

DEFINIÇÃO DE CURVAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA DE ESTACAS EM SOLO RESIDUAL DE GRANITO

**Caso de Estudo do Campo Experimental da
FEUP**

DAVID JORGE DA ROCHA PEREIRA FERNANDES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: António Joaquim Pereira Viana da Fonseca

JUNHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Por tudo o que sou e tenho,
Dedico este inicio a meus Pais

“Quanto mais aumenta nosso conhecimento, mais evidente fica nossa ignorância”

John F. Kennedy

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar os meus agradecimentos a todas as pessoas que directa ou indirectamente colaboraram e me ajudaram neste projecto, em especial:

- ao professor António Viana da Fonseca, cuja excelente orientação, constante disponibilidade, dinamismo e boa disposição, ajudaram a concretizar este projecto;
- ao professor Bengt Fellenius, pela autorização de utilização do programa Unipile e pela sua sempre imediata disponibilidade para retirar qualquer duvida sobre este;
- à Unisoft[®], pela licença fornecida para uso do seu programa comercial;
- aos patrocinadores e intervenientes no CEFEUP/ISC'2, em especial às empresas Mota-Engil, S.A., Sopecate, S.A., Tecnasol-FGE, S.A. e Teixeira Duarte, S.A.
- ao Eng. Mário Pereira, pelos ensinamentos de programação
- ao Francisco Pires e ao José Rolim que me acompanharam ao longo de grande parte deste trabalho
- ao André Domingues, pelas discussões que muitas vezes se traduziram em resultados práticos
- à minha família
- a todos os meus colegas e amigos

RESUMO

O subsolo do noroeste de Portugal, em particular a cidade do Porto, é composto principalmente por solos residuais do granito. Estes solos, também denominados de sapróliticos, pela sua recente formação (em termos geológicos), são caracterizados pela sua forte heterogeneidade. Devido às evoluções na construção, a utilização de estacas tem sido cada vez mais frequente neste tipo de solo. Torna-se então imperativo o conhecimento do funcionamento deste tipo de fundação, tendo em vista a sua optimização e consequente economia.

Neste sentido foi desenvolvido, em 2003, um campo experimental na Faculdade de Engenharia do Porto, no qual foram executadas e ensaiadas três tipologias de estacas mais utilizadas pela indústria Portuguesa de fundações indirectas – cravadas, moldadas com tubo recuperado e de trado contínuo. Os resultados dos ensaios que visaram a caracterização do solo residual, bem como os que recaíram sobre as estacas, têm vindo a ser alvo de continuadas análises com o objectivo de melhor conhecer tanto o solo como o comportamento das estacas neste.

De entre todos os aspectos que influenciam o comportamento das fundações indirectas, o processo da transferência de carga é um dos fenómenos que suscita mais incerteza, uma vez que influem nele diversos parâmetros, nomeadamente o tipo de solo, o estado de tensão inicial, as características de resistência e deformação dos solos que compõem o maciço, o método de instalação da estaca, a geometria da estaca e o seu material constituinte, o tempo decorrente entre a instalação da estaca e a sua solicitação, a intensidade, a direcção e velocidade de aplicação da carga, entre outros.

Uma forma simplificada, mas ao mesmo tempo eficaz, de analisar o comportamento ao longo da face lateral e na ponta da estaca é através de curvas de transferência de carga ao longo do fuste e da base, vulgarmente conhecidas como “t-z” e “q-z”, respectivamente. É sobre esta metodologia que recai este estudo. Ao longo do trabalho vai descrever-se uma metodologia teórica para encontrar as respectivas curvas, analisar os parâmetros que a influenciam e por fim apresentar as curvas que caracterizam o comportamento de cada tipo de estaca no solo residual do granito. Para simular essas curvas vai recorrer-se ao programa UniPile da UniSoft®. Este programa também foi utilizado para fazer análises semi-empíricas e retroanálises com o objectivo de validar este processo, que também são apresentadas neste trabalho.

Espera-se que este estudo forneça informação prática muito útil, permitindo que o dimensionamento das estacas, neste tipo de solo, tenha em conta os diversos factores que influenciam o seu comportamento, permitindo um dimensionamento igualmente seguro mas mais eficaz.

PALAVRAS-CHAVE: transferência de carga, fundações indirectas, estaca, modelação em solo residual.

ABSTRACT

The subsurface of north-western Portugal, in particular the city of Porto, is composed mainly of granite residual soil. These soils, also called saprolite due to its recent formation (in geological terms), are characterized by their strong heterogeneity. Due to developments in construction, the use of piles has been increasingly frequent in this type of soil. Therefore, it becomes imperative the knowledge of the behaviour of this type of foundation, regarding its optimization and consequent economy.

With such purpose, it was developed in 2003 an experimental site in the Faculty of Engineering of the University of Porto, where sets of three different types of piles were construct, selected in the most used by Portuguese piling industry - pre-cast, bored with recovered tube and continuous flight auger. The results of the most number of tests aimed to characterize the residual soil and the results of the piles tests have been subject to continuous analysis in order to understand both the ground mechanical properties as the behaviour of the piles working in.

Of all the factors that influence the behaviour of indirect foundations, the process of load-transfer is one of the subject that raises more uncertainty, since it is influenced by a significant number of variables, including soil type, the initial stress state, the stiffness and strength characteristics of soils or rocks that constitute the involved ground, the installation method of the pile, the geometry of the pile and its constituent material, the time lag between installation of the pile and the beginning of loading, the intensity, direction and rate of , among others.

A simplified method, but also effective, is to analyze the stress-strain behaviour along the shaft interface and in the bottom (toe) support by recurring to load-transfer curves, commonly known as "t-z" and "q-z", respectively. This study is focus in this methodology. A methodology will be describe to find the most adapted theoretical curves, analyzing all the parameters that influence it, and finally presenting the curves that characterize the behaviour of each type of the piles that were constructed in this residual soil of granite. To simulate these curves a very comprehensive commercial program, UniPile of Unisoft[®], as been used, mostly due to the collaboration between FEUP and professor Bengt Fellenius, who as created the basis of its code . This program has also been used to make semi-empirical analysis and back analysis in order to validate the process, which are also reported.

It is hoped that this study provides practical and very useful information for the design of piles in this type of soil, taking into account the different factors that influence their behaviour, becoming more effective but also safer.

KEYWORDS: load-transfer, indirect foundations, single pile, modelling in residual soil.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ÂMBITO E JUSTIFICAÇÃO DO TRABALHO	1
1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. ANÁLISE ESTATICA	4
2.2.1. RESISTÊNCIA LATERAL	4
2.2.2. RESISTÊNCIA DE PONTA	6
2.3. ASSENTAMENTOS DE ESTACAS	7
2.3.1. MÉTODO DA TRANSFERÊNCIA DE CARGA	7
2.3.1.1. Descrição do Método da Transferência de Carga	8
2.3.1.2. Funções de Natureza Empírica	10
2.3.1.3. Funções de Natureza Teórica	10
2.4. CARGA RESIDUAL	14
2.4.1. DEFINIÇÃO E CONSEQUÊNCIAS	14

3. METODOLOGIA DE ANÁLISE DE ASSENTAMENTO DE ESTACAS	19
3.1. INTRODUÇÃO	19
3.2. METODOLOGIA PARA OBTER AS CURVAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA TEÓRICAS	19
3.2.1. CURVAS TEÓRICAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA AO LONGO DO FUSTE (T-Z)	19
3.2.1.1. Variação Radial da Tensão de Corte	21
3.2.1.2. Variação Radial do Módulo de Distorção	23
3.2.1.3. Raio de Influência da Estaca	26
3.2.1.4. Variação do Módulo de Distorção com o Nível da Tensão de Corte	27
3.2.1.5. Procedimento Adoptado	30

3.2.2. CURVAS TEÓRICAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA PARA A PONTA (Q-Z).....	32
3.3. UNIPILE – O PROGRAMA.....	33
3.3.1. GENERALIDADES	33
3.3.2. CURVAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA	33
3.3.3. CARGAS RESIDUAIS	34
 4. CAMPO EXPERIMENTAL FEUP/ISC'2	 37
4.1. INTRODUÇÃO	37
4.2. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DO CAMPO EXPERIMENTAL	37
4.2.1. CARACTERIZAÇÃO DO NOROESTE DE PORTUGAL	38
4.2.2. CARACTERIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL DA FEUP (ISC'2)	39
4.3. ENSAIOS <i>IN-SITU</i>	41
4.3.1. SPT (<i>STANDARD PENETRATION TEST</i>).....	41
4.3.2. CPT(U) (<i>PIEZOCONE PENETRATION TEST</i>).....	41
4.3.3. PMT (ENSAIO PRESSIOMÉTRICO)	44
4.3.4. CROSS-HOLE E DOWN-HOLE.....	44
4.4. ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	49
4.5. ESTACAS (EXECUÇÃO E CARACTERÍSTICAS).....	51
4.5.1. ESTACAS PRÉ-FABRICADAS CRAVADAS	51
4.5.2. ESTACAS MOLDADAS COM TUBO RECUPERADO.....	52
4.5.3. ESTACAS CFA (TRADO CONTINUO)	54
4.6. ENSAIOS DE CARGA AXIAL ESTÁTICOS	55
4.6.1. ESTRUTURA DE REACÇÃO E SISTEMA DE APLICAÇÃO DE CARGA	55
4.6.2. INSTRUMENTAÇÃO.....	56
4.6.3. PLANO DE CARGA	59
4.6.4. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARGA	60
4.6.4.1. Estacas Pré-fabricadas Cravadas	60
4.6.4.2. Estacas Moldadas com Tubo Recuperado	60
4.6.4.3. Estacas CFA (Trado Continuo)	62
4.7. ENSAIOS DE CARGA DINÂMICOS	64
4.8. EXTRACÇÃO DAS ESTACAS PARA A SUA VISTORIA	67

5. ANÁLISES PARAMÉTRICAS E APLICAÇÃO DA METODOLOGIA	71
5.1. INTRODUÇÃO	71
5.2. PARÂMETROS DE CÁLCULO	71
5.2.1. PARÂMETROS RELATIVOS AO SOLO	71
5.2.1.1. Classificação do Solo	71
5.2.1.2. Peso Volúmico	73
5.2.1.3. Parâmetros de Janbu	74
5.2.1.4. Parâmetros da Análise Estática	75
5.2.2. PARÂMETROS DE CÁLCULO RELATIVOS ÀS ESTACAS	77
5.2.2.1. Dimensão das Estacas	77
5.2.2.2. Módulo de Deformabilidade	77
5.2.2.3. Resumo dos Valores Apresentados	78
5.2.3. PARÂMETROS DE CÁLCULO RELATIVOS ÀS CURVAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA	78
5.2.3.1. Módulo de Distorção para Pequenas Deformações (G_0)	78
5.2.3.2. Módulo de Distorção Equivalente (G_{eq})	79
5.2.3.3. Coeficiente de Poisson do Solo	80
5.3. ANÁLISES PARAMÉTRICAS COM O PROGRAMA UNIPILE	81
5.3.1. ESTACA PRÉ-FABRICADA CRAVADA	81
5.3.1.1. Simulações sem Carga Residual	81
5.3.1.2. Simulações com Carga Residual	84
5.3.1.3. Resumo das Simulações	87
5.3.2. ESTACA MOLDADA COM TUBO RECUPERADO	88
5.3.2.1. Simulações sem Carga Residual	88
5.3.2.2. Simulações com Carga Residual	92
5.3.2.3. Resumo das Simulações	98
5.3.3. ESTACA DE TRADO CONTINUO	99
5.3.3.1. Simulações sem Carga Residual	99
5.3.3.2. Simulações com Carga Residual	102
5.3.3.3. Resumo das Simulações	106
5.4. APLICAÇÃO DA METODOLOGIA	107
5.4.1. ESTACA CRAVADA	107
5.4.2. ESTACA MOLDADA COM TUBO RECUPERADO	110

5.3.3. ESTACA DE TRADO CONTINUO	112
---------------------------------------	-----

6.CONCLUSÕES	115
---------------------------	------------

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	115
--	------------

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	116
--	------------

BIBLIOGRAFIA	115
---------------------------	------------

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Valores do parâmetro β obtido de Rollins et al. (2005) e limites recomendados pelo CFEM (1992) e HKGEO (2005) confrontados com o comprimento das estacas (Fellenius et al., 2007).....	5
Fig. 2.2 – Descritização do Método da Transferência de Carga.....	9
Fig. 2.3 – Curvas de transferência de carga típicas.....	12
Fig. 2.4 – Desenvolvimento teórico em profundidade da carga residual	15
Fig. 2.5 – Transferência de carga considerando a carga residual: a) carga residual; b) falsa distribuição (extraída directamente dos extensómetros); c) verdadeira distribuição (adaptado de Fellenius et al., 1995)	16
Fig. 2.6 – Comparação de curvas de transferência de carga na cabeça da estaca no caso de existir ou não carga residual, para uma mesma estaca.....	17
Fig. 3.1 – Aproximação da deformação por cilindros concêntricos (modificado de Ruiz, 2005)	21
Fig. 3.2 – Tensões num elemento diferencial de solo (Ruiz, 2005)	22
Fig. 3.3 – Distribuição radial do módulo de distorção devido às perturbações do solo durante a instalação da estaca: a) Constante (Sem perturbação); b) Menor rigidez; c) Maior rigidez (adaptado de Kraft et al., 1981).....	24
Fig. 3.4 – Variação radial do módulo de distorção (adaptado de Kraft et al., 1981).....	24
Fig. 3.5 – Variação radial do módulo de distorção com a deformação por corte (adaptado de Mayne et al., 2001).....	29
Fig. 3.6 – Degradação do módulo de distorção para modelos não lineares diferentes.....	29
Fig. 3.7 – Tipos de curvas de transferência de carga no programa UniPile: a) Exponencial; b) Personalizada.....	33
Fig. 3.8 – Simulação das resistências de uma estaca usando o UniPile.....	34
Fig. 4.1 – Carta Geológica Simplificada da cidade do Porto (Adaptado de Viana da Fonseca et al., 2006)	38
Fig. 4.2 – Localização e caracterização Geológica do Campo Experimental (Viana da Fonseca et al., 2006)	39
Fig. 4.3 – Perfil Geotécnico (Viana da Fonseca et al., 2006)	40
Fig. 4.4 – Planta do Campo Experimental (Viana da Fonseca et al., 2004)	42
Fig. 4.5 – Resultados do SPT e fotos das amostras do furo S3 (adaptado de Viana da Fonseca et al., 2005)	43
Fig. 4.6 a) Resultados corrigidos do ensaio CPT(u) antes da realização das estacas	45
Fig. 4.6 b) Resultados corrigidos do ensaio CPT(u) depois da realização das estacas.....	46

Fig. 4.7 – Curvas pressão vs volume: a) 3 metros de profundidade; b) 6 metros de profundidade; c) 9 metros profundidade; d) Módulo pressiométrico vs profundidade e pressão limite e pressão de fluência vs profundidade. (adaptado de Costa Esteves, 2005)	47
Fig. 4.8 – Valores obtidos nos ensaios <i>Cross-hole</i> : a) Ondas “S”; b) Ondas “P” (adaptado de Costa Esteves, 2005)	48
Fig. 4.9 – Curvas granulométricas (Sousa, 2005)	50
Fig. 4.10 – Execução da estaca cravada: a) equipamento e estacas; b) Cravação da estaca	52
Fig. 4.11 – Execução das estacas moldadas: a) Trado e limpadeira; b) Colocação da instrumentação; c) Colocação da armadura; d) Betonagem.....	53
Fig. 4.12 – Execução das estacas CFA: a) penetração do trado no terreno; b) extracção do trado com bombagem do betão; c) Colocação da armadura por gravidade	54
Fig. 4.13 – Estrutura de reacção e macaco hidráulico: a) Vista geral; b) Pormenor do sistema de controlo de carga	56
Fig. 4.14 – Instrumentação no exterior da estaca: a) Transdutor de deslocamento vertical; b) Transdutores de deslocamento horizontal; c) Deflectómetro mecânico	57
Fig. 4.15 – Instrumentação no interior da estaca: a) Sistema de fixação; b) Extensómetro; c) Datalogger	57
Fig. 4.16 – Localização dos extensómetros (Costa Esteves, 2005)	58
Fig. 4.17 – Célula de carga (pormenor da montagem)	58
Fig. 4.18 – Plano de Carga com os tempos mínimos a cumprir (Costa Esteves, 2005)	59
Fig. 4.19 – Tempos de carregamento implementados nos ensaios (Costa Esteves, 2005).....	59
Fig. 4.20 – Resultado do ensaio de carga estático na estaca cravada (C1).....	60
Fig. 4.21 – Resultado do ensaio de carga estático na estaca moldada (E9).....	61
Fig. 4.22 – Distribuição de Carga (5º ciclo de carregamento) - Estaca Moldada (Viana da Fonseca et al., 2007)	61
Fig. 4.23 – Valores da carga transmitida à base na estaca E9 (adaptado de Viana da Fonseca et al., 2007).....	62
Fig. 4.24 – Resultado do ensaio de carga estático na estaca de trado contínuo (T1).....	63
Fig. 4.25 – Distribuição de Carga (5º ciclo de carregamento) - Estaca CFA (Viana da Fonseca et al., 2007).....	63
Fig. 4.26 – Ensaios de Carga Dinâmicos (Viana da Fonseca et al., 2008).....	64
Fig. 4.27 – Ensaio de carga dinâmico – Estaca C2 (modificado de Fellenius et al., 2007)	65
Fig. 4.28 – Ensaio de carga dinâmico – Estaca E2 (modificado de Fellenius et al., 2007)	66
Fig. 4.29 – Ensaio de carga dinâmico – Estaca T2 (modificado de Fellenius et al., 2007)	66
Fig. 4.30 – Escavação faseada – exemplo para a estaca moldada.....	67
Fig. 4.31 – Pormenor da ponta das estacas moldadas após a extracção (Costa Esteves, 2005)	68

Fig. 4.32 – Pormenor da textura do fuste: a) Estaca moldada; b) Estaca de trado contínuo (Costa Esteves, 2005).....	69
Fig. 5.1 – Classificação de Robertson para o CPT3 (Costa Esteves, 2005)	72
Fig. 5.2 – Comparação dos perfis obtidos para o CPT3: a) Eslami e Fellenius (1996); b) Robertson (1990)	73
Fig. 5.3 – Valores do parâmetro m de Jambu partindo do ensaio edométrico (Fellenius et al., 2007) .	75
Fig. 5.4 – Posição relativa das trajectórias de tensões das amostras ensaiadas à compressão e determinação da linha K_f pelo método dos mínimos quadrados	76
Fig. 5.5 – Variação do módulo de distorção dinâmico ou inicial (elástico) em profundidade com aproximação linear até aos 6 metros	79
Fig. 5.6 – Variação do coeficiente de Poisson em profundidade com aproximação polinomial até aos 6 metros.....	80
Fig. 5.7 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca C1: a) linear (sem carga residual); b) coeficiente β	82
Fig. 5.8 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca C1: β constante (sem carga residual)	83
Fig. 5.9 – Simulação das curvas de transferência de carga - estaca C1 (sem carga residual)	83
Fig. 5.10 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca C1: a) linear (com carga residual); b) coeficiente β	85
Fig. 5.11 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca C1: β constante (com carga residual)	85
Fig. 5.12 – Simulação das curvas de transferência de carga - estaca C1 (com carga residual)	86
Fig. 5.13 – Comparação das simulações com e sem carga residual para a estaca C1	87
Fig. 5.14 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca E9: a) linear (sem carga residual); b) coeficiente β	89
Fig. 5.15 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca E9: β constante (sem carga residual)	90
Fig. 5.16 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca E9: a) linear entre os 1 e os 5 metros (sem carga residual); b) coeficiente β	91
Fig. 5.17 – Simulação das curvas de transferência de carga - estaca E9 (sem carga residual)	92
Fig. 5.18 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca E9: a) linear (com carga residual igual a 150 kN e plano neutro aos 5 metros); b) coeficiente β	93
Fig. 5.19 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca E9: a) linear (com carga residual igual a 150 kN e plano neutro aos 4,3 metros); b) coeficiente β	94
Fig. 5.20 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca E9: β constante (com carga residual igual a 150 kN)	95
Fig. 5.21 – Simulação das curvas de transferência de carga - estaca E9 (com carga residual igual a 150 kN)	96
Fig. 5.22 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca E9: a) linear (com carga residual igual a 220 kN e plano neutro aos 5 metros); b) coeficiente β	97

Fig. 5.23 – Simulação das curvas de transferência de carga - estaca E9 (com carga residual igual a 220 kN)	97
Fig. 5.24 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca T1: a) linear (sem carga residual); b) coeficiente β	100
Fig. 5.25 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca T1: β constante (sem carga residual)....	101
Fig. 5.26 – Simulação das curvas de transferência de carga – estaca T1 (sem carga residual)	101
Fig. 5.27 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca T1: a) linear (com carga residual igual a 150 kN e plano neutro aos 5 metros); b) coeficiente β	103
Fig. 5.28 – Simulação das curvas de transferência de carga - estaca T1 (com carga residual igual a 150 kN)	104
Fig. 5.29 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca T1: a) linear (com carga residual igual a 205 kN); b) coeficiente β	105
Fig. 5.30 – Simulação das curvas de transferência de carga – estaca T1 (com carga residual igual a 205 kN)	105
Fig. 5.31 – Ajuste da metodologia para a curva “q-z” na estaca C1 (com carga residual a 511 kN)..	108
Fig. 5.32 – Ajuste da metodologia para a curva “t-z” na estaca C1 (com carga residual a 511 kN)...	109
Fig. 5.33 – Comparação entre a curva transferência total do ensaio e da obtida pela aplicação da metodologia na estaca C1	109
Fig. 5.34 – Ajuste da metodologia para a curva “q-z” na estaca E9 (com carga residual a 150 kN)..	110
Fig. 5.35 – Ajuste da metodologia para a curva “t-z” na estaca E9 (com carga residual a 150 kN)...	111
Fig. 5.36 – Comparação entre a curva transferência de carga total do ensaio de carga estático e a obtida pela aplicação da metodologia na estaca E9 para a simulação com carga residual igual a 150 kN.....	112
Fig. 5.37 – Ajuste da metodologia para a curva “q-z” na estaca T1 (com carga residual a 150 kN)..	113
Fig. 5.38 – Ajuste da metodologia para a curva “t-z” na estaca T1 (com carga residual a 150 kN)...	113
Fig. 5.39 – Comparação entre a curva transferência de carga total do ensaio de carga estático e a obtida pela aplicação da metodologia na estaca T1 para a simulação com carga residual igual a 150 kN.....	114

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Valores do coeficiente N_t em função do ângulo de atrito (Fellenius, 2009)	6
Quadro 2.2 – Curvas de transferência de carga empíricas	11
Quadro 2.3 – Curvas de transferência de carga teóricas	13
Quadro 3.1 – Parâmetros para avaliar o módulo de distorção devido aos efeitos da instalação (Kraft et al., 1981).....	25
Quadro 3.2 – Modelos de representação da degradação do módulo de distorção (Kraft et al., 1981).28	
Quadro 4.1 – Identificação das amostras (adaptado de Costa Esteves, 2005)	49
Quadro 4.2 – Propriedades das amostras ensaiadas (adaptado de Costa Esteves, 2005).....	50
Quadro 4.3 – Características das estacas (adaptado de Costa Esteves, 2005)	51
Quadro 4.4 – Características finais das estacas (adaptado de Costa Esteves, 2005).....	68
Quadro 5.1 – Peso volúmico das amostras	74
Quadro 5.2 – Valores de ϕ' e c'	77
Quadro 5.3 – Resumo dos parâmetros referentes às estacas (adaptado de Viana da Fonseca, 2006)	78
Quadro 5.4 – Variáveis r_1/r_0 e M_0 utilizadas.....	79
Quadro 5.5 – Pontos da curva de transferência de carga do fuste da estaca C1 sem carga residual .84	
Quadro 5.6 – Pontos da curva de transferência de carga da ponta da estaca C1 sem carga residual 84	
Quadro 5.7 – Resumo da análise da capacidade da estaca C1 sem cargas residuais	87
Quadro 5.8 – Resumo da análise da transferência de carga da estaca C1 sem cargas residuais	88
Quadro 5.9 – Resumo da análise da capacidade da estaca C1 com cargas residuais	88
Quadro 5.10 – Resumo da análise da transferência de carga da estaca C1 com cargas residuais	88
Quadro 5.11 – Valores de referência para uma carga igual a $0,5R_{ult}$ para a estaca C1	88
Quadro 5.12 – Pontos da curva de transferência de carga do fuste da estaca E9 sem carga residual91	
Quadro 5.13 – Pontos da curva de transferência de carga do fuste da estaca E9 com carga residual95	
Quadro 5.14 – Resumo da análise da capacidade da estaca E9 sem cargas residuais.....	98
Quadro 5.15 – Resumo da análise da transferência de carga da estaca E9 sem cargas residuais	98
Quadro 5.16 – Resumo da análise da capacidade da estaca E9 com cargas residuais.....	98
Quadro 5.17 – Resumo da análise da transferência de carga da estaca E9 com cargas residuais	98
Quadro 5.18 – Valores de referência para uma carga igual a $0,5R_{ult}$ para a estaca E9.....	99

Quadro 5.19 – Pontos da curva de transferência de carga do fuste da estaca T1 sem carga residual	102
Quadro 5.20 – Resumo da análise da capacidade da estaca T1 sem cargas residuais	106
Quadro 5.21 – Resumo da análise da transferência de carga da estaca T1 sem cargas residuais...	106
Quadro 5.22 – Resumo da análise da capacidade da estaca T1 com cargas residuais	107
Quadro 5.23 – Resumo da análise da transferência de carga da estaca T1 com cargas residuais...	107
Quadro 5.24 – Valores de referência para uma carga igual a $0,5R_{ult}$ para a estaca T1	107

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

- Al – Atrito lateral positivo (cargas residuais)
- ar – Atrito lateral negativo (cargas residuais)
- A_s - Área do fuste à profundidade z
- A_t - Área na base da estaca
- C - coeficiente que depende do meio onde a estaca está inserida
- c' - Coesão efectiva
- CH – Ensaio de Cross Hole
- CFA – Continuous Flight Auger
- CFEM - Canadian Foundation Engineering Manual
- CPT(u) - *Piezocone Penetration Test*
- D - Profundidade de incrustação
- DH – Ensaio de Down Hole
- e – Parâmetro definidor da curvas de transferência de carga no UniPile
- f, g – Constantes de ajuste das curvas de transferência de carga
- FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
- G – Módulo de distorção do solo
- G_{eq} – Módulo de distorção equivalente
- G_{max}, G_0 – Módulo de distorção máximo do solo
- HKGeo - Hong Kong Geotechnical Engineering Office
- ISC'2 – International Site Characterization 2
- k_{0s}, k_{0t} – Rigidez inicial das molas (fuste e ponta)
- k_{fs}, k_{ft} – Rigidez final das molas (fuste e ponta)
- k_f – Curvatura inicial em função de ϕ
- l – Comprimento da estaca
- m_s, m_t – Ordem das curvas $t-z$ e $q-z$
- N_t - Coeficiente de resistência de ponta
- PMT - Ensaio pressiométrico
- Ph – Carga residual de ponta
- Q_b – Força vertical na base
- Q_{b-max} – resistência de ponta última
- Q_{ult}, R_{ult} – Resistência última da estaca

q - z – Curva de transferência de carga na ponta da estaca

r - Coordenada radial, medida desde o centro da estaca

r_0 – Raio da estaca

r_m – Raio de influência da estaca

r_s, f_s - Resistência unitária do fuste

R_s - Resistência total do fuste

r_t - Resistência unitária da ponta

R_t – Resistência total da base

SPT -*Standard Penetration Test*

S_u – Resistência ao corte último

t - z – Curva de transferência de carga ao longo do fuste da estaca

V_s - Velocidade de propagação das ondas de corte

W_i – Grau de alteração da rocha

z - Profundidade

z_c – Deslocamento na rotura

z_s – Deslocamento do segmento do fuste

z_b – Deslocamento da base

β - Coeficiente do tipo Bjerrum – Burlan

ϕ' - Ângulo de atrito interno

γ - Distorção angular no solo

ν – Coeficiente de Poisson do solo

η – Factor de profundidade da ponta da estaca

ρ - Densidade do solo

$\sigma'_{z=D}$ - Tensão efectiva na base

τ_0, τ – Resistência de corte no interface solo-estaca

$\tau_f, \tau_{\max}$ – Resistência de corte máxima do solo

1

INTRODUÇÃO

1.1. ÂMBITO E JUSTIFICAÇÃO DO TRABALHO

Em 2003 realizou-se, nos terrenos da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, um campo experimental no qual se executaram e ensaiaram estacas recorrendo a três técnicas diferentes, dando assim resposta a um desafio lançado pela Segunda Conferencia Internacional de investigação de maciços (ISC'2) realizada na FEUP em 2004.

O International Prediction Event (Class A) foi um exercício internacional que teve como objectivo a previsão do comportamento das estacas cravadas, moldadas com tubo recuperado e de trado contínuo, com base em ensaios de caracterização (Viana da Fonseca & Santos, 2008). Para tal foram realizados ensaios de laboratório e in-situ tendo em conta a caracterização do solo residual do granito (sapolítico), e recolhidos os resultados referentes aos ensaios de carga estáticos e dinâmicos.

Esse acervo de resultados tem vindo a ser utilizado para proceder a análises inovadoras e de grande impacto, difundidas em teses, livros e artigos publicados em revistas científicas. Uma das análises possíveis e já preliminarmente estabelecida, é a de estudar e sistematizar um conjunto de curvas de transferência de carga ajustadas às tipologias de estacas estudadas, que são as mais utilizadas pela indústria Portuguesa de fundações especiais.

As curvas de transferência de carga inserem-se nos métodos de análise numéricos para a previsão ou modelação de curvas de carga assentamento de estacas isoladas, submetidas a esforços de compressão e levadas à rotura. As denominadas curvas “t-z” e “q-z” relacionam as tensões de corte ao longo do fuste e a força de punçoamento exercida pela ponta da estaca, com os deslocamentos ao longo da estaca e na ponta, respectivamente. A utilização destas curvas é versátil e não exige meios computacionais complexos, no entanto, devem ser representativas do solo em questão e traduzir as condições de interface características de cada método construtivo.

O objectivo primário desta dissertação é encontrar as curvas de transferência de carga, “t-z” e “q-z”, correspondentes ao fuste e à base da estaca para as estacas cravadas, moldadas com tubo recuperado e de trado contínuo (CFA) no solo residual do granito, característico do Nordeste de Portugal.

Para tal, inicia-se o trabalho apresentando uma metodologia teórica que permite definir as curvas de transferência de carga correspondentes ao fuste e à ponta da estaca. O objectivo desta apresentação desta metodologia é a de encontrar os parâmetros f e g que definem a forma da curva para cada tipo de estaca, no solo residual do granito.

De modo a definir as curvas de transferência de carga associadas a cada estaca recorrer-se-á a um programa de cálculo automático, o UniPile da UniSoft® (<http://www.unisoftltd.com/>). Este programa, desenvolvido por uma equipa coordenada pelo professor Bengt H. Fellenius, permite uma simulação fácil dessas curvas e a consequente desenvolvimento de retroanálises.

Este estudo vai ter em conta anteriores análises, nas quais foram identificadas particularidades tanto na construção como no comportamento dessas estacas, bem como no efeito da mobilização das cargas residuais de instalação.

1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação divide-se em seis capítulos adequadamente formulados e suficientemente descritivos de modo a permitir ao leitor uma leitura inteligível e concisa, enquadrando-se com os aspectos relevantes deste trabalho.

No primeiro capítulo é feita uma breve descrição do trabalho, sendo referido o objectivo concreto da investigação e se releva a importância deste. Também são mencionadas as ferramentas utilizadas ao longo da pesquisa. Outro aspecto referido neste capítulo prende-se com a sua organização, sendo este o ponto onde o leitor se encontra.

No capítulo seguinte (Capítulo 2) apresenta-se um enquadramento bibliográfico. Inicia-se com uma explicação sobre a análise estática e prossegue com uma extensa explicação sobre os diversos métodos usados para prever o assentamento de estacas, onde se enfatiza o método da transferência de carga, alvo de estudo deste trabalho.

Com o título de METODOLOGIA DE ANÁLISE GERAL, no Capítulo 3 descreve-se uma metodologia teórica fundamentada, que permite encontrar as curvas de transferência de carga tanto do fuste como da base. São também explicados alguns aspectos do programa Unipile da UniSoft, bem como é que as curvas de transferência de carga se adaptam ao programa..

O Capítulo 4 refere-se ao campo experimental da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, que em 2003 foi alvo de um exaustivo conjunto de ensaios que visaram a sua caracterização, e onde se executaram e testaram as estacas cravadas, moldadas com tubo recuperado e de trado contínuo. Este é bastante extenso, uma vez que se faz referência a todos os ensaios de laboratório e *in-situ*, relevando aqueles que foram cruciais para esta investigação. São também fornecidos os resultados dos ensaios estáticos e dinâmicos de que as estacas foram alvo.

No Capítulo 5 são reportadas as análises paramétricas realizadas e apresentada a aplicação da metodologia de análise geral. Inicia-se o capítulo com uma descrição dos parâmetros de cálculo que influenciam o solo, as estacas e as curvas de transferência de carga. Não só são apresentados os parâmetros que entram na metodologia exposta no Capítulo 3, mas também os que se aplicam no programa UniPile. Neste ponto é dada especial relevância às considerações de trabalhos anteriores. No fim do capítulo mostra-se a calibração dos parâmetros f e g que definem as curvas e apresentam-se os resultados da aplicação da metodologia

Por último, no Capítulo 6, são expostas as conclusões do trabalho e propostos futuros desenvolvimentos.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. INTRODUÇÃO

“O dimensionamento de fundações em estacas começa com a análise de como a carga é transferida para o solo, muitas vezes considerada para determinar apenas a capacidade da estaca, algumas vezes separando a capacidade nas componentes de resistência do fuste e da ponta. Contudo, a transferência de carga é também a base para a análise de assentamentos, porque em contraste com o dimensionamento de fundações superficiais, a análise de assentamentos de estacas não pode ser separada da análise de transferência de carga.” (Fellenius, 2009)

A compreensão desta análise levou a que nas últimas décadas se desenvolvessem diversas metodologias com uma base teórica sólida pois, os métodos empíricos existentes até então “não servem mais do que conduzir a uma estimativa grosseira da capacidade de carga de uma estaca” (Velloso e Lopes, 2002). A título de exemplo pode-se referir os métodos racionais, os métodos convergentes, os métodos semi-empíricos ou os métodos numéricos.

Tendo em conta isto, este capítulo vai ser dividido em três partes. Na primeira parte vai ser descrito o que se chama vulgarmente de análise estática, seguida da descrição do método da transferência de carga, que se insere dentro dos métodos numéricos, e por fim uma revisão sobre as cargas residuais.

O subcapítulo referente à análise estática destacam-se as duas partes que descrevem o método defendido pela escola do Prof. Bengt Fellenius para o cálculo das capacidades do fuste e da ponta, que recai sobre análises em tensão efectiva – o método β .

Na parte referente ao método da transferência de carga, será descrito exhaustivamente o método de modelação que se baseia em curvas de transferência de carga ao longo do fuste (“t-z”) e na ponta da estaca (“q-z”) pois, por ser de aplicação bastante simples, é mais universal.

Por último, vai se descrever o conceito de carga residual, focando principalmente a implicação no diagrama real de transferência de carga (e sua implicação na correcção dos registos de extensómetros usados nos ensaios de carga).

2.2. ANÁLISE ESTÁTICA

“A determinação da resposta de uma estaca a uma carga requer um tratamento numérico da estaca e do solo para chegar a uma distribuição de carga ao longo da estaca, resposta de carga-movimento e capacidade da estaca.” (Fellenius et al., 2006)

Esta análise adequa-se na perfeição ao tipo de solo analisado pois este encontra-se em condições drenadas, recaído assim numa análise em tensões efectivas. Assim, para se chegar à capacidade de carga da estaca é necessário obter as resistências tanto do fuste como da ponta. Da soma destas duas componentes obtém-se a resistência última da estaca:

$$Q_{ult} = R_{ult} = R_s + R_t \quad (2.1)$$

Em que R_s é a resistência do fuste e R_t é a resistência da base.

Seguidamente vão ser descritas ambas as resistências.

2.2.1. RESISTÊNCIA LATERAL

A resistência lateral última da estaca é um fenómeno bem definido. O método que vai ser descrito de seguida, conhecido como o método β , ao contrário de outros métodos este considera factores como o ângulo de atrito, o coeficiente de impulso em repouso do solo ou a textura do fuste da estaca, entre outros, permitindo o cálculo directo da resistência do fuste. Assim surge o coeficiente de proporcionalidade β (que incorpora os parâmetros anteriormente descritos) para relacionar essa resistência com a tensão efectiva vertical. Este coeficiente é obtido de forma empírica e num caso específico, como é este em que se está a lidar com maciços residuais – pouco estudados neste âmbito – e tecnologias de estacas específicas, não é fácil de definir.

Assim, é necessário definir primeiro a resistência unitária do fuste, r_s . A expressão que traduz este valor é:

$$r_s = c' + \beta \sigma'_z \quad (2.2)$$

Em que c' é a coesão efectiva, β é o coeficiente do tipo *Bjerrum – Burland* e σ'_z é tensão efectiva vertical.

A partir desta expressão, facilmente se obtém a expressão de cálculo da resistência total do fuste, R_s , para o comprimento z da estaca:

$$R_s = \int A_s r_s dz = \int A_s (c' + \beta \sigma'_z) dz \quad (2.3)$$

Em que A_s é a área do fuste à profundidade z e r_s é a resistência unitária do fuste.

O coeficiente de proporcionalidade β é, como já foi referido, o parâmetro mais difícil de definir. Este coeficiente varia com a distribuição granular, a compacidade, a resistência ao corte, a composição mineralógica, o grau de sobreconsolidação, grau de meteorização, etc.

Em Fellenius et al. (2006) foram expostas algumas considerações sobre este parâmetro, que vão ser descritas neste ponto pois serviram como apoio para a análise estática.

O CFEM (1992) recomenda valores entre 0,25 e 0,30 no caso das argilas e 0,3 e 0,9 para areias. No entanto estes limites podem não se adaptar aos solos residuais e saprolíticos uma vez que foram obtidos para solos sedimentares e estacas com um comprimento bastante maiores do que as ensaiadas no Campo Experimental (6 metros).

O HKGEO (2005) aconselha, para solos saprolíticos, valores entre 0,1 e 0,4 no caso de estacas cravadas e entre 0,1 e 0,6 para estacas moldadas.

Rollins et al. (2005) apresentou um conjunto de valores obtidos da análise inversa dos resultados de ensaios de carga, para um grande número de estacas em solos sedimentares.

Estes valores encontram-se representados na próxima figura. Nesta pode observar-se que neste caso, devido ao comprimento das estacas, é de esperar valores altos deste coeficiente uma diminuição do seu valor à medida que se vai progredindo em profundidade.

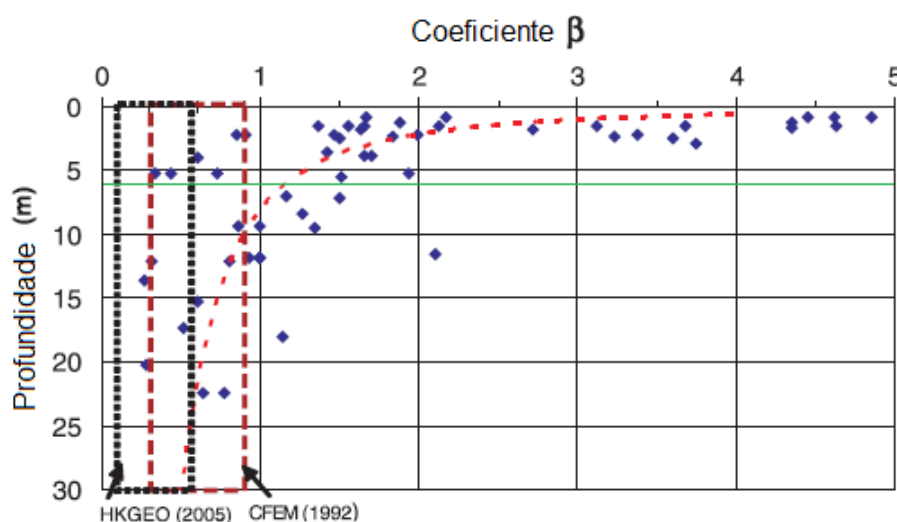


Fig. 2.1 – Valores do parâmetro β obtido de Rollins et al. (2005) e limites recomendados pelo CFEM (1992) e HKGEO (2005) confrontados com o comprimento das estacas (Fellenius et al., 2007)

Estes valores apenas servem como referência. Mais à frente (Capítulo 5), vão ser feitas considerações quanto aos parâmetros que influenciam esta análise.

Relativamente à mobilização da resistência lateral última observa-se que esta ocorre para deslocamentos da ponta muito pequenos.

Normalmente a diferença entre os deslocamentos que ocorrem na cabeça da estaca e na ponta, durante um ensaio de carga, devem-se à compressão da própria estaca.

2.2.2. RESISTÊNCIA DE PONTA

Definir uma resistência última de ponta, ao contrário da resistência lateral última, não é fácil.

Logo à partida depara-se com uma dificuldade que é o facto de esta não existir. “Esta resistência segue um caminho mais ou menos curvo que não apresenta um valor de pico” (Fellenius et al., 2006) e está intimamente relacionada com o movimento da ponta da estaca formada pela chamada curva “q-z”.

No entanto, nos ensaios de carga axial estáticos pode surgir um valor de pico evidenciado que pode ser tomado como a capacidade da estaca e que pode ser devido à possibilidade de haver:

- a presença de uma resistência de ponta mínima;
- um encurtamento da estaca devido ao aumento da carga depois de a resistência lateral ter sido mobilizada na totalidade;
- uma diminuição da resistência lateral após atingir o seu máximo;
- a presença de cargas residuais (estas serão explicadas mais à frente neste capítulo).

O método utilizado para estimar esta resistência, à semelhança do anterior (2.1.2), também utiliza um coeficiente de proporcionalidade para definir a grandeza em função da tensão efectiva.

Assim a resistência unitária da ponta é definida por:

$$r_t = N_t \sigma'_{z=D} \quad (2.4)$$

Em que N_t é o coeficiente de resistência de ponta, D é a profundidade de incrustação e $\sigma'_{z=D}$ é a tensão efectiva na base.

Desta equação, obtemos facilmente a resistência total da ponta da estaca ao multiplicarmos (2.4) pela área da base:

$$R_t = A_t r_t = A_t N_t \sigma'_{z=D} \quad (2.5)$$

em que A_t é a área na base da estaca.

O Quadro 2.1 apresenta os intervalos típicos de variação do coeficiente N_t para tipos comuns de solos, referenciando também qual o ângulo de atrito associado a esses solos.

Quadro 2.1 – Valores do coeficiente N_t em função do ângulo de atrito (Fellenius, 2009)

Tipo de Solo	ϕ'	N_t
Argila	25 - 30	3 - 30
Silte	28 - 34	20 - 40
Areia	32 - 40	30 - 150
Cascalho	35 - 45	60 - 300

Deve ter-se em atenção que este parâmetro não traduz o comportamento da base da estaca quando sujeita a um carregamento naturalmente progressivo. “A carga e o movimento da estaca são uma função da rigidez (compressibilidade) do solo abaixo da base da estaca em combinação com a tensão de sobrecarga efectiva” (Fellenius, 2009)

2.3. ASSENTAMENTOS DE ESTACAS

“Várias metodologias foram propostas de maneira a prever o comportamento de assentamento e a capacidade de estacas carregadas axialmente. Entre estas, as soluções fechadas ou convergentes e as soluções numéricas aproximadas tornaram-se bastante populares.” (Ruiz, 2005)

Relativamente às soluções fechadas, podem ser encontradas na literatura os mais diversos sistemas de estacas e solos. Por exemplo, Satou (1965) e Murff (1975) propuseram uma solução para uma estaca cravada num meio elástico linear. Posteriormente alguns autores propuseram extensões desta solução, como foi o caso de Guo (2000) que a complementou com um sistema de camadas, denominado Gibson, para determinar o perfil do solo. “Contudo, nenhum destes modelos consegue reproduzir o comportamento de uma estaca cravada num solo com camadas não homogêneas cujo efeito nos assentamentos de estacas é enorme” (Guo, 1996).

Quanto aos métodos que prevêm o comportamento de carga-assentamento de uma estaca carregada axialmente por via numérica podemos encontrar o método dos elementos finitos (FEM), o método dos elementos fronteira (BEM), o método dos elementos variáveis e o método da transferência de carga. De entre estes e enquadrando-se nas metodologias numéricas, o método dos elementos finitos é, provavelmente, o mais poderoso pois consegue tratar a não homogeneidade e a não linearidade do solo de uma forma consistente. Porém, a natureza tridimensional do problema e a dificuldade que existe na modelação da linearidade do solo, torna a resolução do mesmo bastante difícil.

O método da transferência de carga vai ser explicado na próxima subsecção. Relativamente ao método dos elementos finitos (FEM), podemos encontrar explicações detalhadas no trabalho de Zienkiewicz (1971) e a sua aplicação geotécnica está descrita em Desai e Christian (1977). Já o método dos elementos fronteira foi estudado por Butterfield e Banerjee (1971). Finalmente, informação adicional sobre o método dos elementos variáveis pode ser encontrada no trabalho de Rajapakse (1990). Estes métodos não vão ser descritos neste trabalho e servem apenas para inteirar o leitor das diversas metodologias desenvolvidas para estudar este assunto.

2.3.1. MÉTODO DA TRANSFERÊNCIA DE CARGA

As aproximações numéricas, quando comparada com os métodos racionais, apresentam ser uma alternativa poderosa. A grande vantagem que estes tipos de soluções apresentam é a possibilidade de modelar qualquer geometria de estaca e perfil geológico. De entre este tipo de aproximações, o método da transferência de carga é um método que, apesar da sua simplicidade, é bastante preciso tanto na previsão de assentamentos como na análise do comportamento da própria estaca. Para a aplicação desta metodologia foi, no âmbito do ISC'2, realizada uma bateria de ensaios de laboratório e *insitu* que permitiram chegar a gamas de valores específicas deste tipo de solos. Esta caracterização geológico-geotécnica está descrita no Capítulo 4.

De seguida descreve-se os pressupostos em que assenta o método da transferência de carga e também se dão alguns exemplos de curvas de carga-assentamento (empíricas e teóricas) propostas por diversos autores ao longo do tempo.

2.3.1.1. Descrição do Método da Transferência de Carga

“O método da transferência de carga não é mais do que uma aproximação heurística do método de elementos finitos, de maneira a reduzir o problema da tridimensionalidade a um modelo quasi unidimensional.” (Mosher e Dawkins, 2000)

Uma das primeiras abordagens ao método da transferência de carga como sendo uma forma de calcular a relação entre a carga e o assentamento de uma estaca foi proposta no trabalho de investigação de Seed e Reese (1957). Desde então, diversos especialistas na área de geotecnia desenvolveram trabalhos em volta desta metodologia.

Este método permite que estacas isoladas sujeitas a cargas axiais possam ser tratadas como elementos unidimensionais tipo pilares em que um conjunto de molas verticais tem a finalidade de representar a rigidez axial da estaca e a interação desta com o solo. Para tal é necessário subdividir a estaca num número discreto de segmentos que estão unidos por molas que representam a rigidez axial da estaca. Cada um destes segmentos encontra-se ligado lateralmente a uma mola vertical que representa a resistência ao corte do solo envolvente. A resistência última da mola é uma função da interface entre o solo e a estaca, sendo habitualmente denominada de resistência lateral no dimensionamento de fundações profundas. O último segmento, no fundo, é também suportado por uma mola vertical que representa a resistência de ponta da estaca. A discretização assumida na aplicação deste método é mostrada esquematicamente na Figura 2.2.

Este processo permite obter, de forma iterativa, a curva de carga-assentamento através do cálculo inverso da carga que pode ser aplicada na cabeça da estaca. Isto possibilita, a cada passo, a produção do assentamento esperado na ponta da estaca. Para cada iteração o equilíbrio vertical das forças representadas tem de ser garantido, incluído as forças ao longo do fuste que resultam do sistema de molas não linear e a força na ponta da estaca que resulta da mola representativa dessa resistência. O deslocamento da cabeça da estaca é calculado para cada passo assumindo o deslocamento de cada segmento, o deslocamento assumido para a ponta da estaca (correspondente ao passo) e a deformação elástica de cada segmento (Coyle e Reese, 1966; Poulos e Davis, 1980).

“A aproximação por este método oferece uma grande flexibilidade no tratamento de solos não homogêneos e pode ser usado, em conjunto com uma função numérica apropriada, para modelar o comportamento visco-elástico do solo.” (Guo, 1996)

“Tal função de transferência ajustada pode ser definida como uma expressão matemática que associa os incrementos de carga, transferidos através de um elemento estrutural ao solo, com a variação do deslocamento relativo do elemento e o respectivo solo envolvente.” (Everett, 1991)

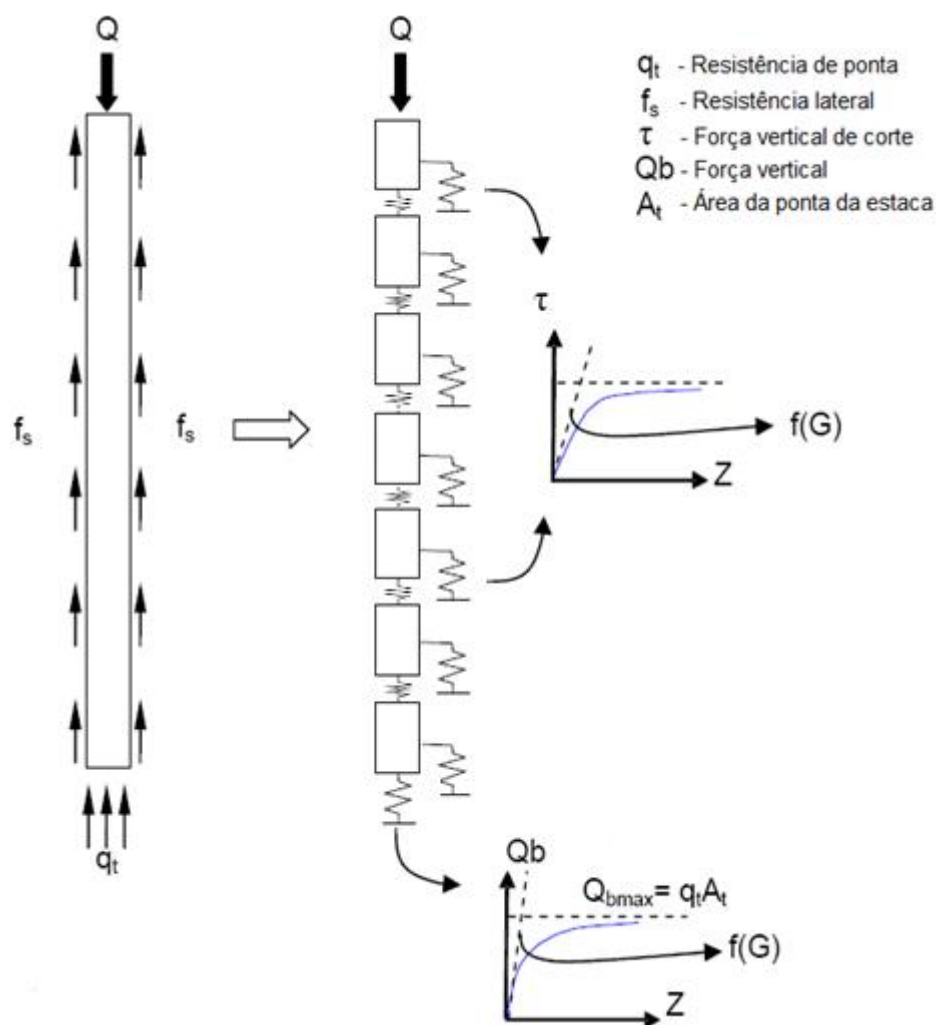


Fig. 2.2 – Discretização do Método da Transferência de Carga

Como pode ser observado na Figura 2.2, o método descrito é, actualmente, baseado em dois tipos de funções de transferência de carga:

-As chamadas curvas t-z que caracterizam a transferência de carga entre o fuste e o solo e as quais são atribuídas as molas laterais do modelo;

-A denominada curva q-z que traduzem a força na base da estaca em relação ao assentamento da mesma e à qual é atribuída a mola que está localizada na ponta da estaca.

Estas curvas são altamente dependentes do tipo de solo em que a estaca foi executada, do tipo de execução da mesma estaca e do tipo de carregamento a que esta vai estar sujeita. Um vasto número de trabalhos sobre as curvas de transferência de carga foi desenvolvido. Existem referências na literatura a curvas tanto tendo uma base teórica como empírica. As próximas duas subsecções indicam algumas das curvas de transferência de carga mais comuns para cada uma das categorias.

2.3.1.2. Funções de Natureza Empírica

As primeiras curvas de transferência de carga surgiram pela observação experimental. A implementação do método era baseada na medição tanto da carga como do deslocamento através de ensaios de carga em estacas instrumentadas. Estes primeiros desenvolvimentos foram realizados por autores como Seed e Reese (1957), Coyle e Reese (1966), Coyle e Sulaiman (1967), entre outros. Depois disto, diversos autores propuseram funções de transferência de carga de natureza empírica de maneira a ajustar os resultados experimentais. Por exemplo foram propostas:

- Funções empíricas (Reese et al., 1969; Vijayvergiya, 1977; API, 1993)
- Funções exponenciais (Kazani, 1975; Mosher, 1984; Liu e Meyerhof, 1987; Vaziri e Xie, 1990; Everett, 1991)
- Funções poligonais (Frank e Zhao, 1982; Tan e Johnston, 1991; Frank et al., 1991; Kodikara e Johnston, 1994)
- Funções de Romberg-Osgood (Abendroth e Greimann, 1988; O'Neill e Rains, 1991)
- Funções hiperbólicas (Hirayama, 1990)

Algumas das curvas acima referidas são apresentadas no quadro 2.2.

Estas funções foram ajustadas de maneira a convir os dados experimentais. Contudo, como foi apontado por Guo (1996), uma função típica de transferência de carga deve depender de diversos factores físicos como:

- Coeficiente de Poisson do solo
- Rácio da profundidade da camada rígida subjacente relativamente ao comprimento da estaca
- Variação do módulo de distorção com a profundidade
- Coeficiente de esbelteza da estaca (definido como a razão entre o comprimento e o diâmetro)

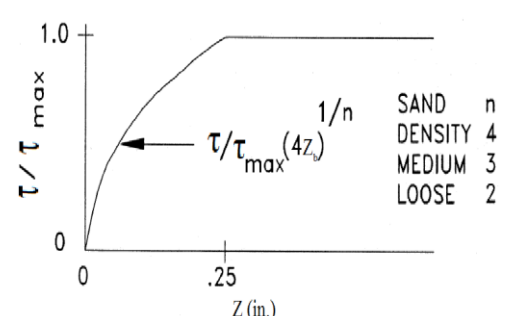
A maior parte das relações empíricas não têm em consideração estes factores e como tal a sua aplicabilidade é, usualmente, restrita ao tipo de solo e características da estaca.

2.3.1.2. Funções de Natureza Teórica

Nesta secção vai apresenta-se o conhecimento e a metodologia geral usada na previsão de assentamentos através de curvas de transferência de carga com base teórica. Randolph e Wroth (1978) e Kraft et al. (1981) foram pioneiros nesta área e muitos dos desenvolvimentos realizados se deve ao trabalho por eles realizado.

“As curvas teóricas para o fuste (t-z) são normalmente desenvolvidas assumindo que as deformações do solo em volta da estaca podem ser idealizadas como cilindros concêntricos no corte” (Randolph e Wroth, 1978). Esta hipótese assume que o deslocamento no solo devido a uma carga axial na estaca é predominantemente vertical e que os deslocamentos radiais são desprezáveis. Estudos desenvolvidos por Frank (1974) e Baguelin et al. (1975) mostraram que esta aproximação fornece uma boa estimativa da deformação padrão obtida utilizando análises mais rigorosas, como é o caso do método dos elementos finitos.

Quadro 2.2 – Curvas de transferência de carga empíricas

Autor	Curva t - z	Curva q - z												
Mosher (1984)	$\tau_0 = \frac{z_c}{\frac{1}{k_f} + \frac{z_c}{\tau_{\max}}}$													
Vijayvergiya (1977)	$\tau_0 = \tau_{\max} \left(2 \sqrt{\frac{z_s}{z_c}} - \frac{z_s}{z_c} \right) \text{ para } (z_s \leq z_c)$ $\tau_0 = \tau_{\max} \text{ para } (z_s > z_c)$	$Q_b = \left(\frac{z_b}{z_c} \right)^{\frac{1}{3}} Q_{b-\max} \text{ para } (z_b \leq z_c)$ $Q_b = Q_{b-\max} \text{ para } (z_b > z_c)$												
Hirayama (1990)	$\tau_0 = \frac{\tau_f z_s}{(0.0025 + z_s)}$	$Q_b = \frac{z_b}{(a_b + b_b z_b)}$												
API (1993)	$\tau_s = \tau_{\max} \frac{z_s}{z_c} \text{ para } (z_s \leq z_c)$ $\tau_s = \tau_{\max} \text{ para } (z_s > z_c)$	Curva tabelada <table> <tr> <th>Z_b/D</th> <th>$Q_b/Q_{\max}$</th> </tr> <tr><td>0.002</td><td>0.25</td></tr> <tr><td>0.130</td><td>0.50</td></tr> <tr><td>0.042</td><td>0.75</td></tr> <tr><td>0.073</td><td>0.90</td></tr> <tr><td>0.100</td><td>1.00</td></tr> </table>	Z_b/D	$Q_b/Q_{\max}$	0.002	0.25	0.130	0.50	0.042	0.75	0.073	0.90	0.100	1.00
Z_b/D	$Q_b/Q_{\max}$													
0.002	0.25													
0.130	0.50													
0.042	0.75													
0.073	0.90													
0.100	1.00													

Q_b – carga na ponta da estaca
 $Q_{b-\max}$ – resistência de ponta última
 τ_0 – resistência de corte no interface solo-estaca
 $\tau_f = \tau_{\max}$ – resistência de corte máxima do solo
 a_b e b_b – constantes ajustadas à curva

z_c – deslocamento na rotura
 z_s – deslocamento do segmento do fuste
 z_b – deslocamento da base
 k_f – curvatura inicial em função de ϕ
 ϕ – ângulo de atrito interno

As funções de transferência de carga para a ponta da estaca (q - z) podem ser obtidas usando uma das soluções elásticas disponíveis para o punçoamento de um corpo rígido num meio espaço ou no interior de um meio semi-infinito elástico.

Soluções como as propostas por Mindlin (1936) e Boussinesq (1885) foram usadas para obter funções de transferência de carga para a base da estaca. As funções de Ramberg-Osgood foram igualmente propostas para representar a função de transferência de carga da ponta da estaca e também ao longo do fuste (Armaleh e Desai, 1987). Algumas destas funções são descritas no Quadro 2.3.

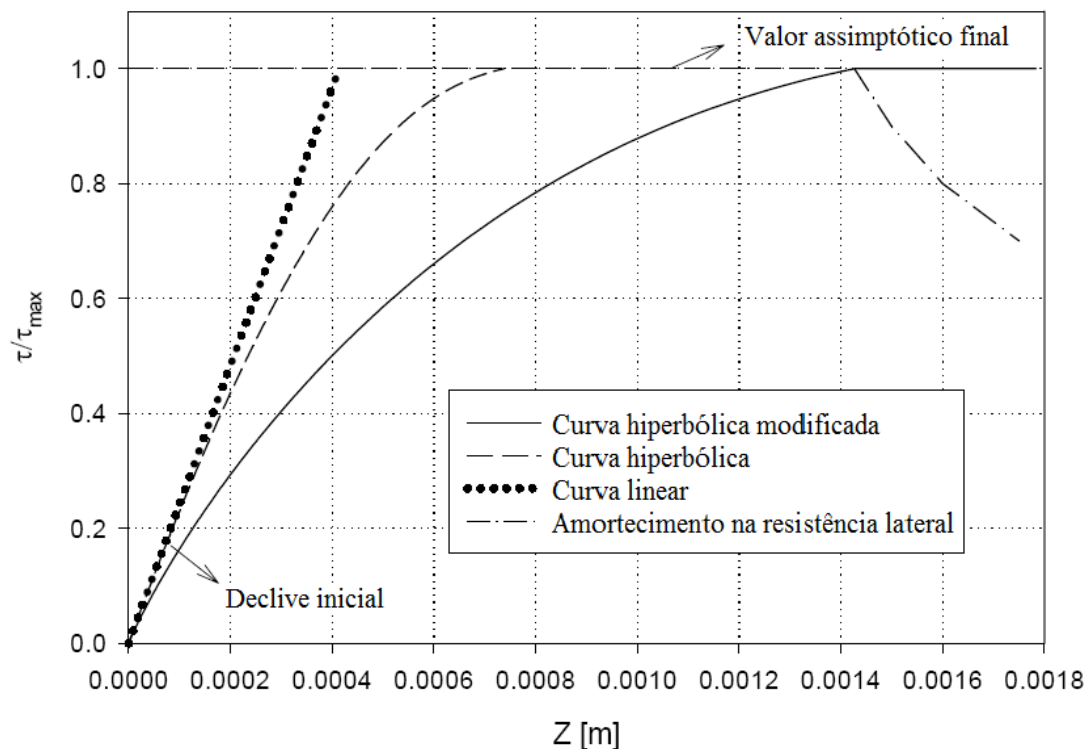


Fig. 2.3 – Curvas de transferência de carga típicas

Como pode ser observado na Figura 2.3 para as curvas t - z , em ambas as curvas teóricas de transferência de carga (fuste e ponta), podem-se distinguir duas componentes:

- O declive inicial
- O valor assímtótico do qual a curva se aproxima

O declive inicial da curva é definido pelo módulo de distorção do solo (G), enquanto a ordenada da assíntota pode ser definida quando a estaca atinge a resistência lateral última ou a capacidade “máxima” de ponta ($\tau_{\max}$ e $Q_{b-\max}$). Alguns autores propuseram um comportamento de amortecimento assim que a resistência máxima do solo é atingida (Kraft et al., 1981).

“A transição entre a tangente à curva na situação inicial e a assíntota depende do modelo constitutivo do solo. Por exemplo, um solo perfeitamente linear e elástico suporta uma curva t - z elástica perfeitamente plástica.” (Randolph e Wroth, 1978)

“Esta curva t - z funciona bem se o módulo de distorção secante for usado no modelo” (Poulos, 2001). Para se aplicar correctamente uma teoria linear de forma a resolver problemas não lineares é necessário que haja uma selecção correcta e criteriosa dos parâmetros elásticos que, neste caso, definem o solo. Contudo, tem-se verificado através de ensaios de campo e de laboratório, que os solos têm um comportamento não linear (Konder, 1963; Duncan e Chang, 1970; Atkinson, 2000). Esta não linearidade do solo está associada com a degradação do módulo distorção do solo em profundidade e com a resistência ao corte do mesmo. Avanços na área têm permitido aplicar métodos geofísicos e dinâmicos na prática da engenharia geotécnica possibilitando medir o módulo de distorção para pequenas deformações.

Quadro 2.3 – Curvas de transferência de carga teóricas

Autor	Tipo	Curva t-z	Curva q-z
Randolph e Wroth (1978)	Linear	$z_s = \frac{\tau_0 r_0}{G} \ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right)$	$z_b = \frac{Q_b(1-\nu)}{4r_0 G} \eta$
Kraft et al. (1981)	Hiperbólica	$z_s = \frac{\tau_0 r_0}{G} \ln \left(\frac{\frac{r_m}{r_0} - R_f \frac{\tau_0}{\tau_{max}}}{1 - R_f \frac{\tau_0}{\tau_{max}}} \right)$	$z_b = \frac{Q_b D(1-\nu^2)}{E} \eta$
Armaleh e Desai (1987)	Ramberg-Osgood	$\tau_s = \frac{(k_{os} - k_{fs})z_s}{\left(1 + \left \frac{(k_{os} - k_{fs})z_s}{\tau_{max}} \right ^{m_s} \right)^{\frac{1}{m_s}}}$	$Q_b = \frac{(k_{ob} - k_{fb})z_b}{\left(1 + \left \frac{(k_{ob} - k_{fb})z_b}{Q_{b-max}} \right ^{m_b} \right)^{\frac{1}{m_b}}}$
McVay et al. (1989)	Hiperbólica	$z_s = \frac{\tau_0 r_0}{G} \left[\ln \left(\frac{r_m - \beta}{r_0 - \beta} \right) + \frac{\beta(r_m - r_0)}{(r_m - \beta)(r_0 - \beta)} \right]$	$z_b = \frac{Q_b(1-\nu)}{4r_0 G \left(1 - Q_b \frac{R_f}{Q_{b-max}}\right)^2}$
Zhu e Chang (2002), Pando (2003)	Hiperbólica Modificada	$z_s = \frac{\tau_0 r_0}{G} \ln \left(\frac{\left(\frac{r_m}{r_0}\right)^g - f \left(\frac{\tau_0}{\tau_{max}}\right)^2}{1 - f \left(\frac{\tau_0}{\tau_{max}}\right)^g} \right)$	$z_b = \frac{Q_b(1-\nu)}{4r_0 G \left[1 - f \left(\frac{P_b}{Q_{b-max}}\right)^g\right]}$

Q_{b-max} – carga na ponta da estaca
 ν – coeficiente de Poisson do solo
 G – módulo de distorção do solo
 η – factor de profundidade da ponta da estaca
 r_0 e r_m – raio da estaca e raio de influencia da estaca
 τ_0 – tensão de corte na interface solo-estaca
 R_f – constante de ajuste (carga-deformação)

k_{0s} e k_{0t} – rigidez inicial das molas (fuste e ponta)
 k_{fs} e k_{ft} – rigidez final das molas (fuste e ponta)
 τ_{max} – atrito lateral (valor assintótico)
 Q_{b-max} – Capacidade de ponta (valor assintótico)
 m_s e m_t – ordem das curvas t-z e q-z
 f e g – constantes de ajuste das curvas
 $\beta = r_0 \tau_0 R_f / \tau_{max}$

É corrente ver usados na bibliografia da especialidade os símbolos G_{max} e G_0 para o módulo de distorção calculado a partir de Vs, pelo facto dos níveis de deformação envolvidos nos ensaios sísmicos entre furos serem em geral muito pequenos, o que indica a deformação da vibração das partículas a gamas típicas da Teoria da Elasticidade.

As funções de transferência de carga devem incorporar um rácio adequado do módulo de degradação do solo dependendo do declive inicial da curva, para que assim se consiga reproduzir o comportamento não linear. Tendo em conta isto, funções hiperbólicas, hiperbólicas modificadas e funções de Romberg-Osgood foram propostas de maneira a modelar a transição não linear do declive inicial para o valor assintótico da curva, considerando a alteração do módulo de distorção (Figura 2.3).

Para realizar uma análise não linear dos assentamentos numa estaca, tem de se estimar o perfil do módulo de degradação inicial ao longo do comprimento da estaca. Alguns investigadores derivaram de soluções fechadas, utilizando uma abordagem pela transferência de carga, assumindo variações lineares e exponenciais da rigidez do solo com a profundidade (Randolph e Wroth, 1978; Guo et al., 1997). A respeito disto, as funções descritas no Quadro 2.3 são definidas segundo uma aproximação

discreta, permitindo assim a modelação do solo com uma variação arbitrária do módulo de distorção do solo em profundidade.

Alguns autores (Xiao, 2003; Liu e Zhang, 2003; Liu et al., 2004) propuseram uma alternativa para estudar os assentamentos de estacas com o método da transferência de carga. Esta aproximação inclui um conjunto de matrizes de transferência, em que cada uma relaciona a carga e deslocamento da cabeça da estaca com a carga e deslocamento na ponta da estaca. Estes métodos não vão ser abordados neste trabalho.

2.4. CARGA RESIDUAL

Nos ensaios de carga estáticos realizados no campo experimental, os extensómetros foram colocados após a instalação das estacas e calibrados para iniciar a medição no momento em que se começou o ensaio.

A consequência deste procedimento é que as cargas medidas ao longo da estaca não representam as verdadeiras cargas, uma vez que não consideram as cargas residuais presentes na estaca aquando da instalação. A carga residual tem uma influência considerável no mecanismo de transferência de carga. No entanto, a dificuldade que existe na sua quantificação e distribuição ao longo da estaca levou a que, ao longo do tempo, fosse menosprezada a sua existência, dando origem a conceitos errados e interpretações falaciosas.

No entanto, hoje em dia devido ao desenvolvimento de tecnologias que permitem a determinação destas cargas experimentalmente, muito em particular com a utilização de extensómetros de grande estabilidade que são colocados nas próprias unidades de moldagem (tubos, por exemplo), já se encontram na literatura os principais mecanismos que levam à convenção deste efeito. Estes estudos viriam a permitir novas retroanálises de ensaios, interpretações com este cuidado, revelando que as principais causas da presença de cargas residuais numa estaca são:

- o método de execução da estaca;
- os ciclos carga-descarga;
- os deslocamentos relativos solo-estaca.

De seguida, para além de se definir o conceito de carga residual, vai também apresentar-se o conceito de plano neutro e quais as consequências de uma incorrecta avaliação e até mesmo de uma má interpretação destas cargas aprisionadas.

2.4.1. DEFINIÇÃO E CONSEQUÊNCIAS

Durante décadas, a interpretação do mecanismo de transferência de carga foi feita de forma errada. Existia uma discrepância entre os resultados dos ensaios experimentais e os teóricos que durante muito tempo não tinha explicação.

Esta diferença prendia-se com o facto de os resultados experimentais mostrarem um andamento a funções de transferência de carga em profundidade, cúbico e não parabólico como apresentavam os modelos teóricos. Da mesma forma o atrito lateral unitário associado deveria mostrar uma evolução linear em profundidade uma vez que seria (pelo menos em solos homogéneos) governado por tensões efectivas aproximadamente linearmente crescente.

A razão subjacente a esta falsa interpretação prende-se com o facto de no ensaio de carga estático, durante muito tempo, os assentamentos da estaca apenas serem medidos na cabeça da mesma, o que

não permitia a aferição desta evolução. Mesmo quando se começou a instrumentar o fuste, os extensómetros eram zerados antes do início do ensaio, ou seja, as medições iniciavam com o valor zero, no entanto já existia uma carga instalada na estaca consequentemente associada a uma compressão da mesma, dispondo ao longo do fuste de um equilíbrio de forças de levantamento (uma carga de levantamento actuando na base da estaca e uma carga na zona mais baixa do fuste com o terreno, a levantar a estaca) e de reacção ao mesmo, na parte superior do fuste.

Designa-se por carga residual o valor da reacção na ponta e da parte mais baixa do fuste onde o terreno actua com forças ascendentes, sendo presente em estacas que no processo de instalação criem essas forças de “engajamento”. Esta carga de ponta será aqui designada por P_h e junta-se ao atrito lateral positivo (Al), que poderá existir na parte inferior da estaca, sendo o conjunto equilibrado pelo atrito lateral negativo (ar) existente na parte superior da estaca. A Figura 2.4 apresenta o desenvolvimento teórico da transferência de carga numa estaca em que estejam presentes cargas residuais, permitindo uma melhor interpretação das forças em jogo. Encontra-se também representado o sistema de forças associado à actuação de uma carga P_0 . Verifica-se que a reacção da ponta corresponde agora à soma da carga residual com o acréscimo de reacção de ponta (Q_p'), gerada em reacção à carga imposta, e que até se gerar o atrito lateral positivo ao longo da estaca tem de se reverter a carga residual existente no fuste. Associado à carga residual ao longo do fuste, existe o plano neutro. Este plano define a zona de transição do sentido das cargas residuais ao longo da estaca, situando-se normalmente entre 1/3 e 1/2 da altura da estaca, evoluindo a sua localização à medida que se aumenta o carregamento, até, naturalmente, coincidir com a ponta/base da estaca.

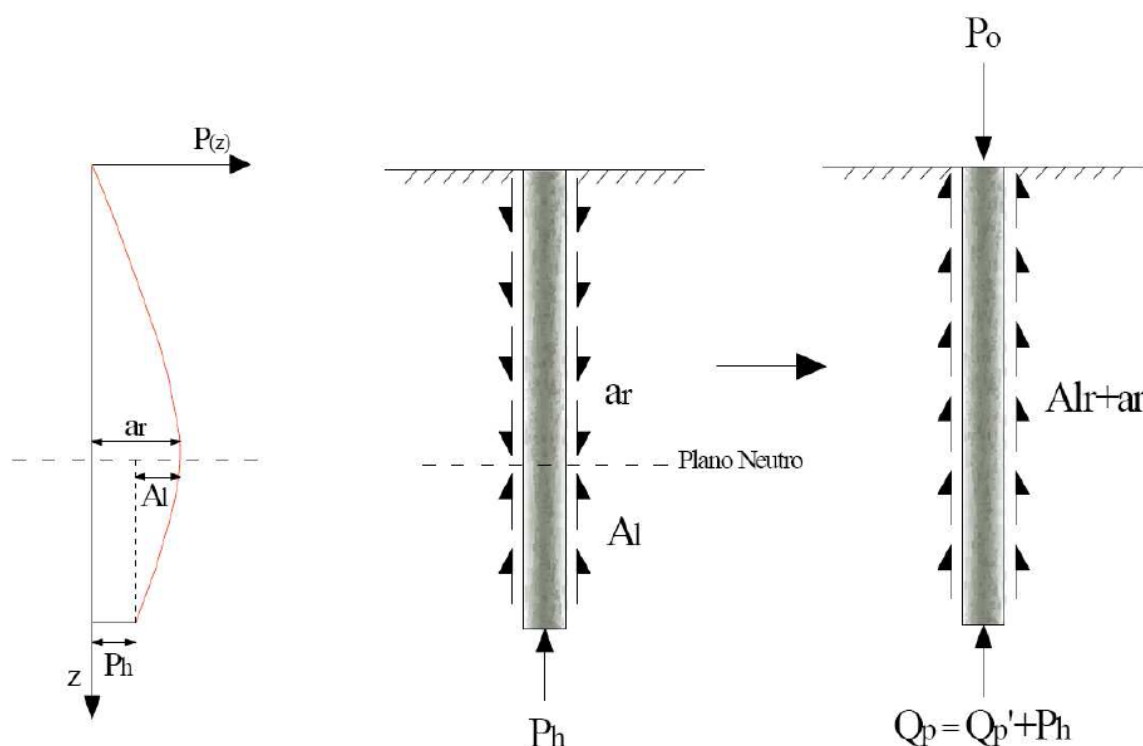


Fig. 2.4 – Desenvolvimento teórico em profundidade da carga residual

Como já foi referido, a existência desta carga leva que a interpretação dos resultados extraídos dos extensómetros seja falseada. De modo a melhor se compreender a sua influência é aqui descrito um caso prático. Considere-se uma estaca sujeita a um ensaio de carga estático, em que é mobilizada a

totalidade da resistência lateral e na qual está presente a carga residual representada na Figura 2.5 a). Os extensómetros foram colocados após a instalação da estaca e calibrados de modo a obter um valor nulo na primeira medição. Dos resultados extraídos dos extensómetros vai obter-se uma curva semelhante à representada na Figura 2.5 b). Pode observar-se que, nas condições indicadas, a partir de determinada profundidade os extensómetros não acusam a existência de resistência no fuste. Este ponto indica a localização do plano neutro, ou seja, onde a zona onde há inversão do sentido das cargas residuais. Este ponto poderá eventualmente estar camuflado pois a transição pode ser feita de forma suavizada. Da soma destas duas curvas obtém-se a curva correspondente à verdadeira resistência, representada na Figura 2.5 c). Essa curva representa o que realmente se passa ao nível da transferência de carga na estaca.

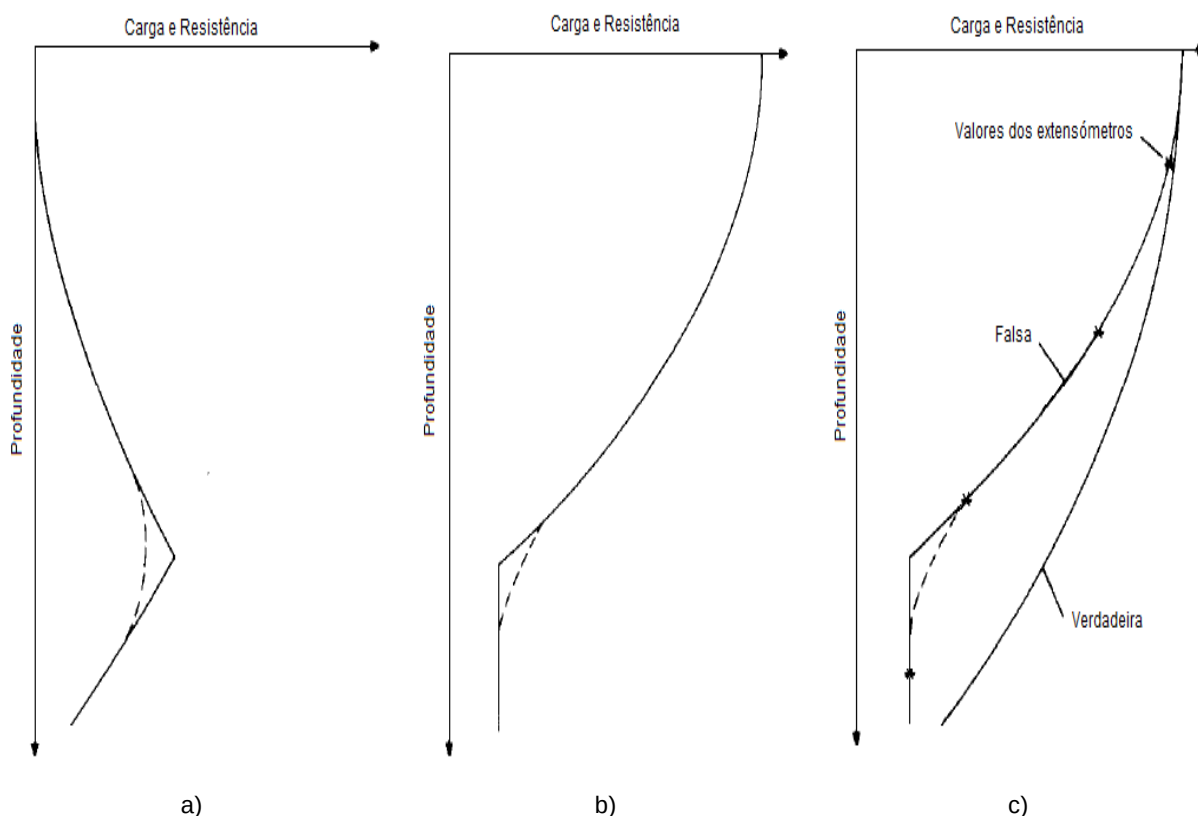


Fig. 2.5 – Transferência de carga considerando a carga residual: a) carga residual; b) falsa distribuição (extraída directamente dos extensómetros); c) verdadeira distribuição (adaptado de Fellenius et al., 1995)

Conclui-se então que a não consideração da carga residual numa estaca em que esta exista, leva a que a resistência lateral seja sobrestimada e a resistência de ponta subestimada. A existência da carga residual torna o comportamento da estaca aparentemente mais flexível, na medida em que a resistência lateral se apresenta superior à real, contrariamente à resistência de ponta.

As consequências de uma falha na interpretação dos resultados do ensaio de carga estático para o projecto geotécnico podem ser mais ou menos graves de acordo com os objectivos do projectista.

Classicamente, apareceu o conceito de “profundidade crítica”, que nasceu devido às leituras extraídas directamente dos extensómetros inflectirem a tendência de variação, como se pode observar na Figura 2.5 b), mostrando uma diminuição até ao ponto a partir do qual aparenta deixar de existir resistência lateral, coincidindo com o plano neutro. Esta interpretação incorrecta, levava a que se considerasse o comprimento da estaca apenas até essa profundidade e que a construção abaixo desse ponto apenas

traria encargos com material e mão-de-obra. Tal é absolutamente irrealista e pode levar ao subdimensionamento da fundação.

Relativamente à análise dos assentamentos que ocorrem numa estaca em que estão presentes cargas residuais, verifica-se que estes são inferiores ao que se verificaria caso esta carga de instalação não existisse (Vesic, 1977). Verifica-se uma diminuição no encurtamento elástico tal como do deslocamento da ponta da estaca, conduzindo a um menor assentamento da cabeça da estaca. A Figura 2.6 mostra as curvas de transferência de carga no caso de existir ou não carga residual para uma mesma estaca. Pode-se verificar que para cada valor de carga aplicada (P_0), os assentamentos associados são maiores no caso em que a carga residual está ausente. Mais ainda, é possível averiguar que a carga de rotura, se definida com uma limitação de assentamento admissível, é maior no caso em que estão presentes as cargas residuais.

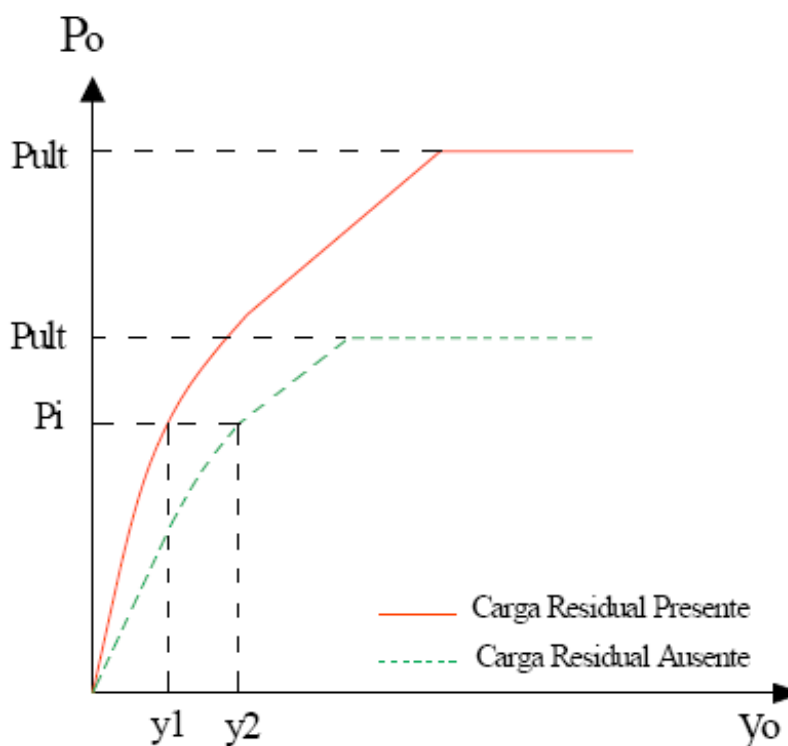


Fig. 2.6 – Comparação de curvas de transferência de carga na cabeça da estaca no caso de existir ou não carga residual, para uma mesma estaca

Conclui-se portanto que a consideração da presença das cargas residuais é sempre benéfica em termos da avaliação da resistência por critérios de limites de deformação, sendo exclusivamente necessários alguns cuidados na interpretação de provas de carga onde esta esteja presente, de modo a estimar correctamente as componentes de resistência lateral e de ponta.

3

METODOLOGIA DE ANÁLISE DE ASSENTAMENTO DE ESTACAS

3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo descreve-se uma metodologia geral proposta para estimar assentamentos de uma única estaca. O objectivo é garantir uma metodologia fundamentada para o estudo das estacas sujeitas a forças de compressão. Tendo em conta este propósito optou-se por dividir o capítulo em dois subcapítulos.

Começa-se por descrever a metodologia teórica usada para obter a curva de transferência de carga teórica para a face lateral e para a ponta da estaca. Seguindo o trabalho de Kraft et al. (1981), Randolph e Wroth (1978), Zhu e Chang (2002) e Ruiz (2005), apresenta-se um procedimento para chegar às curvas de transferência de carga considerando a degradação do módulo de distorção devido aos efeitos da instalação, o raio de influência da estaca modificado e uma distribuição arbitrária da tensão de corte. A sequência apresentada vai permitir, de uma forma consistente, definir as variáveis que influenciam as respectivas curvas.

Por último apresenta-se o programa de cálculo utilizado, o UniPile. Para além de uma breve descrição das potencialidades do programa, vai apresentar-se a forma como este considera as curvas de transferência de carga e a carga residual.

3.2. METODOLOGIA PARA OBTER AS CURVAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA TEÓRICAS

3.2.1. CURVAS TEÓRICAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA AO LONGO DO FUSTE (T-Z)

“Uma função de transferência de carga pode ser definida como uma expressão matemática que associa a carga transferida de um elemento estrutural para o solo com o deslocamento relativo entre o elemento e o solo envolvente” (Everett, 1991). Esta definição permite que esta relação seja expressa da seguinte forma:

$$z_s = f(\tau) \quad (3.1)$$

Em que z_s é o deslocamento vertical relativo do fuste e τ é a tensão de corte transferida para o solo ao longo do fuste.

Admitindo uma distribuição da tensão radial, pode ser obtida uma expressão, que segundo os pressupostos da equação (3.1), inclua as distorções angulares na parcela de solo perto da estaca em carga, e que se expressa da seguinte forma:

$$\gamma(y, r) = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial z_s}{\partial r} \quad (3.2)$$

Em que z_s é o deslocamento vertical relativo da parcela de solo, u é o deslocamento radial da parcela de solo, y é a ordenada, medida desde a cabeça da estaca, e r é a coordenada radial, medida desde o centro da estaca.

Para além do referido, é assumido que a lei constitutiva do solo é uma função do nível da tensão de corte do solo e da distância radial ao centro da estaca, tomando a seguinte forma:

$$\tau(r) = G(r, \tau) \cdot \gamma(y, r) \quad (3.3)$$

Onde $G(r, \tau)$ é o módulo de distorção secante do solo e $\gamma(y, r)$ é a distorção angular no solo, previamente definida na equação (3.2).

Substituindo a equação (3.2) na equação (3.3) e resolvendo-a em ordem a ∂z_s obtém-se uma expressão que define a curva de transferência de carga, com uma forma alternativa a (3.1). Assim:

$$\partial z_s = \left(\frac{\tau(r)}{G(r, \tau)} - \frac{\partial u}{\partial y} \right) \partial r \quad (3.4)$$

Integrando a equação (3.4) obtém-se o deslocamento total do fuste na zona afectada pelo carregamento axial da estaca. Normalmente, os limites de integração considerados são a distancia radial, r_0 , e uma distancia, r_m , para a qual a deformação do solo possa ser considerada desprezável. A equação resultante é a seguinte:

$$z_s = \int_{r_0}^{r_m} \left[\frac{\tau(r)}{G(r, \tau)} - \frac{\partial u}{\partial y} \right] dr \quad (3.5)$$

Ao observar a equação (3.5) pode concluir-se que em ordem a obter uma curva teórica de transferência de carga, a variação radial da tensão de corte e a variação radial e em profundidade do módulo de distorção, têm de ser definidos. Outra consideração importante é a do valor do limite superior da integração, r_m . Este valor tem de ser definido de maneira a avaliar o integral da equação (3.5).

Estes quatro aspectos da formulação de transferência de carga vão ser definidos nas subsecções seguintes.

3.2.1.1. Variação Radial da Tensão de Corte

Randolph e Wroth (1978) sugeriram que a deformação do solo na envolvente de uma estaca carregada axialmente pode ser idealizada numa série de cilindros concêntricos sujeitos a cargas de corte puras.

A Figura 3.1 mostra isso mesmo.

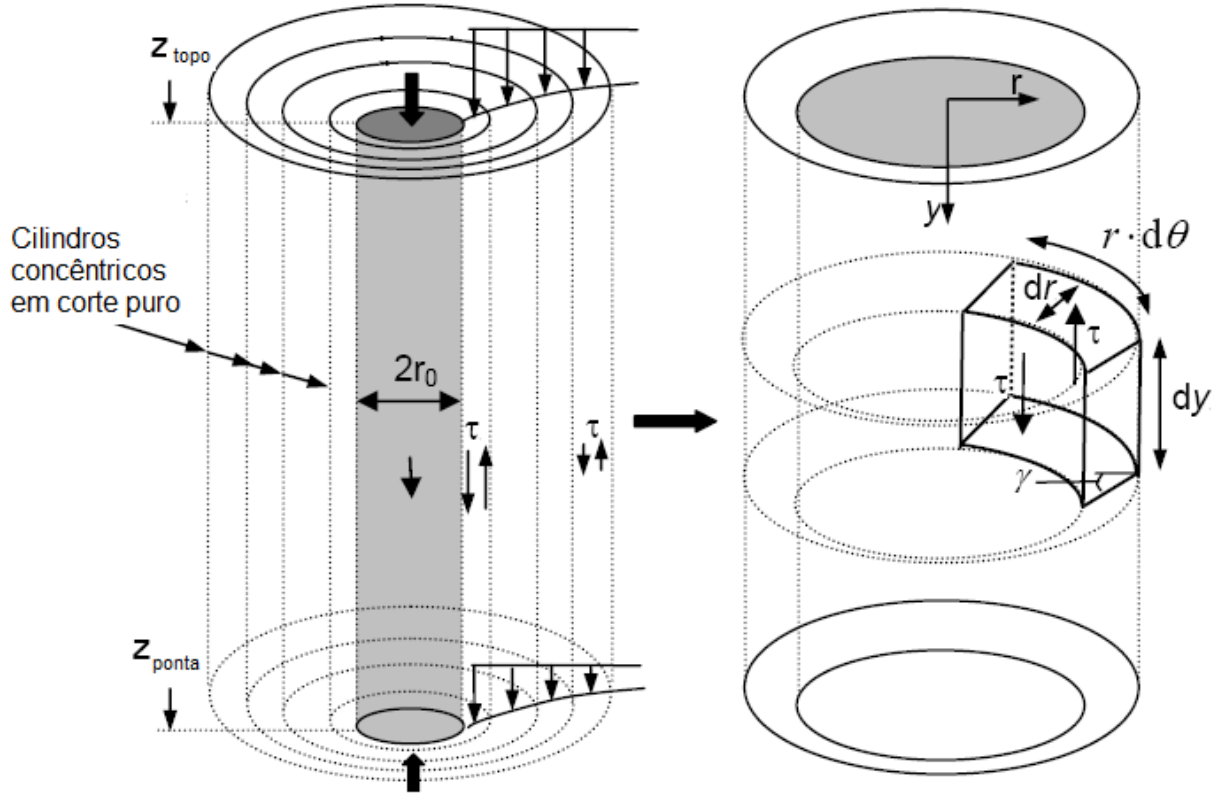


Fig. 3.1 – Aproximação da deformação por cilindros concêntricos (modificado de Ruiz, 2005)

Assuma-se uma estaca com raio r_0 , embutida num solo uniforme caracterizado pelo módulo de distorção, G , e pela resistência ao corte, τ_{max} . Para um elemento diferencial do solo (Figura 3.2), localizado a uma distância r do centro da estaca, a equação de equilíbrio vertical pode ser escrita como de seguida se mostra:

$$\begin{aligned} & \left(\tau(r) + \frac{\partial \tau(r)}{\partial r} \cdot dr \right) \cdot (r + dr) \cdot d\theta \cdot dy - \tau(r) \cdot r \cdot d\theta \cdot dy + \\ & + \left(\sigma_y + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} \cdot dy \right) \cdot \left(r + \frac{dr}{2} \right) \cdot d\theta \cdot dr - \sigma_y \cdot \left(r + \frac{dr}{2} \right) \cdot d\theta \cdot dr = 0 \end{aligned} \quad (3.6)$$

Os termos da equação 3.6 estão especificados na Figura 3.2.

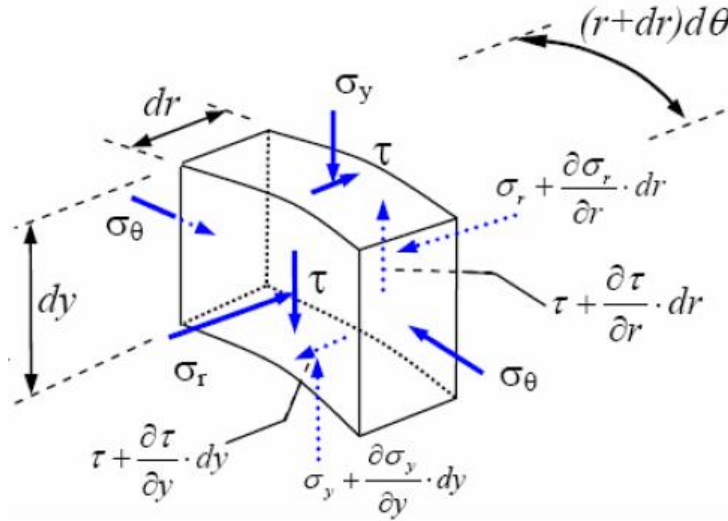


Fig. 3.2 – Tensões num elemento diferencial de solo (Ruiz, 2005)

Desprezando os termos de segunda ordem de (3.6), a equação de equilíbrio vertical fica simplificada, reduzindo-se a:

$$\frac{\partial(\tau(r) \cdot r)}{\partial r} + \frac{\partial(\sigma_y)}{\partial y} \cdot r = 0 \quad (3.7)$$

Randolph e Wroth (1978) sugeriram que, para estacas carregadas axialmente, a taxa de variação da tensão vertical com a profundidade é bastante inferior que a taxa de variação da tensão de corte com a distancia radial. Tendo em consideração isto, o segundo termo da equação (3.7) pode ser negligenciado, o que resulta na equação:

$$\frac{\partial(\tau(r) \cdot r)}{\partial r} \approx 0 \quad (3.8)$$

Esta equação (3.8), pode ser integrada entre o raio da estaca, r_0 , e o raio r obtendo a seguinte expressão da variação radial da tensão de corte:

$$\tau(r) = \frac{\tau_0 r_0}{r} \quad (3.9)$$

em que τ_0 é a tensão de corte na interface estaca-solo, r é a distância radial desde o centro da estaca e $\tau(r)$ é a tensão de corte no solo à distância radial.

Substituindo a equação (3.9) na equação (3.5), vem:

$$z_s = \int_{r_0}^{r_m} \left[\frac{\tau_0 r_0}{r \cdot G(r, \tau)} - \frac{\partial u}{\partial y} \right] dr \quad (3.10)$$

A equação (3.10) foi obtida desprezando a variação da tensão vertical com a profundidade, que é equivalente a assumir que os elementos anelares do solo estão sujeitos a um estado de tensão de corte puro, remetendo ao apresentado na Figura 3.1. De acordo com um estado de tensão de corte puro, o deslocamento principal é único e vai ser vertical. Além disso, o termo $\partial u / \partial y$ pode ser ignorado e a expressão geral para a curva t-z fica:

$$z_s = \tau_0 r_0 \int_{r_0}^{r_m} \frac{dr}{r \cdot G(r, \tau)} \quad (3.11)$$

Esta expressão pode ser usada em estacas com um coeficiente de esbelteza, L/r_0 , igual ou superior a 20. Pode verificar-se que o deslocamento vertical relativo do fuste (z_s) diverge à medida que a distância radial da estaca aumenta.

Para delimitar as fronteiras desta solução aberta e chegar a uma expressão final da transferência de carga é necessário abordar $G(r, \tau)$ e r_m .

3.2.1.2. Variação Radial do Módulo de Distorção

Se uma estaca pudesse ser instalada sem perturbar o material envolvente e o solo assumido como uniforme e homogêneo, sem haver variação das propriedades tanto lateralmente como em profundidade, o módulo de distorção teria uma distribuição radial linear, assumindo um único valor, como mostrado na Figura 3.3 a). No entanto, o solo perto da estaca tende a ser perturbado devido ao processo de instalação, influenciando este o grau de alteração. A magnitude e extensão dessa perturbação é difícil de contabilizar e é ainda objecto de investigação. Alguns autores (Kraft et al., 1981) propuseram ter em conta os efeitos da construção assumindo uma variação linear do módulo de distorção com a distância radial como mostrado na Figura 3.3 b). Esta suposição ainda assume a uniformidade lateral do solo. Kraft et al. (1981) também consideraram a possibilidade de resultar um solo com maior rigidez depois da instalação da estaca, como mostrado na Figura 3.3 c).

Tipicamente, os procedimentos de instalação de uma estaca resultam em perturbações da resistência ao corte do solo e do seu módulo de distorção. Nesta subsecção apenas a perturbação do módulo de distorção é abordada. Os efeitos que os procedimentos de construção têm na resistência ao corte não são considerados aqui, pois são contabilizados pelos métodos usados para estimar a capacidade axial última da estaca.

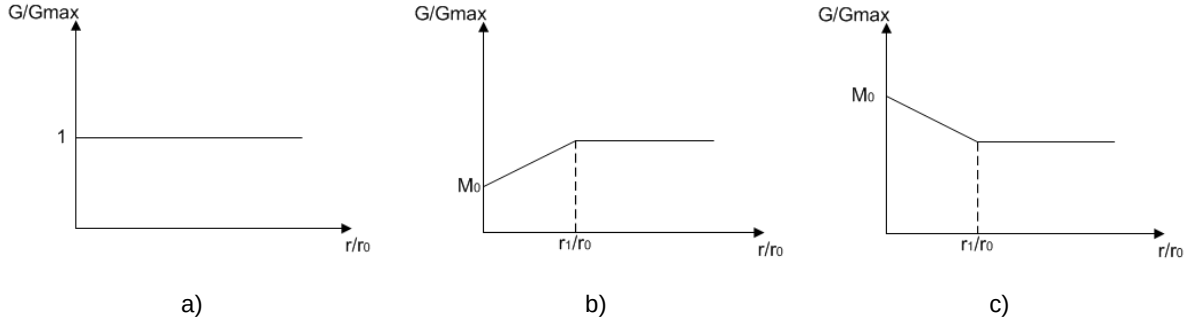


Fig. 3.3 – Distribuição radial do módulo de distorção devido às perturbações do solo durante a instalação da estaca: a) Constante (Sem perturbação); b) Menor rigidez; c) Maior rigidez (adaptado de Kraft et al., 1981)

Para contabilizar os efeitos da construção, uma variação linear do módulo de distorção com a distância radial foi proposta por Kraft et al. (1981), como mostra a Figura 3.4.

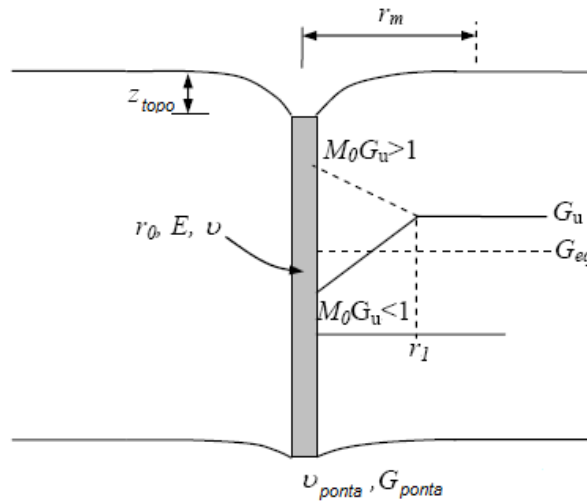


Fig. 3.4 – Variação radial do módulo de distorção (adaptado de Kraft et al., 1981)

A partir da figura, pode-se observar que o módulo de distorção varia de um valor igual a $M_0 G_u$, na interface solo-estaca, para um valor não perturbado de G_u à distancia r_1 , medida desde o centro da estaca. Esta variação do módulo de distorção pode traduzida pela expressão:

$$G(r) = G_u(\tau) \left[M_0 + \frac{(1 - M_0) \left(\frac{r}{r_0} \right)}{\frac{r_1}{r_0} - 1} \right] \quad (3.12)$$

em que M_0 é um coeficiente empírico tal que $M_0 G_u$ é o valor minorado ou majorado do modulo de distorção do solo na interface da estaca depois da sua instalação, r_1 define o raio zona perturbada e $G_u(\tau)$ é o módulo de distorção imperturbado do solo, ou seja o valor que este modulo apresenta antes da instalação da estaca.

Este autor (Kraft et al., 1981) apresenta no seu trabalho uma listagem de valores da razão r_1/r_0 e do valor de M_0 que serão reproduzidos na próxima tabela. Estes valores permitem ter uma ideia das grandezas que os parâmetros podem tomar.

Quadro 3.1 – Parâmetros para avaliar o módulo de distorção devido aos efeitos da instalação (Kraft et al., 1981)

Condição	Carga	r_1/r_0	M_0
Imediatamente após a instalação	Pequena	16,0	0,65
	Grande ($f > 0,6 S_u$)	15,2	0,20
Depois da consolidação	Pequena	4,0	1,30
	Grande ($f > 0,4 S_u$)	12,0	0,80
	Grande ($f = S_u$)	14,1	0,40

Notas: S_u – resistência ao corte último; f – tensão ao longo do fuste

De maneira a ter em conta os efeitos da construção (assumindo $r > r_1$), o integral na expressão (3.11) pode ser modificado, ficando:

$$z_s = \int_{r_0}^{r_1} \frac{\tau(r)}{G(r_1, M_0, \tau)} dr + \int_{r_1}^{r_m} \frac{\tau(r)}{G_u(\tau)} dr \quad (3.13)$$

Para facilitar a implementação da distribuição radial proposta na curva de transferência de carga, Kraft et al. (1981) propôs a definição de um módulo de distorção equivalente (G_{eq}) tal que o deslocamento vertical do fuste da estaca calculado com o módulo equivalente seja igual ao obtido com a distribuição actuante de G . Por outras palavras, a equação 3.5 pode ser alterada de maneira a usar G_{eq} e tem de ser igual à equação (3.13), como se segue:

$$z_s = \int_{r_0}^{r_1} \frac{\tau(r)}{G(r_1, M_0, \tau)} dr + \int_{r_1}^{r_m} \frac{\tau(r)}{G_u(\tau)} dr = \frac{1}{G_{eq}(\tau)} \int_{r_0}^{r_m} \tau(r) dr \quad (3.14)$$

Da equação acima resulta a seguinte expressão para o módulo de distorção equivalente:

$$G_{eq}(\tau) = \frac{\int_{r_0}^{r_m} \tau(r) dr}{\int_{r_0}^{r_1} \frac{\tau(r)}{G(r_1, M_0, \tau)} dr + \int_{r_1}^{r_m} \frac{\tau(r)}{G_u(\tau)} dr} \quad (3.15)$$

A distribuição da tensão de corte encontrada na secção anterior 3.2.1.1 pode ser substituída em (3.15) para obter:

$$G_{eq}(\tau) = \frac{\int_{r_0}^{r_m} \frac{1}{r} dr}{\int_{r_0}^{r_1} \frac{1}{r \cdot G(r_1, M_0, \tau)} dr + \int_{r_1}^{r_m} \frac{1}{r \cdot G_u(\tau)} dr} \quad (3.16)$$

Usando o módulo de distorção equivalente, o integral para calcular a curva t-z teórica fica:

$$z_s = \tau_0 r_0 \int_{r_0}^{r_m} \frac{1}{r \cdot G_{eq}(\tau)} dr \quad (3.17)$$

3.2.1.3. Raio de Influência da Estaca

O raio de influência de uma estaca carregada axialmente pode ser definido como a distância radial para a qual as tensões de corte ou qualquer deslocamento que seja induzido no solo pelo carregamento se tornam desprezáveis.

A forma da zona afectada é assumida como sendo cilíndrica com raio r_m . Contudo, a extensão da zona afectada ainda está sobre investigação. Randolph e Wroth (1978) propuseram a seguinte fórmula para estimar o raio de influência da estaca:

$$r_m = C \cdot L \cdot \rho \cdot (1 - \nu) \quad (3.18)$$

em que C é um coeficiente que depende do meio onde a estaca está inserida, L é o comprimento da estaca, ρ é o factor de heterogeneidade (igual ao rácio entre módulo de distorção do solo à profundidade de $L/2$ e o módulo de distorção do solo por baixo da ponta da estaca) e ν o coeficiente de Poisson do solo.

Relativamente ao parâmetro C , este assume o valor de 2,5 quando a estaca está embebida num meio homogéneo, e o valor de 2 quando a camada rígida está localizada a uma profundidade de $2,5L$.

Note-se que se a estaca esta embebida num solo com perfil homogéneo, os factores de heterogeneidade tomam o valor 1, ao passo que se estiver embebida num solo não homogéneo do tipo Gibson, em que o módulo de distorção do solo cresce linearmente com a profundidade ρ fica igual a 0,5.

Apesar de a expressão (3.18) ter poucos parâmetros fáceis de estimar, não tem em conta uma variação arbitrária da rigidez do solo com a profundidade. Além disso, essa expressão não considera o facto de o raio de influência depender do nível de carga aplicado à estaca que, em princípio será tanto maior quanto maior for o carregamento.

Estas limitações podem ser ultrapassadas de forma satisfatória se o raio de influência for definido para um valor máximo de r . Neste caso, os deslocamentos ou as tensões de corte induzidas pela estaca no solo tomam valores que podem ser considerados desprezáveis ou que se encontram abaixo de um valor relativamente pequeno previamente definido. De maneira a atingir este objectivo, diferenciou-se a equação (3.11) em relação a r e igualou-se a zero, ficando:

$$dz_s = \frac{\tau_0 r_0}{r_m \cdot G(r, \tau)} = 0 \quad (3.19)$$

Esta expressão mostra que apenas para $r_m \rightarrow \infty$ os deslocamentos tendem para 0, o que é consistente com o discutido antes da equação (3.9), em que se definiu uma massa de solo como um meio contínuo. Contudo, se o parâmetro δ for definido de maneira a que seja suficientemente pequeno para que possa ser considerado zero em termos práticos então, o raio de influência da estaca pode ser obtido de (3.19):

$$\frac{\tau_0 r_0}{r \cdot G(r, \tau)} = \delta \therefore r_m = \frac{\tau_0 r_0}{\delta \cdot G(r, \tau)} \quad (3.20)$$

O valor de r_m pode ser calculado de forma simples uma vez que $G(r, \tau)$ já se encontra definido. Esta derivação permite o uso de distribuições da tensão de corte diferentes da descrita em 3.9, fazendo com que a expressão (3.5) possa ser usada em vez da expressão (3.11). Como esperado e confirmado a partir da expressão (3.20), o raio de influência da estaca depende do nível de carga na estaca (dado por τ_0) e das propriedades do solo (dado por G).

O benefício de calcular o raio de influência usando a equação (3.20) recai no facto de um perfil arbitrário do solo poder ser considerado e nenhuns parâmetros adicionais, como o factor de heterogeneidade, serem necessários. Como modelos numéricos usando r_m calculados a partir de (3.18) e de (3.20) forneceram resultados praticamente idênticos, a ultima equação pode ser mais conveniente para casos em que ρ não possa ser facilmente calculado.

3.2.1.4. Variação do Módulo de Distorção com o Nível da Tensão de Corte

A representação da degradação da rigidez do solo (dado pelo modulo de distorção do solo) à medida que a tensão de corte na massa de solo cresce pode ser feita através da seguinte expressão:

$$\frac{G(\tau)}{G_i} = f(\tau) \quad (3.21)$$

Em que $G(\tau)$ é o módulo de distorção secante para uma tensão de corte τ e G_i é o valor de referência inicial do módulo de distorção.

Seguidamente vão ser apresentados modelos de solo bastante utilizados para representar a degradação da rigidez do solo (Quadro 3.2). São estes: as expressões hiperbólicas (Duncan e Chang, 1970), as funções hiperbólicas modificadas (Fahey e Carter, 1993) e relações lineares elasto-plásticas (Randolph e Wroth, 1978).

Quadro 3.2 – Modelos de representação da degradação do módulo de distorção (Kraft et al., 1981)

Tipo de Modelo	Expressão	Explicação	Referência
Linear	$\frac{G(\tau)}{G_i} = 1$	Não à degradação do módulo de distorção inicial	Randolph e Wroth (1978)
Hiperbólico	$\frac{G(\tau)}{G_i} = 1 - R_f \frac{\tau}{\tau_{\max}}$	R_f - parâmetro de falha ≤ 1 $\tau_{\max} = R_f \tau_u$ - tensão máxima τ_u - valor assintótico da tensão de corte	Duncan e Chang (1970)
Hiperbólico Modificado	$\frac{G(\tau)}{G_i} = 1 - f \left(\frac{\tau}{\tau_{\max}} \right)^g$	f - factor de ajuste que controla o valor da degradação g - constante de ajuste da taxa de degradação	Fahey e Carter (1993)

Tanto os modelos lineares e hiperbólicos podem ser vistos como soluções particulares do modelo hiperbólico modificado uma vez que este modelo pode ser reduzido a um modelo linear para $f = 0$ e a um modelo hiperbólico para $f = R_f$ e $g = 1$.

A adaptação destes modelos para a representação da degradação do módulo de distorção do solo está dependente da correcta avaliação do módulo de distorção de referência usado na equação (3.21), que por sua vez depende da deformação ao corte imposta ao solo no momento da medição deste parâmetro.

Métodos sísmicos ou geofísicos permitem a determinação do módulo de distorção na gama elástica do material (visto que são impostas deformações pequenas ao solo com estes métodos, i.e., deformações de 1×10^{-5} ou menos), resultando num módulo de distorção máximo do solo (designado como G_0 ou $G_{\max}$).

Por outro lado, ensaios em laboratório sobre amostra de solo podem conduzir a valores, de certo modo, baixos de G_i uma vez que deformações da ordem dos 10^{-5} ou superiores são impostos ao solo pela maior parte dos ensaios de laboratório. Na Figura 3.5 mostra-se uma curva típica da degradação do módulo de distorção com a deformação por corte onde se representa também aqueles que são os intervalos típicos do valor deste módulo dependendo do método de ensaio utilizado para a sua obtenção.

As constantes de ajuste f e g são usadas para definir a degradação do módulo de distorção com a deformação ou tensão de corte. O parâmetro f controla a quantidade de degradação do módulo de distorção e toma valores entre 0 e 1. A constante de ajuste g controla o grau de degradação do módulo de distorção e toma valores entre 0,2 e 0,4 para a maior parte dos tipos de solo (Mayne e Schneider, 2001). Mais à frente estes parâmetros vão ser ajustados para o caso dos solos residuais do granito. O rácio de degradação dos diferentes modelos listados na Quadro 1.2 é mostrado na Figura 3.6. Esta figura mostra valores de G/G_i como função do nível de corte dado pela razão $\tau/\tau_{\max}$. Um nível de degradação mais rápido é necessário para capturar o comportamento correcto do solo quando o módulo de distorção inicial $G_{\max}$ é usado como valor de referência inicial. A partir da Figura 3.6 é evidenciado que a degradação mais rápida do módulo de distorção acontece quando temos um modelo hiperbólico modificado.

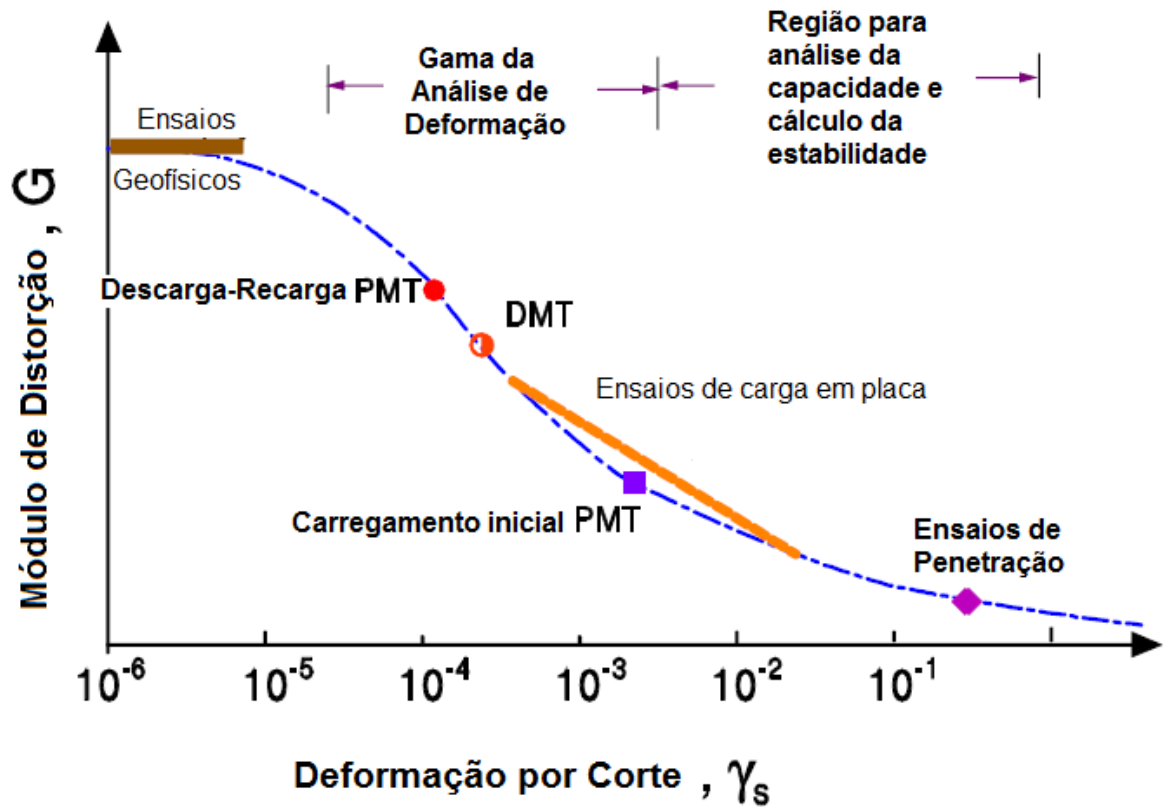


Fig. 3.5 – Variação radial do módulo de distorção com a deformação por corte (adaptado de Mayne et al., 2001)

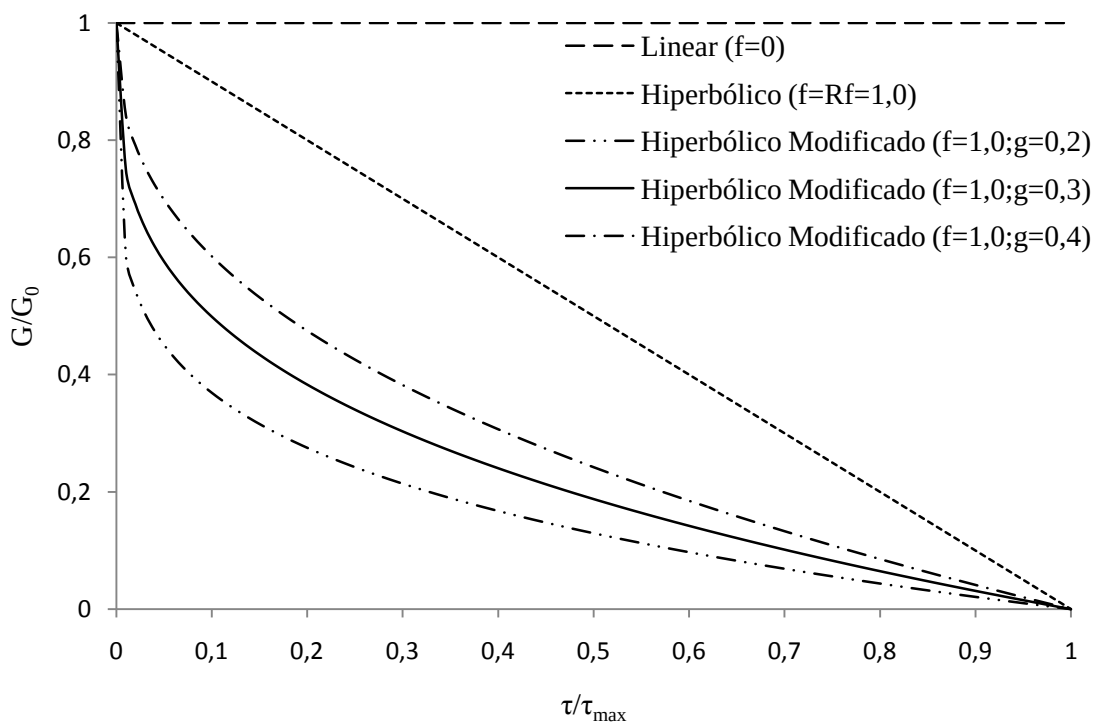


Fig. 3.6 – Degradação do módulo de distorção para modelos não lineares diferentes

As expressões incluídas na Quadro 1.2 podem ser combinadas com as equações (3.11), (3.16) e (3.20) para obter as curvas de transferência de carga para os modelos lineares, hiperbólicos e hiperbólicos modificados considerando a degradação do módulo devido às tensões de corte, às perturbações devido aos efeitos de construção e ao raio de influência aproximado.

Dependendo do módulo de distorção disponível podem ser usados modelos lineares, hiperbólicos ou hiperbólicos modificados não lineares. O modelo hiperbólico modificado mostra ser preciso na representação da degradação do módulo de distorção do solo quando o valor de referência para o módulo é obtido através de ensaios geofísicos. Estes ensaios normalmente medem a velocidade de propagação das ondas de corte que podem ser usadas para calcular o módulo de distorção do seguinte modo:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad (3.22)$$

Em que V_s é a velocidade de propagação das ondas de corte, ρ é a densidade do solo e G_0 é o módulo de distorção máximo.

3.2.1.5. Procedimento Adoptado

Nesta secção apresenta-se o procedimento que vai ser usado na determinação da curva t-z teórica para os três tipos de estacas.

Com este propósito, o primeiro passo tomado foi assumir uma função que representasse a variação radial da tensão de corte. Foi escolhida uma variação radial hiperbólica deste parâmetro.

Depois de ter sido calculado o coeficiente de esbelteza para as estacas cravadas, moldadas e de trado, verificou-se que este remetia para a situação descrita em 3.2.1.2., permitindo que a curva de transferência de carga pode-se resultar da seguinte expressão:

$$z_s = \tau_0 r_0 \int_{r_0}^{r_m} \frac{dr}{r \cdot G(r, \tau)} \quad (3.23)$$

Seguidamente optou-se pelo modelo hiperbólico modificado para representar a degradação do módulo de distorção do solo, uma vez o módulo para pequenas deformações vai ser usado como referência.

Para se obter o módulo de distorção equivalente, considerando os efeitos da instalação das estacas, utilizou-se a equação (3.16). Substituindo os parâmetros indicados imediatamente a seguir à equação (3.16) na mesma, obteve-se:

$$G_{eq}(\tau) = \frac{\int_{r_0}^{r_m} \frac{1}{r} dr}{\int_{r_0}^{r_1} \frac{1}{r \cdot G_0 \left(1 - f\left(\frac{\tau_0 r_0}{r \tau_{max}}\right)^g\right) \left(M_0 + \frac{r_1}{r_0} - 1\right)} dr + \int_{r_1}^{r_m} \frac{1}{r \cdot G_0 \left(1 - f\left(\frac{\tau_0 r_0}{r \tau_{max}}\right)^g\right)} dr} \quad (3.24)$$

$$\begin{cases} G_u(\tau) = G_0 \left(1 - f \left(\frac{\tau_0 r_0}{r \tau_{max}} \right)^g \right) \\ G(r_1, M_0, \tau) = G \left(1 - f \left(\frac{\tau_0 r_0}{r \tau_{max}} \right)^g \right) \left(M_0 + \frac{(1 - M_0) \left(\frac{r}{r_0} \right)}{\frac{r_1}{r_0} - 1} \right) \\ \tau(r) = \frac{\tau_0 r_0}{r} \end{cases}$$

Substituindo o modelo hiperbólico modificado na equação (3.11) e incorporando a distribuição radial do corte resulta na expressão (3.24), que após se integrar origina a equação (3.25).

$$z_s = \tau_0 r_0 \int_{r_0}^{r_m} \frac{dr}{r \cdot G_{eq} \cdot \left(1 - f \cdot \left(\frac{\tau_0 r_0}{r \tau_{max}} \right)^g \right)} \quad (3.24)$$

$$z_s = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{g \cdot G_{eq}} \ln \left(\frac{\left(\frac{r_m}{r_0} \right)^g - f \cdot \left(\frac{\tau_0}{\tau_{max}} \right)^g}{1 - f \cdot \left(\frac{\tau_0}{\tau_{max}} \right)^g} \right) \quad (3.25)$$

Finalmente, a expressão da curva de transferência de carga para o fuste pode ser obtida substituindo as expressões do raio de influencia da estaca. Utilizando as expressões (3.18) ou (3.20) e substituindo-as em (3.25) obtêm-se as expressões (3.26) e (3.27), respectivamente.

$$z_s = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{g \cdot G_{eq}} \ln \left(\frac{\left(\frac{\tau_0}{\delta \cdot G_0 \cdot 1 - \left(f \cdot \left(\frac{\tau_0}{\tau_{max}} \right)^g} \right)^g - f \cdot \left(\frac{\tau_0}{\tau_{max}} \right)^g}{1 - f \cdot \left(\frac{\tau_0}{\tau_{max}} \right)^g} \right)} \right) \quad (3.26)$$

$$z_s = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{g \cdot G_{eq}} \ln \left(\frac{\left(\frac{C \cdot L \cdot \rho \cdot (1 - \nu)}{r_0} \right)^g - f \cdot \left(\frac{\tau_0}{\tau_{max}} \right)^g}{1 - f \cdot \left(\frac{\tau_0}{\tau_{max}} \right)^g} \right) \quad (3.27)$$

Esta expressão (3.26) já tinha sido usada na análise de estacas moldadas em solos residuais (Zhu e Chang, 2002), tendo-se obtido excelentes resultados. No próximo capítulo vai-se usar esta formulação para definir as curvas de transferência de carga dos três tipos de estacas que foram ensaiados no solo residual do granito (saprolítico).

3.2.2. CURVAS TEÓRICAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA PARA A PONTA (Q-Z)

Chegar a uma curva de transferência de carga para a ponta da estaca é mais complicado do que obter as curvas de transferência de carga ao longo do fuste. Esta dificuldade deve-se à distribuição complexa das tensões de corte que se desenvolvem na ponta da estaca que impede de assumir um estado de tensão semelhante a cilindros concêntricos. No caso das estacas moldadas, devido à dificuldade que existe na limpeza do fundo do furo, normalmente ocorrem grandes deslocamentos até que a resistência de ponta seja completamente mobilizada, mesmo no caso de estacas com comprimentos reduzidos como é o caso em apreço. Segundo Zhu e Chang (2002) pode ocorrer, para estacas com coeficientes de esbelteza superiores a 20 em solos residuais, que a carga de dimensionamento represente apenas uma percentagem da resistência limite de ponta. Nestas situações, a carga de dimensionamento pode representar entre 20% a 50% da carga limite. No nosso caso não é de esperar que este erro afecte a modelação da curva da transferência de carga.

Para resolver o problema da modelação da curva de transferência de carga correspondente à ponta da estaca foi adoptada a solução apresentada por Boussinesq (1885). Esta resolução resolve o problema considerando um punçoamento rígido num meio semi-elástico utilizando a seguinte formulação:

$$z_b = \frac{Q_b(1 - \nu)}{4r_0G} \omega \quad (3.28)$$

Em que z_b é o deslocamento na base da estaca, Q_b é a carga na ponta da estaca ν é o coeficiente de Poisson da parcela de solo inferior à ponta da estaca, r_0 é o raio da base, G é o módulo de distorção do solo inferior à ponta da estaca e ω é um factor de forma e profundidade, pode ser tomado como igual a 1,0 (Randolph e Wroth, 1978).

Por causa da natureza da distribuição da deformação de corte abaixo da ponta da estaca ser mais complexa, não é simples modelar a não linearidade do solo para as curvas q-z como foi para as curvas t-z. Uma primeira aproximação pode ser feita assumindo uma variação hiperbólica da equação (3.28) como a proposta por Chow (1986):

$$z_b = \frac{Q_b(1 - \nu)}{4r_0G_0 \left[1 - f \left(\frac{Q_b}{Q_{b-max}} \right)^g \right]} \quad (3.29)$$

em que Q_{b-max} é a capacidade última da ponta da estaca.

Como para o caso das curvas t-z, podemos gerar os modelos linear elasto-plástico e hiperbólico ao substituir $f = 0$, $f = R_f$ e $g = 1$ na equação (3.29), respectivamente.

Tal como acontecia para as curvas de transferência de carga do fuste, o modelo hiperbólico modificado simula uma degradação mais rápida do módulo de distorção do solo quando comparado com os outros dois. O uso do modelo hiperbólico modificado para a curva de transferência de carga da base pode ser feito quando o módulo de distorção para deformações muito pequenas for usado como referência inicial na equação (3.29).

3.3. UNIPILE – O PROGRAMA

3.3.1. GENERALIDADES

Desenvolvido pelos engenheiros Bengt Fellenius e Pierre Goudreault, o programa UniPile 4.0 é um código que permite o dimensionamento de estacas e grupos de estacas de acordo com o ‘método unificado de Fellenius’.

Este programa tem elevadas potencialidades, uma vez que considera vários aspectos referentes à capacidade de carga de uma estaca isolada, ao assentamento de um grupo de estacas, ao atrito lateral e à carga de arrasto.

No âmbito desta dissertação, interessa o facto de o programa permitir simular o comportamento de transferência de carga da estaca correspondente a um ensaio de carga estático, tendo em consideração aspectos da construção e as forças residuais, instaladas aquando da execução da estaca.

A simulação utiliza as resistências calculadas do fuste e da ponta, o que é útil uma vez que se estão a calibrar resultados do ensaio estático. É também possível inserir curvas de transferência de carga por cada camada, sendo o limite máximo de 20 camadas, cada uma com os seus parâmetros de resistência, compressibilidade e variação da pressão neutra.

Quanto aos aspectos de construção, o programa permite analisar estacas de todos os tipos e formas. Cada estaca fica definida pela sua geometria e pelo módulo de elasticidade correspondente ao material.

3.3.2. CURVAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

De modo a simular a curva de carga-assentamento correspondente a um ensaio de carga estático, torna-se necessário introduzir no programa as curvas de transferência de carga ‘t-z’ e ‘q-z’, correspondentes ao fuste e à ponta, respectivamente.

O programa não faz esta distinção, definindo todas as curvas com a notação ‘t-z’. Cabe ao utilizador definir quais as curvas correspondentes ao fuste e a relativa à ponta da estaca.

No entanto, este permite obter as curvas de duas formas distintas:

- Género “função”, por de uma função exponencial
- Género “personalizada”, pela introdução de cinco pontos (definidos pelo utilizador)

As figuras seguintes mostram essas duas formas de introduzir as curvas no programa, correspondendo a notação a) e b) à exponencial e personalizada, respectivamente.

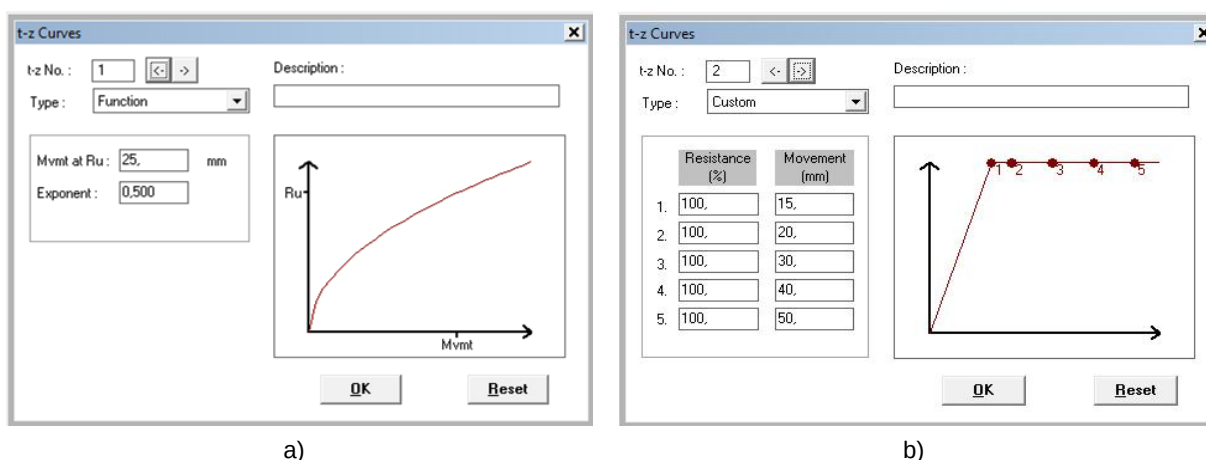


Fig. 3.7 – Tipos de curvas de transferência de carga no programa UniPile: a) Exponencial; b) Personalizada

Cada curva de transferência de carga do tipo exponencial (Figura 3.7 a)) é definida pela razão da resistência mobilizada pela resistência última, como função do movimento. Para tal é necessário introduzir o movimento para o qual a resistência última é mobilizada e um expoente. A equação que rege as curvas deste tipo é:

$$\frac{R_{MOB}}{R_{ULT}} = \left(\frac{\delta_{MOB}}{\delta_{MOB}} \right)^{exp} \quad (3.30)$$

Já nas curvas do tipo personalizado (Figura 3.7 b)) é introduzido para cada um dos cinco pontos a percentagem da resistência mobilizada e o respectivo movimento, permitindo que a resistência mobilizada seja maior que a última.

O UniPile permite definir até 40 curvas de transferência de carga, possibilitando o uso de curvas diferentes para cada camada, tanto para o fuste como para a ponta.

3.3.2. CARGAS RESIDUAIS

Para além de determinar como as cargas residuais implicam na distribuição da transferência de carga em profundidade, é importante estabelecer como é que afecta os registos medidos no decurso dos ensaios.

A sua inserção no programa é sob a forma de uma percentagem da resistência de ponta. Existe portanto uma exigência prévia ao utilizador que é avaliar correctamente qual a magnitude deste tipo de cargas. Da simulação da carga residual, obtêm-se as distribuições representadas na Figura 3.8.

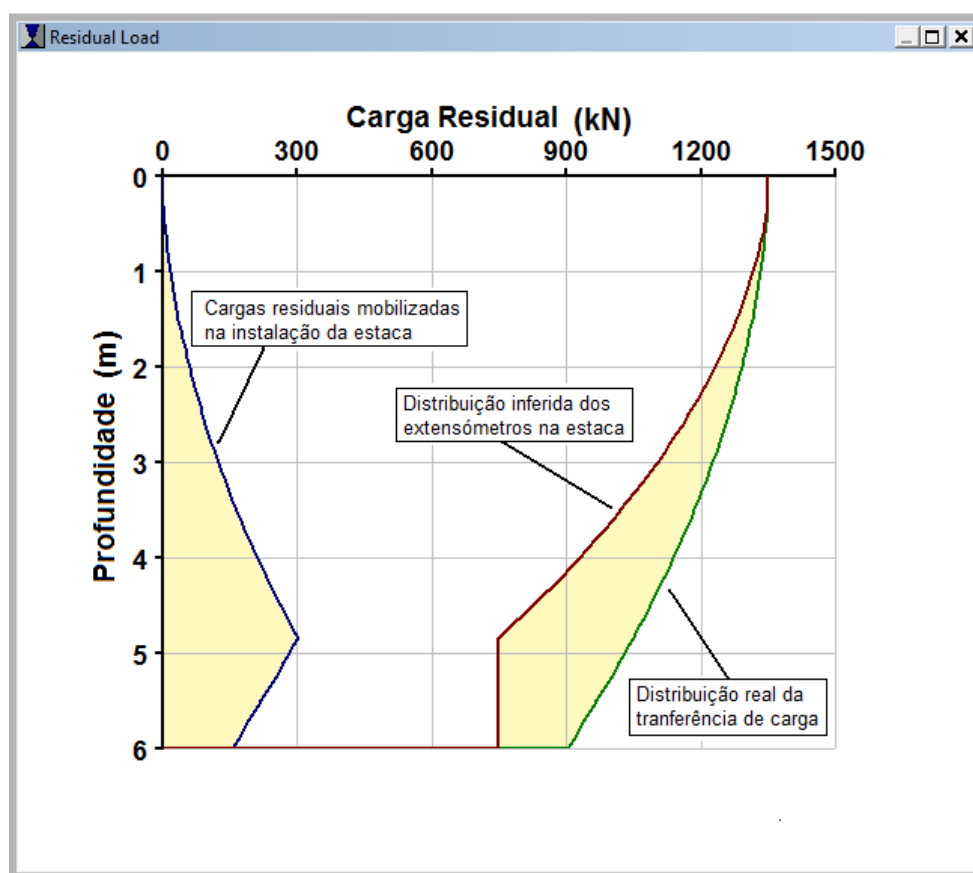


Fig. 3.8 – Simulação das resistências de uma estaca usando o UniPile

Esta distribuição é considerada assumindo o pressuposto de que a resistência lateral ao longo da estaca é totalmente mobilizada na rotura mas que só actua na parte superior da estaca, ou seja, iguala a resistência lateral positiva mobilizada pela carga aplicada no ensaio. Isto leva a que a carga medida nos extensómetros não se altere abaixo do ponto de equilíbrio das cargas residuais, implicando a ausência de resistência lateral nos resultados correspondentes aos medidos através dessa monitorização (falsa resistência nula). Até esse ponto, a carga residual é igual a metade da resistência lateral mobilizada. No entanto, esta situação pode não se verificar em toda a extensão da estaca. Para esses casos Fellenius aconselha a determinar o coeficiente β correspondente à verdadeira distribuição e a simulá-la. A carga residual resulta da diferença entre os resultados dos extensómetros e essa distribuição encontrada. Como este caso não é posto em questão neste trabalho, remete-se a sua pormenorização para o trabalho de Fellenius (2009).

4

CAMPO EXPERIMENTAL FEUP/ISC'2

4.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo visa descrever o Campo Experimental que, em 2003, foi executado na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e que levou à realização do “International Site Characterization 2”, no ano seguinte. Este foi um exercício de previsão de classe A. Para além de se fornecer os aspectos geológicos e geotécnicos do solo, vai referir-se o modo de execução das estacas, as metodologias e resultados dos ensaios que foram relevantes para a execução deste trabalho.

Relativamente aos ensaios, vão ser abordados tanto os “in-situ” e os de laboratório realizados tendo em vista uma abrangente caracterização do local. Deste ensaios vai ser dada especial ênfase aos ensaios mecânicos como o SPT, CPT, DMT e PMT, e aos ensaios de laboratório como os triaxiais, os edométricos e os de coluna ressonante.

A respeito do modo de execução das estacas vão ser abordados os três tipos de estacas que foram estudados: pré-fabricada cravada dinamicamente, moldada utilizando um tubo moldador metálico, posteriormente recuperado e moldada através da técnica do trado contínuo (CFA).

O capítulo encerra com uma descrição dos ensaios estáticos e dinâmicos que foram realizados sobre as estacas, desenvolvendo alguns pormenores relevantes como a sua extracção.

4.2. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DO CAMPO EXPERIMENTAL

“O comportamento de qualquer fundação depende directamente das características geológicas e geotécnicas dos terrenos envolvidos, solo ou rocha, sendo imprescindível a sua caracterização” (Costa Esteves, 2005).

Tendo em conta o referido, este capítulo vai ser dividido em duas partes. O primeiro subcapítulo vai conter informação sobre as características geológico-geotécnicas da região noroeste de Portugal onde se localiza o campo experimental da FEUP (CEFEUP). O segundo descreve melhor as características do CEFEUP. Esta caracterização é essencial pois estes solos têm características muito próprias, o que não permite a sua classificação segundo os critérios da mecânica dos solos clássica.

4.2.1. CARACTERIZAÇÃO DO NOROESTE DE PORTUGAL

Na região do noroeste de Portugal são dominantes os solos residuais do granito. A Figura 4.1 tenta representar isso mesmo ao mostrar a geologia predominante da região do Porto. A espessura destes solos saprólíticos chega a ultrapassar os 20 metros, mas os valores mais comuns situam-se entre os 5 e 10 metros. Devido à sua origem específica, estes apresentam características complexas, que são uma consequência, por um lado, da variabilidade e heterogeneidade a nível macroscópico e, por outro lado, do arranjo espacial e distribuição das partículas. Uma dessas características é o facto de sugerir uma capacidade resistente superior à que possuem realmente aliada à sua meta-estabilidade (Viana da Fonseca, 1996, 2003). Outra reside nas diferenças de deformabilidade (muito variáveis) com o nível de tensão.

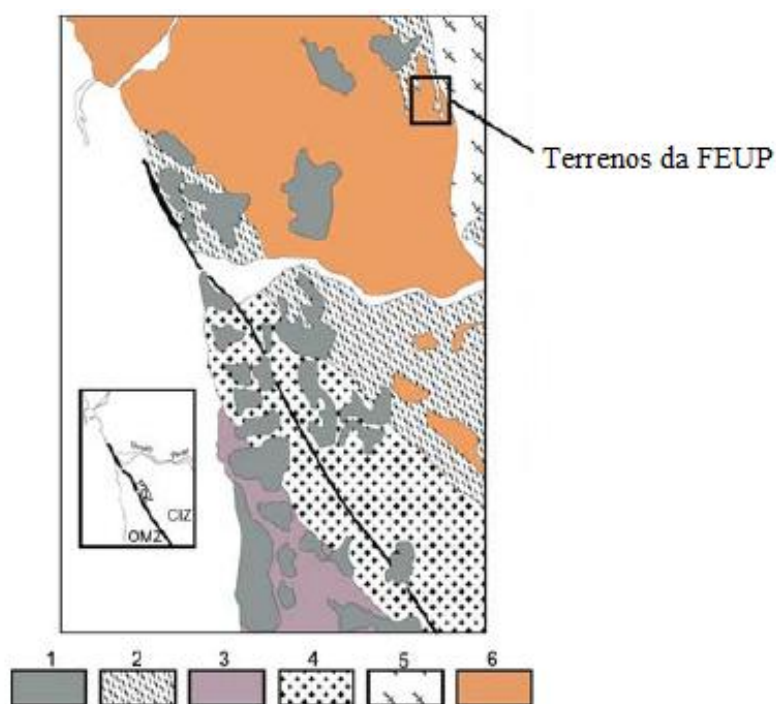


Fig. 4.1 – Carta Geológica Simplificada da cidade do Porto (adaptado de Viana da Fonseca et al., 2006)

“O solo residual é o material resultante da alteração da rocha mãe e que nunca foi transportado do seu local de origem” (Blight, 1997). As principais alterações destes maciços decorreram tanto da precipitação como da temperatura média e da periodicidade de alteração destas variáveis pelo que estes solos se desenvolvem preferencialmente em climas tropicais. Estes solos dependem muito das características herdadas da rocha mãe, principalmente no que respeita à mineralogia, à textura e à estrutura, factores que são determinantes no seu comportamento geotécnico.

O desenvolvimento dos solos residuais no litoral norte de Portugal deve-se à elevada pluviosidade que caracteriza esta região, uma vez que a temperatura é moderada e os gradientes são baixos. Segundo Viana da Fonseca (1996) a alteração da rocha mãe acontece ao nível dos feldspatos que se transformam em argila caulínica em meio ácido, e a mica preta e os minerais ferromagnesianos que se transformam mais rápida ou lentamente em argilas misturadas com óxido de ferro.

Este tipo de solo apresenta uma granulometria muito extensa, em que a fracção areia é predominante e a fracção argila não vai para além dos 10%, pelo que é bastante reduzida. Para além da grande

variação das dimensões das partículas é normal haver também grandes variações da forma das mesmas, do índice de vazios, produtos da meteorização, etc. Isto faz com que a caracterização do solo aplicando os critérios usuais da mecânica dos solos clássica seja extremamente difícil.

Esta tarefa torna-se ainda mais difícil pois “parâmetros como os índices de compactação, índices de liquidez e consistência, a percentagem de argila, extremamente informativos acerca de tendências de comportamento dos solos sedimentares, são-no muito menos, ou mesmo nada, para os solos residuais” (Viana da Fonseca et al., 1994).

Assim, classificar os solos residuais “como solos argilosos, siltosos ou arenosos ou ainda em solos moles, rijos ou rochas brandas, não integra factores indicadores do seu comportamento mecânico espectável, como sejam a macro ou microfábrica e a estrutura interparticular mais ou menos cimentada. Uma classificação mais envolvente terá que incluir a descrição do perfil de alteração e aspectos químicos, mineralógicos e físicos dos materiais presentes, procurando ainda dar indicações preliminares quanto à sua resistência-consistência” (Viana da Fonseca, 1996).

Torna-se assim necessário realizar uma campanha extensa de ensaios de maneira a permitir definir os parâmetros de resistência e deformabilidade do solo com confiança.

4.2.2. CARACTERIZAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL DA FEUP (ISC'2)

O campo experimental, como já foi referido, foi desenvolvido nos terrenos da Faculdade de Engenharia do Porto. A figura seguinte para além de mostrar isso mesmo fornece uma caracterização geológico-geotécnica mais detalhada da área.

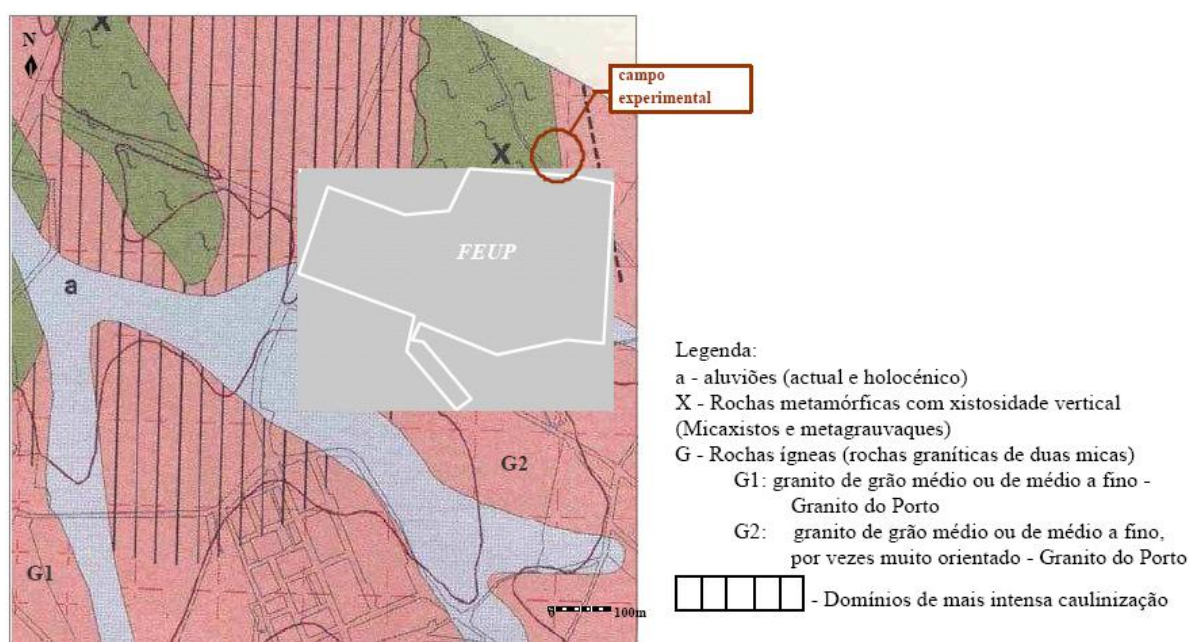


Fig. 4.2 – Localização e caracterização Geológica do Campo Experimental (Viana da Fonseca et al., 2006)

Ao observar-se a Figura 4.2, pode verificar-se que as formações rochosas são predominantemente ígneas, mais precisamente granito. Este granito, identificado como “Granito do Porto”, tem uma granulometria média ou média a fina cuja orientação é, muitas vezes, elevada devido a haver uma actividade tectónica regional elevada e muito irregular.

“O perfil do subsolo do Campo Experimental é constituído por solo saprolítico (solo residual jovem), apresentando uma camada superficial de aproximadamente 1,5 a 2 metros de espessura, constituída por areia média a fina com grau de alteração W5-W6, seguida de uma camada com aproximadamente 13 metros de solo residual de areia média a fina (solo saprolítico estruturado do granito) com grau de alteração W5. Entre as profundidades 15 e 20,5 metros encontra-se um granito de grão médio muito alterado (W5-W4), localizando-se o firme rochoso (rocha alterada) aproximadamente aos 20,5 metros. O nível freático varia sazonalmente entre os 8,5 e os 11,5 metros” (Costa Esteves, 2005). Tendo em conta o referido é apresentado, na próxima figura, um perfil tipo do solo.

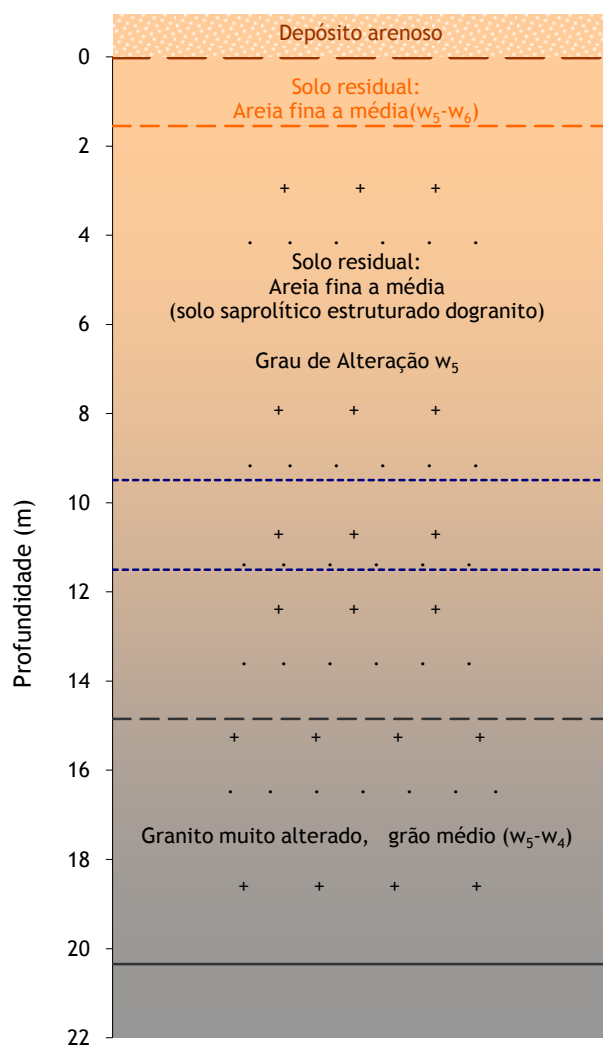


Fig. 4.3 – Perfil Geotécnico (Viana da Fonseca et al., 2006)

De maneira a definir as características geotécnicas do local, foi realizada um vasto acervo de ensaios *in-situ* e laboratório. Relativamente aos ensaios geofísicos que decorreram no local pode distinguir-se aqueles que recorrem a furos (cross-hole e down-hole) e a métodos de superfície, como é o caso dos ensaios de refração sísmica, de reflexão e GPR (*Ground Probing Radar*), bem como ensaios mecânicos como os SPT, CPT(u), DMT, PMT, entre outros. Quanto aos ensaios de laboratório, foram realizados ensaios triaxiais CK₀D, compressão com medição de velocidades de ondas S e P (sísmicas), em extensão, em coluna ressonante e edométricos. É de referir que as amostras foram recolhidas em

amostradores duplos com bisel cortante otimizado e *liners* de PVC, o que permitiu que fossem de muito boa qualidade podendo até ser consideradas como indeformadas. Mais informação sobre os ensaios pode ser encontrada em Ferreira (2002), Viana da Fonseca et al. (2004 e 2006) Os resultados mais relevantes para este trabalho vão ser expostos nas próximas subsecções.

A Figura 4.4, apresentada na próxima pagina, representa a planta do Campo Experimental com a localização relativa das estacas e dos ensaios realizados *in-situ*.

4.3. ENSAIOS *IN-SITU*

A extensa utilização ao longo do tempo e a constante normalização dos procedimentos a usar, conduziram a uma vasta experiencia na interpretação dos resultados dos ensaios *in-situ*. Este aspecto levou a que as correlações encontradas entre os resultados e os parâmetros que definem o solo sejam cada vez mais fiáveis. Assim, a utilização destes ensaios é, na maior parte das vezes, a forma mais eficaz para a determinação dos parâmetros que definem o solo.

Nas próximas secções vão ser descritos, de forma sucinta, os ensaios *in-situ* que directa ou indirectamente contribuíram para o estudo dos parâmetros que definem as curvas de transferência de carga, apresentando os resultados obtidos.

4.3.1. SPT (*STANDARD PENETRATION TEST*)

O SPT é um dos ensaios mais utilizado em obras de engenharia devido à sua extrema divulgação e universalidade como mais expedito de avaliação das características dos terrenos.

No campo experimental foram realizados quatro destes ensaios com um passo de 1,5 metros até se atingir a “nega” ($N_{60} > 60$), tendo este sido confirmada em 5 metros adicionais. Os resultados do ensaio correspondem a uma energia efectiva de 60% da teórica e são apresentados na Figura 4.5. Este ensaio permitiu também obter uma amostragem contínua e integral dos maciços atravessados. Na mesma figura foram colocadas as fotos tiradas às amostras obtidas a partir do furo S3.

Da análise dos dados recolhidos neste ensaio, evidencia-se o perfil do solo obtido e já representado na Figura 4.3. “Apesar da variabilidade espacial natural da estrutura destes solos residuais devido a herança preservada das diáclases é evidente um perfil bastante homogéneo em termos geotécnicos.” (Viana da Fonseca et al., 2006).

4.3.2. CPT(U) (*PIEZOCONE PENETRATION TEST*)

Os ensaios CPT(U) são, hoje em dia, considerados como de grande relevância e utilidade para a prospecção geotécnica dos maciços penetráveis estaticamente. A partir dos resultados deste ensaio pode ser feita a determinação estratigráfica de perfis de solos, a determinação de propriedades dos materiais menos compactos no caso dos solos granulares e menos consistentes no caso de solos finos, particularmente em depósitos de argilas moles, e a previsão da capacidade de carga de fundações.

Neste ensaio há uma leitura praticamente continua (classicamente de 2 cm, mas que neste atingiu poucos milímetros) dos seguintes valores:

- Resistência de ponta (q_c)
- Resistência lateral (f_s)
- Pressão neutra ou intersticial (u_2)

Durante a campanha foram realizados 9 ensaios CPT(u). Destes, 5 foram efectuados antes da execução das estacas (CPT1, CPT2, CPT3, CPT4 e CPT6) e os restantes depois da execução das mesmas (CPT5, CPT7, CPT8 e CPT9). Destes ensaios apenas 5 atingiram a profundidade da estaca (6 metros), dos quais 3 foram realizados antes da realização das estacas (CPT3, CPT4, CPT6) e 2 depois (CPT5 e CPT8).

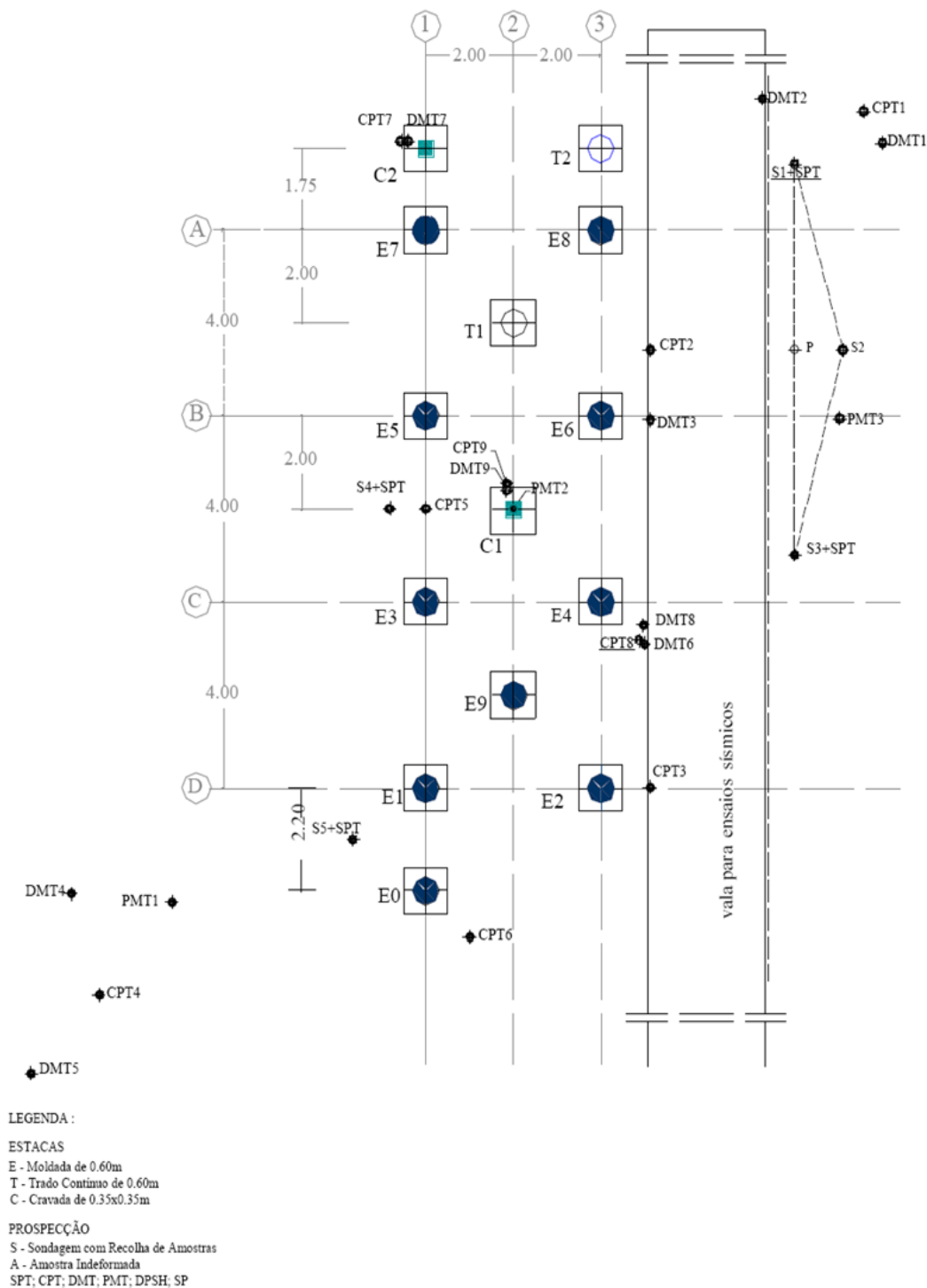


Fig. 4.4 – Planta do Campo Experimental (Viana da Fonseca et al., 2004)

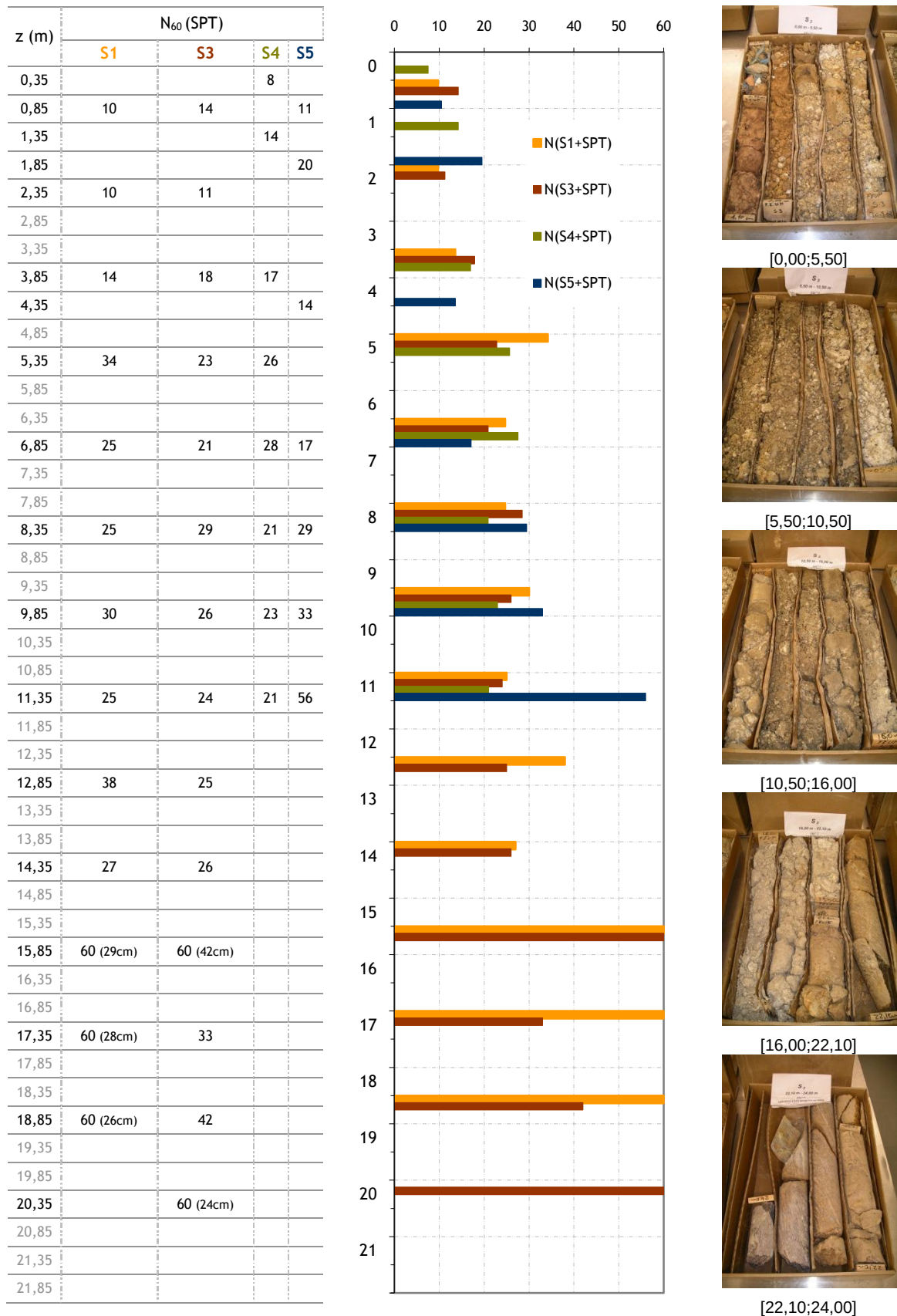


Fig. 4.5 – Resultados do SPT e fotos das amostras do furo S3 (adaptado de Viana da Fonseca et al., 2006)

Depois de obtidos, verificou-se a necessidade de corrigir os valores da resistência de ponta (q_c) e da resistência lateral (f_s) por causa da presença de anéis de filtro, que ocupam um espaço anelar na base da ponteira cónica. A rectificação dos valores obtidos no ensaio tendo em conta as pressões neutras geradas neste, faz-se através das expressões (4.1) e (4.2). A expressão (4.3) representa o factor de rugosidade ou a razão atrito e não é mais dos que a razão entre os dois valores corrigidos. Mais informação sobre este assunto pode ser encontrada em Lunne et al. (1997).

$$q_t = q_c + (1 - a) \cdot u_2 \quad (4.1)$$

$$f_t = f_c + \frac{u_2 \cdot A_{sb}}{A_l} + \frac{u_2 \cdot A_{st}}{A_l} \quad (4.2)$$

$$R_t = \frac{f_t}{q_t} \cdot 100 \quad (4.3)$$

Os resultados corrigidos destes ensaios são apresentados nas Figuras 4.6 a) e 4.6 b) para antes e depois da execução das estacas respectivamente.

4.3.3. PMT (ENSAIO PRESSIOMÉTRICO)

O ensaio pressiométrico é um ensaio in-situ de extrema utilidade pois permite avaliar o comportamento de tensão-deformação do solo em estudo. Luís Ménard definiu este ensaio como, e passo a citar, “um elemento de forma cilíndrica projectado para aplicar uma pressão uniforme nas paredes de um furo de sondagem, através de uma membrana flexível, promovendo a consequente expansão de uma cavidade cilíndrica na massa de solo” (Ménard, 1975).

No campo experimental foi realizado o ensaio pressiométrico tipo Ménard (MPM) que se enquadra na categoria dos pressiómetros em perfuração. Esta técnica, apesar de simples, exige que sejam tomadas precauções no processo de perfuração com o objectivo de não perturbar o solo.

Para caracterizar o solo residual do granito foram feitos 3 furos de sondagem para a realização deste ensaio (PMT1, PMT2, PMT3) antes da realização das estacas. Cada ensaio foi realizado 3 vezes as profundidades de 3, 6 e 9 metros. A Figura 4.7 mostra as curvas de tensão-deformação obtidas no ensaio, o modulo pressiométrico, a pressão limite e a pressão de fluência.

4.3.4. CROSS-HOLE E DOWN-HOLE

Os ensaios *cross-hole* e *down-hole*, através da indução de vibrações no solo, permitem determinar as velocidades de ondas de compressão (P) e de corte (S) nas diferentes camadas para as condições naturais de humidade e confinamento. Destes resultados é possível caracterizar as propriedades dinâmicas do solo (e.g. coeficiente de *Poisson*), obter uma estratificação do solo ou determinar o módulo de distorção.

Ao analisar a Figura 4.8 pode-se constatar que os valores de V_s , correspondente às ondas de corte, não têm uma variação abrupta, aumentando ligeiramente com a profundidade. Já nas ondas P, existe uma variação rápida entre os 11 e os 13 metros de profundidade. Este efeito deve-se ao facto de o nível freático se encontrar à essa profundidade, havendo assim uma transição de um maciço não saturado para um saturado, ao qual correspondem valores da ordem dos 1500 m/s.

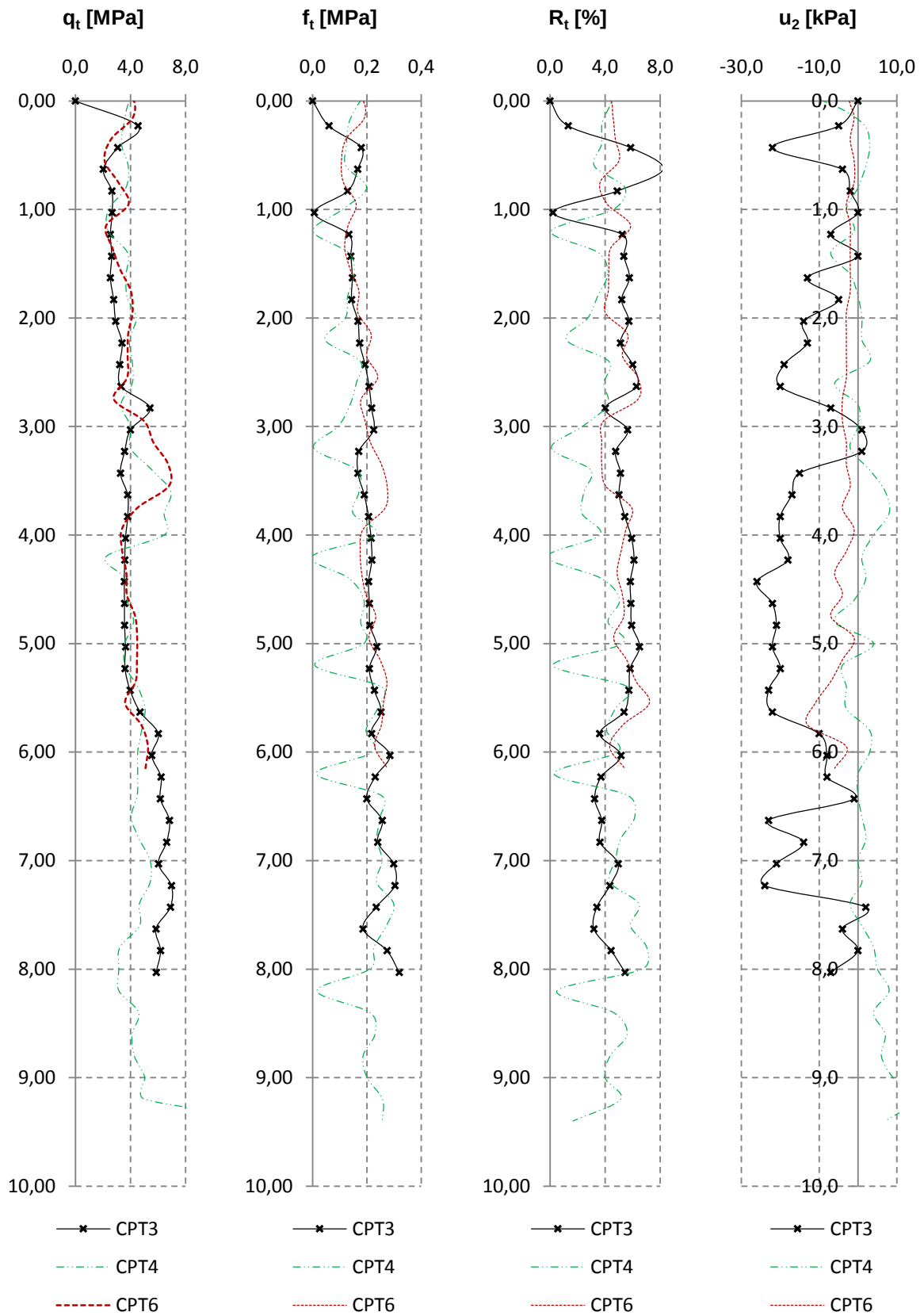


Fig. 4.6 a) – Resultados corrigidos do ensaio CPT(u) antes da realização das estacas

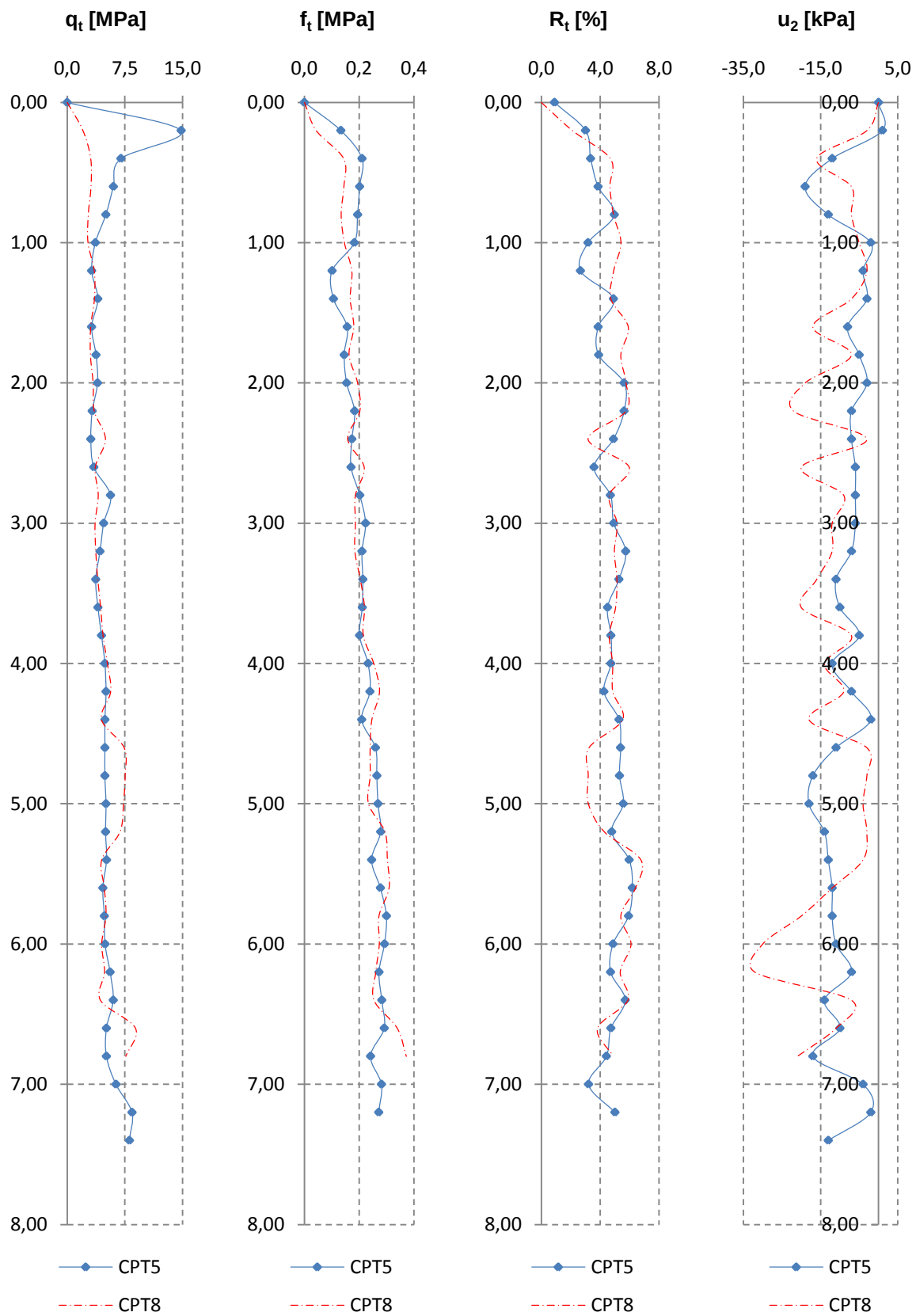


Fig. 4.6 b) – Resultados corrigidos do ensaio CPT(u) depois da realização das estacas

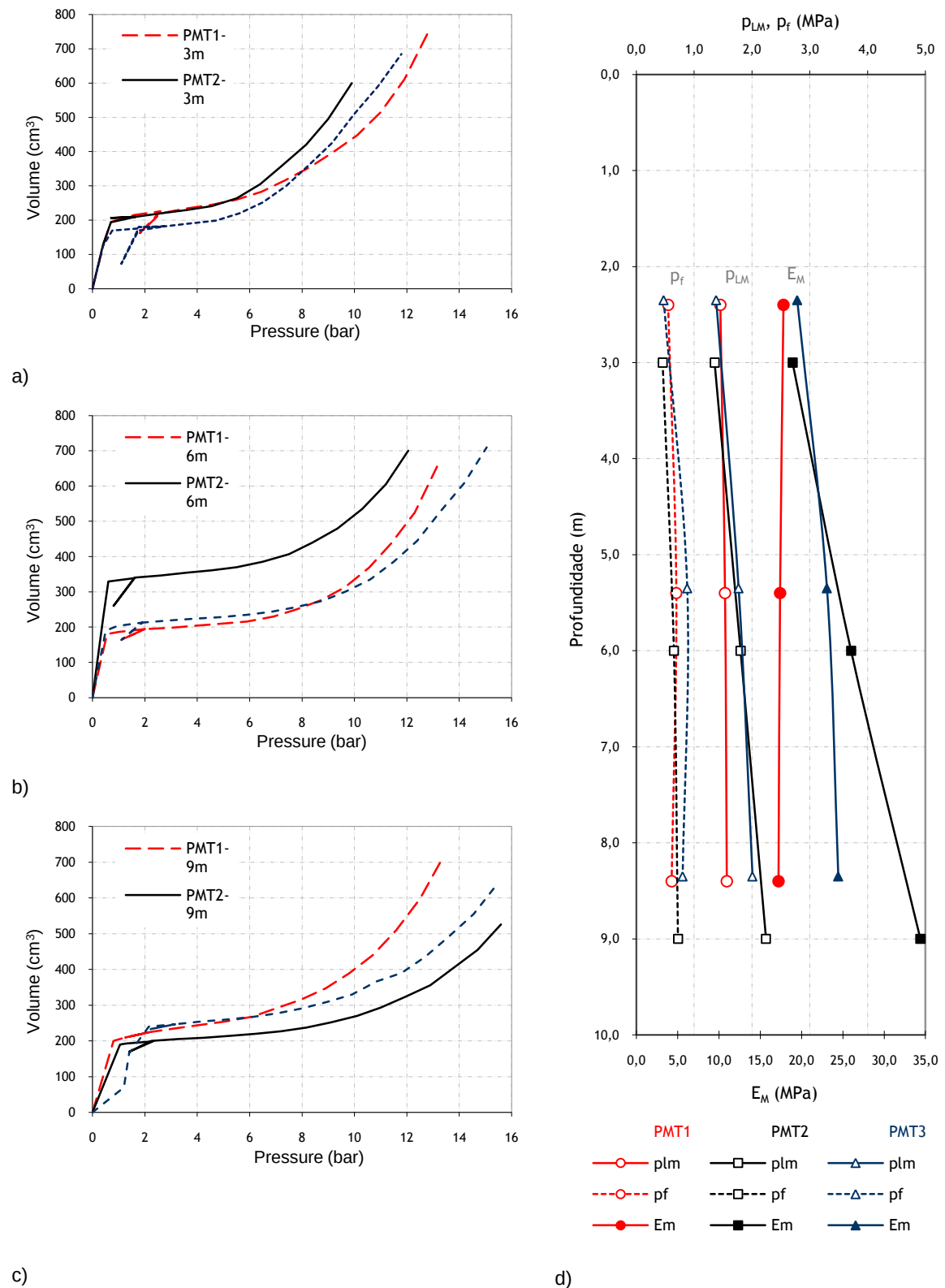


Fig. 4.7 – Curvas pressão vs volume: a) 3 metros de profundidade; b) 6 metros de profundidade; c) 9 metros profundidade; d) Módulo pressiométrico vs profundidade e pressão limite e pressão de fluência vs profundidade. (adaptado de Costa Esteves, 2005)

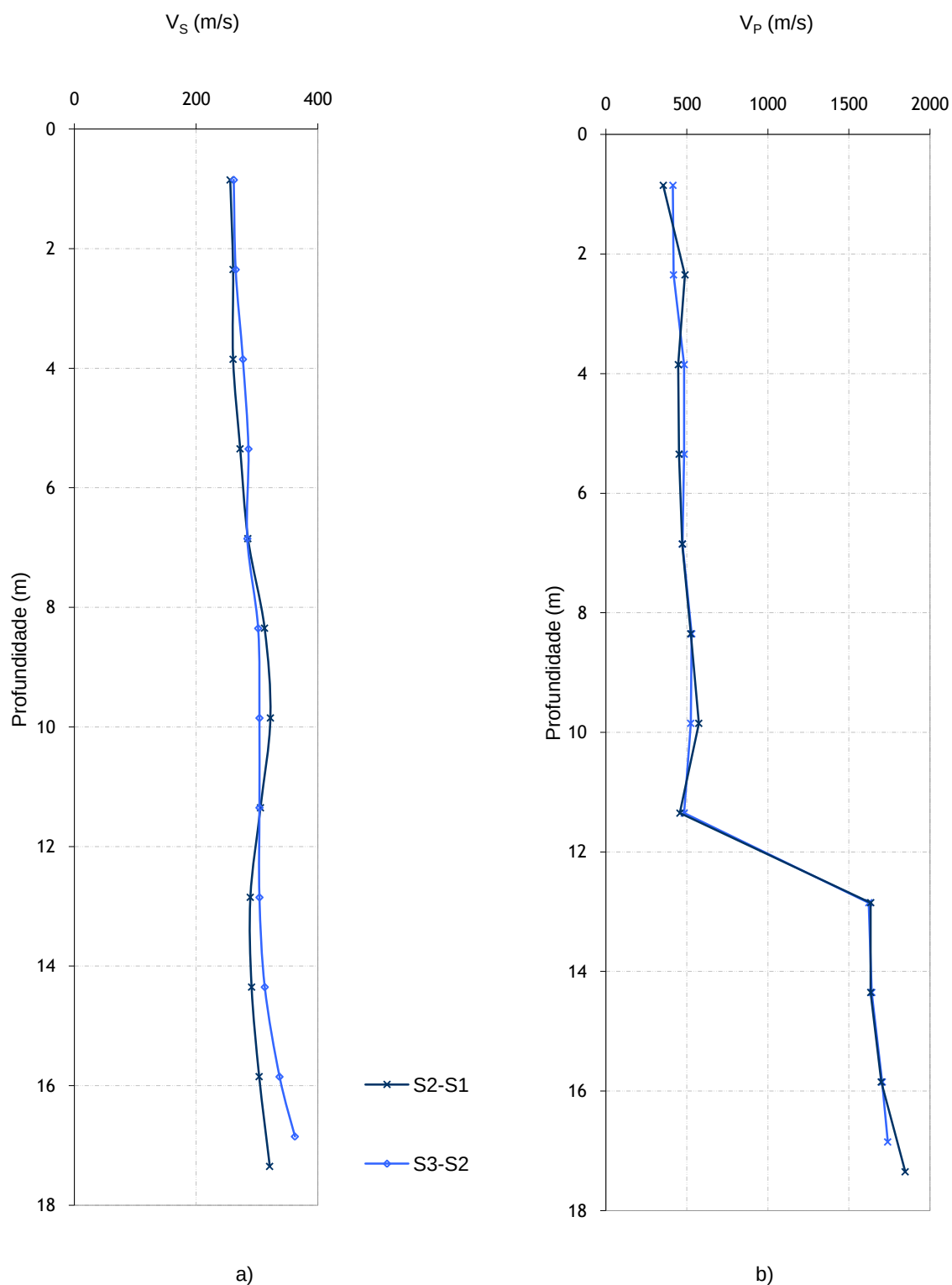


Fig. 4.8 – Valores obtidos nos ensaios *Cross-hole*: a) Ondas "S"; b) Ondas "P"
(adaptado de Costa Esteves, 2005)

4.4. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

À semelhança do que já foi apresentado por Costa Esteves (2005) e Viana da Fonseca et al. (2006), este subcapítulo vai fazer referência aos ensaios de laboratório que foram realizados nas amostras retiradas que, como já foi referido, tinham uma qualidade excepcional.

Assim procedeu-se à realização de:

- 8 ensaios triaxiais anisotrópicos drenados (CK0D), dos quais 6 foram em compressão (com medição das ondas sísmicas de corte e compressão) e 2 em extensão (com medição das deformações);
- 2 ensaios triaxiais isotrópicos drenados (CID)
- 2 ensaios em coluna ressonante;
- 1 ensaio edométrico.

Nas amostras recolhidas procedeu-se, de um modo geral, à determinação do fuso granulométrico, do índice de vazios, do teor em água, dos limites de consistência e do peso volúmico das partículas sólidas. Nos Quadros 4.1 e 4.2 apresenta-se isso mesmo. Na Figura 4.9 mostra-se as curvas granulométricas obtidas para as amostras recolhidas no furo de sondagem S2.

Ao analisar estes resultados pode verificar-se que, tal como já tinha sido referido em 4.2.1., as partículas da dimensão argila não vão além dos 10%, a fracção areia é predominante e há uma uniformidade dos resultados em profundidade. Os intervalos correspondentes aos parâmetros permitem classificar este solo entre os grupos “SM” (areias siltosas) e “SM-SC” (areias siltosas-argilosas) pela Classificação Unificada (ASTM D2487-85, 1989).

Quadro 4.1 – Identificação das amostras (adaptado de Costa Esteves, 2005)

Furo de sondagem	Amostra	Prof. (m)	Ensaio	Ensaio sísmico	σ'_c (kPa)	σ'_{cv} (kPa)	σ'_{ch} (kPa)
S2	S2/1 (c)	3,2	Triaxial de compressão ⁽²⁾	BE	---	60	30
	S2/2 (e)	3,5	Triaxial de extensão ⁽³⁾	---	---	60	30
	S2/3 (c)	4,0	Triaxial de compressão ⁽²⁾	BE	---	90	45
	S2/4 (e)	4,4	Triaxial de extensão ⁽³⁾	---	---	80	40
	S2/5 (c)	5,5	Triaxial de compressão ⁽²⁾	BE	---	100	50
	S2/6 (c)	7,0	Triaxial de compressão ⁽²⁾	BE	---	140	70
S ⁽¹⁾	S/2	9,0	Triaxial de compressão ⁽⁴⁾	---	90	---	---
	S/3	15,0	Triaxial de compressão ⁽⁴⁾	---	135	---	---
S5	S5/1	4,0	Coluna ressonante	RC	---	80	40
	S5/2	6,3	Edométrico	---	---	---	---
	S5/3	8,0	Coluna ressonante	RC	---	160	80

⁽¹⁾ Furo de sondagem não identificado e realizados posteriormente

⁽²⁾ CK₀ (= 0,5)D sobre tensão controlada: $\sigma'_v \ll \sigma'_h = \text{constante}$

⁽³⁾ CK₀ (= 0,5)D sobre tensão controlada: $\sigma'_h \gg \sigma'_v = \text{constante}$

⁽⁴⁾ K₀ = 1,0

BE – ensaio triaxial em bender elements; RC - coluna ressonante

Quadro 4.2 – Propriedades das amostras ensaiadas (adaptado de Costa Esteves, 2005)

Furo de Sondagem	Amostra	γ (kN/m ³)	W (%)	e	S (%)	w _L (%)	w _p (%)	<2 μ m (%)	<#200 ⁽²⁾ (%)	<#10 ⁽²⁾ (%)	G ⁽³⁾
S2	S2/1 (c)	18,2	16,3	0,716	62	32	27	5,3	38,5	85,0	2,74
	S2/2 (e)	16,6	18,8	0,925	56	---	---	---	---	---	---
	S2/3 (c)	18,4	16,2	0,748	61	44	27	9,5	47,2	74,4	2,82
	S2/4 (e)	18,4	21,7	0,830	74	---	---	---	---	---	---
	S2/5 (c)	19,0	22,5	0,709	86	NP	NP	7,7	41,2	82,5	2,70
	S2/6 (c)	19,0	20,2	0,676	81	NP	NP	3,3	40,7	86,9	2,70
S ⁽¹⁾	S/2	15,5	19,4	---	---	---	---	---	---	---	---
	S/3	18,2	19,8	0,650	82	---	---	---	---	---	---
S5	S5/1	20,0	13,8	0,505	74	---	---	---	---	---	---
	S5/2	17,8	22,1	0,818	73	---	---	---	---	---	---
	S5/3	19,0	19,7	0,663	80	---	---	---	---	---	---

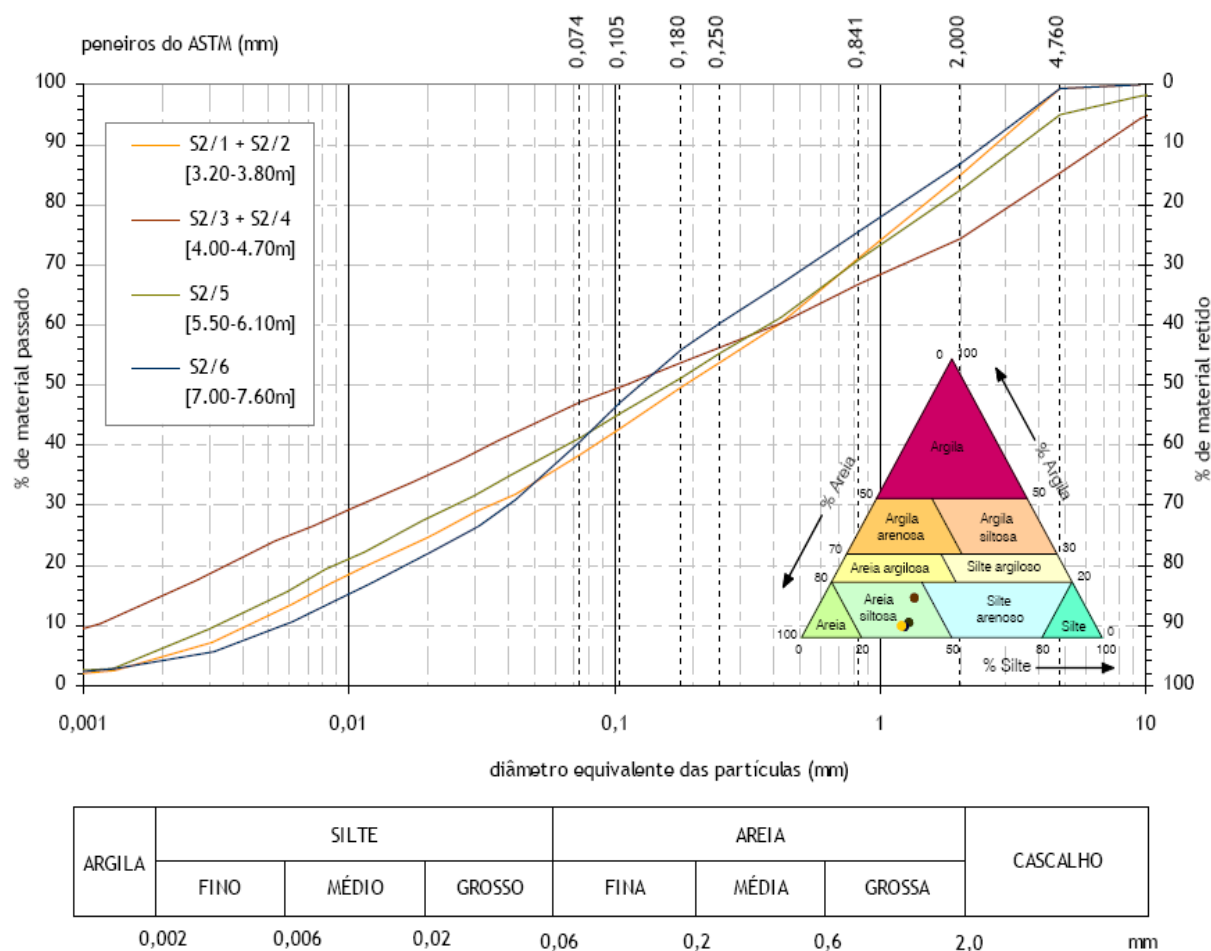
⁽¹⁾ Furo de sondagem não identificado⁽²⁾ Série ASTM⁽³⁾ Referente à densidade das partículas sólidas

Fig. 4.9 – Curvas granulométricas (Sousa, 2005)

4.5. ESTACAS (EXECUÇÃO E CARACTERÍSTICAS)

No decorrer deste programa de investigação foram executadas 14 estacas, recorrendo a três metodologias diferentes com o objectivo de serem testadas e assim recolher informações sobre os tipos de estacas mais utilizados em Portugal. Destas estacas, 2 foram pré-fabricadas e cravadas, 10 foram moldadas com recurso a um tubo moldador metálico, recuperado progressivamente no decurso da betonagem, e 2 foram moldadas recorrendo à técnica do trado contínuo ou CFA (Continuous Flight Auger).

As estacas cravadas (C1 e C2), moldadas (E0 e E9) e de trado contínuo (T1 e T2), que foram sujeitas a ensaios de carga, atingiram uma profundidade de 6 metros úteis no terreno saprolítico. As restantes estacas, que são moldadas (E1 a E8), foram prologadas até atingir o firme e foram encastradas neste. Estas foram projectadas para resistir à tracção uma vez que iriam ser solicitadas dessa forma pela estrutura de reacção. O maciço rochoso de maior resistência encontra-se sensivelmente a 22 metros de profundidade, o que impôs o comprimento das estacas, e é composto por rocha do complexo xisto-grauváquico.

Resumidamente, no quadro seguinte apresentam-se as características tanto das estacas como dos materiais utilizados no seu fabrico.

Quadro 4.3 – Características das estacas (adaptado de Costa Esteves, 2005)

Função das estacas ⁽¹⁾	Sigla	Tipologia	Secção (mm)	L (m)	Armadura longitudinal	Armadura transversal	f_{ck} ⁽³⁾ (MPa)	f_{cm} ⁽³⁾ (MPa)
Reacção (tracção)	E1 a E8	moldada	circular ($\phi 600$)	<12	A500 12 $\phi 25$	$\phi 12/0.10$	27,7	30,9
				> 12	A500 6 $\phi 25$	$\phi 12/0.20$		
				< 22				
Compressão Estática	E9	moldada	circular ($\phi 600$)	6	A500 12 $\phi 25$	$\phi 12/0.10$	27,7	30,9
Compressão estática e dinâmica	C1, C2	cravada	quadrada (350x350)	6	A400 8 $\phi 16$	A235 $\phi 8/0.16$ ⁽²⁾	45,0	48,0
Compressão estática e dinâmica	T1, T2	trado contínuo	circular ($\phi 600$)	6	A500 12 $\phi 25$	$\phi 10/0.10$	44,0	52,6

⁽¹⁾ Apenas as relacionadas com o estudo do comportamento ao carregamento axial

⁽²⁾ Extremos reforçados (passo de 8 cm)

⁽³⁾ Estacas moldadas - provetes cúbicos (obtidos na betonagem)

Estacas CFA - provetes cilíndricos (obtidos por carotagem)

Estacas cravadas - fornecidos pelo fabricante

4.5.1. ESTACAS PRÉ-FABRICADAS CRAVADAS

Este tipo de estaca é “a solução mais apropriada quando importantes camadas de solos de fraca resistência se sobrepõem aos estratos escolhidos para fundação” (Nogueira Simões, 2004). No caso

dos solos sapróliticos com um elevado grau de meteorização (W5) revelou ser uma solução bastante adequada pois o processo de cravação foi realizado com muita facilidade.

As grandes vantagens da utilização deste sistema residem na possibilidade de haver inspeção do material antes da cravação, melhoria da compacidade da camada granular da fundação e velocidade de execução.

No entanto também apresenta restrições na sua aplicação como a limitação das dimensões e as vibrações moderadas induzidas no solo (impeditivas em meios urbanos).

Para a aplicação desta solução no campo experimental, a empresa Sopecate – Sociedade de Pesquisas, Captações de Água e Transportes, S.A forneceu e cravou as estacas. O processo de cravação dinâmica realizou-se por percussão com martelo de queda livre. O comprimento da estaca (6 metros) permitiu o controlo da profundidade de cravação e a verticalidade controlada por meio de um nível. As cabeças das estacas, durante o processo de cravação, foram protegidas com elmos dotados de tacos de madeira. Depois de cravada, procedeu-se ao corte do betão da cabeça da estaca de modo a que as armaduras de amarração ao maciço de encabeçamento ficassem acessíveis.

As estacas cravadas podem ser identificadas na planta do campo experimental (Figura 4.4) como C1 e C2. As suas características são descritas no Quadro 4.3. Na próxima figura mostra-se a fase inicial e final dos trabalhos.



a)



b)

Fig. 4.10 – Execução da estaca cravada: a) equipamento e estacas; b) Cravação da estaca

4.5.2. ESTACAS MOLDADAS COM TUBO RECUPERADO

As estacas moldadas são o tipo de estaca mais usado em Portugal, como consequência deste método construtivo, as alterações do estado de tensão do solo são muito ligeiras, pelo que provocam deslocamentos muito reduzidos no terreno. Esta é, alias, uma das grandes vantagens da utilização desta metodologia. As ligeiras alterações impostas estado natural do terreno são resultantes da cravação estática do tubo moldador metálico. A utilização do tubo moldador permite a sua execução em solos sem coesão ou submersos, pois o furo permanece estável. Este método permite também a realização de estacas com grande comprimento e a análise do solo retirado. Esta última é

particularmente útil uma vez que torna possível a comparação entre o solo encontrado e o que foi considerado na fase de projecto, advindo da campanha de prospecção e caracterização.

A execução das estacas moldadas com recurso a tubo moldador metálico recuperável ficou a cargo da empresa Mota-Engil S.A. Para a sua colocação no terreno, foi feito um furo recorrendo a um trado com 600 mm de diâmetro. A cravação da camisa metálica foi feita juntamente com a escavação, levando até um ligeiro avanço relativamente ao terreno que ia sendo extraído. Depois de se atingir a profundidade requerida procedeu-se à limpeza do furo e à colocação da armadura que já tinha sido montada previamente. Seguidamente foi feita a betonagem com recurso a um tubo tipo *Tremi* desde o fundo até à superfície o que permitiu manter a continuidade do betão na estaca. À medida que a betonagem ia sendo feita, ia sendo retirado o tubo metálico. A aplicação de rotações para a sua retirada influenciou a textura final da superfície. O processo construtivo é representado na Figura 4.11.

As estacas moldadas podem ser identificadas na planta do campo experimental (Figura 4.4) pela sigla E, cuja numeração vai de 0 até 9. Destas estacas apenas se precedeu a ensaios de carga axial na estaca E9. A estaca E0 foi testada horizontalmente e as restantes serviram como estacas de reacção.



Fig. 4.11 – Execução das estacas moldadas: a) Trado e limpadeira; b) Colocação da instrumentação; c) Colocação da armadura; d) Betonagem

4.5.3. ESTACAS CFA (TRADO CONTÍNUO)

As estacas moldadas com recurso à técnica do trado contínuo têm sido uma alternativa vantajosa nas obras de média e grande envergadura e são, neste momento, as mais utilizadas em solos residuais do granito na região norte de Portugal, onde predominam.

Este tipo de estaca, para além de aproveitar as vantagens da furação por rotação (elevado rendimento e ausência de vibrações), assegura a eliminação dos riscos de construção ao estabilizar as paredes do furo através do próprio trado. Estas características tornam a metodologia num meio económico, rápido, versátil e capaz de minimizar os impactos na envolvente, quando comparado com o método descrito em 4.5.2.

A execução das estacas moldadas com recurso a trado contínuo ficou a cargo da empresa Teixeira Duarte – Engenharia e Construções S.A. Com um equipamento de furação à rotação, equipado com um trado de hélice contínuo, rasgou-se o terreno sem que houve-se a remoção do solo. Depois de atingida a profundidade previamente determinada (6 metros) iniciou-se a bombagem de betão a altas pressões (60 bar na central) juntamente com a remoção do trado. A injeção de betão no furo é feita até que o volume deste seja totalmente preenchido. A extracção do trado é feita sem rotação e com a ajuda da pressão gerada no fundo, o que leva a que a rugosidade lateral provocada pela introdução do trado seja parcialmente perdida, até porque há sempre pequenos movimentos de rotação em sentidos inversos, o que auxilia a retirada do trado. Realizada a betonagem do furo, foi introduzida a armadura que desce por gravidade, auxiliada por um vibrador, com o betão ainda fresco.

As estacas CFA podem ser identificadas na planta do campo experimental (Figura 4.4) pelas siglas T1 e T2. Apenas a estaca T1 foi objecto do ensaio de carga vertical. A estaca T2 foi testada horizontalmente. As características relativamente ao aço usado nas armaduras e ao betão ensaiado encontram-se no Quadro 4.3. A próxima figura apresenta algumas fotos retiradas na altura em que foram executadas as estacas e tentam mostrar a sequência construtiva deste processo.

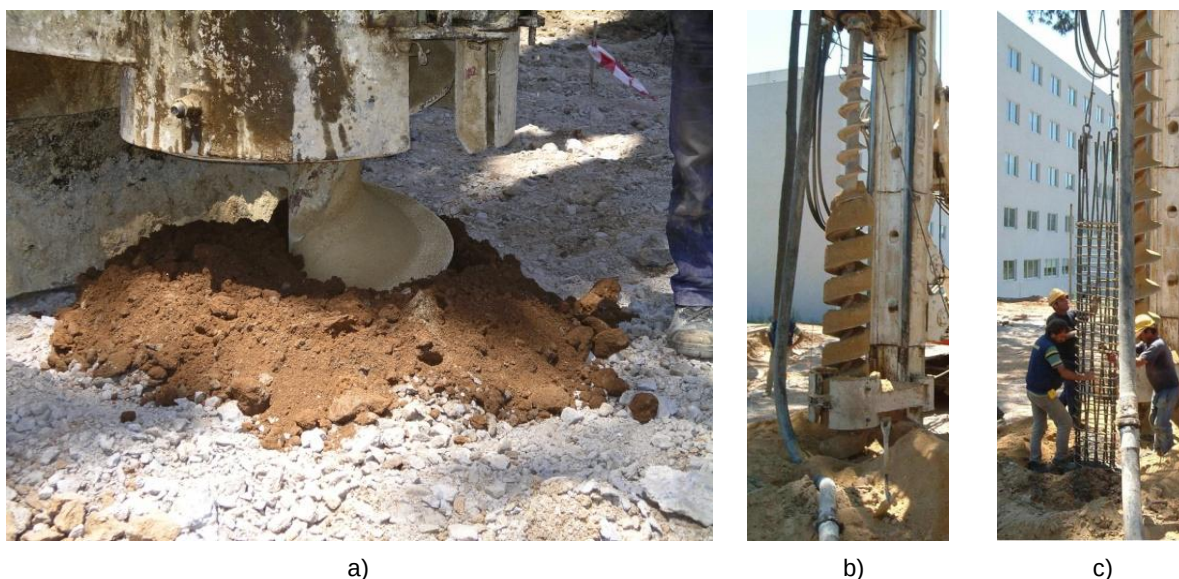


Fig. 4.12 – Execução das estacas CFA: a) penetração do trado no terreno; b) extracção do trado com bombagem do betão; c) Colocação da armadura por gravidade

4.6. ENSAIOS DE CARGA AXIAL ESTÁTICOS

De todas as estacas construídas no campo experimental apenas as estacas C1, E9 e T1 foram submetidas a ensaios de carga verticais de compressão permitindo estimar para cada uma delas:

- O comportamento carga-deslocamento;
- A capacidade de carga última.

Este tipo de ensaio consiste na aplicação de cargas estáticas por patamares. Cada patamar tem uma duração pré-definida e corresponde a uma carga estática que é crescente ao longo do ensaio. Ao mesmo tempo que as cargas estão a ser aplicadas, são registados os deslocamentos que ocorrem na estaca.

Entre a execução das estacas e a realização destes ensaios decorreu o tempo considerado suficiente para que houvesse tanto uma estabilização das características mecânicas como a mobilização da resistência do betão nas estacas moldadas.

Para tal foi montada uma estrutura de reacção e um sistema de aplicação da carga, descritos no próximo ponto. Seguidamente vai referenciar-se a instrumentação utilizada para a medição dos deslocamentos e das cargas aplicadas (4.5.2), essencial para perceber as leituras efectuadas. No ponto 4.5.3 vai descrever-se o plano de carga utilizado e os escalões de tempo que foram implementados, bem como fazer uma breve referência às recomendações de alguns comités de normalização.

4.6.1. ESTRUTURA DE REACÇÃO E SISTEMA DE APLICAÇÃO DE CARGA

A realização dos ensaios de carga axial estáticos obrigam à construção de uma estrutura de reacção capaz de suportar as cargas que vão ser aplicadas às estacas.

Para que tal fosse possível houve necessidade de colocar no terreno 8 estacas que permitissem um comportamento adequado à tracção. As estacas E1 a E8, que tinham sido encastradas no firme com esse propósito, serviram como ligação entre a estrutura e o terreno.

A estrutura de reacção foi dimensionada e executada pela empresa Teixeira Duarte S.A. e consistiu numa construção metálica composta por três vigas em forma de H. A viga de apoio aos macacos hidráulicos (central), constituída por dois perfis HEB800 reforçados com chapas de aço, foi projectada para garantir a aplicação de uma força de 4500 kN na vertical, no centro de gravidade da estrutura. Toda a estrutura foi dimensionada de maneira a garantir a correcta aplicação da carga sem que fossem produzidos choques ou vibrações, e os coeficientes de segurança aplicados garantiram a solicitação desta no regime elástico.

Para aplicação da carga, foi utilizado um macaco hidráulico de duplo efeito, propriedade do Laboratório de Geotecnia da FEUP, cuja grande capacidade limitava o plano de carga última de dimensionamento da estrutura.

As figuras abaixo mostram esta estrutura já montada, o macaco hidráulico e as várias partes constituintes do sistema de controlo de carga.

Uma descrição mais detalhada desta estrutura pode ser encontrada na nota técnica da Teixeira Duarte S.A. (2003) e no trabalho de Costa Esteves (2005).

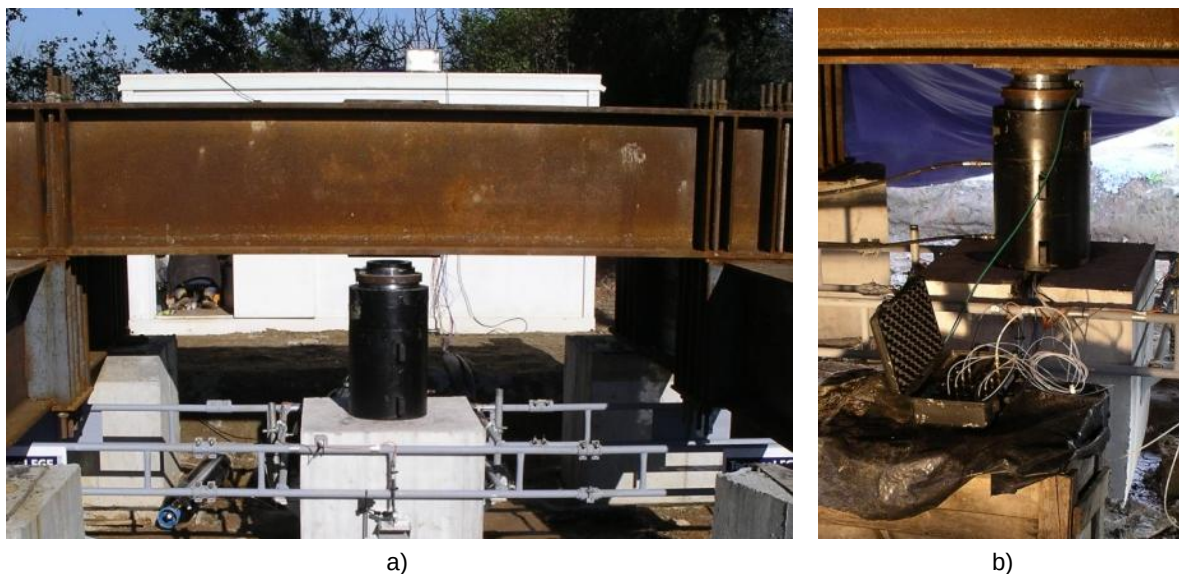


Fig. 4.13 – Estrutura de reacção e macaco hidráulico: a) Vista geral;
b) Pormenor do sistema de controlo de carga

4.6.2. INSTRUMENTAÇÃO

Nos ensaios de carga verticais foram registados os seguintes valores:

- Cargas aplicadas;
- Deslocamentos axiais e transversais da cabeça da estaca;
- Deslocamentos e deformações ao longo das estacas (excepto nas estacas cravadas);
- Tempo de aplicação.

Estas medições visam descrever o mecanismo de transferência de carga que ocorre entre a estaca e solo envolvente.

Para que fosse possível a montagem e registo destas medições, a FEUP contou com a colaboração da empresa TECNASOL-FGE S.A., especialista nestes trabalhos de fundações especiais.

Nos três tipos de estacas realizados no campo experimental, no que diz respeito à instrumentação aplicada na cabeça da estaca, foram instalados, em cada uma:

- Quatro transdutores de deslocamentos verticais DCDT (Figura 4.14 a));
- Dois transdutores de deslocamentos horizontais LSC e em direcções ortogonais (Figura 4.14 b));
- Dois deflectómetros mecânicos (Figura 4.14 c)).

Já no que diz respeito à instrumentação colocada no interior da estaca, em cada uma das estacas E9 e T1 foram colocadas:

- Seis âncoras recuperáveis Geokon, do modelo A9 (Figura 4.15 a));
- Cinco extensómetros recuperáveis da Boart Longyear Interfels GmbH (Figura 4.15 b)).

Os sensores foram ligados a um Datalogger da mesma marca e que se encontra representado na Figura 4.15 c). As âncoras foram colocadas como é mostrado na Figura 4.16.

Esta instrumentação permite obter a variação de comprimento da estaca, entre cada uma das âncoras, induzida pela carga aplicada no ensaio de carga estático. Dividindo o encurtamento da estaca entre duas âncoras pelo respectivo comprimento entre elas, obtém-se a deformação média nessa zona. No

entanto, o uso de extensômetros recuperáveis não permite medir as cargas residuais, ou seja, as cargas que se instalam durante a construção da estaca (Viana da Fonseca et al., 2007). Tal deve-se, naturalmente, à zeragem dos valores de deformação/deslocamento posterior à conclusão das estacas (ou dos elementos que foram usados na sua execução - como sejam, os trados nas CFA ou os tubos moldadores nas moldadas).

Finalmente, na base da estaca E9 foi também colocada uma célula de carga do tipo hidráulica plana com 350mm de diâmetro e um transdutor de pressão de “200 bar”. Esta célula foi colocada ligada à armadura antes de se proceder à colocação do betão. Pode-se ver um pormenor da montagem na Figura 4.17 na página seguinte.

A carga medida na célula de carga foi assumida como sendo a relação entre a pressão medida nessa mesma célula de carga e a área da base da estaca.

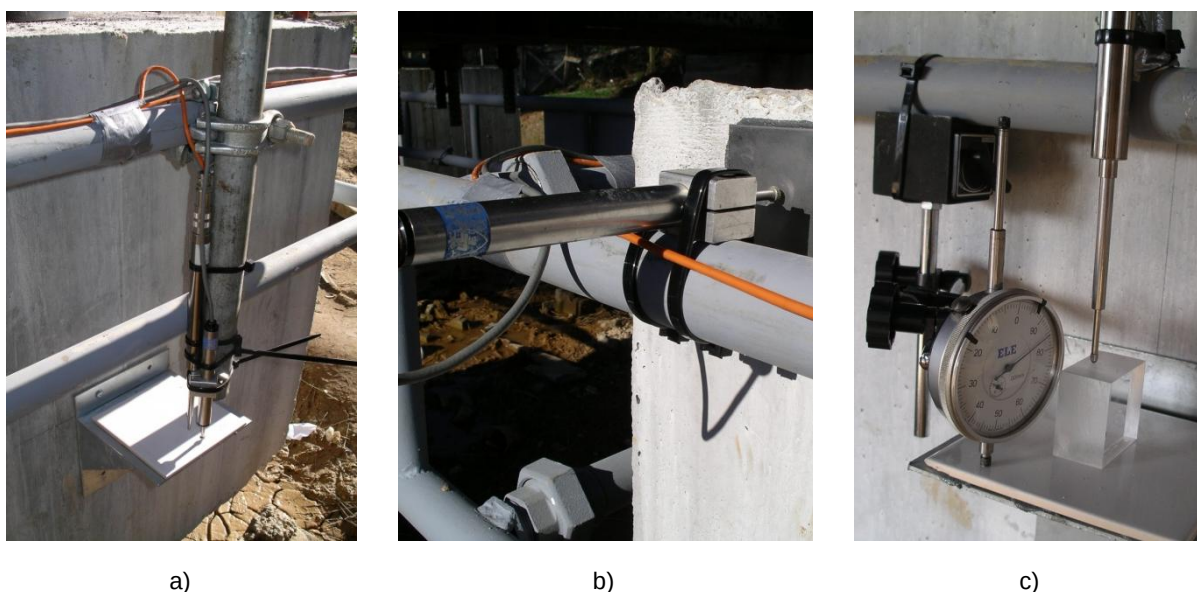


Fig. 4.14 – Instrumentação no exterior da estaca: a) Transdutor de deslocamento vertical; b) Transdutores de deslocamento horizontal; c) Deflectómetro mecânico

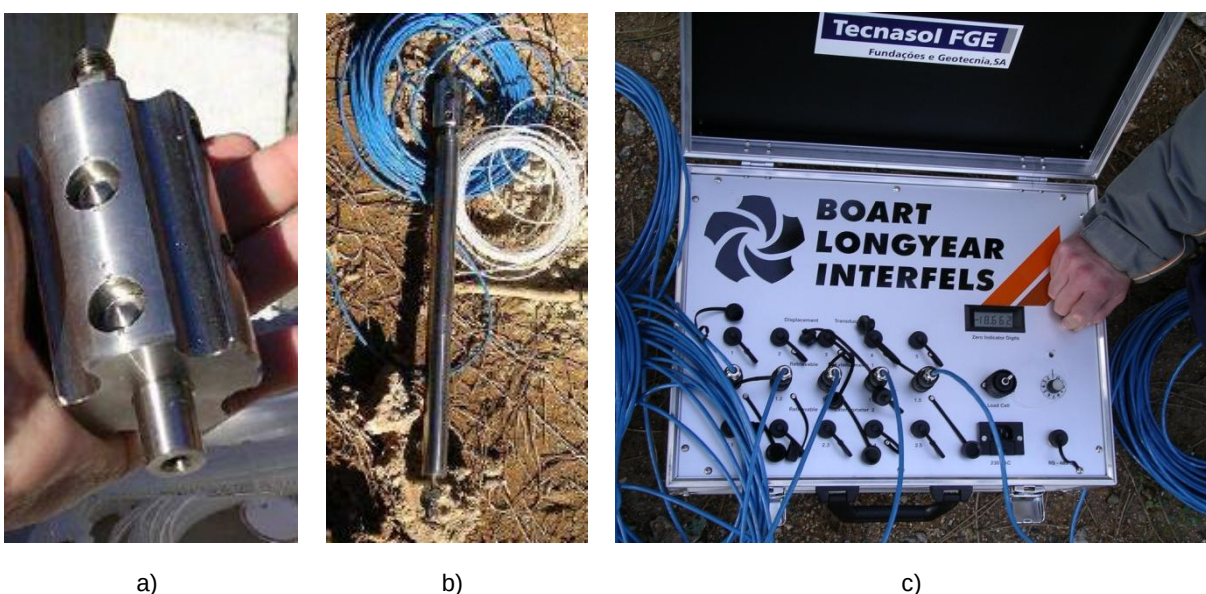


Fig. 4.15 – Instrumentação no interior da estaca: a) Sistema de fixação; b) Extensómetro; c) Datalogger

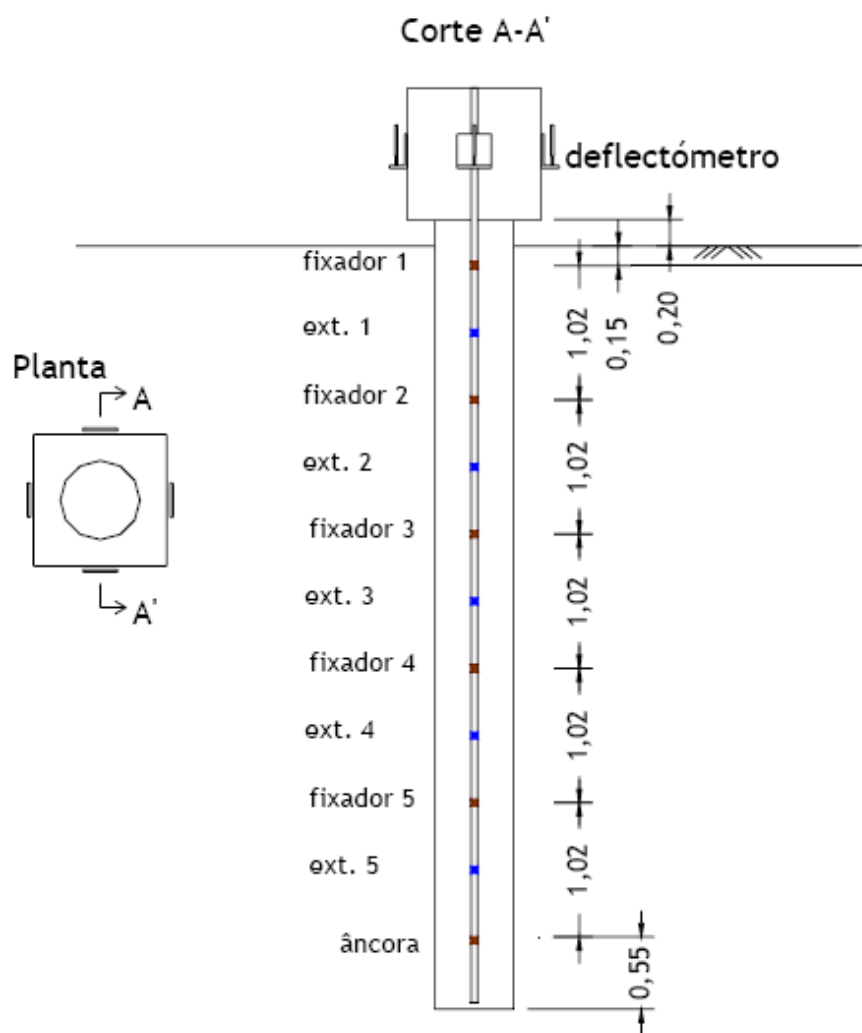


Fig. 4.16 – Localização dos extensômetros (Costa Esteves, 2005)



Fig. 4.17 – Célula de carga (pormenor da montagem)

4.6.3. PLANO DE CARGA

Para definir o plano de carga foram utilizados os critérios definidos pelos seguintes comités de normalização:

- Americano: ASTM D 1143/D 143M (1994)
- Brasileiro: NBR-12131 (Alonso, 2003)
- Europeu: ISSMGE-ERTC3 (De Cock et al., 2003)

Dos diversos modelos de carregamento propostos foi adoptado um carregamento cíclico lento. Segundo o sub-comité europeu este tipo de carregamento permite obter a componente elástica e plástica do deslocamento e a detecção de qualquer anomalia interna na estaca.

Costa Esteves (2005) fez uma descrição detalhada das recomendações de cada comité, incluindo os planos de carregamento aconselhados para cada estaca, respeitando as normas. Este nível de detalhe não tem especial interesse para este trabalho, passando-se apenas a mostrar os planos de carga (Figura 4.18) e os tempos de carregamento que foram implementados (Figura 4.19), tendo em conta os critérios das normas supracitadas.

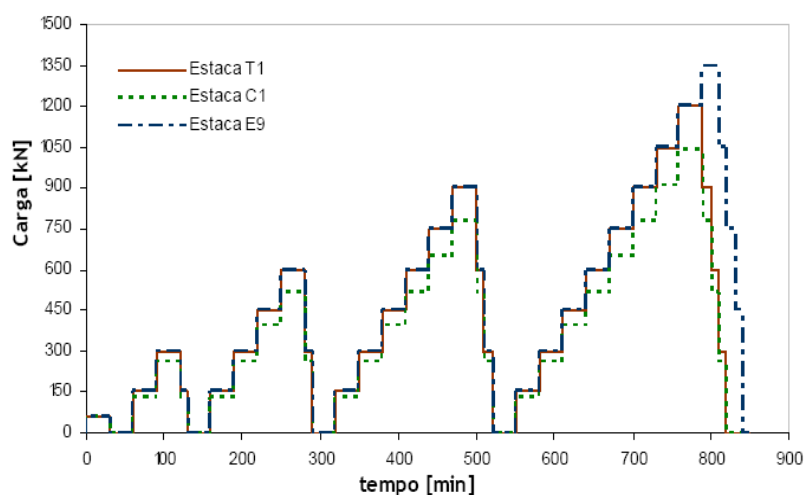


Fig. 4.18 – Plano de Carga com os tempos mínimos a cumprir (Costa Esteves, 2005)

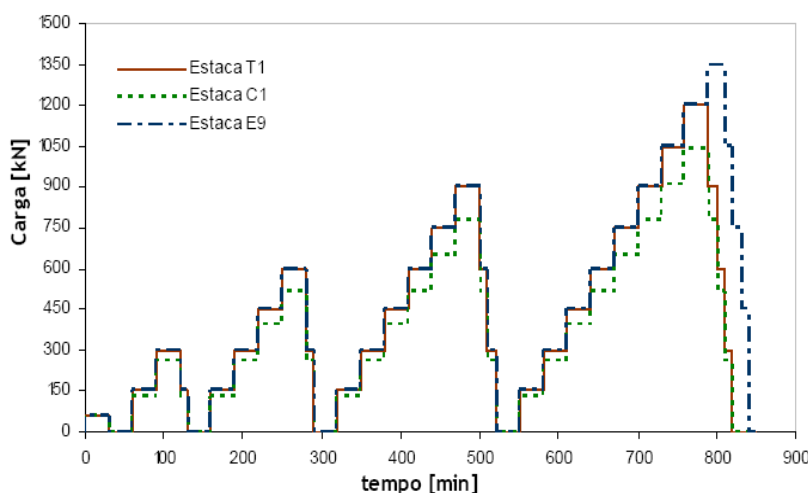


Fig. 4.19 – Tempos de carregamento implementados nos ensaios (Costa Esteves, 2005)

4.6.4. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARGA

4.6.4.1. Estacas Pré-fabricadas Cravadas

A estaca cravada foi sujeita a um carregamento com incrementos de 130 kN em cada ciclo de carga-descarga como se pode verificar na Figura 4.19. Nesta estaca, atingiu-se uma carga total de 1300 kN para um movimento da cabeça da estaca de 4,9 mm. A partir deste ponto, verificou-se que o movimento na cabeça da estaca aumentou progressivamente, como se pode verificar no resultado do ensaio (Figura 4.20). Nesta estaca atingiu-se uma carga máxima de 1500 kN para um movimento total de 50 mm, a partir do qual a carga diminui ligeiramente, estando claramente mobilizado um processo de rotura global visco-plástica.

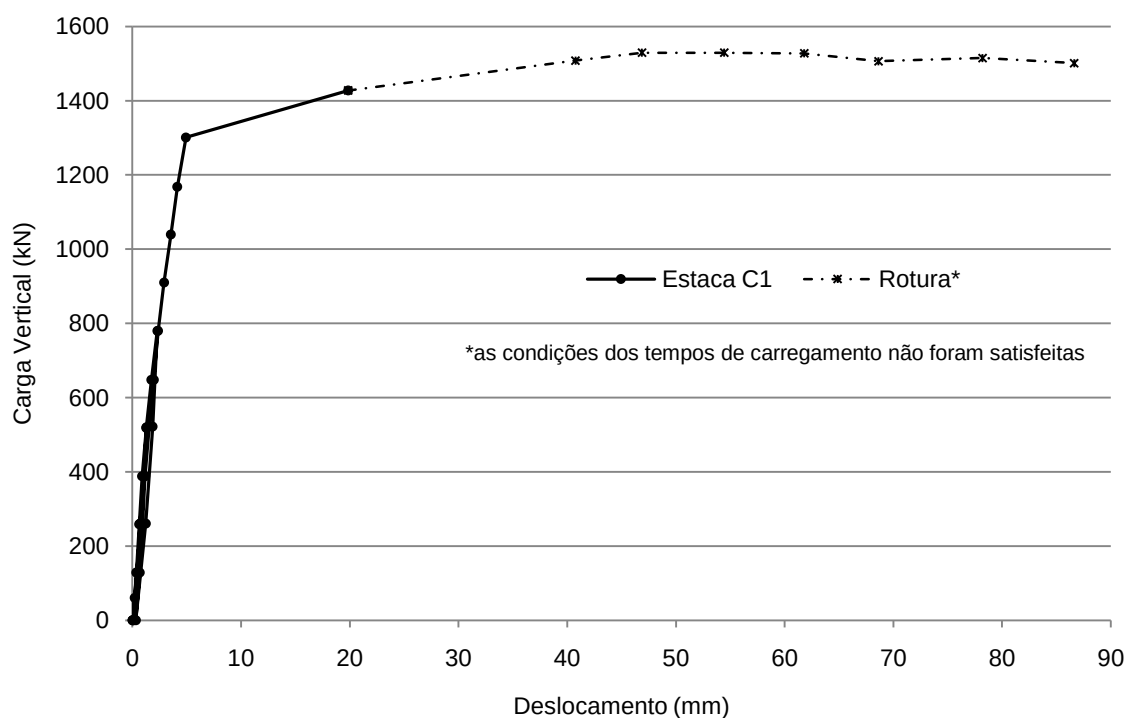


Fig. 4.20 – Resultado do ensaio de carga estático na estaca cravada (C1)

4.6.4.2. Estacas Moldadas com Tubo Recuperado

Na estaca moldada procedeu-se a um carregamento em incrementos de 150 kN. Como se pode observar na Figura 4.21, houve dois ciclos de descarga que ocorreram cedo, tendo havido três patamares de carga principais antes de se impor a carga máxima: 300 kN, 600 kN e 900 kN. Nesta estaca não houve um patamar máximo de carga, ficando a capacidade de carga determinada pela definição de limite de *offset*. A carga máxima encontrada, partindo desse pressuposto, foi de aproximadamente 700 kN para um movimento da cabeça da estaca de 9,5 mm, como se pode observar na Figura 4.21. Quando se atinge um movimento de 100 mm na cabeça da estaca, a carga vertical é igual a 1350 kN. O facto de não se ter encontrado um patamar limite da carga vertical máxima, deve-se à ponta da estaca, indicando que esta continuaria a contribuir para a resistência da estaca, embora os deslocamentos fossem inaceitáveis.

Na Figura 4.22 apresentam-se os resultados obtidos dos extensómetros durante o 5º ciclo de carregamento e a respectiva extrapolação considerada, aquando do tratamento dos resultados, para

estimar a carga na base da estaca. Pode-se observar que existe um crescimento progressivo da resistência de ponta e que, para os últimos patamares, os incrementos de carga na cabeça da estaca são bastante semelhantes, indicando que se a resistência lateral foi totalmente mobilizada.

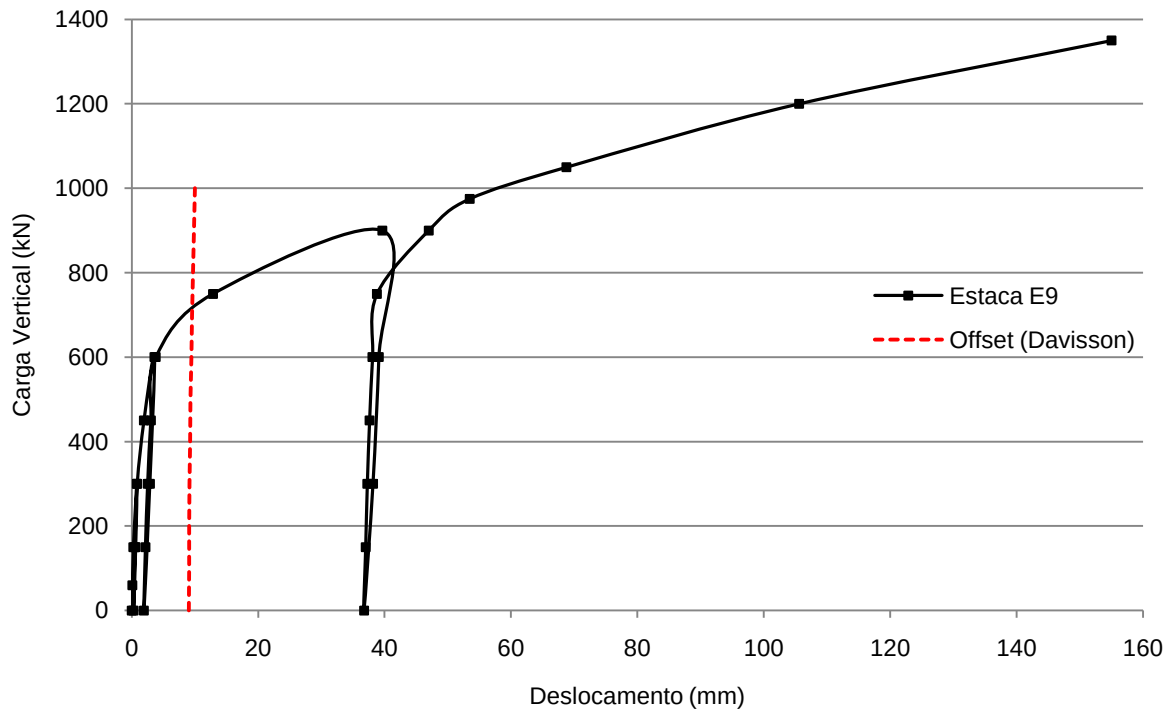


Fig. 4.21 – Resultado do ensaio de carga estático na estaca moldada (E9)

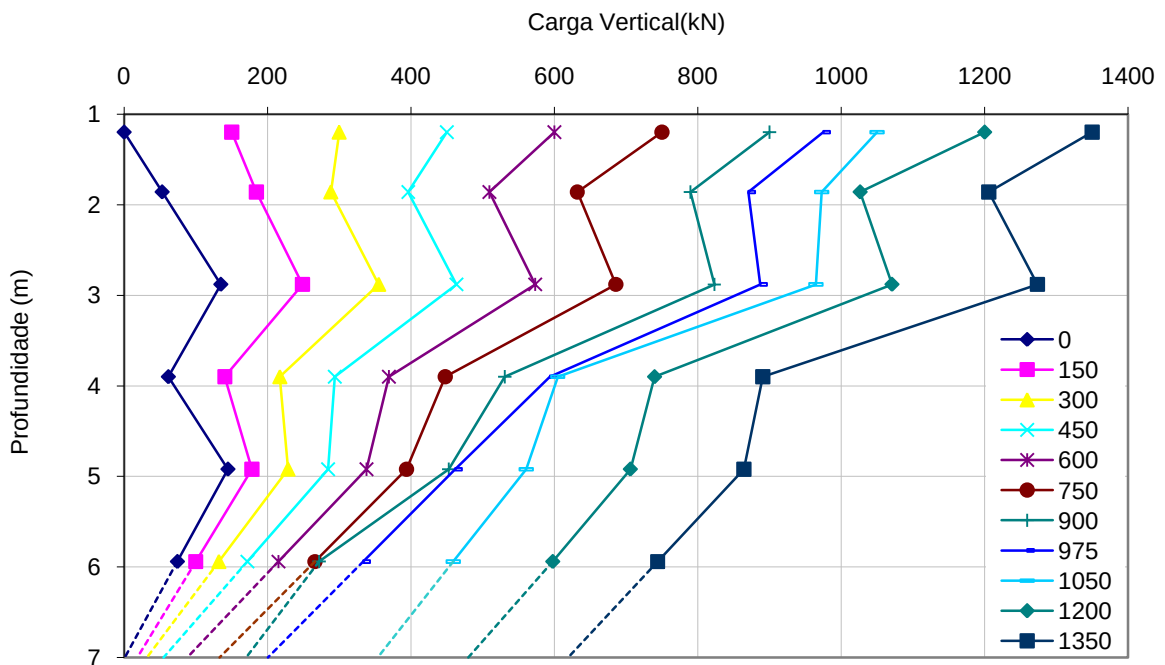


Fig. 4.22 – Distribuição de Carga (5º ciclo de carregamento) - Estaca Moldada (Viana da Fonseca et al., 2007)

Outro pormenor interessante é revelado na Figura 4.23. Aqui mostra-se os resultados extraídos da célula de carga colocada na ponta da estaca. Para além dos resultados extraídos directamente da célula, mostram-se os mesmos resultados corrigidos para a dimensão efectiva da ponta da estaca, que sofre uma redução cónica, tal como é mostrado na Figura 4.27. Estes resultados são ainda confrontados com os obtidos por extrapolação dos extensómetros desde a última monitorização a 5 metros e a ponta da estaca a 6 metros que são, de certa forma, mais fiáveis. Independentemente da forma como foram obtidos, estes resultados indicam que até ao 15 mm, ainda não tinha sido mobilizada nenhuma resistência de ponta, passando depois desse deslocamento a ser mobilizada de forma consistentemente crescente. Uma explicação para isto pode estar na acumulação de uma massa de má qualidade e como tal pouco resistente, na extremidade da estaca. Isto explicaria essa ausência de resistência de ponta para um deslocamento já de si considerável. Tendo em conta isto vai considerar-se, para efeitos deste trabalho que o movimento apresentado na extrapolação dos extensómetros para um deslocamento superior a 70 mm é o mais correcto e, partindo deste pressuposto, tentar chegar ao efeito da transferência de carga para deslocamentos inferiores.

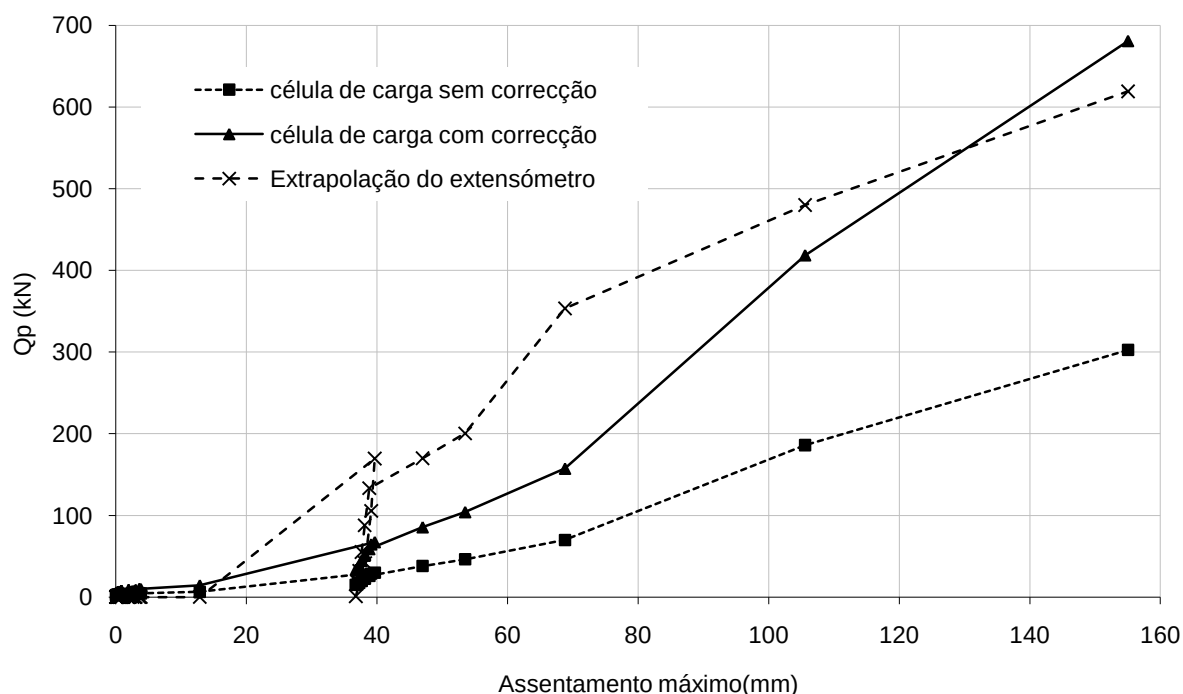


Fig. 4.23 – Valores da carga transmitida à base na estaca E9 (adaptado de Viana da Fonseca et al., 2007)

4.6.4.3. Estacas CFA (Trado Continuo)

O ensaio estático realizado na estaca executada pela técnica do trado contínuo foi no essencial semelhante ao realizado na estaca moldada, pelo que não há necessidade de referir novamente a sequência de carregamento.

Utilizando a noção de limite de carga pelo offset de Davisson encontrou-se, na estaca T1, uma carga de 900 kN para um deslocamento da cabeça de aproximadamente 10 mm. Quando se atinge um movimento de aproximadamente 95 mm, a carga aplicada na estaca é igual a 1175 kN (Figura 4.24).

Como se pode verificar na Figura 4.25, os incrementos de carga na cabeça nos últimos patamares são bastante semelhantes, pelo que se pode partir do pressuposto que se atingiu a carga última lateral. A

extrapolação dos resultados para a ponta da estaca foi obtida pelo prolongamento dos resultados dos últimos extensômetros colocados na estaca e vai ser alvo de análise neste trabalho.

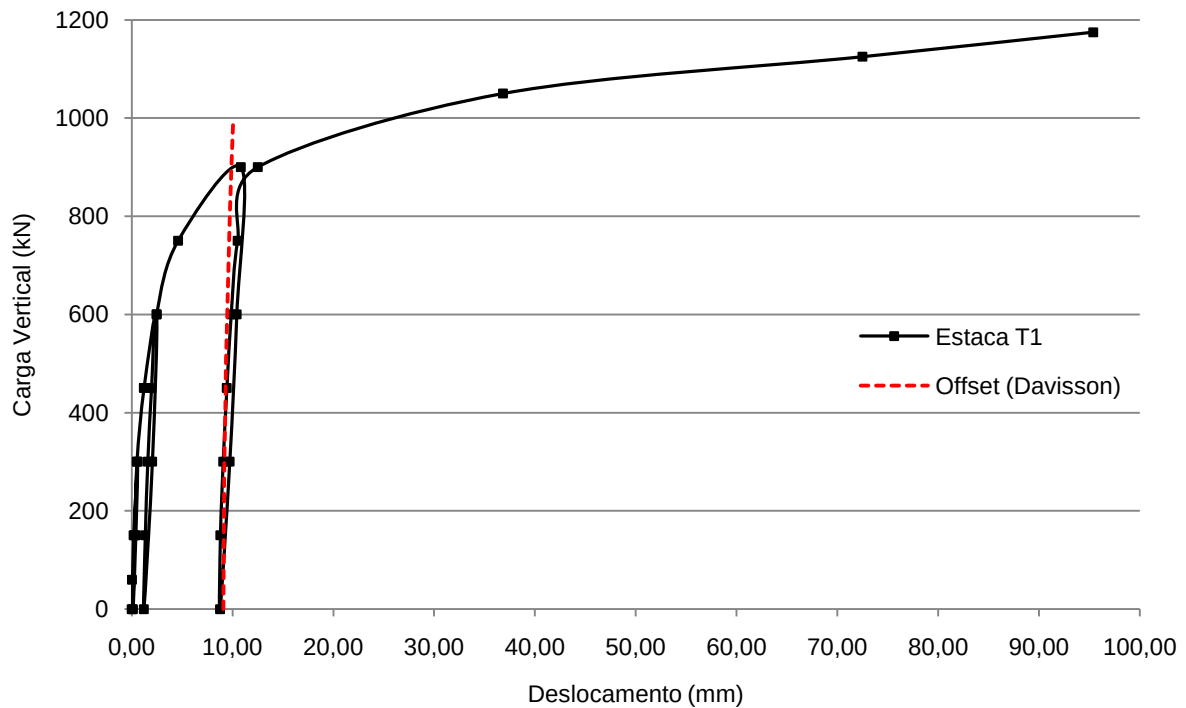


Fig. 4.24 – Resultado do ensaio de carga estático na estaca de trado contínuo (T1)

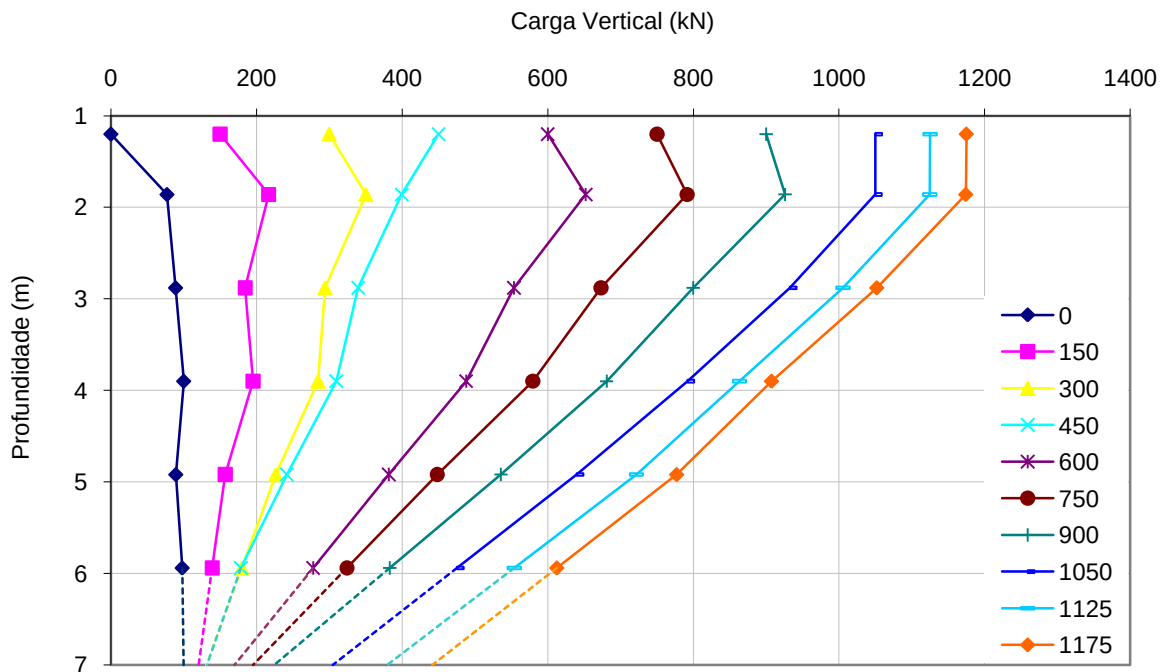


Fig. 4.25 – Distribuição de Carga (5º ciclo de carregamento) - Estaca CFA (Viana da Fonseca et al., 2007)

4.7. ENSAIOS DE CARGA DINÂMICOS

“A monitorização dinâmica consiste no princípio de acoplar extensómetros na estaca, pouco abaixo da cabeça, medindo a força e aceleração induzida a essa mesma estaca pelo impacto de um martelo. As medições dinâmicas são recebidas por uma unidade de aquisição de dados chamada de *Pile Driving Analyzer (PDA)*.” (Fellenius, 2009)

No campo experimental foram realizados ensaios de carga dinâmicos de elevada deformação nas estacas C2, E0 e T2 usando o sistema da empresa GRL®. Este sistema analisa as medições em tempo real usando um PDA. Posteriormente os dados são analisados recorrendo a softwares apropriados.

Na estaca C2, as pequenas deformações impostas foram conseguidas usando um martelo hidráulico Banut de 4+1 toneladas. Já nas estacas E0 e T2 foi utilizado um martelo de queda livre com 8 toneladas.

Estes ensaios permitem uma comparação com os resultados dos ensaios estáticos e com as simulações que vão ser efectuadas.

Seguidamente apresentam-se algumas imagens dos ensaios (Figura 4.26), com especial ênfase na maquinaria e na instrumentação de uma estaca.



Fig. 4.26 – Ensaios de Carga Dinâmicos (Viana da Fonseca et al., 2008)

Em Fellenius et al. (2007) é realizada uma análise da capacidade dinâmica das estacas. Um pormenor interessante reside no facto de, independentemente do golpe usado para chegar a estes resultados, o fuste apresentar aproximadamente a mesma resistência. Já a ponta indica que, a cada golpe, é mobilizada uma resistência maior.

As próximas figuras apresentam os resultados da simulação do ensaio de carga estático usando o CAPWAP. Os resultados indicam, para além da curva de transferência de carga total de cada estaca, apresentam as correspondentes ao fuste e à ponta.

Pode-se ver que, para cada estaca, as magnitudes das resistências do fuste e ponta são aproximadamente as mesmas.

Relativamente à ponta, todas elas apresentam um limite de aproximadamente igual a 630 kN, no entanto os deslocamentos necessários para a sua mobilização são diferentes para cada estaca, o que tem implicações nas curvas em relação à transferência de carga.

Já os resultados das curvas do fuste são diferentes de estaca para estaca. É interessante verificar que, para a estaca moldada e de trado, há indicação de que esta resistência é totalmente mobilizada para um deslocamento de 1mm e que na cravada é necessário um movimento de quase 5 mm para o mesmo efeito, o que pode parecer estranho.

A curva de transferência de carga na cabeça da estaca, proveniente da análise dinâmica indica:

- Uma capacidade de 1400 kN para um deslocamento de aproximadamente 15 mm na estaca cravada;
- Uma capacidade de 1500 kN para um deslocamento de 27 mm na estaca moldada;
- Uma capacidade de 1200 kN para um deslocamento de 14 mm na estaca de trado contínuo.

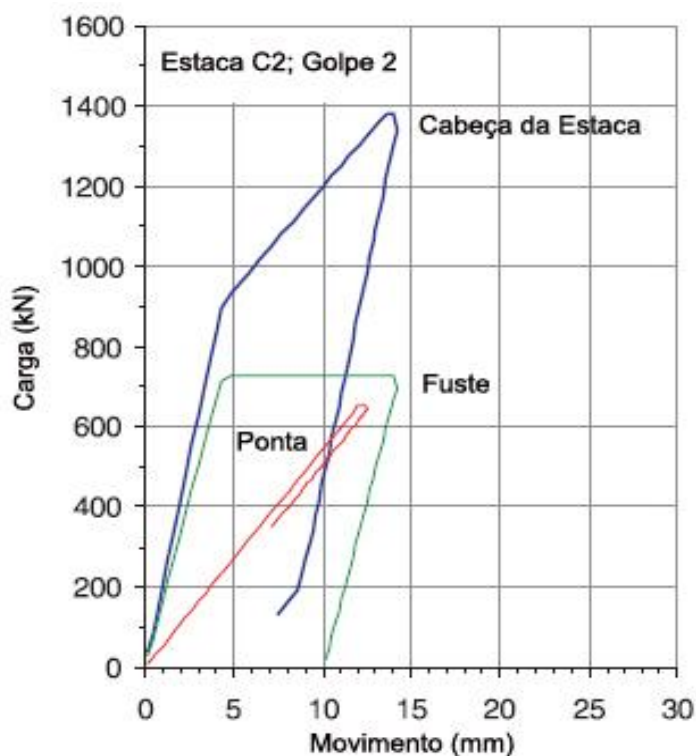


Fig. 4.27 – Ensaio de carga dinâmico – Estaca C2 (modificado de Fellenius et al., 2007)

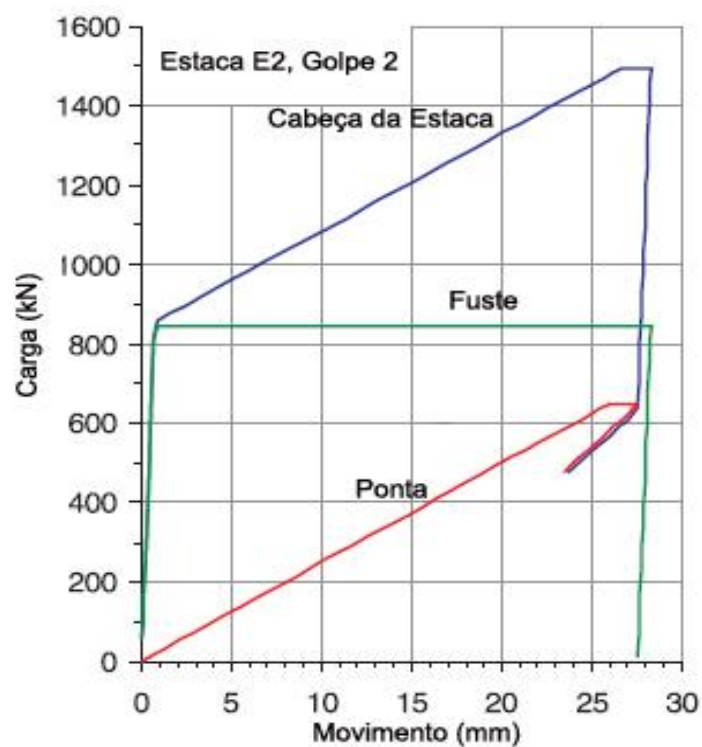


Fig. 4.28 – Ensaio de carga dinâmico – Estaca E2 (modificado de Fellenius et al., 2007)

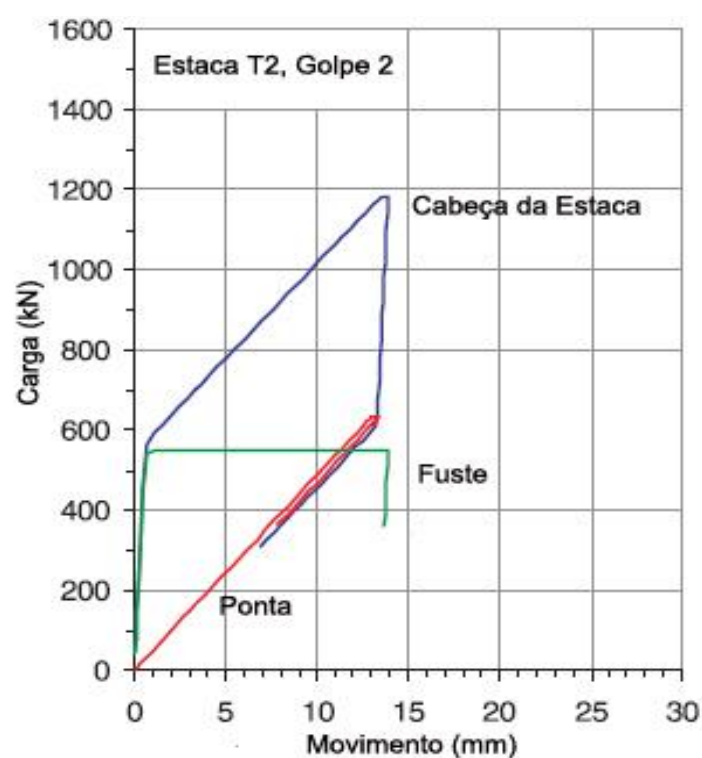


Fig. 4.29 – Ensaio de carga dinâmico – Estaca T2 (modificado de Fellenius et al., 2007)

4.8. EXTRACÇÃO DAS ESTACAS PARA A SUA VISTORIA

A extracção das estacas permitiu, por um lado, verificar se as características das estacas executadas coincidiam com as premissas de projecto e, por outro, avaliar a integridade das mesmas. Para que as estacas fossem retiradas com o mínimo de danos possível foi desenvolvido um estudo pois a tarefa avizinhava-se difícil e dispendiosa.

Este trabalho foi realizado pela empresa TEIXEIRA DUARTE - Engenharia e Construção S.A. com o patrocínio da Reitoria da Universidade do Porto. Para proceder à escavação foi utilizada uma retroescavadora com um braço de 6 metros (igual ao comprimento das estacas ensaiadas) com capacidade para suportar o peso das estacas. A escavação foi faseada de maneira a garantir a estabilidade dos taludes e permitiu, ao mesmo tempo, fazer uma caracterização visual e uma amostragem sequencial do solo (Figura 4.30).



Fig. 4.30 – Escavação faseada – exemplo para a estaca moldada

Depois de retiradas as estacas, mediram-se as características geométricas destas e verificou-se que:

- O comprimento das estacas foi bem controlado, resultando na premissa de projecto (6 m);
- Na estaca moldada a secção efectuada foi de 605 mm e houve uma redução significativa de diâmetro nos últimos 20 a 30 cm (na estaca E9 a redução foi de 12% passando o diâmetro a ser de 525 mm), tal é expectável dada a inserção do trado definidor do fuste para lá dos extremos do tubo;
- Na estaca de trado contínuo a secção efectuada foi de 611 mm, o que é fruto do desgaste acrescido dos dentes do trado.

A Figura 4.28 mostra os pormenores da redução de diâmetro na ponta das estacas moldadas. Este aspecto é particularmente significativo na estaca E9 uma vez que foi colocada na ponta uma célula de carga. Isto levou a uma correcção dos valores de pressão obtidos que de outro modo estariam distorcidos.

O Quadro 4.4 mostra a comparação entre os valores da geometria das estacas que eram pretendidos e os que foram efectivados.

Quadro 4.4 – Características finais das estacas (adaptado de Costa Esteves, 2005)

Sigla	Tipologia	Secção de projecto (mm)	Secção efectuada (mm)
C1	Cravada	350x350	350x350
E9	Moldada	$\phi 600$	$\phi 605^*$
T1	Trado contínuo	$\phi 600$	$\phi 611$

*com um pequeno troço, próximo da base, de 525 mm de diâmetro



Fig. 4.31 – Pormenor da ponta das estacas moldadas após a extracção (Costa Esteves, 2005)

Para além destas características foi possível confirmar que a textura do fuste das estacas moldadas, tal como tinha sido referido no ponto 4.4.2, apresenta-se irregular, fruto da extracção do tubo moldador em movimentos oscilatórios de rotação e que a célula de carga utilizada nesta estaca se encontrava em boas condições (Figura 4.32 a)). Na estaca de trado contínuo, apesar de se esperar uma ligeira rugosidade devido ao terreno ter sido rasgado pelo trado, verificou-se que a superfície do fuste é completamente lisa, o que é constante com o levantamento *quasi* vertical e sem grandes golpes do

trado (Figura 4.32 b)). Nesta ultima, porém, a rugosidade parece ser maior mesmo se tratando de corte do solo com solo.



a)



b)

Fig. 4.32 – Pormenor da textura do fuste: a) Estaca moldada; b) Estaca de trado contínuo (Costa Esteves, 2005)

5

ANÁLISES PARAMÉTRICAS E APLICAÇÃO DA METODOLOGIA

5.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo resulta das diversas análises paramétricas que foram realizadas com o recurso ao programa UniPile e subsequente calibração da metodologia apresentada no Capítulo 3 para estimar os assentamentos dos três tipos de estacas executados no campo experimental. Para tal, optou-se por dividir em três grandes grupos.

O primeiro grupo, o ponto 5.2, refere-se aos parâmetros de cálculo relativos ao solo, às estacas e às curvas de transferência de carga. Para cada um desses pontos, descrevem-se os parâmetros que influenciam na metodologia e apresentam-se também os que são introduzidos no programa UniPile. São também feitas diversas referências aos trabalhos de Fellenius et al. (2007) e Viana da Fonseca et al. (2007) uma vez que serviram de base para as diversas análises efectuadas no decorrer deste trabalho.

No segundo grupo (5.3) apresentam-se os resultados referentes às análises paramétricas feitas com o programa UniPile, para cada estaca, e que permitiram obter as curvas de transferência de carga do fuste e de ponta. Para tal vai analisar-se o problema considerando ou não a presença de cargas residuais na estaca tendo em vista os exames de uma incorrecta avaliação destas. Em ambos os casos, vão ser apresentadas diferentes soluções, expondo sempre os pressupostos considerados.

Por último, vai ser feita a aplicação da metodologia tendo em conta os resultados obtidos no ponto 5.3, permitindo encontrar os parâmetros f e g que definem as curvas de transferência de carga tendo em conta a degradação do módulo de distorção.

5.2. PARÂMETROS DE CÁLCULO

5.2.1. PARÂMETROS RELATIVOS AO SOLO

5.2.1.1. Classificação do Solo

A classificação do solo é feita utilizando os resultados obtidos nos ensaios CPT(u). Dos ensaios realizados no Campo Experimental, os mais próximos das estacas ensaiadas axialmente foram o CPT2 e o CPT3, antes da realização das estacas, e o CPT5 e CPT8, depois da execução das mesmas. Destes,

tal como já tinha sido referenciado no ponto 4.3.2, apenas interessam aqueles que atingiram, pelo menos, a mesma profundidade da estaca (6 metros). São estes os CPT3 e o CPT5. Como para a análise interessam as condições iniciais do solo, pois é quando os ensaios são realizados, a classificação vai apenas ter em conta os resultados do CPT3.

Eslami e Fellenius (1997) compilaram dados referentes a ensaios CPT e CPT(u) e apresentaram um gráfico que permite obter o perfil do solo utilizando a resistência de ponta corrigida, q_t e a resistência “efectiva” do cone, q_E . Este último coeficiente é determinado pela expressão:

$$q_E = (q_t - U_2) \quad (5.4)$$

Tendo em conta o descrito é apresentado, na Figura 5.1, o gráfico obtido a partir do ensaio CPT3 para esta classificação e, na Figura 5.1, o perfil geotécnico alcançado.

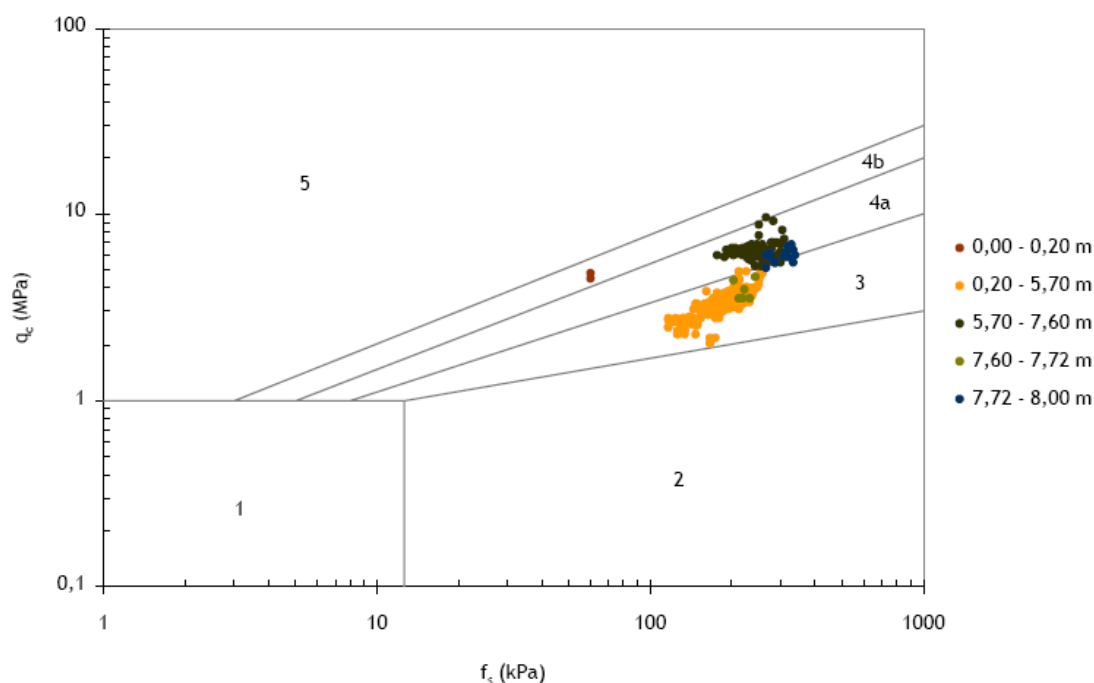


Fig. 5.1 – Classificação de Eslami e Fellenius para o CPT3 (Costa Esteves, 2005)

Este perfil é bastante simplificado, ou seja, tem um número reduzido de camadas.

No entanto, este perfil não é o que se encontra mais próximo da realidade. Costa Esteves (2005) comparou este com o obtido com a classificação de Robertson (1990) e concluiu: “quando comparados com as curvas granulométricas obtidas (ver Figura 4.9), conclui-se que a classificação mais próxima da realidade é a de Robertson (1990) uma vez que o solo em estudo tem características mais próximas de areia siltosa do que de silte argiloso/ argila siltosa.” (Costa Esteves, 2005)

Na figura seguinte mostram-se os dois perfis de modo a que seja possível a sua comparação até à profundidade afectada pela estaca. Optou-se por não colocar uma escala, sendo estes meramente indicativos.

No entanto, por se encontrar mais adaptado e calibrado aos estudos já realizados, e sem se tratando de uma classificação para fins específicos de comportamento, de estacas solicitadas verticalmente, vai ser usado o perfil encontrado pelo método de Eslami e Fellenius (1996).

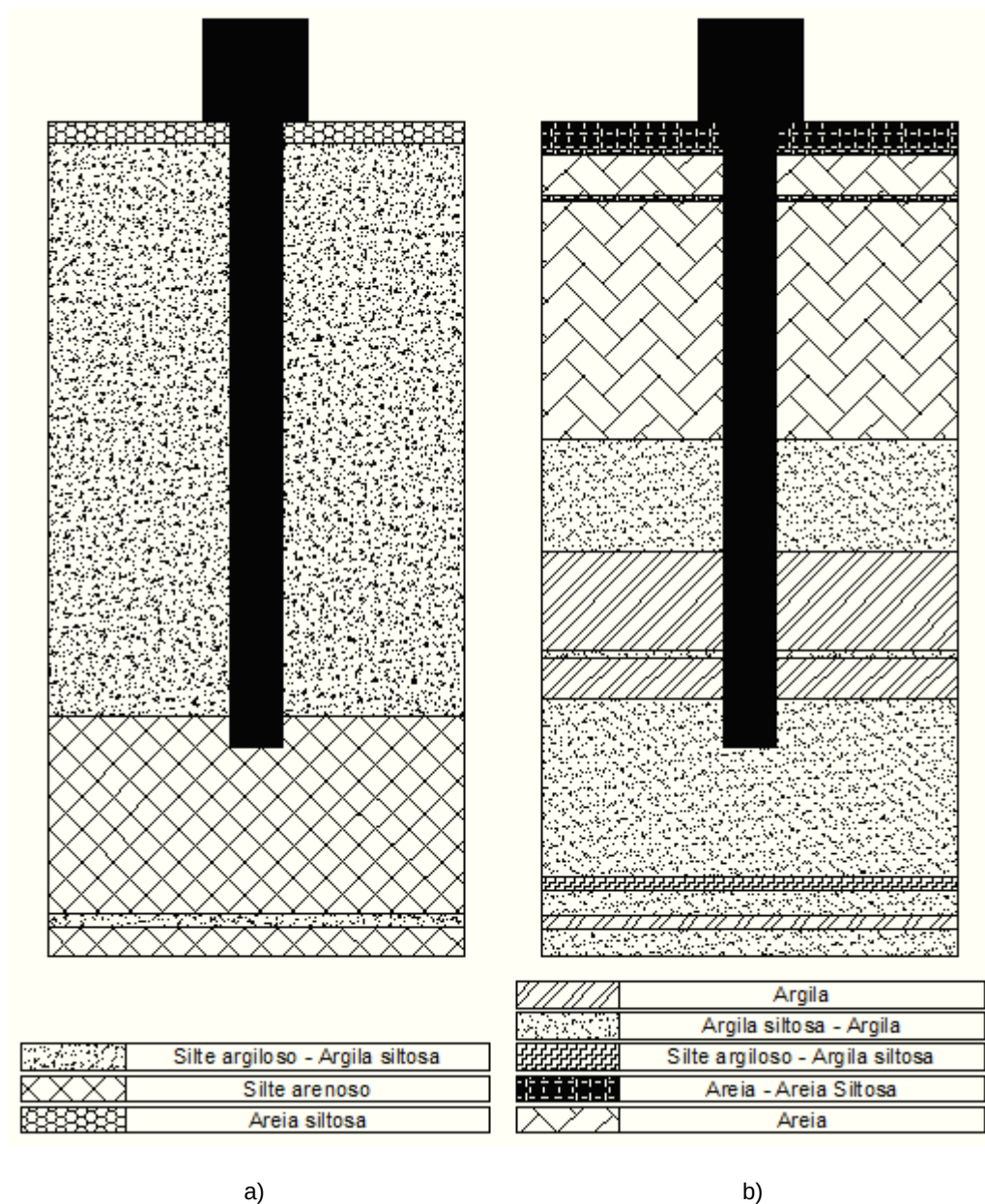


Fig. 5.2 – Comparação dos perfis obtidos para o CPT3: a) Eslami e Fellenius (1996); b) Robertson (1990)

5.2.1.2. Peso Volúmico

Para o cálculo do peso volúmico foram eliminados os valores das amostras S2/2 (e) e S/3. O valor a usar na análise da capacidade de carga das três estacas foi determinado, por simplificação, pela média dos pesos volúmicos das restantes amostras (Quadro 5.1) e foi de $18,66 \text{ kN/m}^3$.

No trabalho de Viana da Fonseca et al. (1997) pode-se verificar que o peso volúmico no solo residual do granito varia entre 17 e 21 kN/m^3 . O valor encontrado, utilizando as amostras extraídas do campo experimental, encontra-se perfeitamente ajustado e como tal vai ser o valor usado nesta análise.

Quadro 5.1 – Peso volúmico das amostras

Furo de sondagem	Amostra	Profundidade (m)	γ (kN/m ³)
S2	S2/1 (c)	3,2	18,20
	S2/2 (e)	3,5	16,60
	S2/3 (c)	4	18,40
	S2/4 (e)	4,4	18,40
	S2/5 (c)	5,5	19,00
	S2/6 (c)	7	19,00
S	S/2	9	18,14
	S/3	15	15,51
S5	S5/1	4	20,00
	S5/2	6,3	17,80
	S5/3	8	19,00

5.2.1.3. Parâmetros de Janbu

A aproximação de Janbu permite avaliar a relação tensão-deformação de um solo. Este método combina os princípios básicos do comportamento linear e não linear da tensão-deformação. Este método define, através da análise do módulo tangente (M_t), dois parâmetros adimensionais que são únicos para cada solo. A equação que define o módulo tangente é:

$$M_t = \frac{\partial \sigma}{\partial \varepsilon} = m \sigma_r \left(\frac{\sigma'}{\sigma'_r} \right)^{1-j} \quad (5.4)$$

Em que ε é a deformação induzida pelo aumento da tensão efectiva, j é o expoente de tensão, m é o módulo de Janbu e σ'_r é uma tensão de referência de valor igual a 100 kPa.

Fazendo uma abordagem simplificada, como a proposta por Fellenius (2009), este expoente pode tomar três valores:

- $j=1$, para solos sedimentares granulares densos
- $j=0,5$, para solos arenosos ou siltosos
- $j=0$, para solos coesivos (argilas)

Seguindo a classificação de Eslami e Fellenius (1996), mostrada em 5.2.1.2, apenas vão interessar para este trabalho os valores correspondentes às argilas e aos solos arenosos, ou seja 0 e 0,5 respectivamente.

A determinação do módulo de Janbu é feita utilizando os resultados do ensaio edométrico. Em Fellenius et al. (2007) pode-se encontrar essa análise, reproduzida neste trabalho na Figura 5.3. Pode-se verificar que, para o parâmetro m , são apresentados dois valores, 15 e 30. Considerou-se que a zona correspondente ao silte argiloso estaria sujeita a uma maior compressibilidade e como tal atribuiu-se o valor de m igual a 30, ficando as restantes camadas com o valor de 15. Relativamente ao módulo de recompressibilidade, considerou-se o valor de 100 para todas as camadas como indicado.

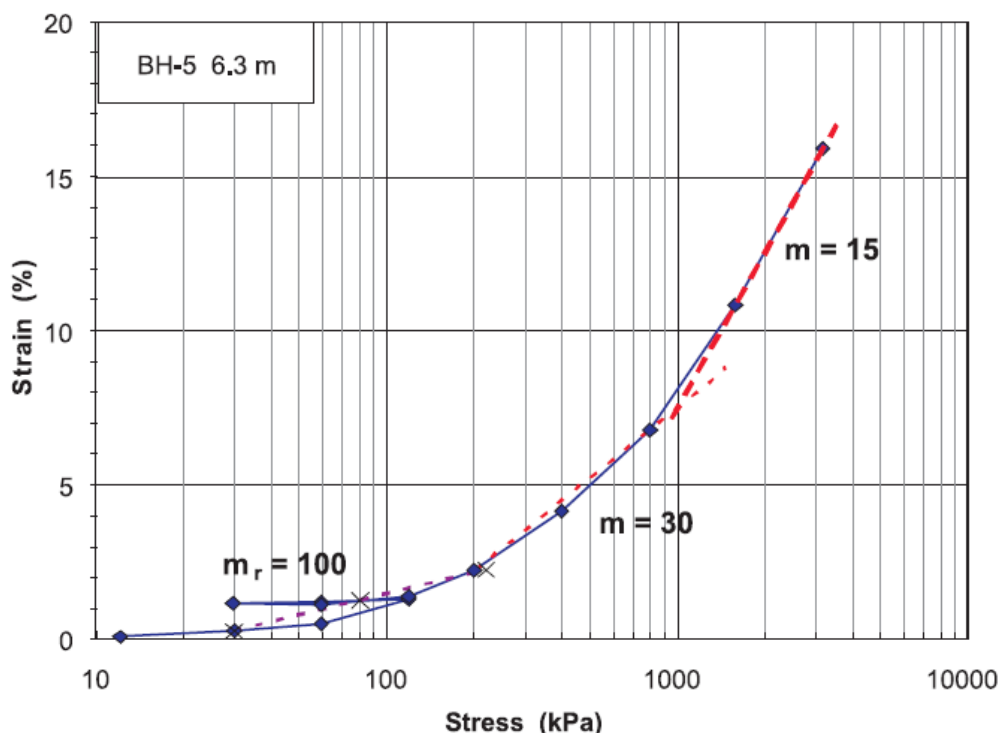


Fig. 5.3 – Valores do parâmetro m de Jambu partindo do ensaio edométrico (Fellenius et al., 2007)

5.2.1.4. Parâmetros da Análise Estática

Os resultados encontrados por Fellenius et al. (2007) e Viana da Fonseca et al. (2007) acerca do coeficiente de ponta, N_t , e o coeficiente de Bjerrum – Burland, β , serviram de base para o estudo subsequente e vão ser aqui apresentados.

Na primeira análise, Fellenius et al. (2007), seguindo referências do CFEM (1992) e Fellenius e Goudreault (1998) e utilizando o método de previsão da capacidade de carga de Eslami-Fellenius (baseado nos resultados do CPT(u)), chegou a valores de referência de 40 para as estacas moldadas com tubo recuperado e de trado e de 20 para as estacas moldadas. Posteriormente, fazendo uma retroanálise dos resultados que teve em conta a estimativa da presença de cargas residuais, chegou a valores de 16 e 70 para as estacas moldadas (com recurso a tubo moldador e de trado contínuo) e cravadas, respectivamente.

O coeficiente de Bjerrum – Burland (β), tal como já foi referido em 2.1.2, não é um coeficiente fácil de terminar quando se depara com um solo não convencional. Na análise feita por Fellenius et al. (2007), a qual vai ser referida neste ponto, obtiveram-se valores deste coeficiente constantes, mostrando um crescimento da carga lateral unitária em profundidade. Já em Viana da Fonseca et al. (2007), apesar de não se utilizar o método β , optou-se por definir a carga lateral unitária como constante, o que remete para uma variação decrescente deste parâmetro em profundidade.

Relativamente à estaca cravada (C1), na qual não existem resultados dos extensómetros, chegou a um valor de 1,0. Este valor encontra-se em concordância com os valores de N_t a que chegou (entre 50 a 70 vezes maiores que β).

As estacas moldadas com recurso a tubo moldador recuperável (E9) e de trado contínuo (T1) foram analisadas como tendo a mesma distribuição de carga em profundidade e correlacionadas com um β de

1,0. Este valor não se encontra em concordância com o coeficiente N_t encontrado para ambas as estacas. Segundo o autor, isto pode dever-se ao facto de não terem sido considerados os efeitos da perturbação do solo na base, aquando do processo de construção.

Outro parâmetro que tem influência na análise estática é a coesão efectiva. Tendo em conta a determinação deste parâmetro, há que fazer uma análise das tensões efectivas para a situação de pico. Este estudo consiste na determinação da envolvente de rotura (linha K_f) partindo dos resultados dos ensaios triaxiais CK₀D realizados sobre as amostra extraídas do furo S2.

Na Figura 5.4 representa-se a trajectória de tensões que decorreram dos ensaios à compressão. Para determinar a linha k_f utilizou-se uma aproximação linear pelo método dos mínimos quadrados e eliminou-se o valor de rotura da amostra S2/3 (c) por ser singular e como tal não estar de acordo com os valores de rotura das restantes amostras.

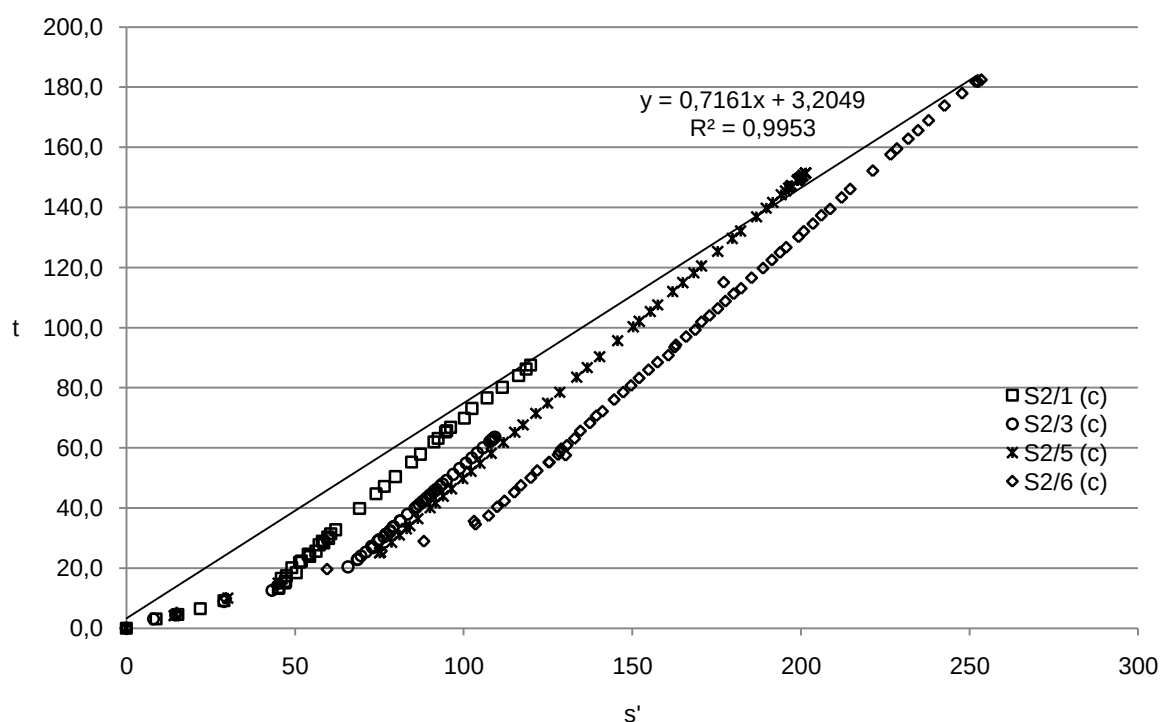


Fig. 5.4 – Posição relativa das trajectórias de tensões das amostras ensaiadas à compressão e determinação da linha K_f pelo método dos mínimos quadrados

A equação que define a linha k_f é do tipo:

$$t = a + s' \cdot \operatorname{tg} \alpha \quad (5.4)$$

Esta equação permite obter tanto a coesão efectiva (c') como o ângulo de atrito efectivo (ϕ') utilizando as seguintes relações:

$$c' = \frac{a}{\cos \phi'} \quad (5.5)$$

$$\phi' = \arcsen(tg\alpha) \quad (5.6)$$

Tendo em conta o que foi supracitado, no Quadro 5.2 apresentam-se os valores obtidos para estes parâmetros do solo.

Quadro 5.2 – Valores de ϕ' e c'

a (kPa)	α (°)	ϕ' (°)	c' (kPa)
3,2	35,61	45,73	4,59

5.2.2. PARÂMETROS DE CÁLCULO RELATIVOS ÀS ESTACAS

5.2.2.1. Dimensão das Estacas

As dimensões finais das estacas foram apuradas aquando da extracção das mesmas. Para além disso foi possível verificar as texturas, principalmente nas estacas moldadas, e a ponta das mesmas. No ponto 4.8 são indicados os pormenores sobre as características finais das estacas e na Quadro 4.4 as secções efectivadas e usadas neste trabalho.

5.2.2.2. Módulo de Deformabilidade

“A previsão do comportamento de estacas sujeitas a forças de compressão é condicionada pelo material da estaca - betão armado” (Viana da Fonseca, 2007).

Tendo em conta a importância das propriedades mecânicas e a incerteza da sua constância, associada ao processo de fabrico e moldagem do betão, vai avaliar-se o módulo de elasticidade relativo às três estacas ensaiadas no campo experimental.

As estacas cravadas foram prefabricadas, e como tal, as fases da sua construção que poderiam ter influência numa alteração das propriedades foram controladas pelo fabricante. Este forneceu o valor de 35,6 GPa para o módulo de elasticidade da estaca.

No caso das estacas moldadas e de trado contínuo, por serem fabricadas no local, houve a necessidade de recorrer a ensaios para avaliar o valor do módulo de elasticidade.

A primeira abordagem foi feita usando correlações, recomendadas por diversos códigos europeus, com as resistências à compressão uniaxial, obtidas por ensaios a provetes constituídos pelas recolhas de betão fresco aquando da realização das estacas. Os valores obtidos foram de 36,1 e 30,8 GPa para as estacas moldadas e de trado contínuo, respectivamente.

Na segunda, recolheram-se amostras das estacas por carotagem e recorrendo a instrumentação de precisão (extensómetros) aferiram-se os valores para as estacas de trado contínuo e moldadas de 39,2 e 20,0 GPa, respectivamente.

Na análise feita por Viana da Fonseca et al. (2007) chegou-se à conclusão que esta disparidade de valores tem, em princípio, duas causas prováveis.

Uma será a qualidade do betão colocado nestas estacas. Nas estacas moldadas houve (o que é corrente) um menor controlo no betão pelo facto de se demandar exclusivamente betão pronto de central sem cuidados especiais e, sobretudo, porque o processo de colocação do mesmo, que é realizado recorrendo a um tubo de *tremi*, tende a depositar o betão de forma continua, mas sem características específicas de adensamento. Este processo pode ter levado a que houve-se uma maior indução de ar na no betão, levando a um material menos denso e menos bem curado. Isto não se verificou nas estacas de trado contínuo porque, para que seja possível conduzir com sucesso o processo de injeção do betão, há a necessidade de utilizar melhores agregados, aditivos químicos e uma menor quantidade de água, levando a uma menor percentagem de vazios e, como tal, a uma estrutura mais rígida.

O outro motivo está relacionado com o facto de os betões de menor qualidade estarem mais sujeitas a deformações mais significativas de fluência do que os de melhor qualidade. Este efeito foi provocado pelo facto de os tempos de carregamento das estacas terem sido diferentes dos impostos às amostras.

Esta análise é reforçada com o trabalho de Fellenius et al. (2007) que, aplicando a aproximação do módulo tangente (Fellenius, 1989 e Fellenius, 2001) aos valores da carga-deformação das estacas obtidos pelos extensómetros colocados no interior da estaca para controlo da evolução desde a cabeça da estaca até à sua base, auferiu valores da mesma ordem de grandeza.

5.2.2.3. Resumo dos Valores Apresentados

Quadro 5.3 – Resumo dos parâmetros referentes às estacas (adaptado de Viana da Fonseca, 2006)

Estaca	Tipo de Estaca	Diâmetro/Largura (mm)	l (m)	E (GPa)
E9	Moldada	605	6	20
T1	Trado Continuo	611	6	40
C1	Cravada	350	6	35,6

5.2.3. PARÂMETROS DE CÁLCULO RELATIVOS ÀS CURVAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA

5.2.3.1. Módulo de Distorção Para Pequenas Deformações (G_0)

O módulo de distorção, G_0 , foi obtido pela aplicação da expressão 3.22 nos resultados do ensaio de *Cross-hole* realizados entre os furos de sondagem S3/S2 e S2/S1. O cálculo da média dos resultados permitiu a consideração de um modelo tipo Gibson e a consequente utilização de uma aproximação linear crescente em profundidade, de maneira a obter os valores de cálculo, segundo os estratos considerados na análise, até à profundidade a que se encontram as pontas das estacas (6 metros). Na Figura 5.5 apresenta-se a progressão de G_0 em profundidade e da respectiva aproximação linear, juntamente com a equação que a rege.

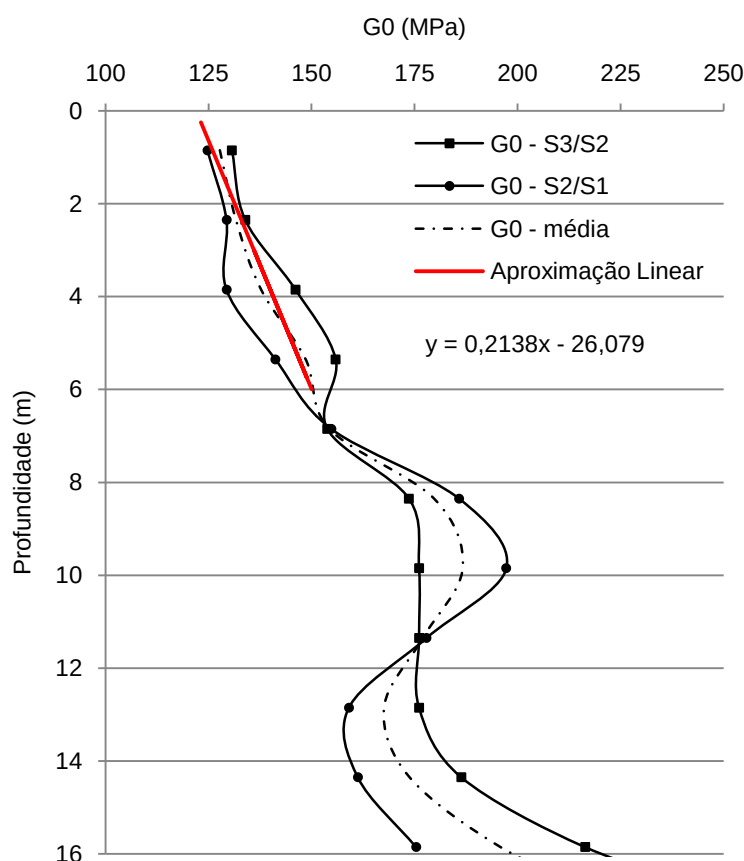


Fig. 5.5 – Variação do módulo de distorção dinâmico ou inicial (elástico) em profundidade com aproximação linear até aos 6 metros

5.2.3.2. Módulo de Distorção Equivalente (G_{eq})

Para o cálculo do módulo de distorção equivalente, G_{eq} , é necessário definir algumas variáveis. Das variáveis necessárias ao seu cálculo apenas o módulo de distorção (5.4.1) se encontra discretizado em profundidade, as restantes (M_0 , R_1 , r_m) vão ser referidas ao longo deste ponto.

Para a determinação das variáveis M_0 e R_1 é necessário ter em conta as condições do solo no momento do ensaio de carga vertical e o nível de carga ao longo do fuste. São estas condições que vão permitir, através dos valores sugeridos na Quadro 5.4, a sua definição.

As estacas do campo experimental foram ensaiadas apenas quando se considerou que o solo teve tempo de restabilizar as suas condições de equilíbrio, ou seja, depois da consolidação. Tendo em conta o tipo de ensaio, vai considerar-se que a carga última do fuste foi atingida.

Quadro 5.4 – Variáveis r_1/r_0 e M_0 utilizadas

Condição	Carga	r_1/r_0	M_0
Depois da consolidação	Grande ($f=s_u$)	14,1	0,40

Notas: s_u – resistência ao corte última (máxima); f – tensão ao longo do fuste

O raio de influência da estaca vai ser calculado utilizando a expressão 3.18. Uma vez que o coeficiente de Poisson foi considerado constante ao longo dos 6 metros correspondentes ao comprimento da estaca, o valor do raio de influência da estaca apenas varia com a dimensão transversal da estaca, que é constante em cada estaca.

Estes parâmetros permitiram chegar ao valor de G_{eq} em profundidade.

5.2.3.3. Coeficiente de Poisson do Solo

O cálculo do coeficiente de Poisson dinâmico, $\nu_{dinâmico}$, é feito utilizando as velocidades V_s e V_p , resultantes dos ensaio de cross-hole, permitindo a sua avaliação em profundidade.

À semelhança do módulo de distorção (G_0), o cálculo da média permite a aproximação linear, até à profundidade de 6 metros. Esta estimativa permite encontrar um valor do coeficiente de Poisson praticamente constante até aos 6 metros de profundidade igual a 0,23.

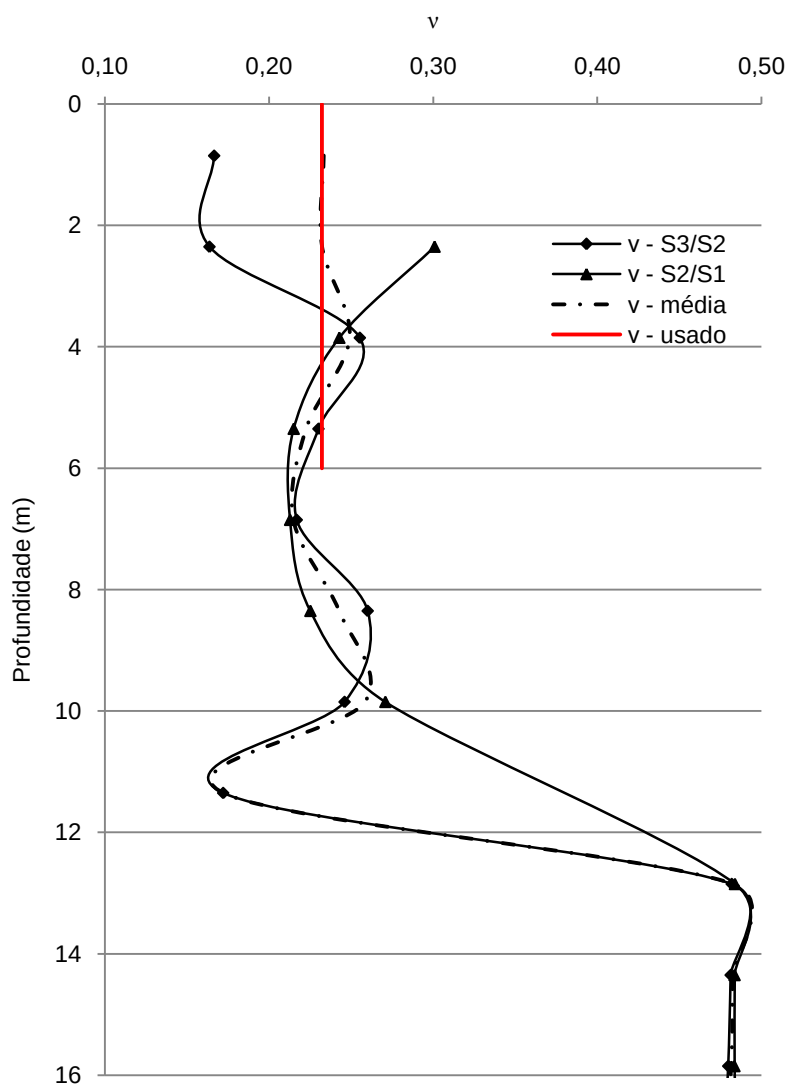


Fig. 5.6 – Variação do coeficiente de Poisson em profundidade com aproximação polinomial até aos 6 metros

5.3. ANÁLISES PARAMÉTRICAS COM O PROGRAMA UNIPILE

Nesta fase da dissertação vão ser descritas as análises feitas com o programa UniPile, efectuada para cada estaca, que permitiram obter as curvas de transferência de carga do fuste e de ponta que posteriormente vão ser usadas para auferir os parâmetros f e g que regem a metodologia indicada no Capítulo 3.

Para tal, foram usados os resultados dos ensaios de carga estáticos, ou seja, as curvas de capacidade de carga obtidas no 5º ciclo de carregamento e as curvas de carga assentamento de cada uma das estacas.

Optou-se então por fazer a divisão em três partes, sendo cada uma dessas partes referente a um tipo de estaca. Para cada estaca vão ser efectuadas análises sem ter em conta as cargas residuais e posteriormente considerando essas cargas de instalação, obtendo-se as curvas de transferência de carga do fuste e da ponta para cada análise, através do programa Unipile. Por último vai proceder-se à comparação entre as curvas obtidas no ensaio de carga estático e o ensaio de carga dinâmico.

5.3.1. ESTACA PRÉ-FABRICADA CRAVADA

Ao longo deste ponto vão ser relatadas todas as simulações referentes à estaca pré-fabricada cravada (C1). Vão ser propostas várias distribuições da capacidade de carga da estaca e as respectivas curvas de transferência de carga referentes à simulação do ensaio de carga estático.

A análise da estaca cravada foi a que se revelou mais incerteza pelo facto de não ter sido possível instrumentar esta estaca. A inexistência de extensómetros ao longo da estaca não permite, por um lado, determinar explicitamente a distribuição da capacidade de carga e, por outro lado, determinar a curvas de transferência de carga referentes ao fuste e à ponta com o rigor possível.

Houve então a necessidade de estipular regras e partir de certos pressupostos, para poder atingir os objectivos. As hipóteses assumidas nesta estaca, já tinham sido empregues no trabalho de Viana da Fonseca et al. (2007) e vão ser novamente descritas neste trabalho.

5.3.1.1. Simulações sem Carga Residual

No caso da estaca cravada, a simulação sem ter em conta as cargas residuais toma uma especial relevância, pois vai permitir encontrar as hipotéticas curvas de transferência de carga que posteriormente permitiram a comparação com as curvas em que as cargas residuais já são tidas em consideração.

Para a primeira simulação considerou-se que a capacidade de carga ao longo do fuste é linear e equivale a 122 kPa. Esta hipótese extrema já tinha sido analisada em Viana da Fonseca et al. (2007) e tinha indicado a inexistência de carga residual. Isto pode ser visto na próxima figura que apresenta precisamente a simulação da capacidade de carga para as condições referidas. Como se pode ver na Figura 5.7 b), o valor de β diminui com a profundidade mas mostra ser muito elevado à superfície. Relativamente à ponta, o valor de 494 kN corresponde a um valor do parâmetro N_t igual a 36.

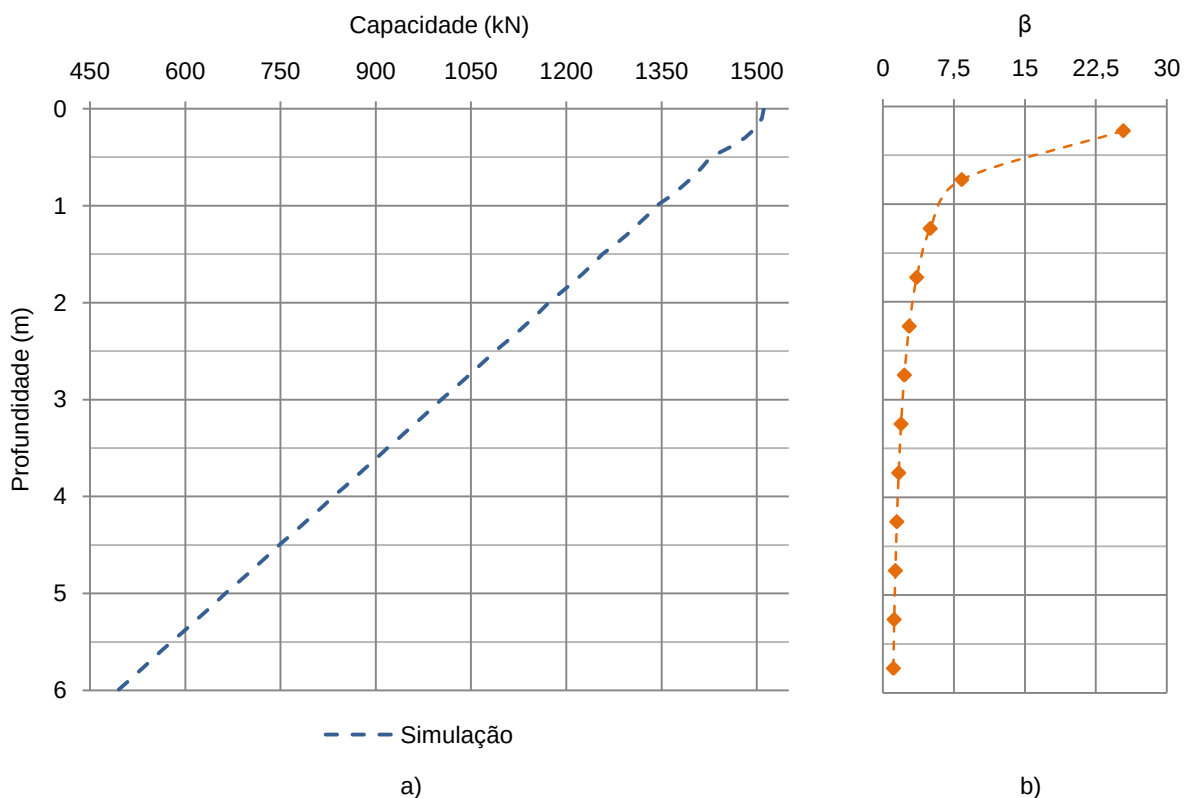


Fig. 5.7 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca C1: a) linear (sem carga residual); b) coeficiente β

Outra possibilidade para a evolução da capacidade de carga baseia-se na possibilidade de haver um desenvolvimento crescente da resistência lateral unitária. Assim, partindo dos mesmos valores da capacidade da simulação anterior, ou seja, 1016 kN e 494 kN para o fuste e a ponta, respectivamente, e utilizando um valor de β constante, foi possível chegar à simulação apresentada na Figura 5.8. A curva corresponde a um β igual a 2,1 mantendo-se o mesmo coeficiente N_t .

Torna-se agora possível gerar as curvas de transferência de carga. Para tal, pode-se usar qualquer uma das evoluções da capacidade de carga apresentadas anteriormente, uma vez que as resistências totais, referentes ao fuste e à base, se mantêm nas duas e a evolução da mobilização faz-se directamente.

Como já foi referido, a estaca cravada não tem leituras de extensómetros e, como tal, não é possível fazer a extrapolação para obter as curvas de capacidade de carga para o fuste e a base. Tendo em conta isto, optou-se por fazer a simulação utilizando a curva de transferência de carga do fuste correspondente à estaca moldada E9 e adaptar a curva correspondente à ponta. Assim, as curvas de transferência de carga do fuste e da base são definidas pelos valores apresentados nos Quadros 5.5 e 5.6, respectivamente. Os resultados são apresentados na Figura 5.9.

Pode-se observar que a adaptação da simulação aos resultados do ensaio é bastante boa. No entanto, este resultado aponta para uma mobilização quase total da resistência de ponta para um deslocamento bastante pequeno (cerca de 10 mm). Este comportamento, que para as restantes estacas é considerado inaceitável, é válido para a estaca cravada uma vez que os efeitos da sua instalação provocam um adensamento substancial do solo, conferindo-lhe uma maior rigidez.

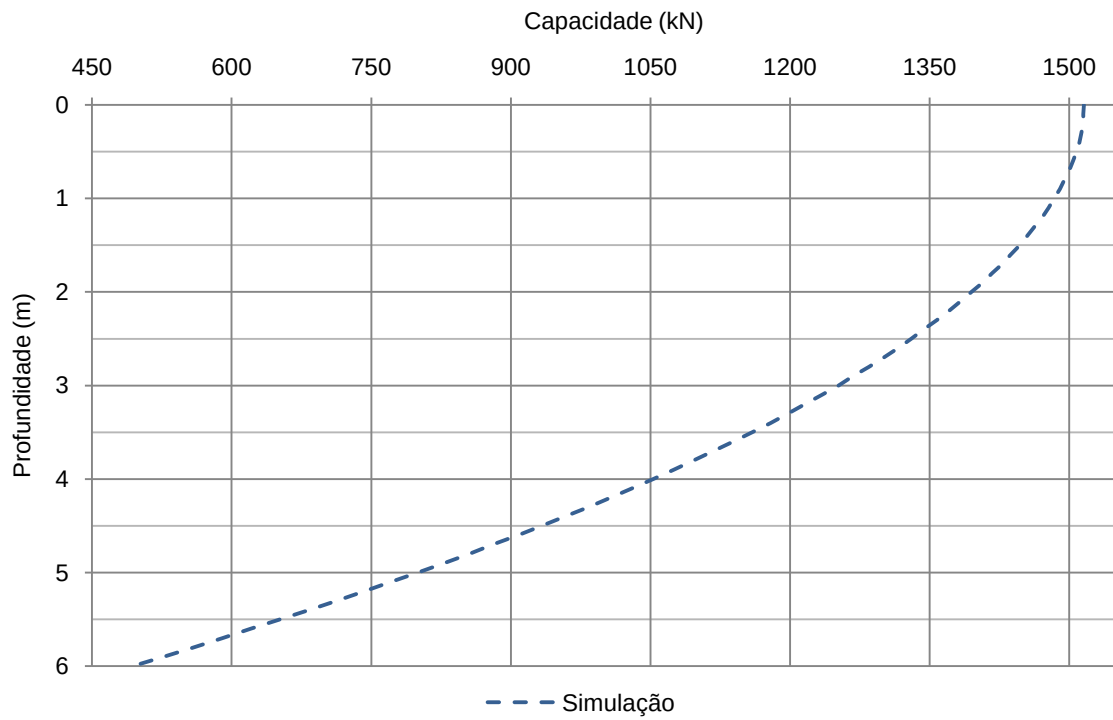


Fig. 5.8 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca C1: β constante (sem carga residual)

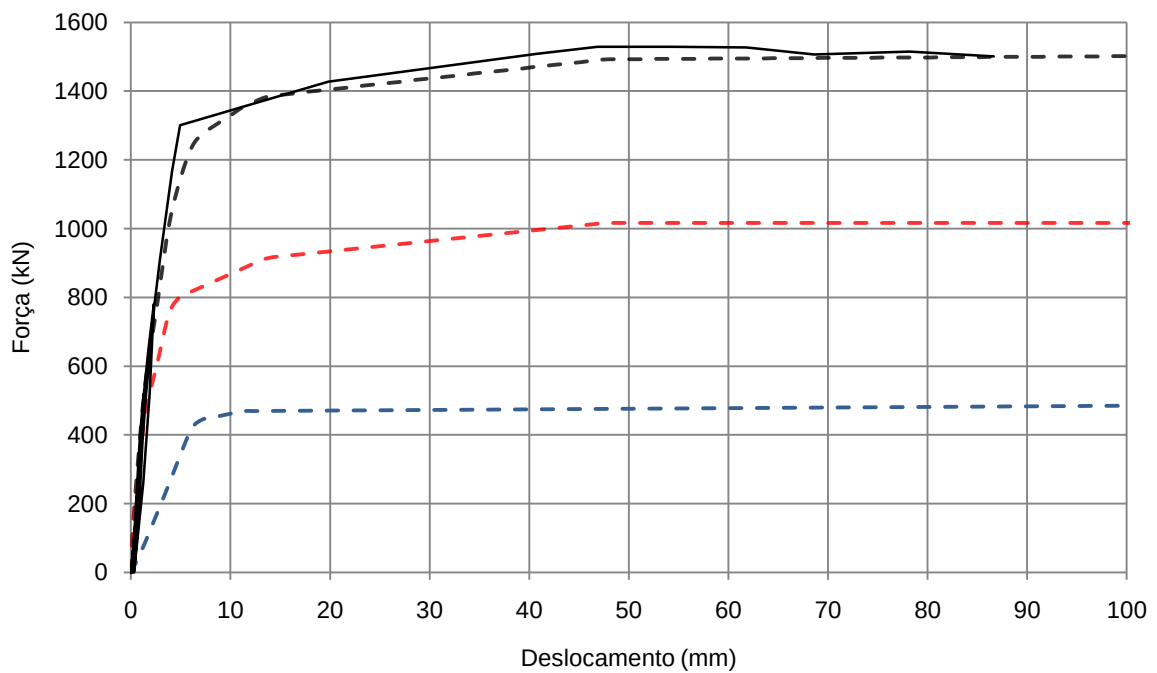


Fig. 5.9 – Simulação das curvas de transferência de carga - estaca C1 (sem carga residual)

Quadro 5.5 – Pontos da curva de transferência de carga do fuste da estaca C1 sem carga residual

Pontos	1	2	3	4	5
Resistência (%)	8	40	78	90	100
Movimento (mm)	0,08	0,81	3,58	12,84	46,87

Quadro 5.6 – Pontos da curva de transferência de carga da ponta da estaca C1 sem carga residual

Pontos	1	2	3	4	5
Resistência (%)	70	85	90	95	100
Movimento (mm)	4	5	6	10	150

5.3.1.2. Simulações com Carga Residual

As simulações que têm em conta a carga residual tentam representar o que realmente se passa ao nível da transferência de carga na estaca cravada, quando se realiza o ensaio de carga estático.

As propostas aqui apresentadas tentam reproduzir o ensaio de carga estático realizado sobre a estaca cravada. Utilizando os parâmetros apresentados no ponto 5.2 e as hipotéticas curvas de capacidade de carga mostradas no ponto 5.3.1.1 vão ser apresentadas as curvas de transferência de carga referentes à ponta e ao fuste.

A primeira proposta refere-se à hipótese de a resistência lateral unitária ser constante ao longo de toda a estaca. Como se pode verificar na Figura 5.10 a falsa resistência acompanha de forma fiel a simulação sem a carga residual. Forçou-se então que, à semelhança do que já tinha sido feito em Viana da Fonseca et al. (2007), a carga residual fosse igual a 510 kN, à luz da aplicação do método das duas rectas modificado (Massad, 1992, 1993).

Esta simulação aponta para uma resistência lateral unitária e um coeficiente N_t igual a 45 kPa e 73, respectivamente. A carga residual foi simulada atribuindo uma percentagem da resistência encontrada para a ponta e à qual corresponde o parâmetro N_t igual a 51%. Verifica-se também que não existe ponto de transição do sentido das cargas residuais ao longo do fuste. Assim, em termos das cargas residuais, todo o fuste contraria a carga residual de ponta.

Repetindo a simulação, mas agora para a situação da resistência lateral unitária ser crescente em profundidade, obtém-se a evolução da capacidade de carga representada na Figura 5.11. O valor de β que permitiu encontrar esta distribuição é aproximadamente igual a 1, mantendo-se o parâmetro N_t .

Como é obvio, mantêm-se os valores totais das resistências, falsa e verdadeira, e da respectiva carga residual.

À partida pode-se dizer que o valor de β não está em concordância com os valores recomendados pelo HKGEO (2005) e o CFEM (1992). No entanto, esses valores estão de acordo com estacas de grande comprimento. Em estacas mais pequenas, verifica-se a situação exposta em Rollins et al. (2005), apresentada na Figura 2.1, que indica claramente valores de β maiores à superfície, decrescendo com a profundidade. Este aspecto conjugado com o comprimento de 6 metros da estaca cravada traduz-se num valor médio de β maior, daí o valor de 1 para este parâmetro ser aceitável. Relativamente ao parâmetro N_t , este está de acordo com o parâmetro β .

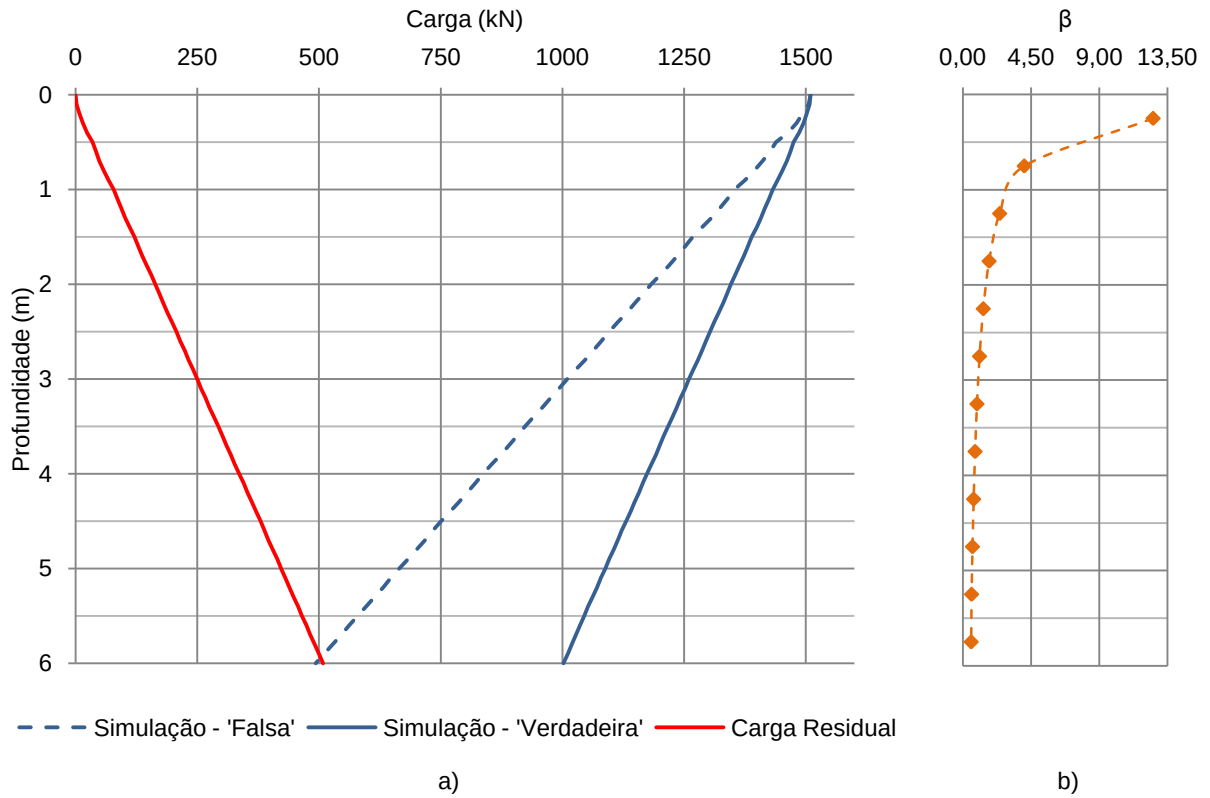


Fig. 5.10 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca C1: a) linear (com carga residual); b) coeficiente β

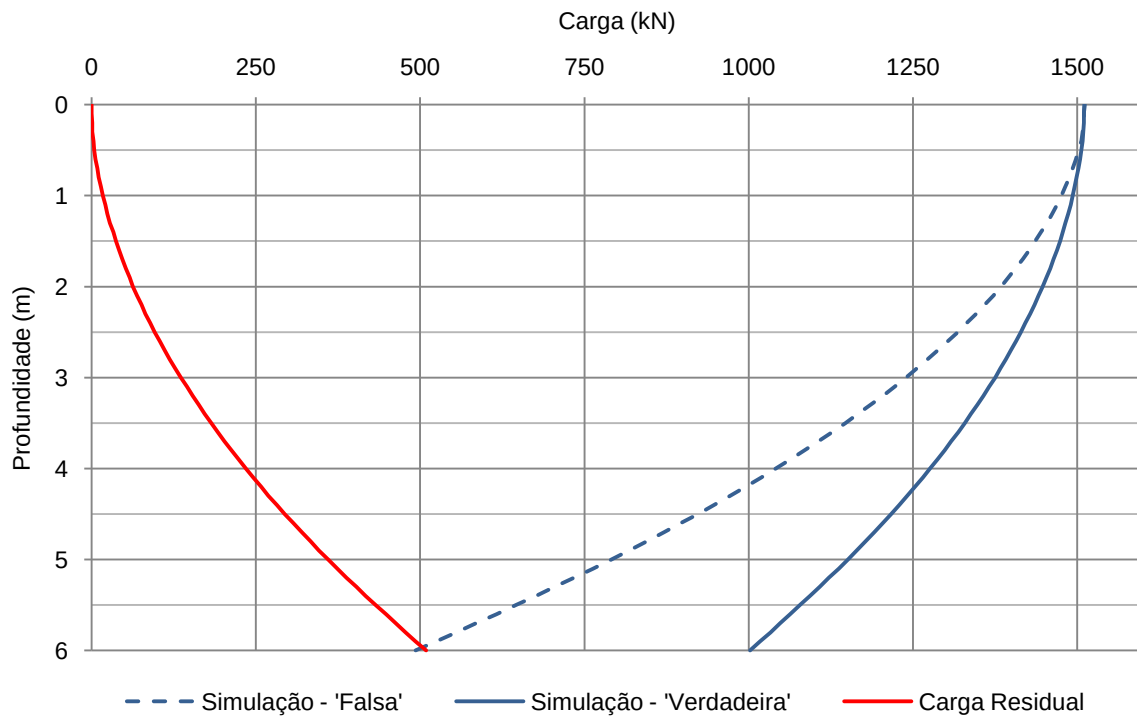


Fig. 5.11 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca C1: β constante (com carga residual)

Ambos os resultados mostram que o ponto de transição do sentido da carga residual se encontra nos 6 metros. Este resultado era espectável uma vez que na simulação se assumiu que a carga residual seria máxima, levando assim a que a compensação da carga a ocorrer ao longo de todo o fuste.

As simulações da capacidade de carga apresentadas nas Figuras 5.13 e 5.14 permitiram encontrar as curvas de transferência de carga referentes à estaca cravada. Para tal, utilizaram-se exactamente as mesmas curvas que já tinham sido usadas no ponto 5.3.1.1 e que se encontram definidas pelos valores das Quadros 5.4 e 5.5 para o fuste e ponta, respectivamente.

Como se pode observar na Figura 5.12, a curva de carga-assentamento referente à cabeça da estaca ou seja, a total, esta em consonância com os resultados do ensaio de carga estático.

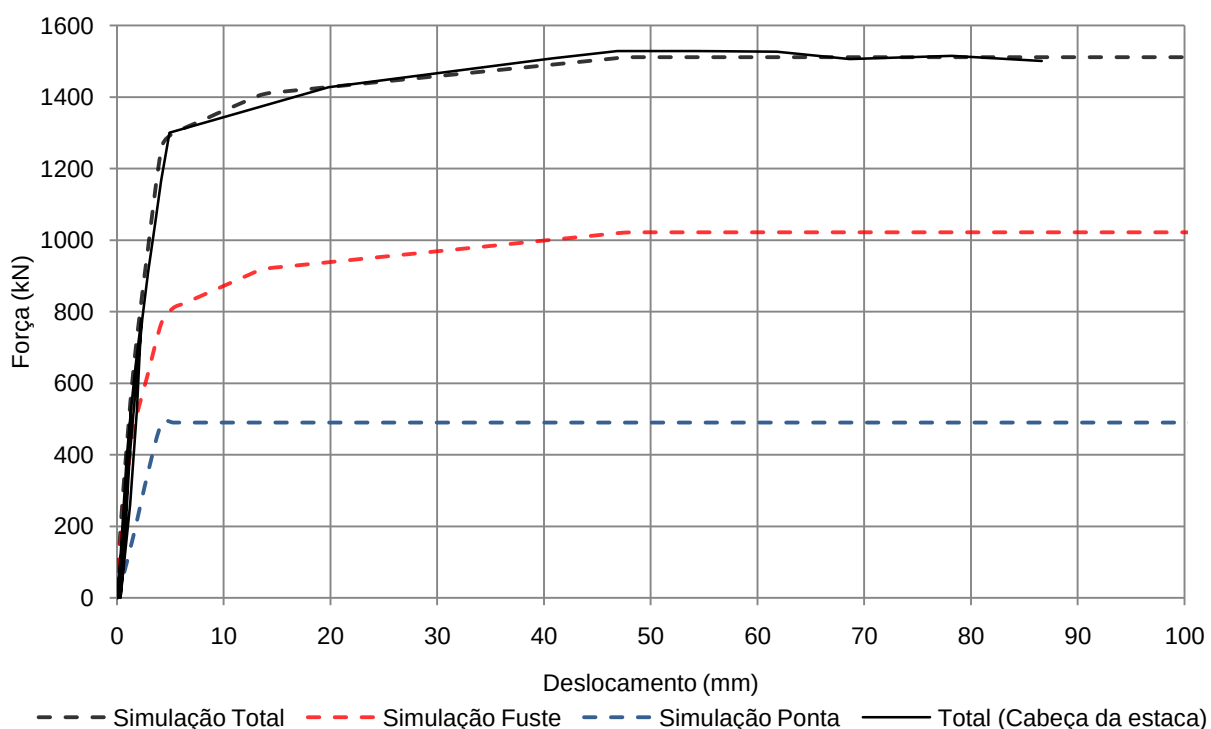


Fig. 5.12 – Simulação das curvas de transferência de carga - estaca C1 (com carga residual)

Na comparação das curvas de transferência de carga obtidas para as situações com e sem carga residual, isto é que prevêem ou não a existência de cargas “congeladas” após a cravação da estaca verificou-se uma situação bastante interessante uma vez que os cálculos revelam, para as considerações tomadas ao longo do trabalho, que as curvas são bastante semelhantes. Apenas se nota uma maior rigidez na mobilização da ponta na situação em que a carga residual é máxima como se pode ver na Figura 5.13. Isto pode dever-se ao facto de, devido à estaca ser cravada, o solo apresentar maior rigidez junto da ponta implicando que a mobilização da resistência de ponta aconteça mais cedo.

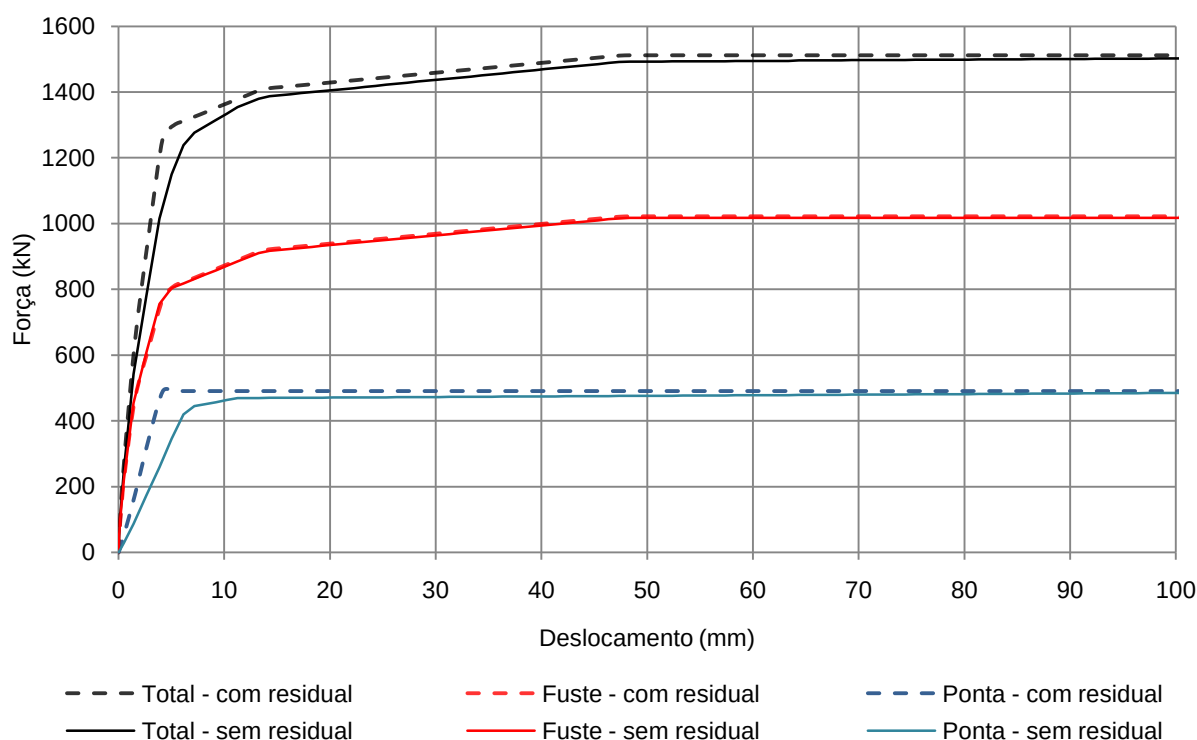


Fig. 5.13 – Comparação das simulações com e sem carga residual para a estaca C1

5.3.1.3. Resumo das Simulações

Neste ponto apresentam-se os quadros resumo referentes às simulações efectuadas para a estaca pré-fabricada cravada. Começa-se por se mostrar os quadros referentes às simulações em que não se teve em consideração as cargas residuais (Quadros 5.7 e 5.8) e logo de seguida os que incluem as referidas cargas residuais (Quadros 5.9 e 5.10).

Para um melhor percepção da influência das curvas de transferência de carga ao nível de projecto, mostra-se também um quadro (Quadro 5.11) com os deslocamentos, e as cargas correspondentes ao fuste e ponta, com as respectivas percentagens, para uma carga de 50% da carga de rotura da estaca. Esta carga foi encontrada seguindo as recomendações do regulamento francês (Bustamante, 1999) e corresponde aproximadamente à carga de dimensionamento tendo em conta os valores da tensão de cedência.

Ao observar o Quadro 5.11 verifica-se que, para a estaca cravada, a maior diferença entre a situação sem e com carga residual se encontra no deslocamento que ocorre na cabeça da estaca. Para a situação em que se considera as cargas residuais, este deslocamento passa a ser ligeiramente mais do que metade do deslocamento que ocorria na simulação em que as cargas residuais não eram consideradas.

Quadro 5.7 – Resumo da análise da capacidade da estaca C1 sem cargas residuais

R_s (kN)	R_t (kN)	R_{ult} (kN)	r_s (kPa)	β	N_t
1016	494	1510	122	2,10	36

Quadro 5.8 – Resumo da análise da transferência de carga da estaca C1 sem cargas residuais*

Resistência Total (kN)	Resistência Lateral (kN)	Resistência de Ponta (kN)
1501	1017	484

*Para um movimento da cabeça de 100 mm

Quadro 5.9 – Resumo da análise da capacidade da estaca C1 com cargas residuais

R_s (kN)	R_t (kN)	R_{ult} (kN)	Residual (kN)	r_s (kPa)	β	N_t
491	1019	1510	510	45	1,00	73

Quadro 5.10 – Resumo da análise da transferência de carga da estaca C1 com cargas residuais

Resistência Total (kN)	Resistência Lateral (kN)	Resistência de Ponta (kN)	Carga Residual (kN)
1512	1022	490	510

*Para um movimento da cabeça de 100 mm

Quadro 5.11 – Valores de referência para uma carga igual a $0,5R_{ult}$ para a estaca C1

	Sem Cargas Residuais		Com Cargas Residuais	
	Fuste	Ponta	Fuste	Ponta
$R_{50\%}$ (kN)	750			
s (mm)	2,65		1,56	
R (kN)	584	166	506	244
%	78	22	73	27

5.3.2. ESTACA MOLDADA COM TUBO RECUPERADO

Neste ponto vão ser reproduzidas todas as simulações referentes à estaca moldada com recurso a tubo moldador recuperado (E9). Vão ser analisadas diversas hipóteses de distribuições da capacidade de carga da estaca e as respectivas curvas de transferência de carga.

A análise da estaca moldada, apesar de instrumentada, revela que os resultados extraídos dos extensómetros não são muito correctos, pelo menos para as primeiras camadas. Mais ainda, o estudo revelou a existência de uma incerteza associada à extrapolação dos valores para a ponta da estaca. Estas situações também vão ser alvo de análise.

5.3.2.1. Simulações sem Carga Residual

A simulação sem ter em conta as cargas residuais tem por objectivo chegar à forma e parâmetros das curvas de transferência de carga, t-z e q-z, e aos respectivos parâmetros de resistência, β e N_t , do fuste e da base, respectivamente. Esta análise é essencial, uma vez que vai permitir a posterior comparação com os resultados obtidos tendo em conta as cargas residuais e perceber quais as implicações de uma má avaliação das cargas residuais.

Assim, partindo dos resultados da distribuição de carga obtida da leitura dos extensómetros no 5º ciclo do carregamento da estaca E9 (Figura 4.19), procurou-se adaptar a capacidade de carga simulada no

programa. Logo à partida, levantaram-se dúvidas relativamente à análise da curva de capacidade de carga que surge na avaliação da extrapolação dos valores dos extensómetros para todo o comprimento da estaca. Será que esta extrapolação acompanha a distribuição encontrada até ao último extensómetro, tal como mostra a Figura 4.19? Ou será que existe um ponto entre os 4 e os 6 metros, a partir do qual a leitura indicaria a inexistência de resistência lateral, apontando para uma presença mais significativa da carga residual e para uma mobilização total da resistência lateral?

A análise apresentada neste ponto utiliza a extrapolação indicada na Figura 4.19, à semelhança de trabalhos anteriores (Fellenius et al., 2007 e Viana da Fonseca et al., 2007). No próximo ponto (5.3.2.2) vão tecer-se mais considerações sobre a segunda possibilidade apresentada.

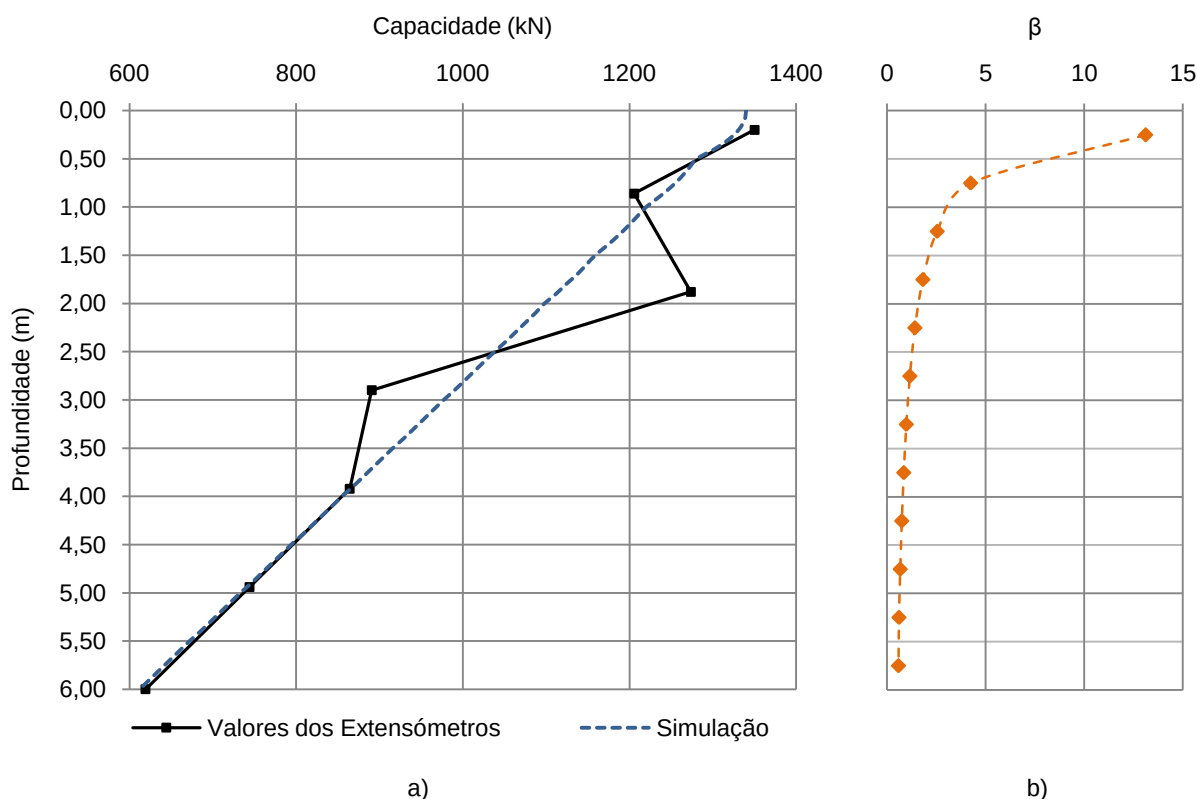


Fig. 5.14 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca E9: a) linear (sem carga residual); b) coeficiente β

Os resultados da capacidade de carga extraídos do ensaio de carga estático mostram que, apesar da extrapolação dos valores obtidos de forma a ficar toda a estaca definida, o fuste e a base têm uma resistência directa de 730 kN e 620 kN, respectivamente, perfazendo uma capacidade total de 1350 kN. Como a leitura do segundo e terceiro extensómetro não parecem ser muito correctas, uma vez que indicam uma variação negativa da resistência do fuste entre eles, numa primeira hipótese vai ser analisada a possibilidade de a estaca ter uma resistência lateral constante ao longo de todo o comprimento.

Assim, a estaca moldada apresenta uma resistência lateral unitária de 64 kPa e cuja correspondente distribuição de carga se apresenta na Figura 5.17 a) e a correspondência em termos do parâmetro β na Figura 5.14 b). A distribuição deste parâmetro em profundidade encontra-se em conformidade com o que já tinha sido apresentado no ponto 2.2.2, ou seja, valores de β elevados à superfície e uma diminuição deste à medida que se avança em profundidade. Relativamente à resistência de ponta, deduziu um parâmetro N_t igual a 19.

À semelhança do que já tinha sido feito na estaca cravada, aqui também se optou por apresentar uma simulação em que o valor do parâmetro β é constante, apontando para uma evolução crescente da resistência lateral unitária. Essa simulação está representada na Figura 5.15 e foi conseguida utilizando um β de 1,08.

Como se pode observar a distribuição simulada não acompanha os resultados dos últimos extensómetros que, como já tinha sido referido, são os mais fiáveis. Apesar disto, este valor único de β permite realizar as comparações subseqüentes uma vez que, em termos globais, representa o mesmo que a simulação linear.

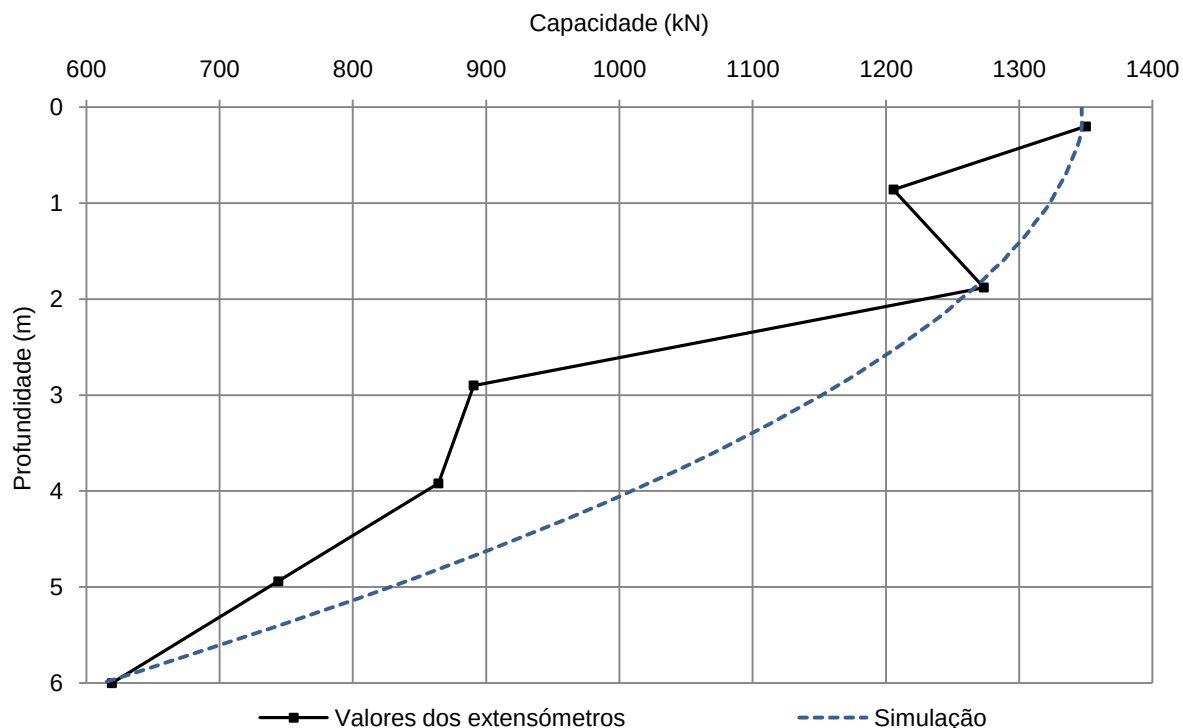


Fig. 5.15 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca E9: β constante (sem carga residual)

Posteriormente, optou-se por se fazer uma aproximação da curva de capacidade de carga da estaca moldada com as características da curva correspondente à estaca de trado contínuo. Esta aproximação surge por dois motivos:

- Existem bastantes semelhanças entre estes métodos construtivos;
- Os resultados dos extensómetros referentes à estaca de trado contínuo parecem ser mais fiáveis, mas discutíveis, uma vez que não apresentam resistência no primeiro metro de estaca.

Assim, nesta simulação, optou-se por não se considerar a resistência correspondente ao primeiro metro de solo, atribuindo-lhe um β igual a 0. No entanto, como a resistência lateral depende também da coesão, vai haver uma pequena variação da resistência lateral nessa faixa, mas que pode ser considerada desprezável.

A próxima figura mostra precisamente a curva de distribuição de carga simulada e a distribuição do parâmetro β em profundidade, que remetem para um valor da resistência unitária aproximadamente igual a 77 kPa entre a profundidade de 1m e o fim da estaca. Uma vez que não houve alteração da resistência de ponta, o parâmetro N_t manteve-se igual a 19.

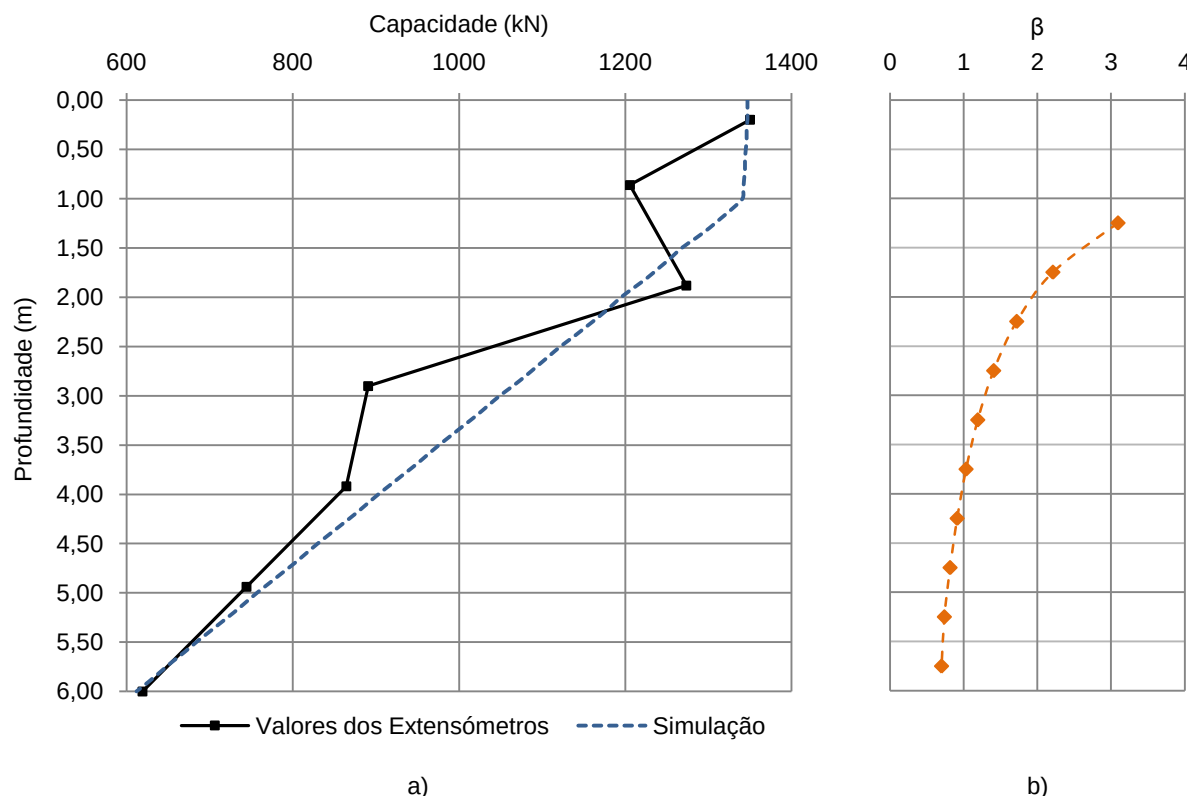


Fig. 5.16 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca E9: a) linear entre os 1 e os 5 metros (sem carga residual); b) coeficiente β

Estas simulações da capacidade de carga apenas mostram possibilidades de distribuição da carga ao longo do fuste. Apesar de se poder considerar que todo o terreno contribui para a resistência lateral, também existe a possibilidade de o extracto do terreno correspondente ao primeiro metro de solo se encontrar demasiado alterado, tornando a sua contribuição para a resistência lateral questionável.

As possibilidades analisadas anteriormente, não têm qualquer implicação na simulação do ensaio de carga no UniPile, uma vez que o valor global tanto da resistência lateral como da de ponta permanece inalterado.

Assim, partindo de qualquer uma das distribuições, foi possível obter as curvas de transferência de carga relativas ao fuste, à ponta e total. Estas curvas, como se pode observar na Figura 5.17, aproximam-se bastante dos resultados obtidos do ensaio de carga estático. Para a ponta, encontrou-se uma correspondência bastante razoável para um parâmetro “ e ” igual a 0,75. No entanto, para o fuste optou-se por utilizar uma curva do tipo personalizado uma vez que o tipo de curva definido pelo parâmetro e mostrava uma rigidez inicial muito elevada, o que não correspondia aos resultados do ensaio. Definiram-se então cinco pontos da curva através da resistência, em percentagem, e do correspondente deslocamento. Os valores atribuídos a esses pontos encontram-se descritos no Quadro 5.12.

Quadro 5.12 – Pontos da curva de transferência de carga do fuste para a estaca E9 sem carga residual

	1	2	3	4	5
Resistência (%)	8	40	78	90	100
Movimento (mm)	0,08	0,81	3,58	12,84	68,80

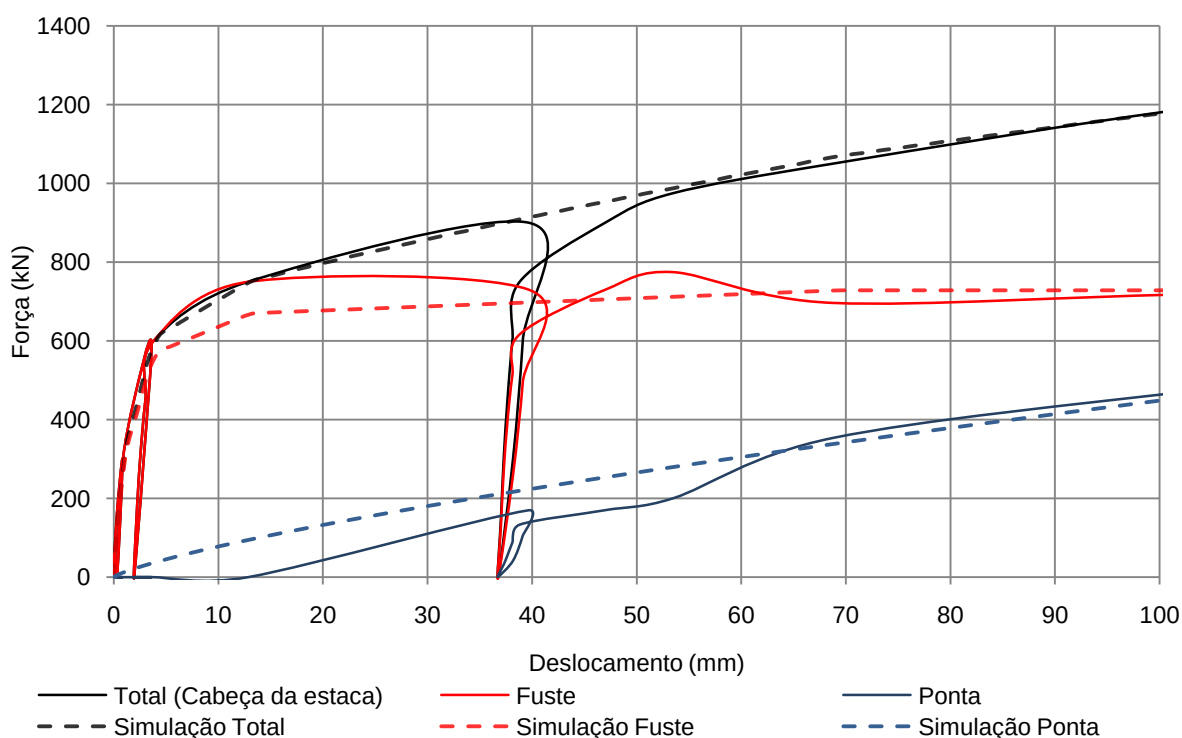


Fig. 5.17 – Simulação das curvas de transferência de carga - estaca E9 (sem carga residual)

5.3.2.2. Simulações com Carga Residual

A simulação da curva de capacidade de carga e de transferência de carga lateral e de ponta, tendo em conta as cargas residuais surge numa perspectiva mais realista que a anterior e tem por objectivo a obtenção das curvas reais, bem como os parâmetros β e N_t associados à estaca moldada.

Para a simulação, e uma vez que não era este o objectivo do trabalho, tomaram-se como aceitáveis os valores apresentados em Viana da Fonseca et al. (2007). Nesse trabalho, utilizando um modelo matemático baseado nas relações de Cambford e desenvolvido por Massad (1992,1993) – *Método das Duas Rectas Modificado (MDRM)* - chegou-se a um valor de 150kN de carga residual, para a estaca moldada (E9).

Uma questão que se levantou durante a simulação e que já tinha sido referenciada, refere-se ao facto de o programa UniPile assumir que a distribuição da carga residual resulta do equilíbrio estático, admitindo a mobilização total da tensão lateral, isto é, ao longo do comprimento da estaca, o atrito lateral é igual à resistência lateral unitária. Assim, na simulação do ensaio de carga estático, a capacidade de carga imposta não muda a partir do momento que se atinja o ponto equilíbrio da carga residual, implicando a ausência resistência lateral ao longo desse comprimento. Este facto levou a que, ao longo deste ponto se considera que a resistência lateral é totalmente mobilizada e que o ponto de equilíbrio da carga residual se situa entre os 4 e os 6 metros.

À semelhança do que já foi efectuado no ponto anterior, optou-se por se simular vários cenários distintos. Neste ponto, assumiu-se que o primeiro metro de solo não contribuiria para a capacidade de carga da estaca pois, de entre as simulações sem carga residual foi a que se considerou mostrar um melhor acompanhamento dos resultados dos extensómetros.

O primeiro cenário assume que a resistência do solo é constante ao longo de todo o comprimento. Esta suposição leva a valores de β distintos e com uma distribuição polinomial ao longo do restante comprimento da estaca, conduzindo ao resultado apresentado na Figura 5.18.

Como se pode observar, na Figura 5.18 são apresentados dois resultados distintos para além dos resultados extraídos directamente dos extensómetros: a falsa e a verdadeira resistência. A curva correspondente à verdadeira resistência é a que tem mais relevância. Esta indica a real distribuição da transferência de carga, em particular na rotura, ou seja, a capacidade da estaca mobilizada em profundidade, permitindo chegar aos novos valores da capacidade do fuste e da ponta. O facto de não se considerar carga residual leva a sobrestimação da resistência lateral e a uma subestimação da resistência de ponta, no entanto o valor total da capacidade permanece inalterado. Sabe-se agora que as resistências correspondentes ao fuste e à ponta são iguais a 450 kN e 900 kN, respectivamente. Estes estão em contraponto com valores extraídos directamente dos resultados do ensaio que são aproximadamente iguais a 600 kN e 750 kN para o fuste e ponta, respectivamente. A falsa resistência corresponde à aproximação dos valores da simulação com os extraídos dos extensómetros e surge da diferença entre a verdadeira resistência e a carga residual. Esta aproximação é bastante razoável e encontra-se em sintonia com os resultados, mas para que o ponto de transição das cargas residuais se situa-se nos 5 metros, foi necessário atribuir valores de β mais elevados na última camada, o que implica que esta camada teria uma resistência mais elevada. Assim, a resistência lateral entre os 1 e os 5 metros seria de 39 kPa e de 77 kPa na restante. Esta alteração é bastante questionável uma vez que não existe nenhuma evidência geotécnica que sustente esta súbita alteração da resistência lateral. Relativamente ao factor de ponta, N_t , a capacidade encontrada remete para um valor de 28. A carga residual foi simulada impondo que esta fosse igual a uma percentagem de N_t . O facto de se querer atribuir um valor de 150 kN aponta para uma percentagem de N_t igual a 17%.

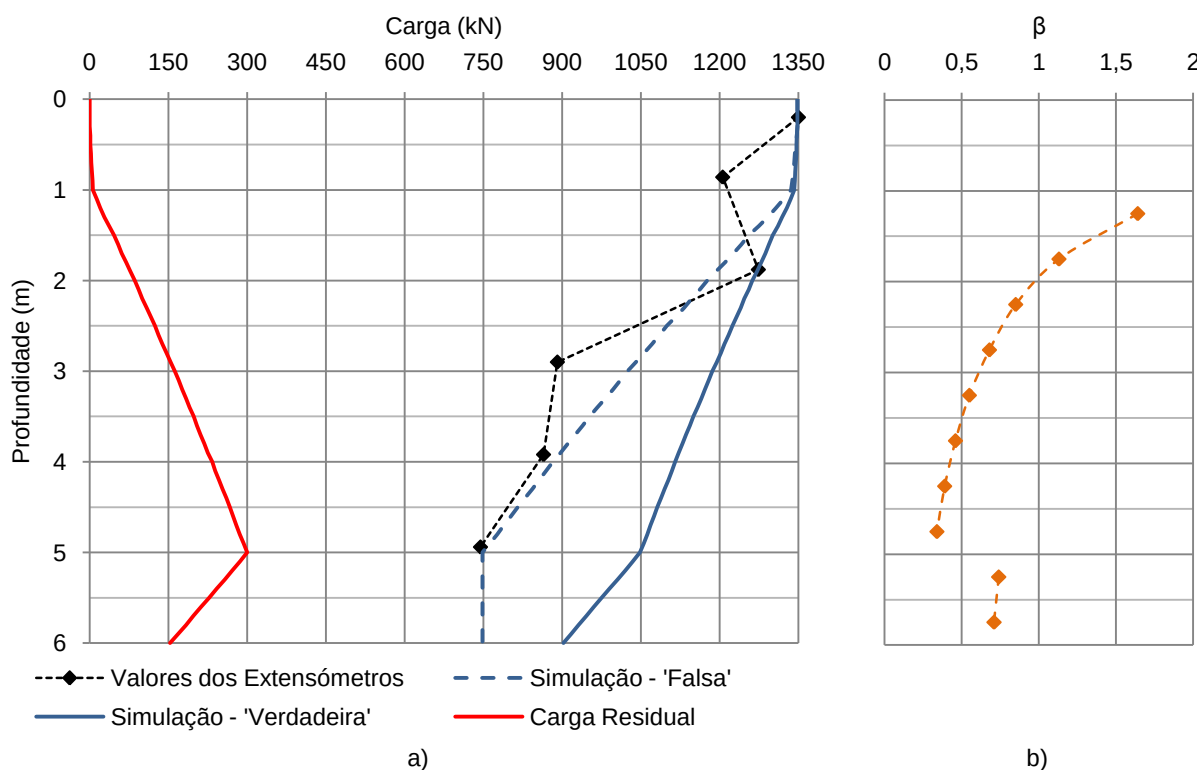


Fig. 5.18 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca E9: a) linear (com carga residual igual a 150 kN e plano neutro aos 5 metros); b) coeficiente β

O segundo cenário reproduz uma simulação bastante semelhante à anterior mas na qual o parâmetro β continua a evoluir exponencialmente depois dos 5 metros e não houve a imposição de o ponto de transição do sentido da carga residual ser aos 5 metros. Tendo em conta isto, obteve-se a curva de capacidade de carga representada na Figura 5.19.

Analisando a Figura 5.19 pode-se ver que a falsa distribuição não acompanha muito bem os resultados dos extensómetros. No entanto, representa uma possibilidade uma vez que os resultados retirados do ensaio, para esta estaca não apresentam uma linearidade demarcada. Neste caso, o plano neutro encontra-se aos 4,3 metros.

A verdadeira resistência passa a ter um valor unitário da resistência lateral igual a 49 kPa. Este valor é mais aceitável, uma vez que é constante a partir da profundidade de 1 metro até ao final da estaca.

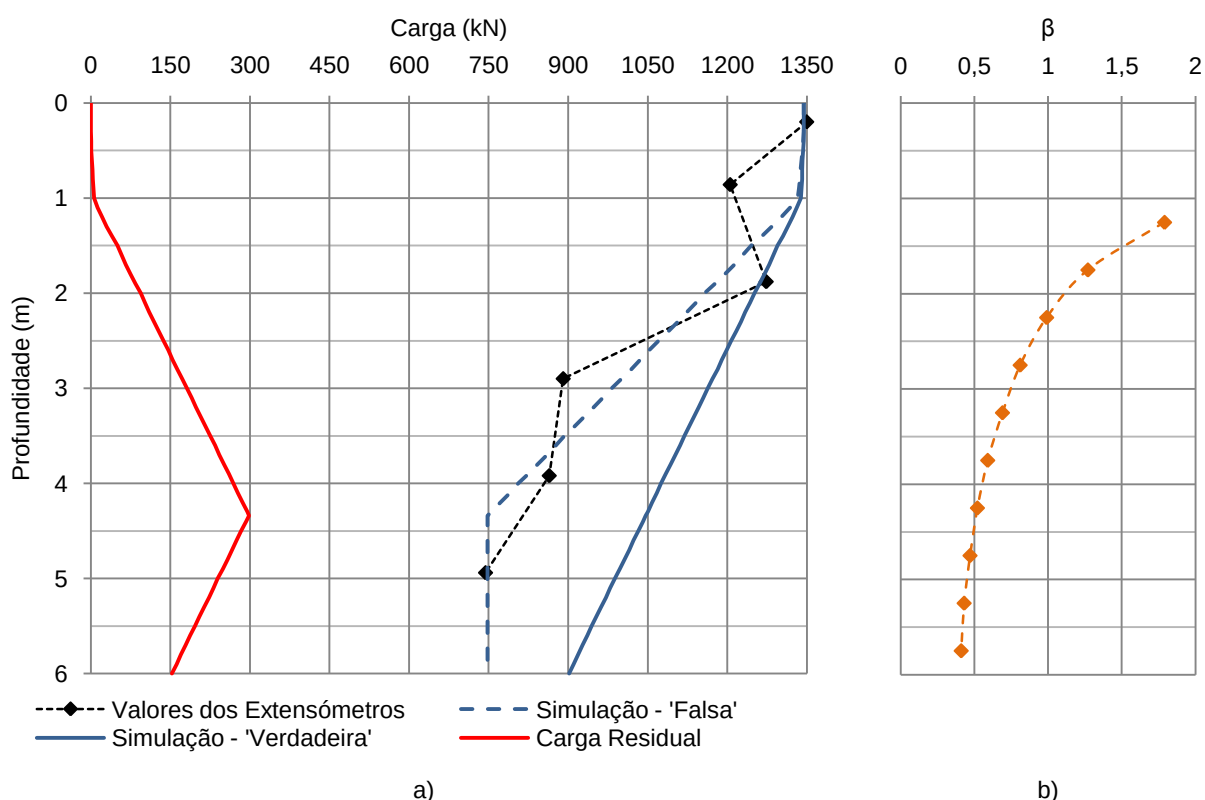


Fig. 5.19 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca E9: a) linear (com carga residual igual a 150 kN e plano neutro aos 4,3 metros); b) coeficiente β

Outro cenário simulado refere-se à hipótese colocada em Fellenius et al. (2007), na qual se considera uma evolução crescente da resistência unitária do fuste, indicando um β constante.

O valor de β encontrado foi de 0,63, tendo-se mantido tanto o parâmetro N_t como a percentagem de necessária à simulação da carga residual. Neste caso, não houve a necessidade de considerar a resistência do primeiro metro de solo nula uma vez que os baixos valores de β nessa camada representam uma resistência muito baixa, como se pode verificar na Figura 5.20. Verifica-se também um acompanhamento da falsa resistência aos valores dos extensómetros e que o eixo neutro se encontra ligeiramente acima dos cinco metros.

Uma vez que as simulações anteriores garantem a mesma capacidade para o fuste e a ponta e a carga residual é igual em todas, é possível gerar as curvas de transferência de carga utilizando qualquer uma das distribuições. Para a simulação das curva de transferência de carga utilizou-se o esquema que já

tem vindo a ser utilizado ao longo da dissertação, isto é, a curva referente à ponta é definida utilizando o parâmetro “e” e a referente ao fuste é delimitada através de 5 pontos apresentados no Quadro 5.13. O resultado é apresentado na Figura 5.21 e confronta os resultados do ensaio estático, que não tiveram em conta as cargas residuais, com a simulação que tem em conta a presença dessas cargas. Em princípio, se tivesse havido a possibilidade de calibrar os extensómetros no início do ensaio de carga estático, estas seriam as curvas obtidas.

A curva “q-z” mostra ter um crescimento suave sem ter um valor de pico distinto, apresentando um valor da carga à cabeça igual a 670 kN para um movimento de 100 mm.

Uma evidência extraída destes resultados é o facto de o fuste apresentar um amortecimento da resistência lateral para um movimento da cabeça da estaca aproximadamente igual a 13 mm, no qual é atingido o máximo de 600 kN decrescendo para 494 kN até aos 100 mm. Os resultados extraídos directamente dos extensómetros não apontavam para tal. Este amortecimento pode dever-se a uma cedência da resistência provocada por alguma rugosidade ao longo do fuste que deixa de se obter para grandes deformações.

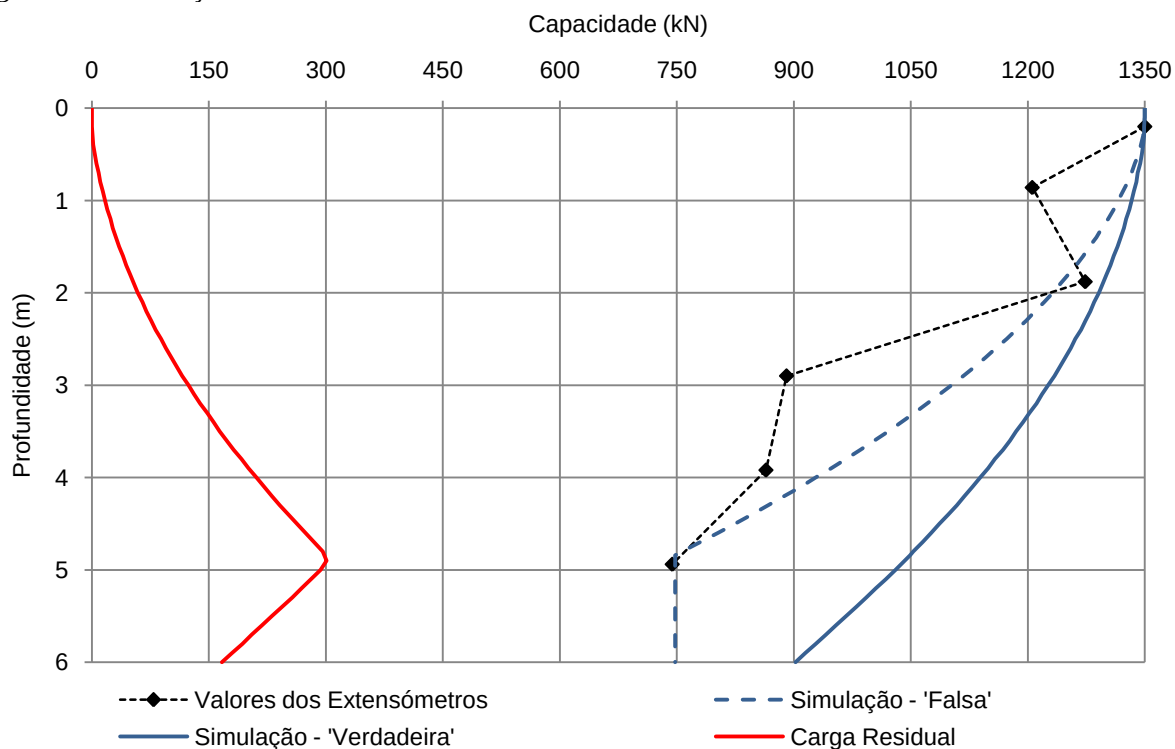


Fig. 5.20 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca E9: β constante (com carga residual igual a 150 kN)

Quadro 5.13 – Pontos da curva de transferência de carga do fuste da estaca E9 com carga residual

	1	2	3	4	5
Resistência (%)	47	90	100	93	73
Movimento (mm)	0,81	3,58	12,84	39,65	155,05

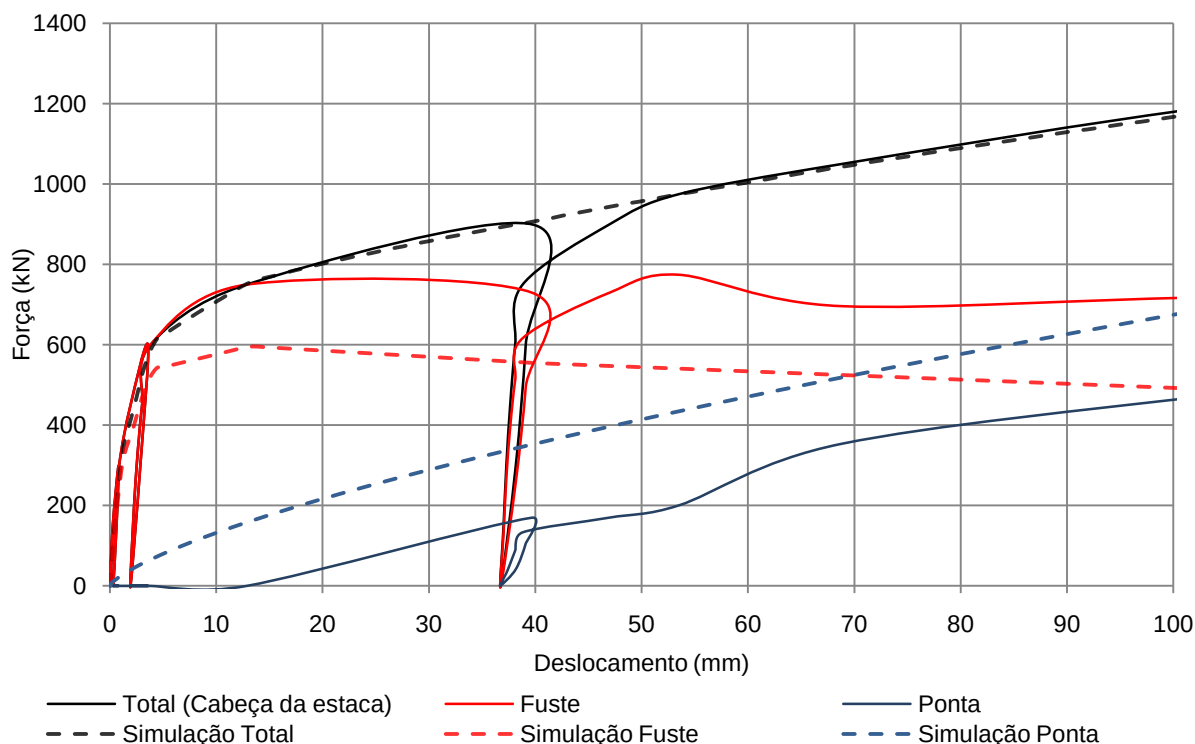


Fig. 5.21 – Simulação das curvas de transferência de carga - estaca E9 (com carga residual igual a 150 kN)

Depois de se ter analisado a estaca moldada, garantindo sempre uma carga residual igual a 150kN, foi levantada uma questão: Será que a carga residual pode tomar outro valor de modo a que garanta uma correcta distribuição?

A próxima modelação visa tentar encontrar o valor dessa carga residual para a que se pensou ser a distribuição da falsa resistência mais correcta. Esta distribuição acompanha os resultados dos extensómetros de forma linear entre as profundidades de 1 e de 5 metros, ficando o ponto de transição das cargas residuais aos 5 metros. A próxima figura reporta isso mesmo.

Relativamente à carga de ponta, foi necessário utilizar um parâmetro N_t igual a 30 e para a resistência lateral utilizaram-se os valores de β indicados na Figura 6.7 b). Estes parâmetros levam a um valor total da resistência de ponta e lateral igual a 966 kN e 384 kN, respectivamente. A resistência lateral unitária é aproximadamente igual a 40 kPa.

A carga residual é igual a 220 kN, o que corresponde a 23% de N_t .

Na Figura 5.23 mostra-se a simulação das curvas de transferência de carga referentes a este caso. Nota-se obviamente diferenças na curva correspondente à ponta. Esta apresenta agora uma carga à cabeça de praticamente 700 kN para um movimento de 100 mm.

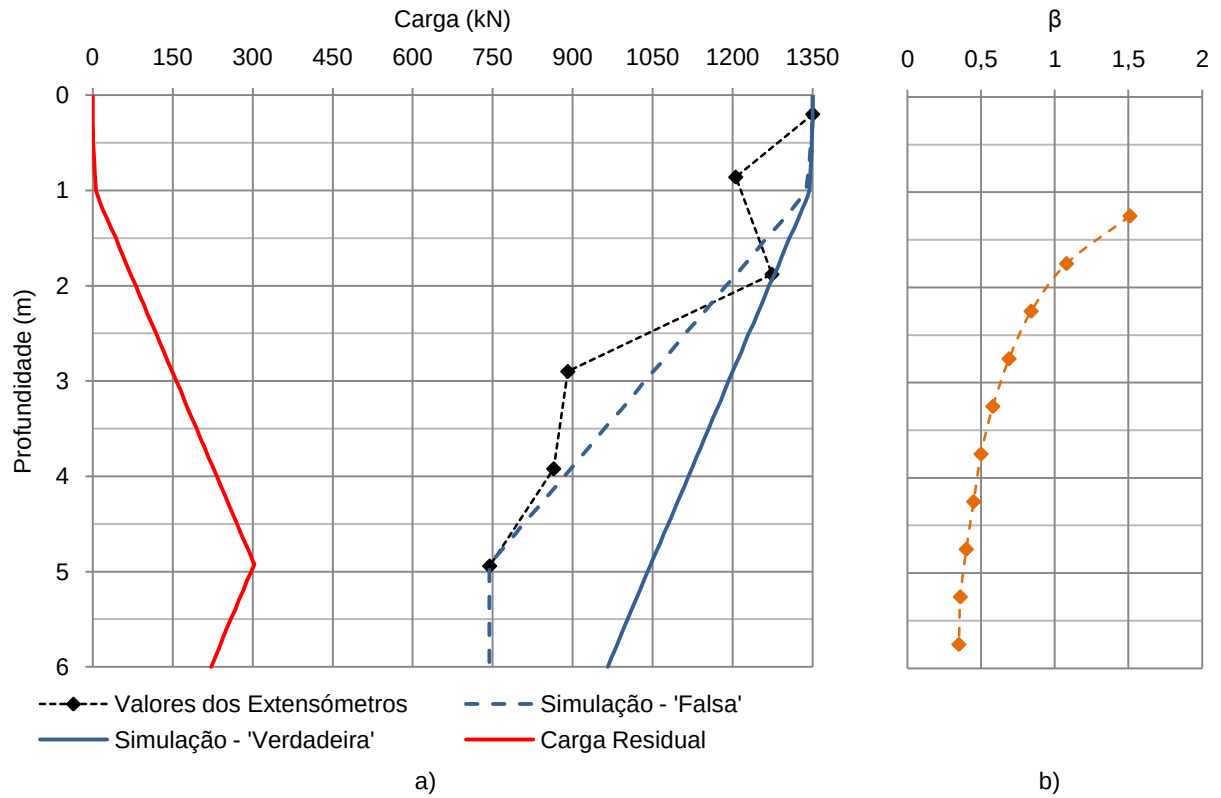


Fig. 5.22 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca E9: a) linear (com carga residual igual a 220 kN e plano neutro aos 5 metros); b) coeficiente β

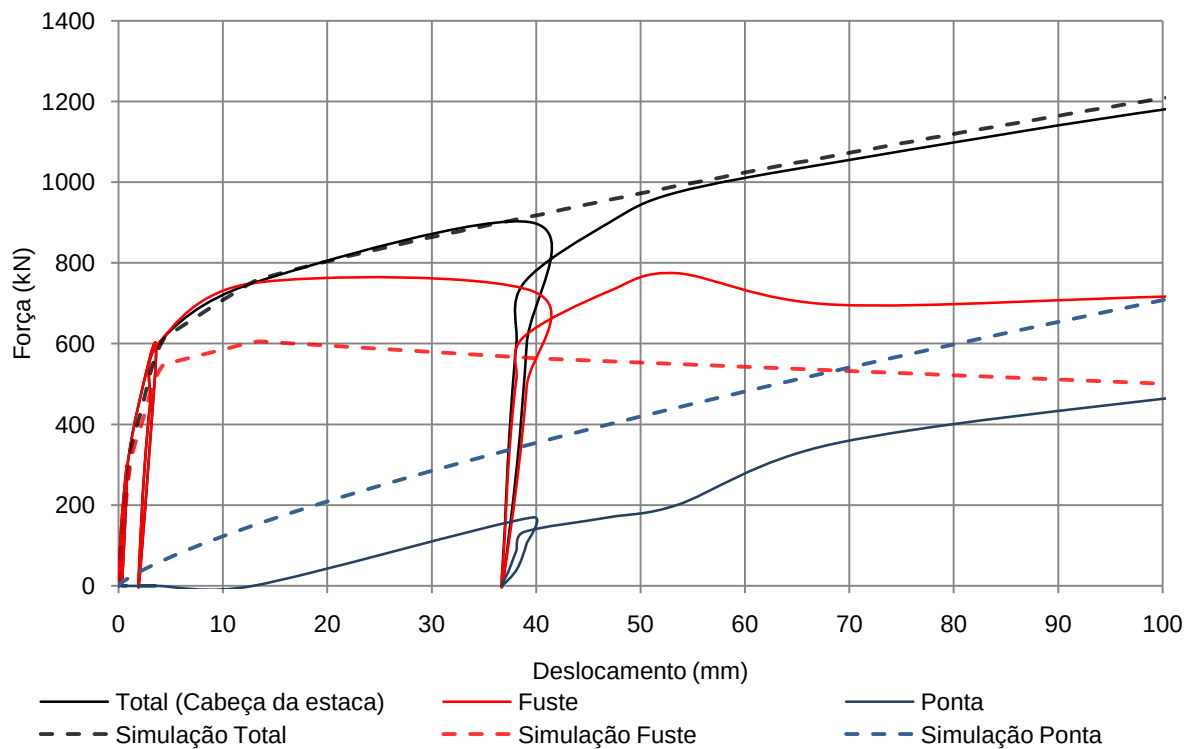


Fig. 5.23 – Simulação das curvas de transferência de carga - estaca E9 (com carga residual igual a 220 kN)

5.3.2.3. Resumo das Simulações

De seguida apresentam-se os quadros resumo referentes às simulações efectuadas para a estaca moldada com tubo recuperado. À semelhança do que foi mostrado para a estaca cravada, mostra-se os quadros referentes às simulações em que não se teve em consideração as cargas residuais (Quadros 5.14 e 5.15), seguindo dos que incluem as referidas cargas residuais (Quadros 5.16 e 5.17).

Utilizando novamente as recomendações do regulamento francês (Bustamante et al., 1999), mostra-se no Quadro 5.18 os valores de referência para uma carga igual a 50% da carga de rotura da estaca.

Ao observar o Quadro 5.18 verifica-se que, para a estaca moldada, tanto para a situação com e sem cargas residuais, se obtém o mesmo deslocamento. Nesta estaca a diferença passa a ser ao nível da distribuição de cargas entre o fuste e a ponta.

Fica bem explícito que, neste tipo de estaca, a contribuição da ponta é muito pequena para a carga de serviço considerada, sendo a maior parte da carga suportada pelo fuste. Apesar do esperado aumento da carga na ponta e diminuição da carga do fuste quando se passa para a situação com cargas residuais, estas variações não são suficientes para chegar às distribuições de carga recomendadas pelo próprio regulamento.

Quadro 5.14 – Resumo da análise da capacidade da estaca E9 sem cargas residuais

Considerando a resistência de todo o solo						Considerando a resistência do solo desde a profundidade de 1m	
R_s (kN)	R_t (kN)	R_{ult} (kN)	r_s (kPa)	β	N_t	r_s (kPa)	N_t
730	620	1350	64	1,08	19	77	19

Quadro 5.15 – Resumo da análise da transferência de carga da estaca E9 sem cargas residuais*

Resistência Total (kN)	Resistência Lateral (kN)	Resistência de Ponta (kN)
1176	728	448

*Para um movimento da cabeça de 100 mm

Quadro 5.16 – Resumo da análise da capacidade da estaca E9 com cargas residuais

	R_s (kN)	R_t (kN)	R_{ult} (kN)	Residual (kN)	r_s (kPa)	β	N_t
Plano neutro aos 5,0m	450	900	1350	150	1m a 5m	39	28
					5m a 6m	77	
Plano neutro aos 5,0m	384	966	1350	220	40	-	30
Plano neutro aos 4,3m	450	900	1350	150	49	-	28

Quadro 5.17 – Resumo da análise da transferência de carga da estaca E9 com cargas residuais*

Resistência Total (kN)	Resistência Lateral (kN)	Resistência de Ponta (kN)	Carga Residual (kN)
1164	494 ⁽¹⁾	670	150
1200	500 ⁽²⁾	700	220

*Para um movimento da cabeça de 100 mm

⁽¹⁾Apresenta um valor máximo de 600kN aos 13 mm

⁽²⁾Apresenta um valor máximo de 605kN aos 13 mm

Quadro 5.18 – Valores de referência para uma carga igual a $0,5R_{ult}$ para a estaca E9

	Sem Cargas Residuais		Com Cargas Residuais	
	Fuste	Ponta	Fuste	Ponta
$R_{50\%}$ (kN)		600		
s (mm)		4,3		
R (kN)	561	39	530	70
%	93,6	6,4	88,3	11,7

5.3.3. ESTACA DE TRADO CONTINUO

Neste ponto vai ser estudada a estaca de trado contínuo (T1), apresentando-se as simulações relevantes que permitiram apresentar as propostas de curvas de transferência de carga que mais adiante de apresentam.

Esta estaca é a que apresenta os resultados extraídos dos extensómetros mais fiáveis, o que facilitou bastante as diversas análises. Mais uma vez, nesta estaca também se levantou o problema da incerteza da extrapolação dos resultados para a ponta (base) da estaca.

5.3.3.1. Simulações sem Carga Residual

À semelhança do que já tinha sido feito nas restantes estacas, começou-se por analisar a estaca utilizado directamente os resultados dos ensaios, não prevendo a presença de qualquer carga residual. Este exercício permite chegar à forma das curvas de transferência de carga que posteriormente serão utilizadas quando subsequentemente se considerar a presença das cargas residuais, que serão calculadas por um método expedito.

Esta estaca foi a que apresentou os resultados mais fiáveis, mostrando haver uma linearidade entre todos valores retirados dos extensómetros, excepto no primeiro, para o último ciclo de carregamento. O facto de não haver diferença na carga entre o primeiro e o segundo extensómetro, indicando a ausência de resistência lateral, pode dever-se a perturbações (desconfinamento, etc.) no primeiro metro de solo, como aliás já se havia verificado na estaca moldada.

Nesta estaca também se levantaram as mesmas questões que foram apresentadas em 5.3.2, relativamente à extrapolação dos resultados dos extensómetros para a ponta da estaca. Para esta análise, utilizou-se a extrapolação dos valores dos extensómetros até ao fim da estaca apresentada na Figura 4.22. Estes resultados apontam para uma resistência igual a 735 kN e 440 kN para o fuste e para a ponta, respectivamente, apontando assim para uma resistência total da estaca de 1175 kN. Assim, a estaca CFA apresenta uma resistência lateral unitária igual a 76 kPa.

Na Figura 5.24 apresenta-se a distribuição de carga em conjunto com a distribuição do coeficiente β em profundidade. Pode-se observar que a simulação acompanha os valores dos extensómetros de forma bastante razoável. O parâmetro β evolui exponencialmente, indicando que a estaca resiste de forma semelhante ao longo do seu comprimento. A excepção encontra-se no primeiro metro de solo, em que se considerou não existir resistência e como tal atribuiu-se um β igual a 0. Relativamente à ponta obteve-se um valor de N_t igual a 14.

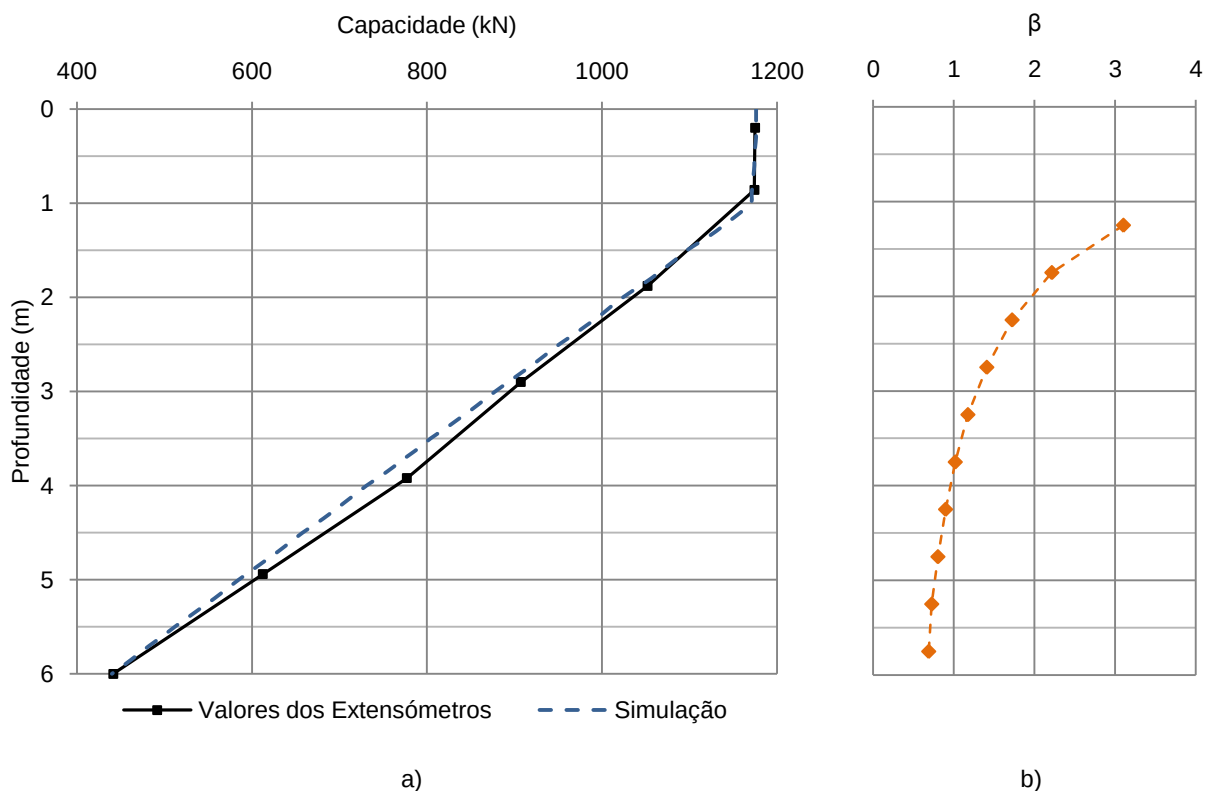
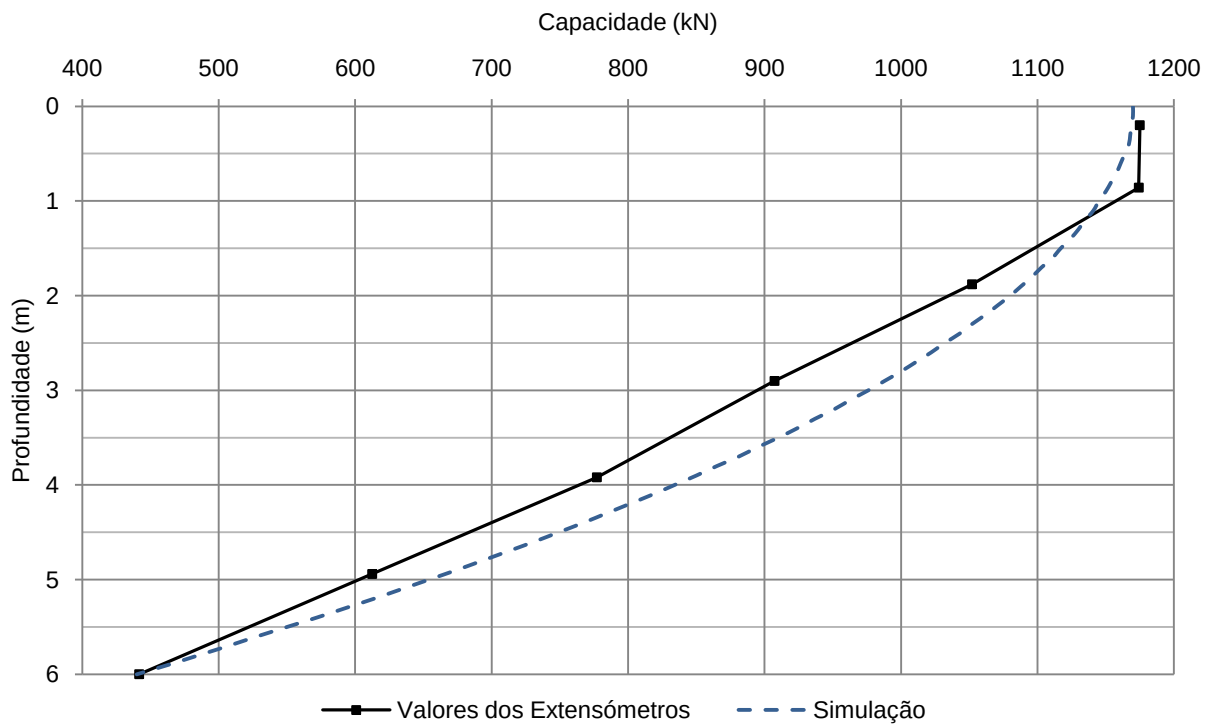


Fig. 5.24 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca T1: a) linear (sem carga residual); b) coeficiente β

Tentou-se também a possibilidade de a resistência lateral unitária ser crescente ao longo de todo o comprimento da estaca, apontando para uma evolução constante de β (Figura 5.25). Utilizando as mesmas condições da simulação anterior, obteve-se a distribuição apresentada na próxima figura usando um valor de β igual a 1,05. Em termos absolutos os valores da capacidade relativos ao fuste e à ponta mantêm-se. Pode-se observar que a distribuição não acompanha a distribuição encontrada no ensaio e que o facto de não se considerar a presença de carga residual leva a que os parâmetros β e N_t não estejam em consonância.

Este resultado levou a que não se efectua a mesma simulação não considerando a resistência do primeiro metro de solo, ou seja, a zona onde β seria igual a 0, uma vez que a distribuição daria ainda mais desviada.

Fig. 5.25 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca T1: β constante (sem carga residual)

Partindo de qualquer uma das simulações da capacidade de carga anteriores, foi possível encontrar as curvas de transferência de carga. Pode observar-se que as curvas simuladas acompanham os resultados dos ensaios de forma bastante razoável. A curva correspondente ao fuste foi definida por meio de cinco pontos (Quadro 5.19), enquanto a da base ficou definida pelo parâmetro “ e ”, igual a 0,35.

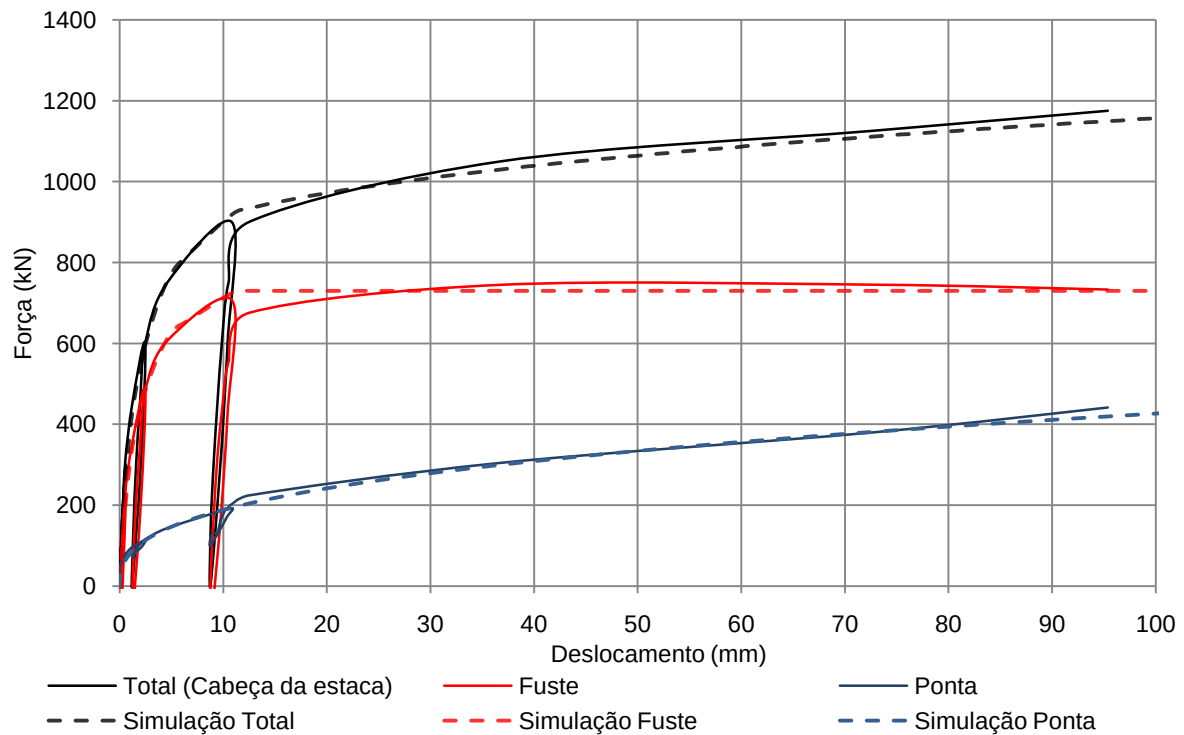


Fig. 5.26 – Simulação das curvas de transferência de carga – estaca T1 (sem carga residual)

Quadro 5.19 – Pontos da curva de transferência de carga do fuste da estaca T1 sem carga residual

	1	2	3	4	5
Resistência (%)	32	50	70	87	100
Movimento (mm)	0,513	1,215	2,457	4,584	10,817

5.3.3.2. Simulações com Carga Residual

Procedem-se então às simulações relativas à estaca de trado contínuo tendo em conta as cargas residuais e que vão permitir encontrar os parâmetros β e N_t que mais realisticamente definem a capacidade de carga da estaca. À semelhança do que já foi apresentado para a estaca moldada, vai ser usado o valor da carga residual proposto no trabalho de Viana da Fonseca et al. (2007), à luz do Método das Duas Rectas Modificado (Massad, 1992, 1993) e que é igual a 150 kN.

Na primeira simulação forçou-se, para além da carga residual, a posição do plano neutro para que se situasse à profundidade de 5 metros e que a resistência ao longo do fuste se distribuisse de forma linear entre as profundidades de 1 a 5 metros. Posto isto, obteve-se a distribuição apresentada na Figura 5.27.

Pode observar-se que a “falsa” resistência (a que simula o registo dos extensómetros) acompanha os resultados do ensaio no 5º ciclo do carregamento até aos 5 metros de profundidade. A partir desse ponto até ao fim da estaca, o resultado não apresenta resistência lateral, indicando que o plano neutro se encontra a essa profundidade.

Relativamente à verdadeira resistência, o resultado não foi muito bom. Verifica-se que, de modo a situar o plano neutro à profundidade indicada que há necessidade de aumentar a resistência lateral unitária a partir dessa profundidade. Entre 1 e 5 metros a verdadeira resistência lateral unitária passe a ser de 35 kPa. A partir desse ponto até ao final da estaca, assume o valor de 65 Kpa. Como já tinha sido referido para a estaca moldada, não existe nenhuma relevância geotécnica que aponte para tal e como tal não é muito realista. Já a ponta da estaca apresenta uma capacidade de 770 kN, correspondendo a um valor de N_t igual a 23,5, também pouco razoável.

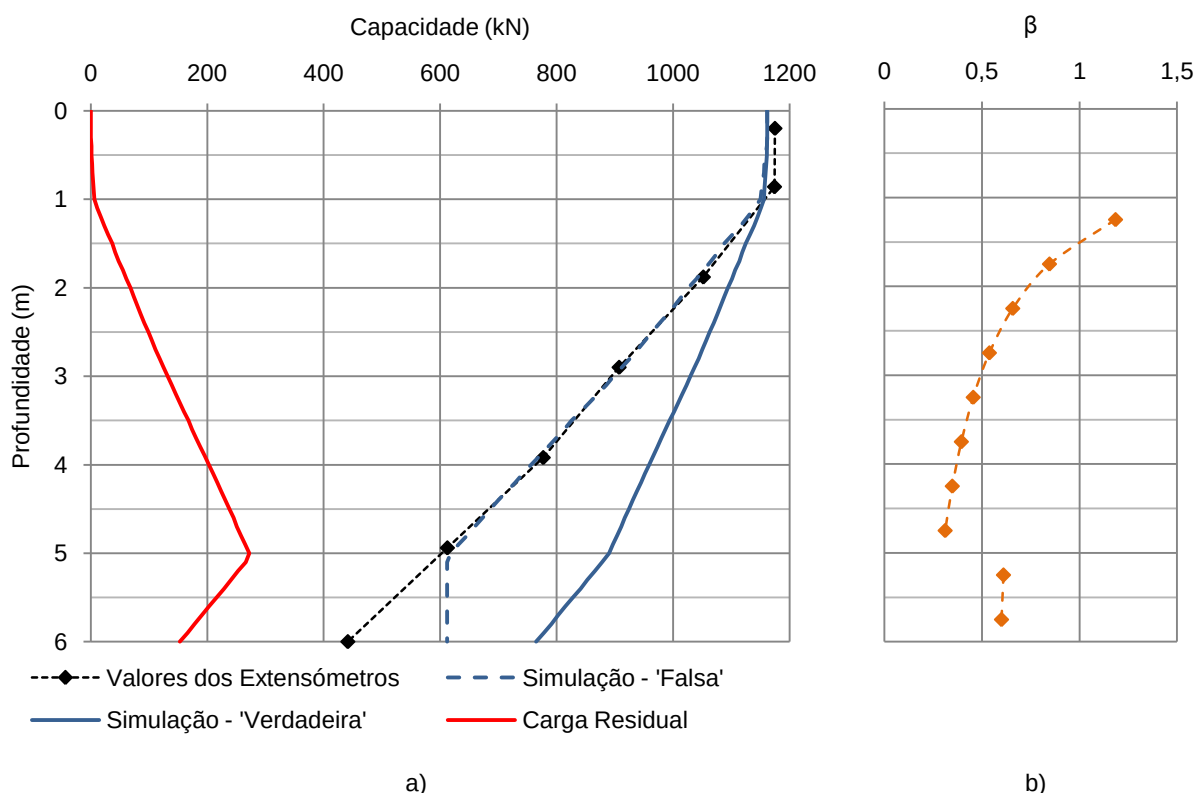


Fig. 5.27 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca T1: a) linear (com carga residual igual a 150 kN e plano neutro aos 5 metros); b) coeficiente β

Tendo em conta o referido simulou-se outra distribuição, na qual não se forçou o eixo neutro a posicionar-se à profundidade de 5 metros. O ponto de transição do sentido da carga residual subiu para os 4,55 metros de profundidade e fez com que a simulação da falsa resistência não acompanhasse os valores dos extensómetros, ao contrário do que tinha acontecido na estaca moldada, em que não havia uma linearidade marcada nos resultados dos mesmos.

Mesmo assim, apesar destas incongruências, optou-se por simular das curvas de transferência de carga correspondentes, que são apresentadas na Figura 5.28. A simulação da curva de transferência de carga relativa ao fuste foi conseguida utilizando os pontos da Quadro 5.19 e que já tinham sido utilizados para encontrar a curva sem a consideração da carga residual. Já para simulação da curva correspondente à ponta houve a necessidade de alterar o valor do parâmetro “ e ” de 0,35 para 0,3.

Pode-se observar que a curva de transferência de carga total se encontra em concordância com a curva extraída do ensaio de carga estático. No entanto, as curvas correspondentes tanto ao fuste como à ponta são bastante diferentes das obtidas sem a consideração da carga residual e que representam as extraídas directamente do ensaio de carga estático.

As curvas simuladas seriam, em princípio, as obtidas caso se tivesse havido a possibilidade de “zerar” os extensómetros de modo a apenas se extrair directamente a curva que reflecte a interacção solo-estaca.

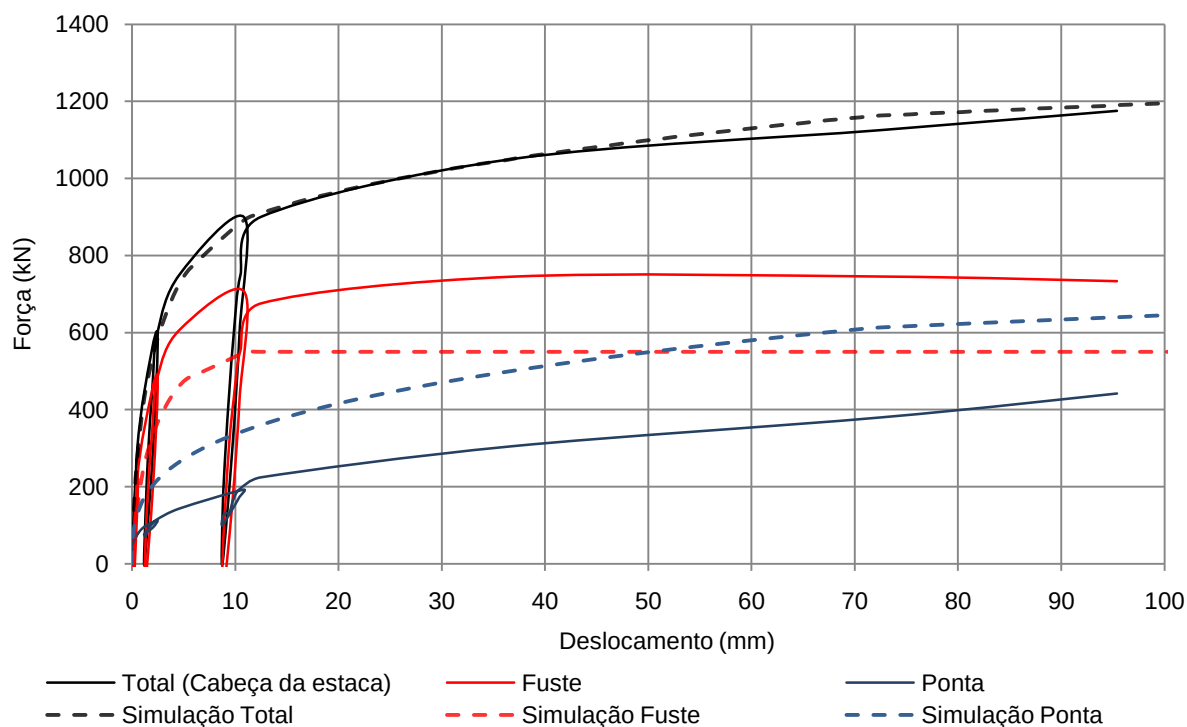


Fig. 5.28 – Simulação das curvas de transferência de carga – estaca T1 (com carga residual igual a 150 kN)

Outra possibilidade estudada refere-se a não aceitar o valor da carga residual proposto pelo MDRM de 150 kN. Assim, impondo o ponto de transição das cargas residuais aos 5 metros e uma carga lateral unitária constante até esse ponto, procura-se estimar qual a carga residual que permitiria chegar a estes pressupostos.

Partindo sempre do pressuposto que existe uma mobilização total da resistência lateral, encontrou-se uma carga residual de 205 kN, correspondendo a 25% de N_t . Esta carga permitiu que a simulação da falsa resistência acompanhasse os valores dos extensômetros e que a verdadeira resistência fosse linear desde um metro de profundidade até ao fim da estaca. Esta hipótese está em boa concordância com a caracterização geotécnica.

Segundo a verdadeira resistência o fuste apresenta uma capacidade de 355 kN, correspondendo a uma resistência lateral unitária de 36 kPa a partir da profundidade de 1 metro até ao final da estaca. Os valores do parâmetro β encontram-se discriminados em profundidade na Figura 5.29 b). Relativamente à ponta passa-se a ter uma capacidade de 820 kN, correspondendo a um valor de N_t igual a 25.

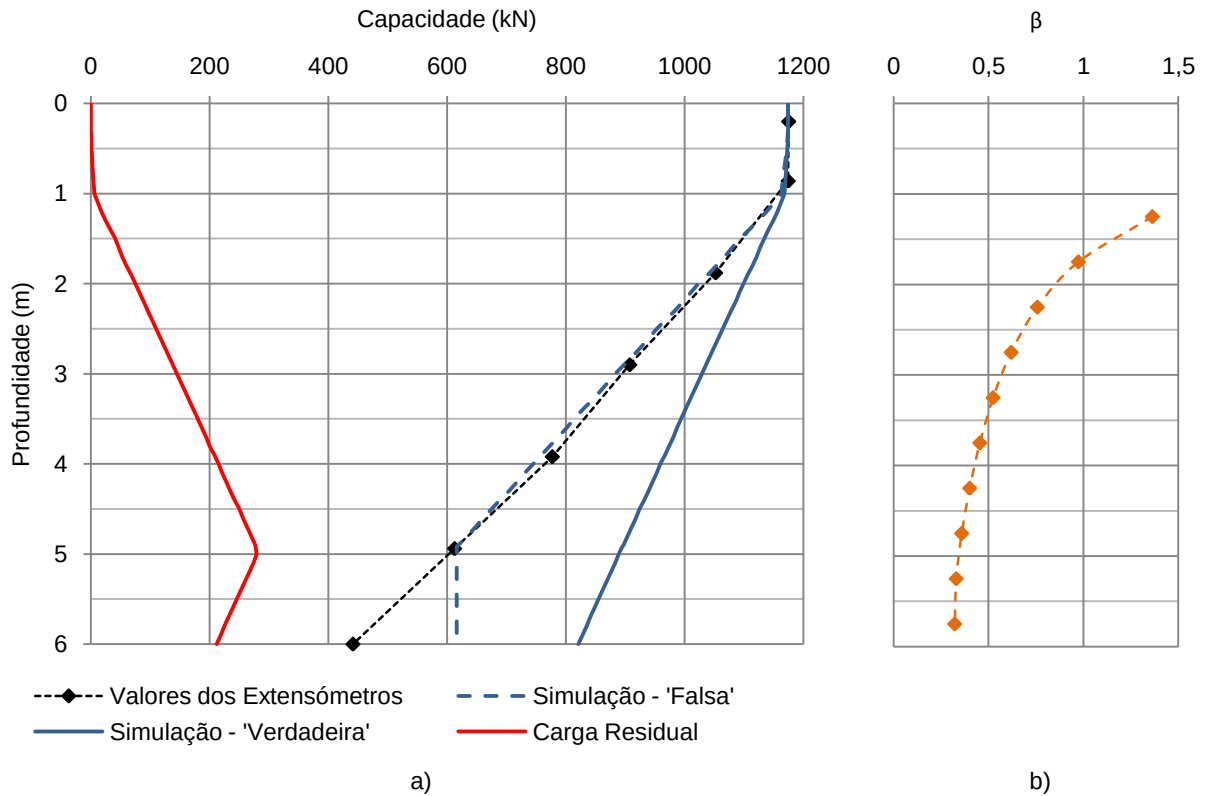


Fig. 5.29 – Simulação da Capacidade de Carga da estaca T1: a) linear (com carga residual igual a 205 kN); b) coeficiente β

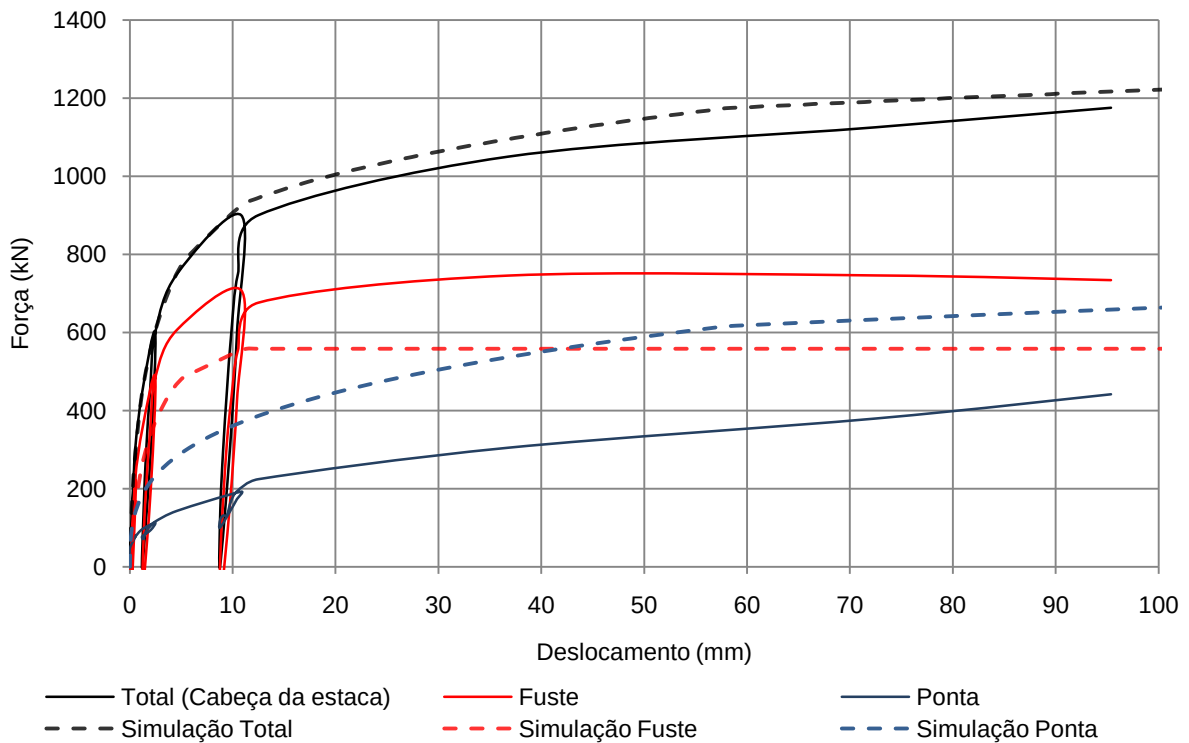


Fig. 5.30 – Simulação das curvas de transferência de carga – estaca T1 (com carga residual igual a 205 kN)

A simulação do ensaio de carga estático é que não permitiu obter resultados tão perfeitos. Para simular as curvas de transferência de carga utilizaram-se as formas das curvas do ensaio anterior. Na Figura 5.30, pode-se observar que a curva de transferência de carga total apenas acompanha os resultados do ensaio até aos 10 mm. Para as cargas seguintes, e pós-ciclo de descarga-descarga, os resultados simulados são ligeiramente superiores aos extraídos do ensaio. Isto deve-se à ponta agora apresentar uma capacidade ligeiramente superior, o que pode implicar que exista um amortecimento da resistência lateral depois dos 10 mm, à semelhança do que já tinha sido encontrado para a estaca moldada mas sem ser tão pronunciado. Tal comportamento é lógico e substanciado, já que em se tratando de um carregamento pós-ciclo pode ter-se acelerado a evolução para a resistência lateral, ou seja, a volume constante.

5.3.3.3. Resumo das Simulações

Neste ponto apresentam-se os quadros resumo referentes às simulações efectuadas para a estaca de trado contínuo. À semelhança das restantes estacas, começa-se por se mostrar os quadros referentes às simulações em que não se teve em consideração as cargas residuais (Quadros 5.20 e 5.21) e logo de seguida os que incluem as referidas cargas residuais (Quadros 5.22 e 5.23).

Para um melhor percepção da influência das curvas de transferência de carga ao nível de projecto, mostra-se um quadro (Quadro 5.24) com os valores de referencia relativos aos deslocamentos e as cargas correspondentes ao fuste e ponta, com as respectivas percentagens, para uma carga de 50% da carga de rotura da estaca. Esta carga é igual à correspondente para a estaca moldada e corresponde aproximadamente à carga de dimensionamento tendo em conta os valores da tensão de cedência. (Bustamante et al., 1999)

Ao observar o Quadro 5.24 verifica-se que a diferença entre a situação sem e com carga residual se encontra nas diferentes percentagens relativas à distribuição de carga entre o fuste e a base. Como esperado, há uma diminuição da carga no fuste e um aumento da carga na ponta quando se passa a considerar as cargas residuais. Para a situação em que se considera as cargas residuais, este deslocamento passa a ser ligeiramente mais do que metade do deslocamento que ocorria na simulação em que as cargas residuais não eram consideradas. À semelhança do que já se tinha verificado na estaca moldada com tubo recuperado, as percentagens de distribuição de carga encontradas para a situação mais realista (com cargas residuais), não estão de acordo com as recomendações do regulamento francês (Bustamante et al., 1999).

Quadro 5.20 – Resumo da análise da capacidade da estaca T1 sem cargas residuais

Considerando a resistência de todo o solo				Considerando a resistência do solo desde a profundidade de 1m	
R_s (kN)	R_t (kN)	R_{ult} (kN)	β	r_s (kPa)	N_t
735	440	1175	1,05	76	14

Quadro 5.21 – Resumo da análise da transferência de carga da estaca T1 sem cargas residuais *

Resistência Total (kN)	Resistência Lateral (kN)	Resistência de Ponta (kN)
1155	730	425

* Para um movimento da cabeça de 100 mm

Quadro 5.22 – Resumo da análise da capacidade da estaca T1 com cargas residuais

	R_s (kN)	R_t (kN)	R_{ult} (kN)	Residual (kN)	r_s (kPa)	N_t
Plano neutro aos 5,0m	397	778	1175	150	1m a 5m 35 5m a 6m 65	23,5
Plano neutro aos 5,0m	355	820	1175	205	36	25

Quadro 5.23 – Resumo da análise da transferência de carga da estaca T1 com cargas residuais *

Resistência Total (kN)	Resistência Lateral (kN)	Resistência de Ponta (kN)	Carga Residual (kN)
1200	555	645	150
1220	557	663	205

* Para um movimento da cabeça de 100 mm

Quadro 5.24 – Valores de referência para uma carga igual a $0,5R_{ult}$ para a estaca T1

	Sem Cargas Residuais		Com Cargas Residuais	
	Fuste	Ponta	Fuste	Ponta
$R_{50\%}$ (kN)			600	
s (mm)			2,7	
R (kN)	486	114	377	223
%	81	19	63	37

5.4. APLICAÇÃO DA METODOLOGIA

Este ponto resulta da aplicação da metodologia proposta no Capítulo 3 a cada uma das estacas.

A sua aplicação não se revelou fácil, principalmente devido à resolução matemática da equação da curva de transferência de carga referente ao fuste. De maneira a ultrapassar este problema foi desenvolvida uma sequência de cálculo no programa Maple 13.0, que em conjunto com uma folha de cálculo do Excel, permitiu iterar diferentes soluções. O resultado final foi obtido por comparação gráfica de cada curva tendo sido sempre feito o melhor ajuste possível.

5.4.1. ESTACA CRAVADA

Apresenta-se aqui a aplicação da metodologia à estaca C1 cravada, permitindo encontrar os parâmetros f e g que a definem.

Para poder aplicar esta metodologia, calibrada para estacas circulares, associa-se a mesma área da estaca quadrada pré-fabricada, pelo conceito de área equivalente. Este conceito não será o mais correcto, mas permite uma aproximação bastante razoável sem que seja necessária a reformulação total da metodologia para este tipo de estacas.

Igualando a área correspondente à estaca cravada à área de um círculo facilmente se obtêm que esta estaca é equivalente a uma com diâmetro igual a 197,47 mm.

Tentou-se, em primeiro lugar, encontrar os parâmetros correspondentes à ponta da estaca. A melhor aproximação foi conseguida utilizando um modelo linear elasto-plástico, ou seja, igualando f a 0.

Como se pode observar na Figura 5.31, nem este modelo consegue garantir a elevada rigidez do tramo inicial.

Posteriormente ajustou-se a curva de transferência de carga correspondente ao fuste. De maneira a encontrar os parâmetros que definem a metodologia, apenas se simulou uma curva em que se assumiu o módulo de distorção, G_0 , igual a 130 GPa que corresponde ao valor a meio do confinamento útil da estaca.

Neste caso foi o modelo hiperbólico modificado que melhor concordou com a curva encontrada, com parâmetros f e g iguais a 1 e 0,45, respectivamente. A tensão usada na formulação é igual a 122 kPa, que é equivalente à da situação em que não se considerou a carga residual. Esta situação apenas acontece porque as curvas de transferência de carga das simulações com e sem carga residual são bastante semelhantes.

Pode-se observar que, apesar de se atingir a carga última e de haver uma razoável simulação, esta atinge a carga última para um menor deslocamento.

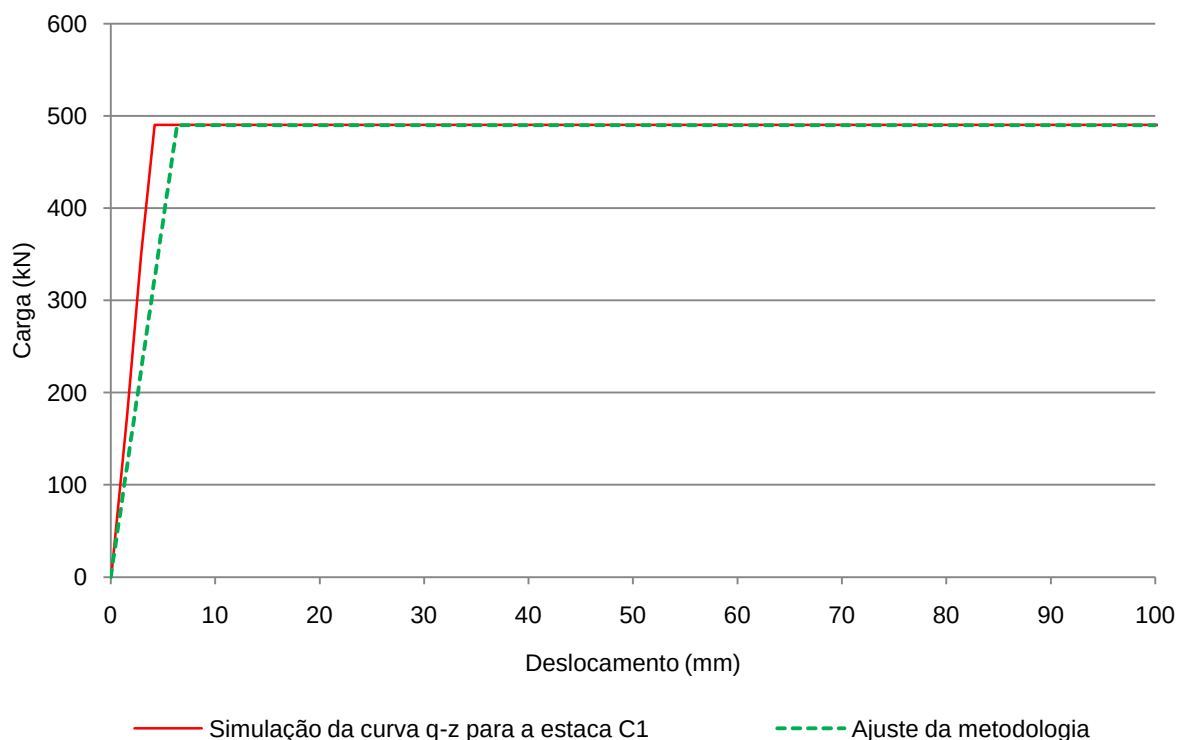


Fig. 5.31 – Ajuste da metodologia para a curva “q-z” na estaca C1 (com carga residual a 511 kN)

Depois de se encontrarem os parâmetros, aplicou-se a metodologia tendo em conta a evolução do módulo de distorção em profundidade. Assumiu-se a existência de 12 camadas de 0,5 metros cada. A curva obtida está representada na Figura 5.36 e pode-se constatar que, apesar dos problemas na adaptação das curvas correspondentes ao fuste e à ponta, esta é uma aproximação bastante razoável àquela que foi obtida no ensaio de carga estático.

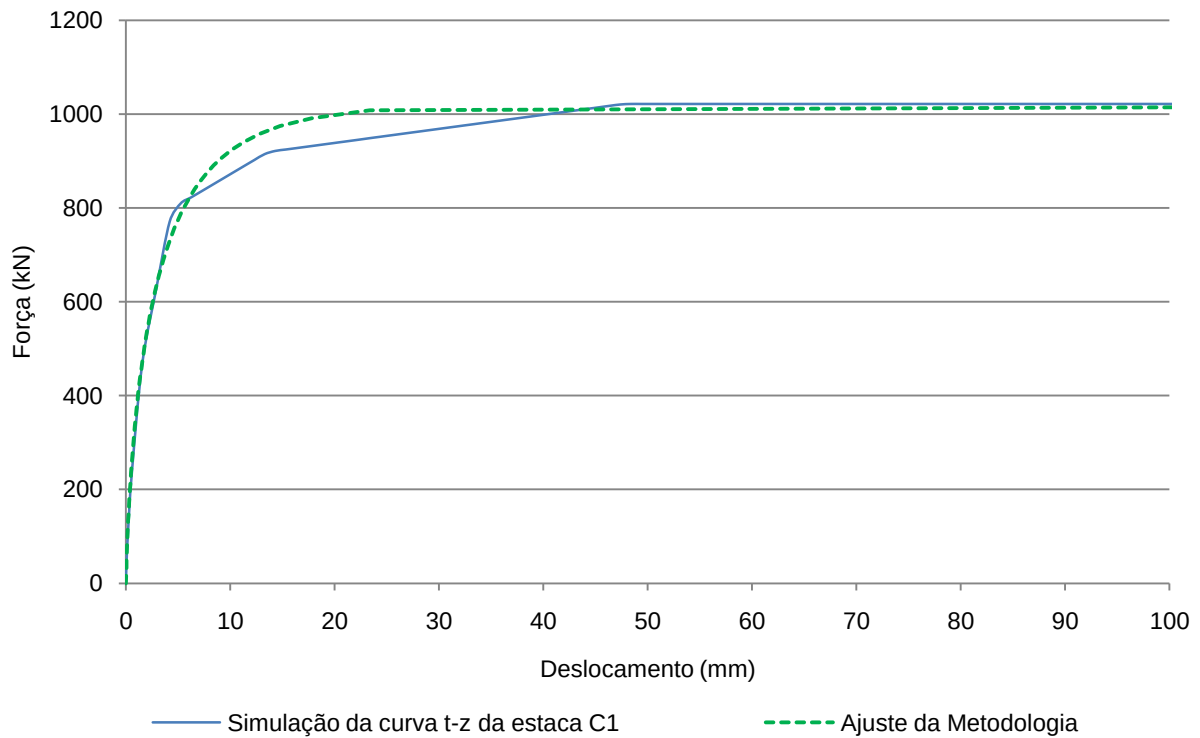


Fig. 5.32 – Ajuste da metodologia para a curva “t-z” na estaca C1 (com carga residual a 511 kN)

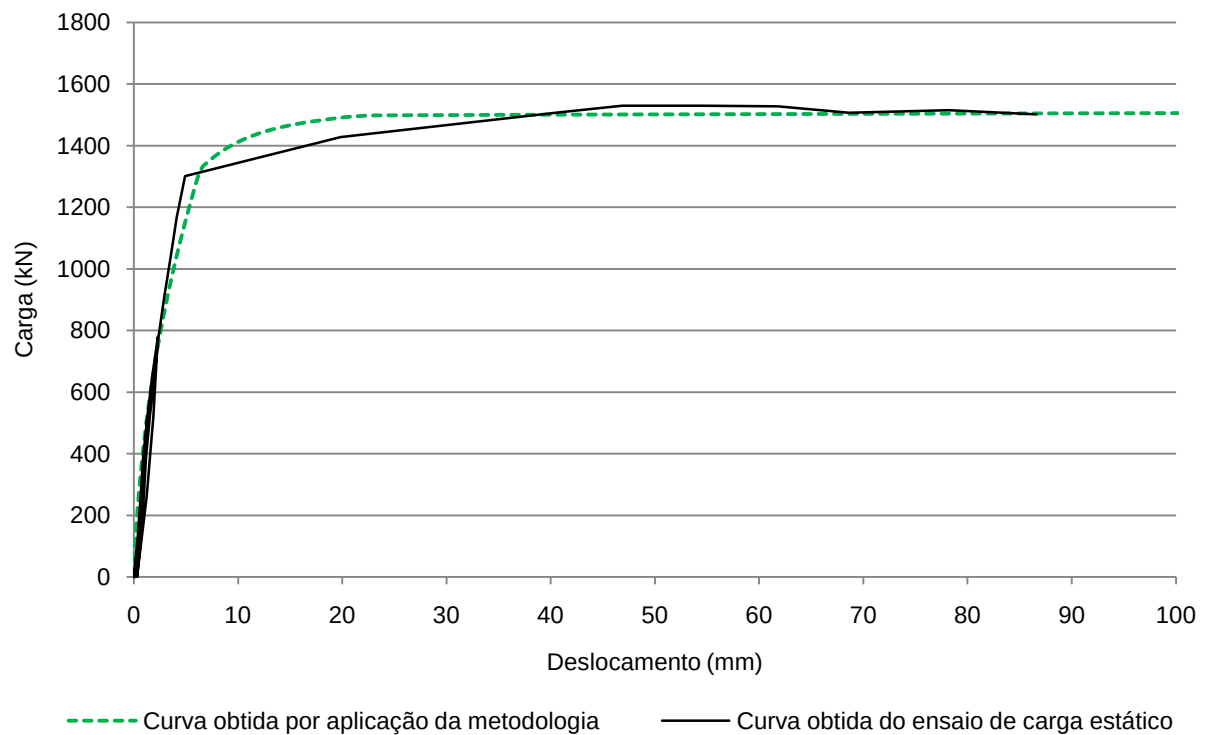


Fig. 5.33 – Comparação entre a curva transferência total do ensaio e da obtida pela aplicação da metodologia na estaca C1

5.4.2. ESTACA MOLDADA COM TUBO RECUPERADO

Aqui vai ser apresentada a aplicação da metodologia proposta na estaca moldada com recurso a tubo moldador recuperado (E9), tendo em conta a curva de transferência de carga encontrada no ponto 5.3.2 para a carga residual de 150 kN e com o objectivo de encontrar os parâmetros f e g .

Relativamente à ponta, os valores de 0,9705 e 0,012 para f e g , respectivamente, conseguiram reproduzir fielmente a curva “q-z” associada (Figura 5.34). Salienta-se que existe uma baixa dependência com o parâmetro g devido à sua forma quase linear.

No caso da curva de transferência de carga do fuste, os valores de f e g encontrados foram de 1,0 e 0,4, respectivamente. Estes parâmetros vão de encontro aos valores propostos por Mayne e Schneider (2001) que aconselham um intervalo entre 0,2 e 0,4 para g e 0,98 ou superior para f em estacas moldadas. A tensão máxima associada a esta reprodução é de 45 kPa. Estes parâmetros foram encontrados utilizando igualmente o valor de G_0 a meio da estaca.

A adaptação dos parâmetros à curva “t-z” mostrou-se menos exacta porque este modelo simplificado não consegue reproduzir o amortecimento da resistência lateral para grandes deformações. Pode-se observar na Figura 5.35 que a adaptação do modelo é bastante razoável até se atingir a carga máxima mantendo-se depois disso o valor de 600 kN.

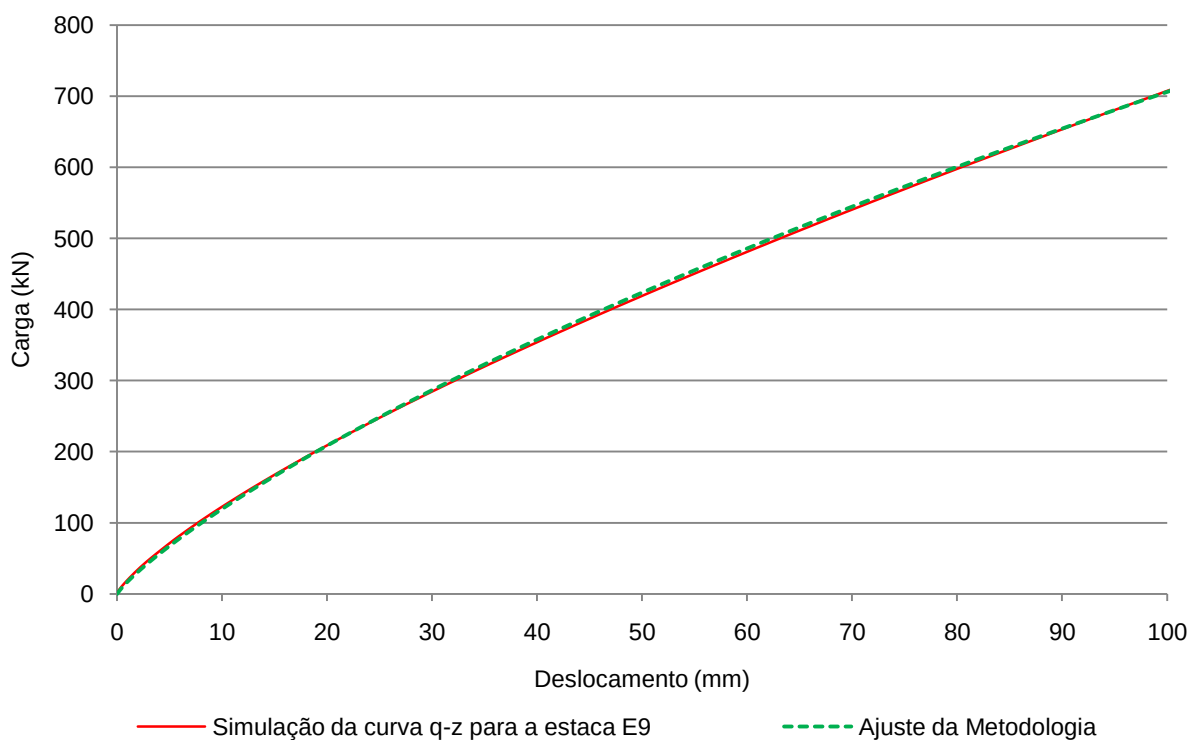


Fig. 5.34 – Ajuste da metodologia para a curva “q-z” na estaca E9 (com carga residual a 150 kN)

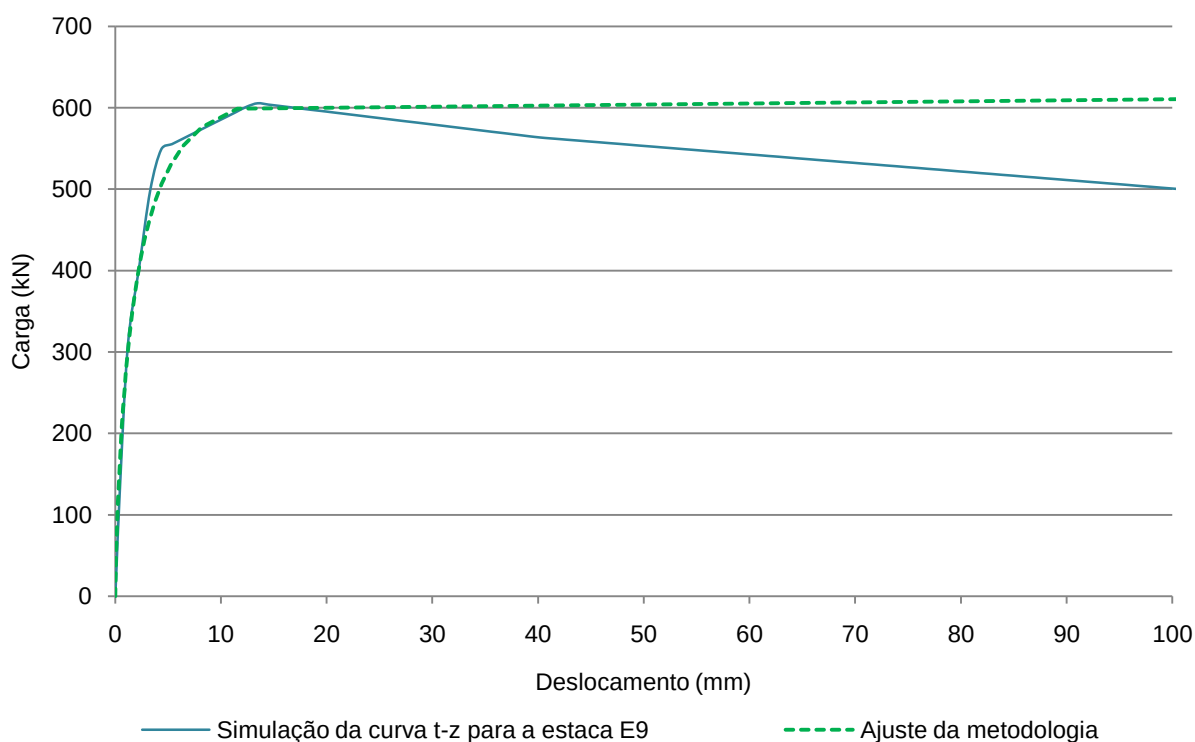


Fig. 5.35 – Ajuste da metodologia para a curva “t-z” na estaca E9 (com carga residual a 150 kN)

Depois de encontrados os parâmetros definidores das curvas de transferência de carga, tentou-se reproduzir a curva de transferência de carga total da estaca moldada. À semelhança do que já tinha sido feito para a estaca cravada, consideraram-se 12 camadas de 0,5 metros cada de modo a permitir a incorporação do módulo de distorção do solo que tem uma evolução do tipo Gibson em profundidade.

Como era esperado, observa-se que a curva de transferência de carga até aos 13 mm acompanha os resultados do ensaio de carga estático. A partir desse ponto, devido à impossibilidade de o modelo ser amortecido, conseguir reproduzir a quebra na resistência lateral, a curva vai-se afastando dos resultados do ensaio.

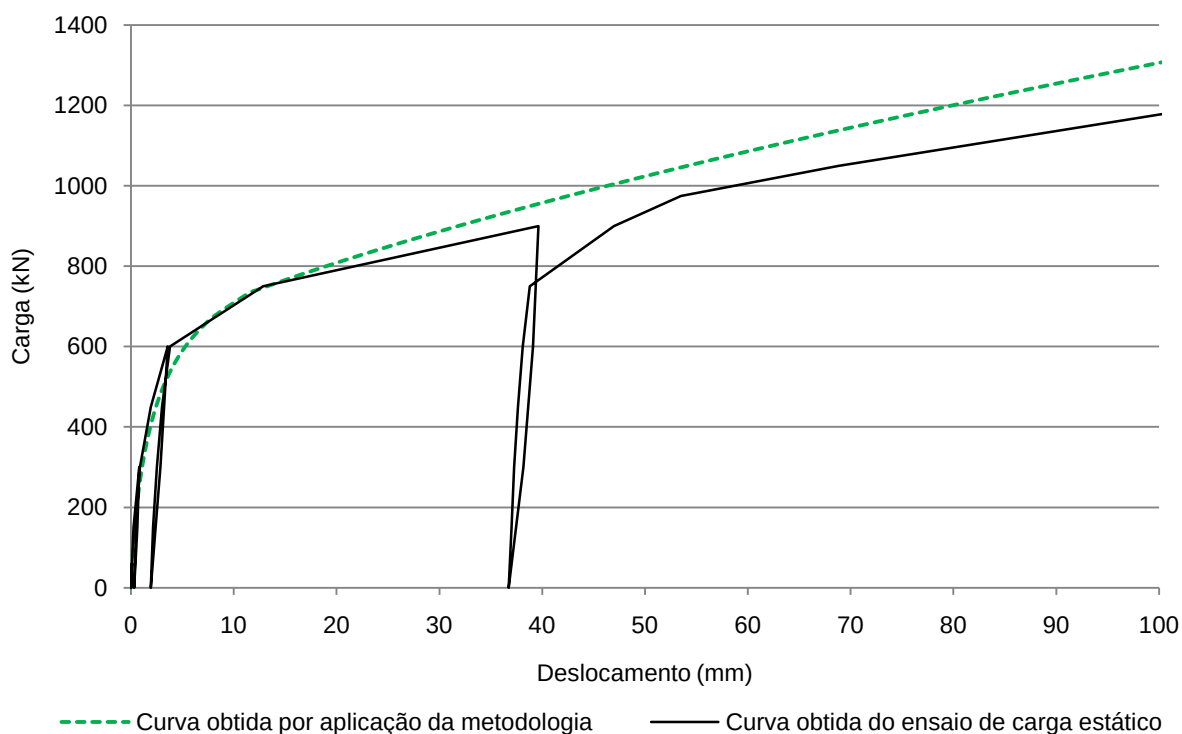


Fig. 5.36 – Comparação entre a curva transferência de carga total do ensaio de carga estático e a obtida pela aplicação da metodologia na estaca E9 para a simulação com carga residual igual a 150 kN

5.3.3. ESTACA DE TRADO CONTINUO

Depois de se ter apresentado as curvas de transferência de carga que simulam a existência de uma carga residual de 150 kN para a estaca de trado contínuo, chegou o momento de calibrar a metodologia a essas curvas.

Encontrar os parâmetros definidores da “q-z” revelou-se mais complicado do que o esperado. A maior mobilização de carga para pequenos deslocamentos implica que a carga residual vai ser mobilizada para um pequeno deslocamento, não permitindo a sua dissimulação ao longo do carregamento. Houve então a necessidade de considerar o deslocamento provocado pela carga residual como linear e, a partir desse ponto a adaptação do modelo. Encontrou-se que, para a mobilização de uma carga residual de 150 kN, a estaca já tinha sofrido um deslocamento de 0,846 mm na cabeça. Assim, deste ponto para a frente, foi possível encontrar os valores de 0,98 e 0,067 para f e g , respectivamente. De forma semelhante às análises anteriores, esta adaptação foi conseguida utilizando o valor de G_0 igual a 130 GPa. Como se pode observar na Figura 5.37, conseguiu-se uma adaptação da metodologia bastante razoável com estes parâmetros. Esta curva, à semelhança da equivalente para a estaca moldada, também revela uma baixa dependência do parâmetro g , mas não tão acentuada.

A curva de transferência de carga do fuste (Figura 3.8) adaptou-se a valores de f e g de 1 e 0,35, respectivamente. Estes valores encontram-se em consonância com os apresentados no trabalho de Mayne e Schneider (2001), o que mostra a sua validade.

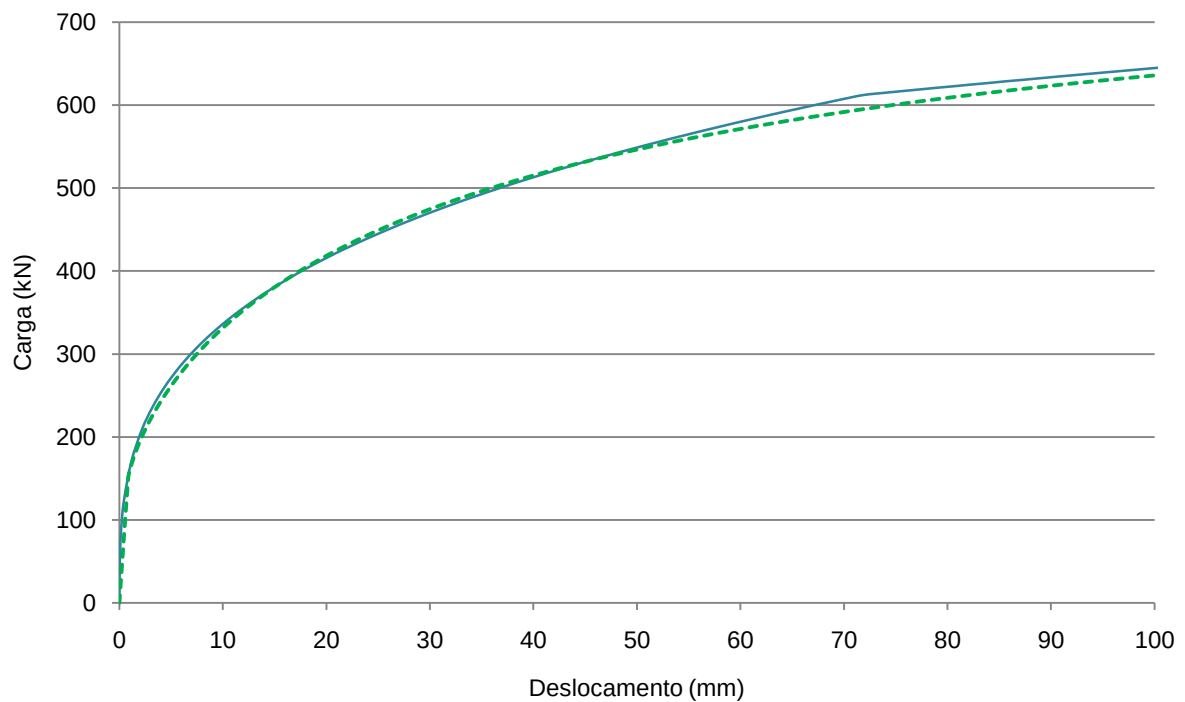


Fig. 5.37 – Ajuste da metodologia para a curva “q-z” na estaca T1 (com carga residual a 150 kN)

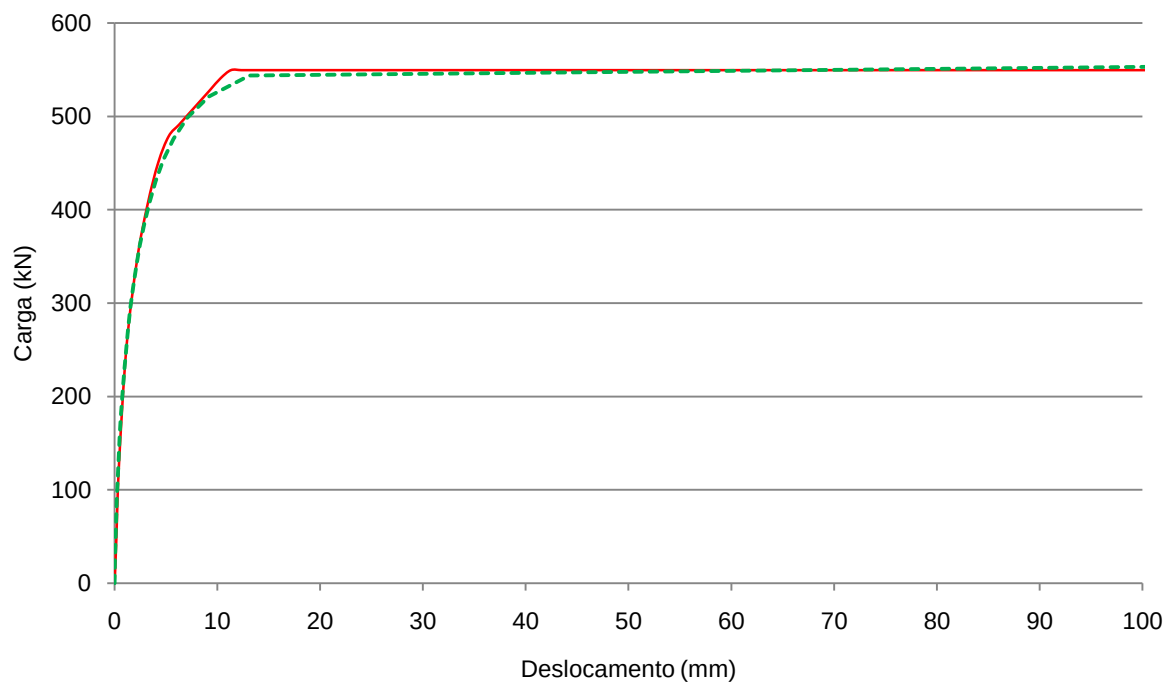


Fig. 5.38 – Ajuste da metodologia para a curva “t-z” na estaca T1 (com carga residual a 150 kN)
A aplicação da metodologia usando a evolução do módulo de distorção em profundidade mostra a sua validade, uma vez que a curva obtida simula muito bem a curva de transferência de carga do fuste para uma carga residual de 150 kN.

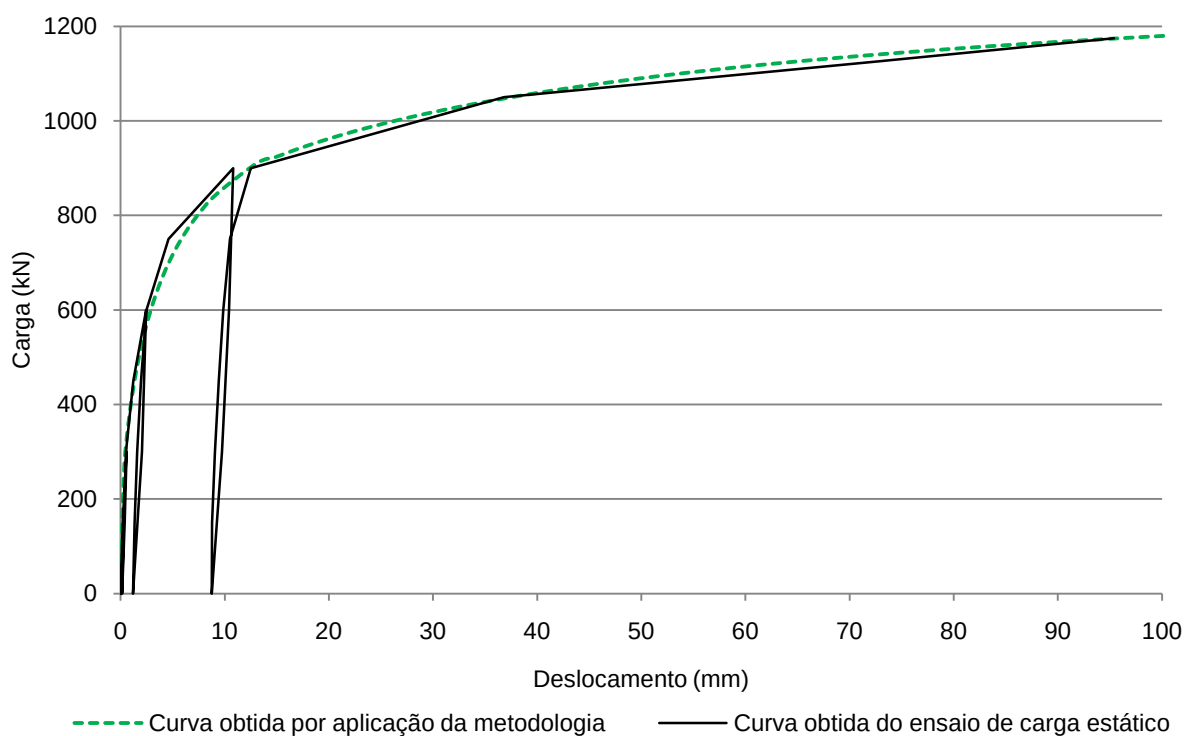


Fig. 5.39 – Comparação entre a curva transferência de carga total do ensaio de carga estático e a obtida pela aplicação da metodologia na estaca T1 para a simulação com carga residual igual a 150 kN

6

CONCLUSÕES

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Na presente dissertação procurou-se encontrar resultados práticos de grande relevância para a definição das curvas de transferência de carga em estacas cravadas, moldadas com recurso a tubo moldador recuperado e de trado contínuo em solo residual do granito.

Iniciou-se o trabalho por definir os conceitos, mais adequados a este tipo de solo, que permitiram obter a capacidade de carga do fuste e da ponta. Seguiu-se uma abordagem de certo modo abrangente, sobre a estimativa dos assentamentos de uma estaca utilizando o método da transferência de carga, que permite enquadrar a linha de investigação tomada e fornecer ao leitor referências sobre os diversos desenvolvimentos neste campo.

Outro aspecto abordado foi a metodologia proposta para estimar os assentamentos de uma estaca carregada axialmente. De modo resumido, mas de forma contextualizada e sistematizada, apresenta-se uma metodologia baseada no método da transferência de carga e inclui a utilização de curvas de transferência de carga com uma estruturação teórica. Estas curvas são capazes de modelar a degradação do módulo de distorção do solo através de um modelo hiperbólico simplificado. Para tal, a utilização dos resultados dos ensaios *in-situ* que permitiram caracterizar o solo residual do campo experimental foram essenciais. Os limites assintóticos associados foram definidos pelos ensaios de carga estáticos, no entanto esta metodologia também permite utilizar métodos empíricos, baseados nos ensaios de campo, para determinar as resistências associadas ao fuste e à ponta.

Analysaram-se os três tipos de estacas que tinham sido executados no campo experimental da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto utilizando o programa UniPile da UniSoft®. Nesta análise teve-se sempre presente trabalhos publicados anteriormente com análises diversas sobre o comportamento destas estacas.

Uma primeira análise refere-se à capacidade de carga da estaca. O programa permitiu diversas abordagens ao problema, tais como a consideração de uma resistência lateral unitária constante ou crescente e a consideração ou não de cargas residuais, tão importantes na correcta avaliação das curvas de transferência de carga pelo fuste e pela ponta da estaca. Ficaram bem explícitas as implicações que uma incorrecta avaliação das cargas residuais criadas no decurso da construção/instalação das estacas

(ou pior, a sua não consideração) têm numa inexacta (“falsa”) avaliação da distribuição da resistência pelo fuste e pela ponta.

Um dos objectivos primordiais deste trabalho foi encontrar, para cada estaca, as curvas de transferência de carga espectáveis, caso se tivesse o cuidado de zerar os extensómetros previamente à instalação de qualquer elemento introduzido no terreno (sejam os tubos ou outros elementos de escavação, sejam os próprios elementos pré-fabricados). Só assim se poderia determinar directamente as cargas residuais. Na estaca cravada foi essencial definir as curvas “t-z” e “q-z” correspondentes à situação sem carga residual uma vez que era a única estaca que não estava instrumentada com extensómetros e, como tal, sem uma distribuição ao longo do fuste e ponta definida. Nas restantes estacas, a análise das curvas sem considerar as cargas de instalação permitiu a calibração da forma para as restantes análises. Por fim, calibrou-se a metodologia apresentada às curvas de transferência de carga encontradas. Encontrou-se os parâmetros f e g correspondentes às estacas cravadas, moldadas e de trado que são a chave do processo. Utilizando a evolução do módulo de distorção do solo, G_0 , definiram-se novamente as curvas de transferência de carga correspondentes à cabeça da estaca e verificou-se a adequação desta metodologia ao problema em questão.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Após todo o trabalho desenvolvido, nota-se que existe uma necessidade de confrontar estes resultados, por via do código usado (UniPile), com outros códigos comerciais disponíveis. Esta recomendação nasce da inexistência de certezas quanto ao valor da carga residual e sua distribuição em profundidade, apesar de os métodos usados para as estimar serem considerados bastante eficazes.

Outra recomendação vai para a necessidade de implementar esta metodologia a outras estacas instrumentadas neste tipo de solo, permitindo que, após as respectivas validações e recolha substancial de resultados referentes a diferentes tipos de estacas em solo residual do granito, obter uma gama de valores que permita um dimensionamento mais eficaz neste tipo de solo.

Por fim, a necessidade de procurar ensaios de carga em estacas que, na sua prospecção, permitam a utilização de instrumentação zerada (logo calibrada) previamente à colocação destas no terreno, permitindo encontrar resultados mais precisos das cargas residuais e a sua distribuição, associados à estaca em questão.

BIBLIOGRAFIA

- Abendroth, R. E., and Greimann, L. F. (1988). *Pile Behaviour Established from Model Tests*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 116(4), 571-588.
- Alonso, U.R. (2003). *Prova de Carga Estática*. NBR/12131 Estacas. Brasil.
- Altaee, A., Evgin, E. E Fellenius, B. H. (1993). *Load transfer for piles in sand and the critical depth*. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 30, Nº 3, 455-463.
- API (1993). *Recommended Peractice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design*. Washington, DC, 20th Edition, American Petroleum Institute.
- Armaleh, S., Desai, C. S. (1987). *Load-Deformation Response of Axially Loaded Piles*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 113(12), 1483-1500.
- ASTM D 1143-81 (1994). *Piles Under Static Axial Compressive Load. Standard Test Method*. Annual Book of ASTM Standards. Vol. 04.08, 96-106. Filadélfia.
- Atkinson, J. H. (2000). *Non-linear soil stiffness in routine design*. Geotechnique, 50(5), 487-508.
- Baguelin, F., Frank, R. (1979). *Theoretical Studies of Piles Using the Finite Element Method*. Proceedings of the conference on Numerical Methods in Offshore Piling, Ed. Institution of Civil Engineers, London, UK, 83-91.
- Blight, G.E. (1997). *Mechanics of Rsidual Soil*. ISSMFE (TC 25). Balkema
- Boussinesq, J. (1885). *Application des potential a l'etude de l'equilibre et du mouvement des solides elastiques*. Lille, Paris, 57-75.
- Bustamante, M.; Frank. R. (1999). *Current French design practice for axially loaded piles*. Ground Engineering, March 1999
- Butterfield, R., Banerjee, P. K. (1971). *The Elastic Analysis of Compressible Piles and Pile Groups*. Geotechnique, 20(1), 43-60.
- Canadian Geotechnical Society. (1992). *Canadian foundation engineering manual (CFEM)*. 3rd ed. BiTech Publishers, Richmond, B.C.
- CEN (2005). *Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 1: Electrical cone and piezocone penetration tests*. SIST EN 1997-2: 2007, prEN ISO/DIS 22476-1: 2005. Brussels
- Chow, Y. K. (1986). *Analysis of vertically loaded pile groups*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 10, 59-72.
- Coyle, H. M., Reese, L. C. (1966). *Load Transfer for Axially Loaded Piles in Clay*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 92(2), 1-26.
- Coyle, H. M., Sulaiman, I. H. (1967). *Load Transfer for Axially Loaded Piles in Clay*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 93(6), 261-278.
- Costa Esteves, E.F.M. 2005. *Ensaaios e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual do Granito Sob Acções Verticais*. Tese de Mestrado - FEUP, Porto, Portugal.
- DE Cock, F.; Legrand, C. & Huybrechts, N. (2003). *Axial Static Piles Load Test (ASPLT) in compression or in tension – Recommendations from ERTC3-Piles, ISSMGE Subcommittee*. Proceedings of the XIII ECSMGE, Vol. 3, pp. 717-741. CGtS. Praga.

- Desai, C. S., Christian, J. T. (1977). *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, New York: McGraw-Hill.
- Duncan, J. M., Chang, C. (1970). *Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 96(SM5), 1629-1651.
- Everett, J. P. (1991). *Load Transfer Functions and Pile Performance Modeling*. Proceedings of the Tenth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering and The Third International Conference on Tropical and Residual Soils, Maseru, 23-27 September, 229-234.
- Eslami, A., Fellenius, B.H. (1997). *Pile capacity by direct CPT and CPTu methods applied to 102 case histories*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 34, nº 6.
- Fellenius B.H. (1989). *Tangent modulus of piles determined from strain data*. Proceedings of the 1989 Foundation ASCE, Evaston, Illinois, 25–29 June 1989. Edited by F.H. Kulhawy. Geotechnical Special Publication 22. pp. 500–510.
- Fellenius, B.H. (2001). *From strain measurements to load in an instrumented pile*. Geotechnical News Magazine, 19(1): 35–38.
- Fellenius, B. H. (2002). *Determining the Resistance Distribution in Piles. Part 1: Notes on Shift of No-Load Reading and Residual Load*. Geotechnical News Magazine. Vol. 20, No. 2. 35 - 38.
- Fellenius, B.H. (2009). *Basics Foundation Design*. Editor, Electronic Edition [www.fellenius.net]
- Fellenius, B. H., Altaee, A. A. (1995). *Critical depth: how it came into being and why it does not exist*. Proceedings ICE Geotechnical Engineering, Vol. 113, pp.107-111
- Fellenius B.H., Goudreault, P.A. (1998). UniPile user manual. Version 4.0. UniSoft Ltd., Calgary, Alberta.
- Fellenius, B.H., Santos, J.A., Viana da Fonseca, A. (2006). *Analysis of piles in a residual soil – The ISC'2 prediction*. Can. Geotech, 07/04/2007, 201 – 220, NCR Research Press, Canada.
- Fahey, M., Carter, J. P. (1993). *A finite Element Study of the Pressuremeter test in Sand Using a Non-linear Elastic-Plastic model*. Canadian Geotechnical Journal, 30(2), 348-362.
- Ferreira, C. (2002). *Implementação e aplicação de transdutores piezoelétricos na determinação de velocidades de ondas sísmicas em provetes. Avaliação da qualidade de amostragem em solos residuais*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
- Frank, R. (1974). *Etude théorique du comportement des pieux sous charge verticales: Introduction de la dilatance*. PhD Thesis, Université Pierre et Marie Curie, France.
- Frank, R., Kalteziotis, N., Bustamante, M., Christoulas, S., and Zervogiannis, H. (1991). *Evaluation of Performance of Two Piles Using Pressuremeter Method*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 117(5), 695-713.
- Frank, R., Zhao, S. R. (1982). *Estimation par les Parametres pressiometriques de L'enfoncementt Soud Charge Axiale de Pieux Fores dans des Sols Fins*. Bull. Liaison Labo. P. et Ch., 119, 17-24. (in French).
- Kezdi, A. (1975). *Foundation Engineering Handbook, Chapter 19. Pile Foundations*. Ed. By Winterkorn, H. F. and Fang, H. Y., Van Nostrand Reinhold Company, New York, N. Y., 567.
- Kraft, L. M. J., Ray, R. P., and Kagawa T. (1981). *Theoretical T-Z Curves*. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 107(GT11), 1543-1561.

- Kondner, R. L. (1963). *Hyperbolic stress-strain response: Cohesive soils*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 89(SM1), 115-143.
- Kulhawy, F. (1996). *Discussion on 'Critical depth: how it came into being and why it does not exist'*. Proc. ICE Geotechnical Engineering, Vol. 116. 244-245.
- Guo, W. D. (1996). *Analytical and Numerical Solutions for Pile Foundations*, PhD Thesis, Department of Civil Engineering, The University of Western Australia.
- Guo, W. D. (2000). *Vertically Loaded Single Piles in Gibson Soil*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 189-193, 126(2), ASCE.
- Guo, W. D., Randolph M. F. (1997). *Vertically Loaded Piles in Non-Homogeneous Media*. International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 21, 507-532.
- Hirayama, H. (1990). *Load-Settlement Analysis for Bored Piles Using Hyperbolic Transfer Functions*. Soils and Foundations, 30(1), 55-64.
- Hong Kong Geotechnical Engineering Office (HKGEO) (2005). *Foundation design and construction*. Draft ed. Government of Hong Kong.
- Hong, Z., Chang, M. (2002). *Load Transfer Curves along Bored Piles Considering Modulus Degradation*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 02/09/2002, 764-774, ASCE, Reston, Virginia.
- Kodikara, J. K., Johnston, I. W. (1994). *Analysis of Compressible Axially Loaded Piles in Rock*. International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 12, 427-437.
- Liu, Q. F., Meyerhof, G. G. (1987). *New Method for Nonlinear Analysis of Rigid Piles in Clay*. Computers and Geotechnics, 3, 185-212.
- Liu, J., Xiao, H. B., Tang, J., Li, Q. S. (2004). *Analysis of Load-Transfer of Single Pile in Layered Soil*. Computers and Geotechnics, 31, 127-135.
- Liu, J., Zhang, K. (2003). *Analysis of Pile Load-Transfer Under Pile-Side softening*. J. of Cent. South Univ. of Technol., 10(3), 231-236.
- Mayne, P. W., Schneider, J.A., and Martin, G.K. (1999). *Small- and large-strain soil properties from seismic flat plate dilatometer tests. Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials - Vol. 1*, (Torino), Balkema, Rotterdam, 419-426.
- Mayne, P. W. Schneider, J. A. (2001). *Evaluating Axial Drilled Shaft Response by Seismic Cone*. Proceedings of Conference Foundations and Ground Improvement, GSP No 113, Reston, Virginia, 655-669.
- MASSAD, F. (1992). *Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte I: solos relativamente homogêneos, Solos e Rochas*, Vol. 15, nº 2, pp. 103-115.
- MASSAD, F. (1993). *Sobre a interpretação de provas de carga em estacas, considerando as cargas residuais na ponta e a reversão do atrito lateral. Parte II: estaca embutida em camada mais resistente, Solos e Rochas*, Vol. 16, nº 2, pp. 93-112.
- Matos Fernandes, M. (1994). *Mecânica dos Solos - Volume II*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos - Volume I*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- McVay, M.C., Townsend, F.C., Bloomquist, D.G., O'Brien, M.O., Caliendo, J.A. (1989). *Numerical Analysis of Vertically Loaded Pile Groups*. Proceedings of the Foundation Engineering Congress, North Western University, Illinois.
- Menard, J. L. (1975). *The Menard Pressuremeter, Interpretation and Application of Pressuremeter Test results to Foundation design*. General Memorandum, Sols-Soils Magazine, nº 26, 50 p.
- Mindlin, R. D. (1936). *Force at a Point in the Interior of a Semi-Infinite Solid*. Physics, 7, 197-202.
- Mosher, R.L., Dawkins, W.P. (2000). *Theoretical Manual for Pile Foundations*. Report ERDTC/ILT TR-00-5, US Army Corps Of Engineers, Washington, DC.
- Murff, J. D. (1975). *Response of Axially Loaded Piles*. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101(3), 357-360.
- Nogueira Simões, T. (2004). *Estacas Pre-fabricadas Cravadas*.
http://www.global.estgp.pt/engenharia/Alunos/eSebentas/CongressoGeotecnia/TEXTOS/Tema3/T3_A12.PDF
- O'Neill, M. W., and Raines, R. D. (1991). *Load Transfer for Pipe Piles in Highly Pressured Dense Sand*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 117(8), 1208-1226.
- Pando, M. A., (2003). *A Laboratory and Field Study of Composite Piles for Bridge Substructures*. PhD Thesis. Civil Engineering Department. Virginia Polytechnic Institute and State University, 412p.
- Pereira, T.M. (2008). *Estacas Sob Acções Verticais, Considerando os Efeitos da Carga Residual*. Tese de Mestrado. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.
- Poulos, H. G. (2001). *Pile foundations. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering handbook* Edited. R. K. Rowe, Kluwer Academic Press.
- Rajapakse, R. K., N. D. (1990). *Response of Axially Loaded Elastic Piles in a Gibson Soil*. Geotechnique, 40(2), 237-249.
- Randolph, M. F., and Wroth, C. P. (1978). *Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles*. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 104(GT12), 1465-1488.
- Reese, L., C., Hudson, W. R., and Vijayvergiya, V. N. (1969). *An Investigation of the Interaction Between Bored Piles and Soil*. Proceedings of the 7th ICSMFE, Mexico, 211-215.
- Robertson, P.K. (1990). *Soil classification using the cone penetration test*. Canadian Geot. J., Vol. 27, pp. 151-158.
- Rollins, K.M., Clayton, R.G., Mikesell, R.C., and Blaise, B.C. (2005). *Drilled shaft side friction in gravelly soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131(8): 987–1003, ASCE.
- Ruiz, M.E. (2005). *Study of Axially Loaded Post Grouted Drilled Shafts Using CPT Based Load Transfer Curves*. MSc. thesis, University of Puerto Rico.
- Satou, S. (1965). *Bearing Mechanism of Pile (I), (II), (III), (IV), (V)*. *Civil Engineering Technology*, 1-5
- Seed, H. B., Reese, L. C. (1957). *The Action of Soft Clay Along Friction Piles*. Transactions, ASCE, 122(731-754).

- Sousa, C.T. (2006). *Ensaio e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual do Granito sob Acções Horizontais*. Tese de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
- Tan, M. J. C., Johnston, I. W. (1991). *Estimation of Side Resistance of Compressible Piles in a Softening Medium*. Australian Geomechanics, 20, 24-39.
- TEIXEIRA DUARTE S.A. (2003). *Campo Experimental. Estrutura de Reacção para o ensaio de carga vertical de estacas*. 2ª Conferência Internacional de Investigação e Caracterização de maciços. Nota técnica. Porto.
- Vaziri, H. H., and Xie, J. (1990). *A Method for Analysis of Axially Loaded Piles in Nonlinear Soils*. Computers and Geotechnics, 10(2), 149-159.
- Velloso, D. A.; Lopes, F. R. (2002). *Fundações. Fundações Profundas - Volume 2*. COPE/UFRJ, Brasil
- Vesic, A.S. (1977). *On the Significance of Residual Loads for Load Response of Piles*. IX International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol.3. 373- 379. Stockolm.
- Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para dimensionamento de fundações directas*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia do Porto
- Viana da Fonseca, A. (2003). *Characterizing and deriving engineering properties of a saprolit soil from granite in Porto*. Tan et al. (eds) Characterization and Engineering Properties of Natural Soils. Sweets & Zeitlinger. Lisse. 1341-1378
- Viana da Fonseca, A., Matos Fernandes, M., Cardoso, A.S. (1997). *Interpretation of a footing load test on a saprolitic soil from granite*. Géotechnique, vol.47, no. 3. 663-651.
- Viana da Fonseca, A., Costa Esteves, Santos, J. (2004). *Ensaio de carga verticais em estacas executadas em solo residual do granito*. Actas do SEFE V (Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia). São Paulo, Brasil.
- Viana da Fonseca, A., Carvalho, J., Ferreira, C., Santos, J.A., Almeida, F., Pereira, E., Feliciano, J., Grade, J., and Oliveira, A. (2006). *Characterization of a profile of residual soil from granite combining geological, geophysical, and mechanical testing techniques*. Geotechnical and Geological Engineering, 24: 1307–1348.
- Viana da Fonseca, A., Santos, J. (2008) International Prediction Event on the Behaviour of Bored, CFA and Driven Piles in CEFEUP/ISC'2 Experimental Site – 2003. Final Report. Ed. FEUP, Porto
- Viana da Fonseca, A., Santos, J. A., Costa Esteves, Massad, F. (2007). *Analysis of Piles in Residual Soil from Granite Considering Residual Loads*. Soils and Rocks, 26/01/2007, 63-80, São Paulo.
- Vijayvergiya, V. N. (1977). *Load-Movement Characteristics of Piles*. *Proceedings of the 4th Symposium of Waterway*, Long Beach, California, 269-284.
- Xiao, H. (2003). *Analysis of Pile's Load Transfer in Layered Soils*. J. of Cent. South Univ. of Technol. 34(6), 687-690.
- Zhu, H., Chang, M. (2002). *Load Transfer Curves Along Bored Piles Considering Modulus Degradation*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 128(9), 764-774.
- Zienkiewicz, O. C. (1971). *The Finite Element Method in Engineering Science*. McGraw-Hill, London.