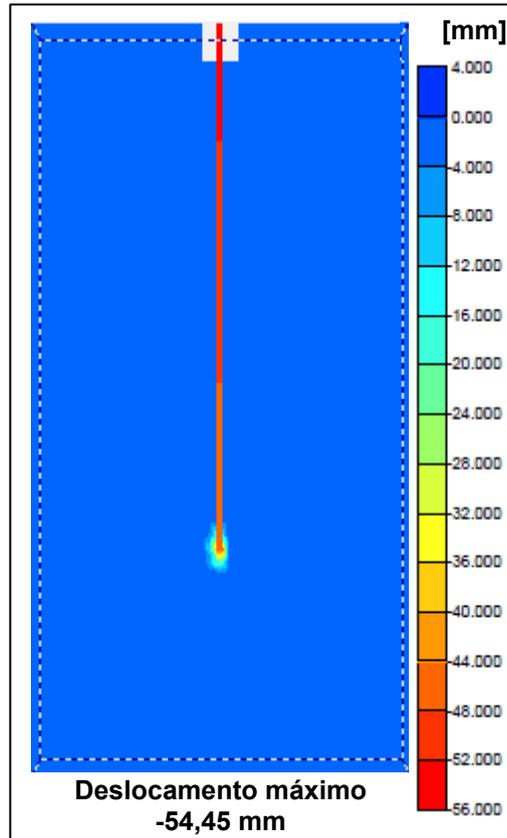


Figura 122. Distribuição dos deslocamentos na carga de ruptura para a estaca pré-moldada.

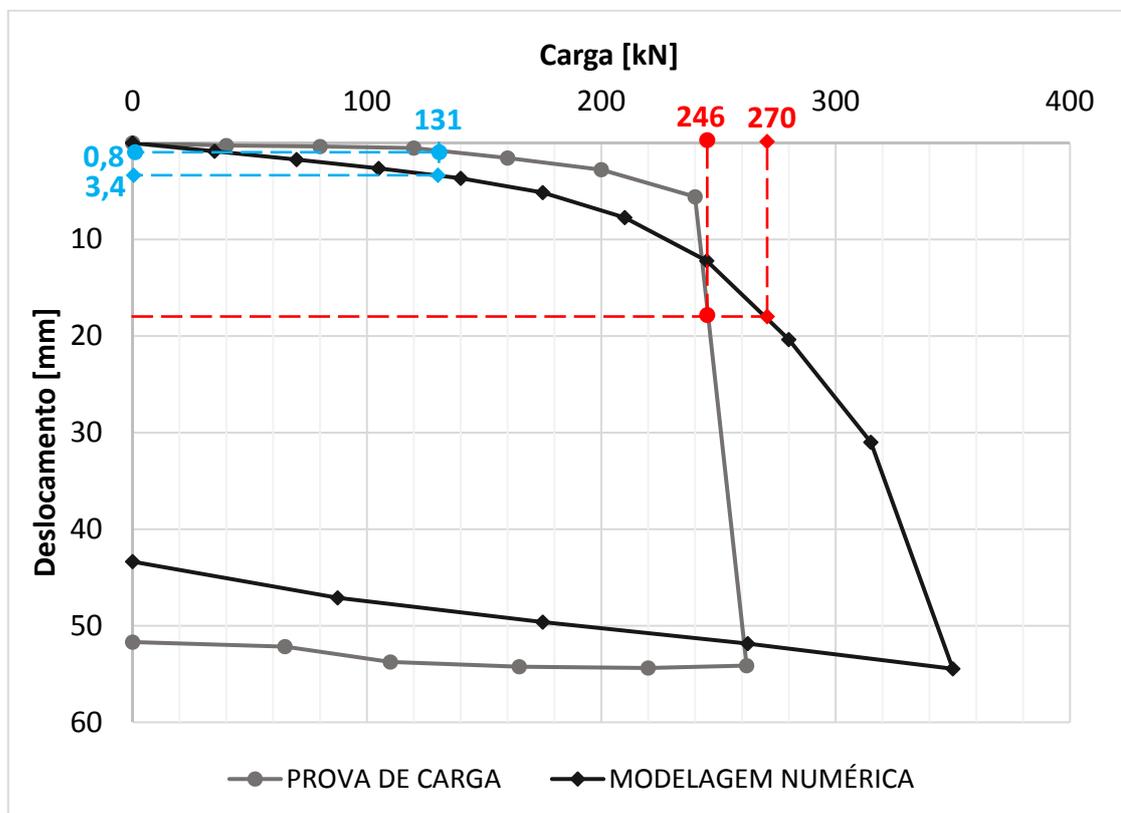


Figura 123. Curvas carga vs deslocamento da estaca pré-moldada.

4.3.2.6. Comparação entre os resultados da análise numérica e da prova de carga

Ao comparar os resultados dos deslocamentos correspondentes à carga de trabalho, conforme apresentado na figura 124, observa-se que os resultados obtidos por análise numérica foram em todos os casos, superiores aos obtidos experimentalmente, isto é, a curva carga vs deslocamento estimada por meio da modelagem numérica apresentou deslocamentos mais acentuados que a obtida a partir das provas de carga. Da figura 124 pode-se verificar a influência do fator de redução de interface R_{inter} , nas estacas do tipo escavadas (raiz, HC e escavada), isto é, quanto menor foi o fator R_{inter} , maior foi a diferença nos deslocamentos. A estaca escavada, em que foi usado no ajuste o menor fator de interface de 0,45, apresentou a maior diferença entre a análise numérica e a experimental, sendo o valor numérico 190 vezes maior ao experimental. Com relação à estaca pré-moldada, em virtude do efeito da perda de atrito devido à cravação (drapejamento), o modelo não conseguiu simular de maneira adequada o comportamento deste tipo de estaca.

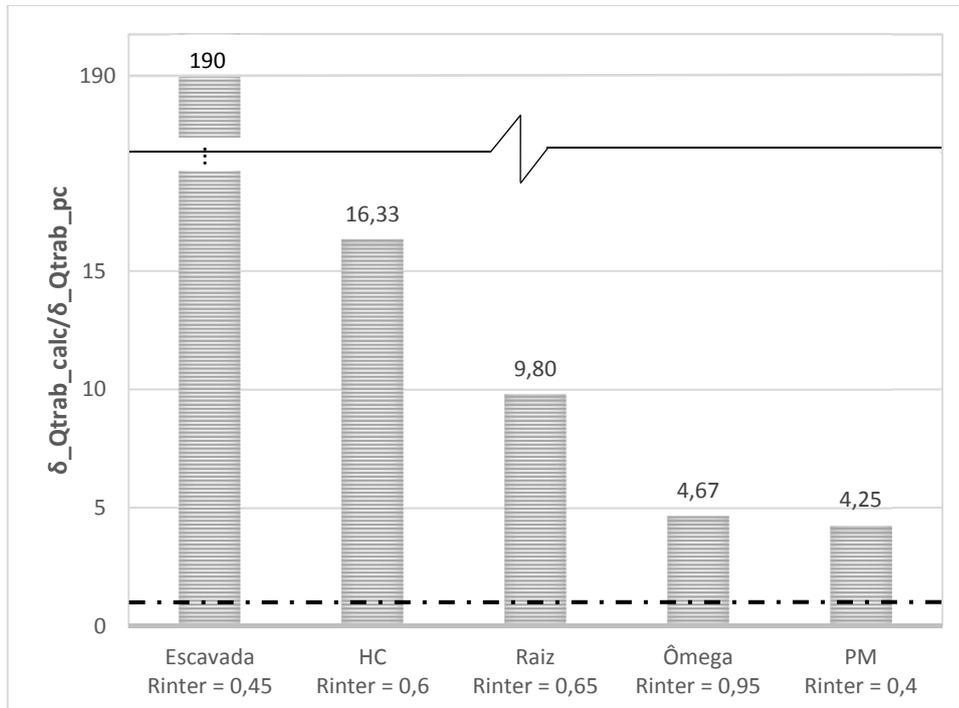


Figura 124. Relação entre o deslocamento correspondente à carga de trabalho obtido através da análise numérica e o fornecido pela prova de carga.

Apesar de apresentar uma inflexão antecipada em termos de deslocamentos nas curvas obtidas da análise numérica, o modelo forneceu uma boa previsão da carga de ruptura convencional (10% do diâmetro). As diferenças entre os valores calculados e os obtidos na prova de carga foram em todos os casos inferiores ao 10% conforme observado na figura 125. Em termos gerais, a análise numérica da estaca pré-moldada foi a única que forneceu o valor de carga de ruptura superestimada quando comparada a prova de carga, isso devido a o processo de cravação da estaca. Neste tipo de solo de alta porosidade e baixa resistência, a cravação gera um efeito de drapejamento que “descola” o solo da interface da estaca, ocasionando perda de contato entre o solo e o fuste da estaca e, portanto, perda de resistência lateral; Albuquerque (1996) indica que esta perda de atrito em estacas cravadas de pequeno diâmetro ocorre até uma profundidade de 1,5 m. Sendo esta condição experimental difícil de ser representada no modelo numérico, o efeito de drapejamento não foi considerado, obtendo assim um maior valor de carga de ruptura convencional.

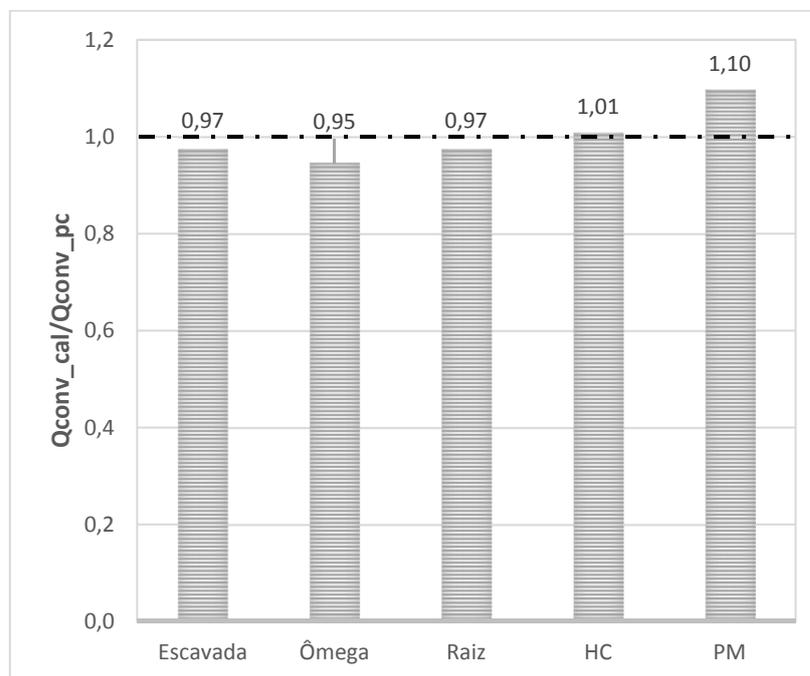


Figura 125. Relação entre a carga de ruptura convencional ao deslocamento de 10% do diâmetro nominal obtida através da análise numérica e a fornecida pela prova de carga.

5. CONCLUSÕES

Com base nos resultados obtidos e nas análises efetuadas pode-se concluir:

5.1. CLASSIFICAÇÃO DO SOLO

A classificação do solo, do Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Faculdade de Engenharia Agrícola (Feagri), obtida através do DMT diferiu da classificação apresentada por Albuquerque (2001) mostrada na figura 43. Os estratos do solo, quando avaliados através do DMT apresentaram uma mínima presença de argila, diferente daquele determinado a partir de análise granulométrica e tátil-visual. Este fato pode ser explicado levando em consideração que a classificação feita pelo ensaio dilatométrico está baseada no comportamento mecânico das partículas do solo e não na sua granulometria. Neste caso, embora o solo apresente camadas com textura argilosa, o comportamento mecânico é de solo siltoso.

5.2. PARÂMETROS DO SOLO

O peso específico natural estimado empregando o ábaco de Marchetti e Crapps (1981) foi superior quando comparado aquele apresentado por Albuquerque (2001). No entanto, quando analisado o comportamento ao longo da profundidade, as duas estimativas apresentaram similaridade, isto é, o valor médio da segunda camada (6 a 14 m) aumentou em 2 kN/m^3 com relação à primeira camada (0 a 6 m) para os dois casos. A diferença entre o peso específico obtido através do DMT e o fornecido por Albuquerque (2001) foi de $+ 5 \text{ kN/m}^3$.

O ângulo de atrito foi obtido através de três métodos, dois deles baseados somente nos índices básicos do DMT (I_D , K_D , E_D), e um outro método combinando os resultados do ensaio DMT e o ensaio CPT. Destes três métodos, o que forneceu resultados mais próximos aqueles obtidos em ensaios de laboratório por Albuquerque (2001) foi o

método gráfico baseado no parâmetro K_0 (obtido do DMT) e na relação q_c/σ'_{v0} (q_c do CPT); os valores do ângulo de atrito estimados através deste método, foram sempre superiores aos de Albuquerque (2001), porém, o comportamento inversamente proporcional com a profundidade se manteve. Os outros dois métodos baseados somente nos índices intermediários do DMT apresentaram comportamentos semelhantes entre eles, no que refere à variação com a profundidade, isto é, valores de ângulo de atrito aproximadamente constantes com a profundidade, variando em uma pequena faixa. Porém, o método de Marchetti e Crapps (1981) apresentou melhor ajuste com os valores fornecidos por Albuquerque (2001). Entretanto, os valores estimados através da equação de Marchetti (1997) foram superestimados quando comparados com os de Albuquerque (2001).

5.3. PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

As capacidades de carga foram calculadas por meio de métodos teóricos e semiempíricos. Em termos gerais, os métodos semiempíricos forneceram melhores resultados que os métodos teóricos.

Na aplicação dos métodos teóricos, o ensaio DMT forneceu os parâmetros geotécnicos de entrada. Nestes devem ser levadas em consideração duas limitações importantes: os erros inerentes as próprias metodologias e a dependência na acurácia dos parâmetros de resistência do solo (ϕ e S_u). Isto quer dizer que a dispersão dos parâmetros geotécnicos, calculados a partir do ensaio dilatométrico, e utilizados no cálculo da resistência, tem uma influência direta nas variações encontradas na estimativa da capacidade de carga.

Dos métodos teóricos, aqueles condicionados para solos coesivos (método α , método λ e método API RP2A_{coesivos}), forneceram valores de resistência lateral superiores aos estabelecidos para solos não coesivos (método β , método API RP2A_{não coesivos}, método de Nordlund (1963) e método de Meyerhof (1976)).

Os métodos teóricos utilizados em solos coesivos apresentaram em geral uma boa estimativa da capacidade de carga para as estacas ômega e raiz, enquanto que nas estacas escavadas os métodos condicionados para solos não coesivos apresentaram

uma melhor aproximação entre os valores calculados e os obtidos em prova de carga. Nas estacas hélice contínua e pré-moldada as médias dos métodos ficaram fora dos intervalos de aceitação.

Os métodos semiempíricos utilizaram unicamente os valores das pressões P_0 e P_1 , e os parâmetros intermediários do ensaio DMT, porém, apresentam também certas limitações: algumas vezes as considerações que foram tomadas no desenvolvimento das metodologias não condizem com a realidade do comportamento do solo e da interação solo – estaca. Além disso, essas formulações são desenvolvidas pelos autores, a partir da análise de bancos de dados de provas de carga realizadas em determinados tipos de estacas, regiões e solos específicos com características particulares que, frequentemente, não se ajustam completamente às características do solo em que serão aplicadas as metodologias.

Na estaca pré-moldada, a resistência por atrito foi superestimada por todos os métodos, tanto teóricos como empíricos, as únicas exceções foram o método das tensões efetivas, β_1 , e o método de Meyerhof 1, que apresentaram erros de 10% e 19% respectivamente. Este fato de apresentar baixa resistência por atrito deve-se a vibração produzida pela cravação da estaca (drapejamento) neste tipo de solo de alta porosidade e baixa resistência, o que ocasiona a perda de contato entre o solo e o fuste da estaca, ou seja, não há atrito nesta região. Pesquisas realizadas no local, por Albuquerque (1996) e Cury Filho (2016) indicaram este efeito para as estacas cravadas executadas no local.

Finalmente, conclui-se que para a previsão da resistência lateral o ensaio dilatométrico se mostrou eficiente. No que refere à resistência de ponta, as metodologias aplicadas em geral forneceram valores superiores, este fato é devido à baixa resistência do solo estudado nesta pesquisa.

5.4. PREVISÃO DA CURVA CARGA VS DESLOCAMENTO

- Os fatores R_{inter} obtidos através de retroanálise apresentaram boa concordância com o previsto. Na estaca ômega que experimentalmente apresenta valores de resistência por atrito maior que dos outros tipos de

estacas estudadas, foi obtido por retroanálise o maior valor de R_{inter} , isto é, os parâmetros do solo foram pouco reduzidos na interface, enquanto nas estacas escavada e pré-moldada foram usados fatores de interface inferiores. Sendo que no caso da estaca pré-moldada o efeito do drapejamento foi o principal responsável pelo fenômeno.

- A análise numérica forneceu uma boa previsão na carga de ruptura convencionada ao deslocamento de 10% do diâmetro nominal, sempre a favor da segurança com exceção da estaca pré-moldada.
- Do ponto de vista global, das curvas carga vs deslocamento obtidas através das análises numérica, a que apresentou melhor ajuste com aquela fornecida pela prova de carga foi a da estaca ômega. Este fato pode estar relacionado ao processo executivo desta estaca, que ao melhorar as características do subsolo, pode representar de melhor forma à simulação numérica.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12.131/91: Provas de carga estática. Rio de Janeiro: ABNT, 1992.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. MB-3122: Solo – Ensaio de palheta in situ – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1989.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12069 (MB-3406): Solo – Ensaio de penetração de cone in situ (CPT) – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimentos com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.
- ALBUQUERQUE, P. J. R. Análise do comportamento de estaca pré-moldada de pequeno diâmetro, instrumentada, em solo residual de diabásio da região de Campinas. 1996. 225 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) – Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1996.
- ALBUQUERQUE, P. J. R. Estacas escavadas, hélice contínua e ômega: Estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas de carga instrumentadas em profundidade. 2001. 297 f. Tese de Doutorado – Escola politécnica, Universidade de São Paulo, 2001.
- ALBUQUERQUE, P. J. R.; CARVALHO, D.; FONTAINE, F. B. Pile capacity for Omega piles in an unsaturated Brazilian soil using the CPT. *Proceedings of 2nd Int. Symp. on Cone Penetration Testing*, Huntington Beach, California, 2010.
- ANJOS, G. J. M.; CUNHA, R. P. Uso do ensaio dilatométrico na avaliação da capacidade de suporte de fundações escavadas em solo não saturado no Distrito Federal. *XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Anais...* Curitiba, 2006.

- API RP2A. Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms. 18th Edition. American Petroleum Institute, Washington, D. C., 1989.
- API RP2A. Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design. Twenty-First Edition, American Petroleum Institute, Washington, D. C., 2000.
- ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. D2573: Standard test method for field vane shear test in saturated fine-grained soils. USA.
- ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. D3441: Standard test method for mechanical cone penetration test of soil. USA: ASTM, 1986.
- ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. D6635-01: Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer. USA: ASTM, 2001 & 2007.
- ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. SPT 1014: Vane shear strength testing in soils – Field and laboratory studies. USA: ASTM, 1987.
- AZZOUZ, A. S. Lecture 9 of MIT Special Summer Course: Recent Developments in Measuring and Modeling of Clay Behavior for Foundation Design, Cambridge, Mass., 1985.
- BALDI, G.; BELLOTTI, R.; GHIONNA, V. N.; JAMIOLKOWSKI, M. Stiffness of sands from CPT, SPT and DMT – A critical review. *Proceedings of the Geotechnical conference on penetration testing in the UK*, University of Birmingham, Paper n. 42, p. 299-305, 1988.
- BALDI, G.; BELLOTTI, R.; GHIONNA, V. N.; JAMIOLKOWSKI, M.; MARCHETTI, S.; PASQUALINI, E. Flat dilatometer test in calibration chambers. *Use of In-situ test in geotechnical engineering*, ASCE, Geotechnical Special Publication, p. 431-446, 1986.
- BALIGH, M. M. Lectures 11 and 13 of MIT Special Summer Course: Recent Developments in Measuring and Modeling of Clay Behavior for Foundation Design, Cambridge, Mass., 1985.
- BARENTSEN, P. Short description of a field testing method with cone-shaped sounding apparatus. *Proceedings of 1st Int. Soil Mech. And. Found. Eng.*, Cambridge, v. 1, n. B/3, p. 6-10, 1936.

- BEGEMANN, H. K. S. The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile. *Proceedings of 6th Int. Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Montreal, v. 1, p. 17-20, 1965.
- BOONSTRA, G. C. Pile loading test at Zwijndrecht, Holland. *Proceedings of Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Cambridge, p. 185-194, 1936.
- BOWLES, J. E. *Foundation Analysis and Design*. Fifth Edition. The McGraw-Hill Companies, Inc. International Edition, 1241 pp.1997
- BURLAND, J. B. Shaft friction of piles in clay – A simple fundamental approach. *Ground Engineering*, vol. 6, n. 3, 1973.
- BRINKGREVE, R. B. J., BROERE, W., and WATERMAN, D. Plaxis: Finite Element Code for Soil and Rock Analyses (2D - Version 8). 2004.
- CAMPANELLA, R. G.; ROBERTSON, P. K.; GILLESPIE, D.; GRIEG, J. Recent developments of in-situ testing of soils. *Proceedings of the 11th International Conference on soil mechanics and foundations engineering*, p. 849-854, 1985.
- CARVALHO, D.; ALBUQUERQUE, P. J. R.; NOGUEIRA, R. C. R.; PASCHOALIN FILHO, J. A.; GARCIA, J. R. e FONTAINE, E. B. Concurso para a previsão do comportamento de estacas raiz, 146 f. São Paulo, 2004.
- CHAMMAS, R. The Pressuremeter Test and some of its Applications in Geotechnical Works in Minas Gerais State. *Proceedings of the 5th International Symposium on Environmental Geotechnology and Global Sustainable Development*, Minas Gerais, Brasil, 2000.
- CRUZ, N.; VIANA DA FONSECA, A.; NEVES, E. Evaluation of effective cohesive intercept on residual soil by DMT and CPT. *Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization*, 2004.
- CURY FILHO, D. Previsão da carga de ruptura de estacas metálicas submetidas a esforços de compressão em solo de diabásio da região de Campinas / SP. 2016. 223 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2016.
- DAS, B. M. *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. 5ta. Edición. ISBN 970-686-481-4. Ed. International Thomson Editores S.A, 766 pp, 2006.

- DEVINCENZI, M.; MARCHETTI, S. El ensayo dilatométrico de Marchetti. *Geotecnia*, 2002.
- DURGUNOGLU, H. T. AND MITCHELL, J. K. Static Penetration Resistance of Soils: I Analysis, II Evaluation of Theory and Implication for Practice. *Symposium of In Situ Measurements of Soils Properties*, ASCE, Raleigh, Vol. 1: 151-171. 1975
- EUROCODE 7. Geotechnical Design - Part 2, *Ground Investigation and Testing*, England, 1997-2:2007.
- FELLENIOUS, B. H. Chapter 13 - Pile Foundations, *Foundation Engineering Handbook*. Second Edition. H.S. Fang, Editor, Van Nostrand Reinhold Publisher, New York, 511- 536. 1991.
- FINNO, R. J. Analytical Interpretation of Dilatometer Penetration Through Saturated Cohesive Soils. *Geotéchnique*, 43, 2, p. 241-254, 1993.
- GIACHETI H. L.; PEIXOTO A. S. P.; MIO G.; CARVALHO D. Flat Dilatometer Testing in Brazilian Tropical Soils. *Proceedings of the 2nd International Flat Dilatometer Conference*, Washington, p. 103-110, 2006.
- GIACHETI, H. L. Os ensaios de campo na investigação do subsolo: estudo e considerações quanto à aplicação em solos tropicais. 2001. 328 f. Texto para concurso de livre docência – Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual Paulista, São Paulo, 2001.
- GOMES, D. D. Uso do dilatômetro de Marchetti para a previsão da capacidade de carga e dos recalques elásticos de estacas. 2007. 164 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.
- GOULART, M. R. M. Previsão de capacidade de carga em estacas escavadas com a utilização de ensaios de cone em solos residuais. 2001. 168 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.
- HANNIGAN, P. J.; GOBLE, G. G.; LIKINS, G. E. and RAUSCHE, F. Design and Construction of Driven Pile Foundations. Reference Manual – Volume I. Publication No. FHWA NHI-05-042. 2006
- HORTEGAL, M. V. Avaliação do comportamento de estacas hélice contínua a partir de resultados de laboratório e de campo. 2011. 195 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 2011.

- HRYCIW, R. D. Small-Strain Shear Modulus of Soil by Dilatometer. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 116: 1700-1716. 1990.
- IANELLI, L. A. R.; VILLAR, L. F. S. Utilização do pressiômetro Menard (PMT) para determinação do comportamento geotécnico de solos de fundação e sua aplicação nos estudos tensão – deformação. *XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Anais...* Pernambuco, 2012.
- IDRISS, I. M.; BOULANGER, R. W. Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes. *Soil Dyn. and Earthquake Engrg.*, 26, 115-130. 2006.
- JAMIOLKOWSKI, M.; GHIONNA, V.; LANCELLOTTA, R.; PASQUALINI, E. New Correlations of Penetration Tests for Design Practice. *Proc. ISOPT- 1*, Orlando, FL, 1: 263-296, 1988.
- JARDIM, N. A. Metodologia de Previsão de Capacidade de Carga Vertical e Horizontal com o Dilatômetro de Marchetti. 1998. 161 f. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 1998.
- KAMEY, T.; IWASAKI, K. Evaluation of undrained shear strength of cohesive soils using a Flat Dilatometer. *Soils and Foundations*, 35, 2, p. 111-116, 1995.
- KARLSRUD, K.; HAUGEN, T.; Axial Static Capacity of Steel Model Piles in Overconsolidated Clay, X1 ICSMFE, Vol.3, pp.1401-1406, S. Francisco, 1985.
- LADD, C. C.; FOOT, R.; ISHIHARA K.; SCHLOSSER F.; POULOS H. G. Stress-Deformation and Strength Characteristics, *Proceedings of 9th ICSMFE*. Tokyo. 2: 421-497. 1977.
- LUNNE, T.; POWELL, J. J. M. Recent developments in situ testing in offshore soil investigation. *Proceeding of SUT Conference: Offshore Site Investigation Found. Behaviour*, Kluwer Dordrecht, p. 147-180, 1992.
- LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. Cone penetration testing in geotechnical practice. Blackie Academic & Professional, 1997.
- LUTENEGGER, A. J. Current status of the Marchetti dilatometer test. *In: Int. Symp. on penetration testing, ISOPT, 1.*, Orlando. *Proceedings...* Rotterdam: Balkema Publ., 1988. v. 1, p. 137-156.

- MARCHETTI, S. A new in-situ test for the measurement of horizontal soil deformability. *Proceedings of the ASCE Spec. Conference on In-situ Measurement of soil properties*, v. 2, p. 255-259, 1975.
- MARCHETTI, S. In situ test by flat dilatometer. *J. Geotech. Eng. Div.*, v. 106, n. GT3, p. 299-321, 1980.
- MARCHETTI, S. On the Field Determination of K_0 in Sand. *Proceedings of XI ICSMFE*, S. Francisco, Vol. 5: 2667-2672. 1985.
- MARCHETTI, S. Some 2015 updates to the TC16 DMT report 2001. *Proceedings of 3rd International Conference on the Flat Dilatometer*, Rome, Italy, 2015.
- MARCHETTI, S. The Flat Dilatometer: Design Applications. *Proceedings of 3rd International Geotechnical Engineering Conference*, Keynote lecture, Cairo Univ., 421-448. 1997.
- MARCHETTI, S. The seismic dilatometer for in situ soil investigations. *Proceedings of Indian Geotechnical Conference IGC-2014*. Kakinada, India, 2014.
- MARCHETTI, S.; CRAPPS, D. K. Flat dilatometer manual. *Int. Report Schmertmann & Crapps Inc.*, Gainesville, USA, 1981.
- MARCHETTI, S.; MARCHETTI, D.; VILLALOBOS, F. El dilatómetro sísmico SDMT para ensayos de suelo in situ. *Obras y Proyectos 13*, p. 20-29, 2013.
- MARCHETTI S.; TOTANI G.; CAMPANELLA R. G.; ROBERTSON P. K.; TADDEI B. The DMT- σ_{hc} method for piles driven in clay. *Proc. Specialty Conf. In Situ '86*, ASCE GED, Blacksburg, VA:765-779. 1986.
- MAYNE, P. W.; CHRISTOPHER, B. R.; DEJONG, J. Manual on Subsurface Investigations. FHWA NHI-01-031, Federal Highway Administration, Washington, 2001.
- MAYNE, P. W. Peak friction angle of undisturbed sands using DMT. *Proceedings of 3rd International Conf. on the Flat Dilatometer DMT'15*. Roma, Italy, 2015.
- MEYERHOF, G. G. Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundation. *Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 99(3), p.197-228. 1976.
- MESRI, G. Discussion of "New Design Procedure for Stability of Soft Clays," by Ladd, C. C., and Foott, R., *Jnl GED, ASCE*. 101, 4 : 409-412. 1975.

- MONACO, P.; MARCHETTI, S.; TOTANI, G.; MARCHETTI, D. Overconsolidation and stiffness of Venice Lagoon Sands and Silts from SDMT and CPTU. *Jnl Asce GGE.*, p. 215-227, 2014
- NOGUEIRA, R. C. R. Comportamento de estacas tipo raiz, instrumentadas, submetidas à compressão axial, em solo de diabásio. 2004. 246 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2004.
- NORDLUND, R.L. Bearing capacity of piles in cohesionless soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM3*, pp. 1–35. 1963.
- OMENAM, Z. K. M. Load Sharing of Piled-Raft Foundations in Sand Subjected to Vertical Loads. Ph.D. Thesis. Department of Building, Civil and Environmental Engineering. Concordia University Montreal, Quebec, Canada. 2012.
- ORTIGÃO J. A. R.; COLLET, H. B. Errors caused by friction in field vane test. *ASTM Symp. on Laboratory and Field Vane Shear Strength Testing, STP 1014*, Tampa, p. 104-116, 1987.
- PEIFFER, H.; VAN IMPE, W. F. Analysis of CFA-pile-behaviour with DMT-results at Geel test site. *Proceedings of 4th DFI International Conference on Piling and Deep Foundations*, Stresa, p. 101-105, 1991.
- PEIFFER, H. Evaluation and Automatization of the Dilatometer Test and Interpretation Toward the Shaft Bearing Capacity of Piles. Doctoral thesis, Ghent University, 238 p. 1997.
- POTYONDY, J. G. Skin friction between various soils and construction material. *Géotechnique*, v.2, n.4, 1961.
- POWELL, J. J. M.; LUNNE, T.; FRANK, R. Semi- Empirical Design Procedures for axial pile capacity in clays. *Proc. XV ICSMGE*, Istanbul, Aug., Balkema, 2001.
- RANZINI, S. M. T. SPTF. *Solos e Rochas*, v. 11, p. 29-30, 1988.
- Robertson, P.K. Mitchell Lecture. Interpretation of in-situ tests - some insight. *Proc. ISC-4*, Porto de Galinhas - Brazil, 1, 3-24. 2012.
- ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G. Design manual for use of CPT and CPTU. Vancouver: University of British Columbia, 1989.

- ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G.; GILLESPIE, D. Excess pore pressure and the flat dilatometer test. In: *Int. Symposium on penetration testing*, ISOPT, 1., Orlando, p. 567-576, 1988.
- ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G. Guidelines for Geotechnical design using CPT and CPTU. Soil mech. Series 120. Vancouver: Department of Civil Engineering, University of British Columbia, 1988.
- ROCHA FILHO, P.; SALES, M. M. Ensaio de mini piezocone em laboratório para avaliação da resistência não drenada de solos coesivos. *Solos e Rochas*, Rio de Janeiro, v. 18, n. 3, p. 149-158, 1995.
- SCHMERTMANN, J. H. A Method for Determining the Friction Angle in Sands from the Marchetti Dilatometer Test (DMT). *Proceedings of 2nd European Symp. on Penetration Testing*, Amsterdam. 2: 853. 1982.
- SCHMERTMANN, J. H. Suggested method for performing the flat dilatometer test. *Geotech. Testing J.*, v. 9, n. 2, p. 93-101, 1986.
- SCHMERTMANN, J. H. Revised Procedure for Calculating K_0 and OCR from DMT's with $I_d > 1.2$ and which Incorporates the Penetration Measurement to Permit Calculating the Plane Strain Friction Angle. *DMT Digest No. 1*. GPE Inc., Gainesville, Florida, U.S.A, 1983.
- SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações. 2. Ed. Oficina de Textos, São Paulo, 2012.
- SCHULZE, T. Análise da capacidade de carga de estaca escavada instrumentada de pequeno diâmetro por meio de métodos semi-empíricos. 2013. 168 f. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2013.
- SHEN, H.; HAEGEMAN, W.; PEIFFER, H. Instrumented DMT: Review and Analysis. *Proceedings of 3rd International Conference on the Flat Dilatometer*, Rome, Italy, p. 377-384, 2015.
- SIVIERO, C.; PINTO, C. S. Tensão admissível para fundações diretas pelo dilatômetro de Marchetti em comparação com a NBR – 6122/1996. *XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Anais...* Curitiba, 2006.
- SOARES, M. M.; LUNNE, T.; ALMEIDA, M. S. S.; DANZIGER, F. A. B. Ensaio com piezocones Coppe e Fugro em argila mole. *Congresso Brasileiro de Mecânica*

dos Solos e Engenharia de Fundações, v. 2, p. 75-87. 8. Anais... Porto Alegre: ABMS, 1986

- TANAKA, H.; TANAKA, M.; IGUCHI, H. and NISHIDA, K. Shear modulus of soft clay measured by various kinds of tests. Proc. Of the Int. Symp. on Cone Penetration Testing, Vol. 1, pp. 115-124. 1994.
- TANAKA, H. and TANAKA, M. Characterization of sandy soils using CPT and DMT. Proc. *Soils and Foundations*. Japanese Geotechnical Society. Vol. 38, No. 3, 55-65.1998.
- TC16 DMT Report (2001). The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations. A Report by the ISSMGE Committee TC16. 41 pp. Reprinted in Proc. 2nd Int. Conf. on the Flat Dilatometer, Washington D.C., 2006.
- TERZAGHI, K. Theoretical Soil Mechanics. Joh Wiley and Sons Inc., New York, 1943.
- TOGLIANI, G. Pile Capacity Prediction for in Situ Tests. *Proceedings ISC-3. Taiwan*, 1187-1192. Taylor & Francis Group, London, UK, 2008.
- TOGLIANI, G. REUTER, G. Pile capacity prediction (Class C): DMT vs. CPTu. *Proceedings of 3rd International Conference on the Flat Dilatometer*, Rome, Italy, 2015.
- TOMLINSON, M. J. Some Effects of Pile Driving on Skin Friction. *Proc. Conference on Behaviour of Piles*, ICE, London, pp. 107-114. 1971
- VESIC, A. S. Bearing capacity of shallow foundations. Foundation Engineering Handbook. Ed. Winterkorn e Fang, Van Nostrand Reinhold Comp. New York, 1975.
- VIJAYVERGIYA, V. N., and J. A. FOCHT, Jr. A New Way to Predict Capacity of Piles in Clay, OTC Paper 1718, *4th Offshore Technology Conference*, Houston, TX. 1972.
- YU, H. S. In situ testing for geomechanics. James K. Mitchell Lecture. In: Int. Conf. On site Characterization, 2., Porto, Portugal. *Proceedings...* Rotherdam: Millpress, 2004, p. 3-38.
- ZUQUETTE, L. V. Análise crítica da cartografia geotécnica e proposta metodológica para condições brasileiras. 1987, 673 f. Tese de Doutorado – EESC, USP, 1987.