

# **ENSAIOS ESTÁTICOS DE ESTACAS EM SOLOS ARGILOSOS**

**HUGO GABRIEL BARBOSA TORRES**

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

---

Orientador: Professor Doutor António Manuel Barbot Campos e Matos

---

Co-orientador: Engenheiro Mário Durão

JANEIRO DE 2016

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto: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](mailto: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 - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo 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 eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais e ao meu Irmão

*"The saddest aspect of life right now is that science gathers knowledge faster than society  
gathers wisdom"*

*ISAAC ASIMOV*



## **AGRADECIMENTOS**

Com a realização desta dissertação, termino o meu ciclo de estudos nesta grande instituição que é a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Quero por isso prestar os meus agradecimentos a todas as pessoas que me acompanharam nesta jornada, sem elas não teria sido possível chegar até ao fim.

Às pessoas mais importantes da minha vida, Pai, Mãe e o meu irmão Hélder, por todos os sacrifícios que fizeram para que eu me pudesse formar nesta grande instituição, e pela paciência demonstrada ao longo destes cinco anos. Com a perfeita noção que sou um privilegiado, um muito obrigado.

Aos meus companheiros de casa, Ivo, Franco, Meira e Miguel pelos melhores anos da minha vida, de onde levo recordações que nunca esquecerei.

Às amigadas que construí ao longo destes cinco anos de faculdade, principalmente à Filipa Costa, pela paciência e palavras de incentivo durante a realização desta dissertação.

A todos os professores que me acompanharam ao longo de todo o meu percurso académico, ao meu orientador o Professor António Campos e Matos, e em especial ao meu co-orientador o Engenheiro Mário Durão.

A todos presto a minha mais profunda gratidão.



## **RESUMO**

O dimensionamento de fundações profundas em solos argilosos tem como base o estudo da interação solo-estaca, com o seu dimensionamento a poder ser efetuado através de métodos analíticos ou empíricos com base na realização de ensaios in-situ ou ensaios de carga sobre a própria estaca.

Os ensaios estáticos de estacas, neste processo, apresentam-se como a forma mais aceite e com maior grau de segurança para proceder a esse dimensionamento. É necessária uma devida preparação, especificando-se os objetivos e o contexto da sua realização, bem como os custos e benefícios que se podem obter com a sua execução.

Neste trabalho foram estudados os procedimentos que devem ser efetuados antes, durante e depois do ensaio, incluindo o estudo dos equipamentos e técnicas de instalação para a obtenção do modo de transferência de carga e assentamentos. São discutidos ainda os diferentes planos de carregamento tendo estes uma influência clara no desenvolvimento do ensaio e na escolha do sistema de ensaio a utilizar, sem esquecer que tem de replicar da melhor forma possível o real comportamento da estaca em serviço.

Analisaram-se os diferentes métodos de interpretação existentes, verificando-se uma grande dificuldade na escolha do critério ou método que deve ser utilizado. A maior dificuldade prende-se na definição de carga de rotura da estaca, utilizando-se na sua maioria critérios de deslocamento definidos pela experiência acumulada ou pela aplicação de regras matemáticas que executam a avaliação dos deslocamentos de acordo com as cargas aplicadas.

No final é avaliado um caso real de ensaio efetuado nas argilas moles da Cidade Do México, onde se procede à descrição e à análise do sistema de ensaio utilizado, bem como, à implementação de uma metodologia de interpretação baseada nos critérios de deslocamento limite.

**PALAVRAS-CHAVE:** Fundações, Estacas, Argilas, Ensaio de Compressão Axial, Ensaio de Tração



## **ABSTRACT**

The design of deep foundations in clay soils is based on the study of the soil-pile interaction, inasmuch as their design can be done by analytical or empirical methods based on the realization of in-situ or load tests on the pile itself.

In this process, the piles static tests are presented as the most acceptable and with greater reliability to carry out this design. A due preparation is required, specifying the objectives and the context of their achievement as well as the costs and benefits that can be obtained with this implementation.

In this work the procedures to be carried out before, during and after the test are studied including the study of the equipment and installation techniques in order to obtain the loads and settlements transfer mode. Here, the different loading plans are also discussed, with these having a clear influence on the development of the test and the choice of the test system to be used, without forgetting that it has to replicate as best as possible the actual behaviour of the pile in service.

The different existing methods of interpretation were analyzed, verifying a great difficulty in choosing the criteria or method to be used. The greatest difficulty hold on defining the pile failure load, using mostly displacement criteria defined by accumulated experience or by applying mathematical rules to perform the evaluation of the displacements in accordance with the loads applied.

In the end a real case of a test performed in the soft clays of Mexico City is evaluated, where it is performed the description and analysis of the test system used, as well as the implementation of a methodology based on the interpretation of some of the recognised criteria for defining failure loads.

**KEYWORDS:** Foundations, Piles, Clays, Axial Compression Test, Uplift Tests



ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	I
<b>RESUMO</b> .....	III
<b>ABSTRACT</b> .....	V
<b>1.INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1. ASPETOS GERAIS .....	1
1.2. OBJETIVOS .....	1
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	2
<b>2.ESTACAS SOB CARREGAMENTO VERTICAL EM SOLOS ARGILOSOS</b> .....	5
2.1. PROPRIEDADES DAS ARGILAS .....	5
2.2. ESTACAS SOBRE CARREGAMENTO AXIAL .....	6
2.3. CLASSIFICAÇÃO DAS ESTACAS .....	10
2.4. ALTERAÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO .....	12
2.4.1 ESTACAS CRAVADAS .....	12
2.4.2. ESTACAS MOLDADAS.....	14
2.5. AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA.....	15
2.5.1 RESISTÊNCIA LATERAL.....	15
2.5.1.1 Método Alfa.....	16
2.5.1.2 Método Beta .....	17
2.5.2 RESISTÊNCIA DE PONTA .....	19
2.6. ATRITO NEGATIVO .....	19
<b>3.DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS COM BASE EM ENSAIOS ESTÁTICOS AXIAIS</b> .....	21
3.1. ASPECTOS GERAIS .....	21
3.2. ENSAIOS DINÂMICOS .....	21

<b>3.3. PROCEDIMENTO REGULAMENTAR- ENSAIO DE CARGA ESTÁTICO</b> .....	24
3.3.1. CARREGAMENTO AXIAL DE COMPRESSÃO .....	25
3.3.2. CARREGAMENTO AXIAL DE TRAÇÃO .....	26
<b>4. ENSAIOS DE CARGA ESTÁTICOS</b> .....	29
<b>4.1. ESTRATÉGIAS DE ENSAIO</b> .....	29
4.1.1. OBJETIVOS .....	30
4.1.2. CONDIÇÕES DE REALIZAÇÃO .....	30
4.1.3. SEGURANÇA .....	31
4.1.4. CUSTOS .....	33
<b>4.2. GRANDEZAS MEDIDAS</b> .....	33
<b>4.3. INSTRUMENTAÇÃO</b> .....	36
4.3.1. TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTO.....	38
4.3.2. FIO ESPELHO E ESCALA/ TOPÓGRAFO .....	41
4.3.3. EXTENSÓMETROS .....	41
<b>4.4. SISTEMAS DE APLICAÇÃO E MEDIÇÃO DE CARGAS</b> .....	44
4.4.1. MACACO HIDRÁULICO .....	44
4.4.2. MÉTODO BIDIRECIONAL.....	45
<b>4.5. SISTEMAS DE REAÇÃO</b> .....	48
4.5.1. COMPRESSÃO .....	48
4.5.1.1 Estacas de Reação/Ancoragens no Solo .....	48
4.5.1.2 Plataforma Sobrecarregada.....	51
4.5.1.3 Plataforma de Massa Conhecida.....	53
4.5.2. TRAÇÃO .....	54
4.5.2.1. Viga de Reação .....	54
4.5.2.2. Estrutura em A.....	57
<b>4.6. PROCEDIMENTOS DE CARREGAMENTO</b> .....	58
4.6.1. <i>SLOW MAINTAINED LOAD TEST</i> – SML.....	61
4.6.2. <i>QUICK MAINTAINED LOAD TEST</i> – QML .....	62

4.6.3. CYCLIC LOADING TEST – CLT .....	62
4.6.4. CONSTANT RATE OF PENETRATION TEST – CRP .....	63
4.6.5. CONSTANT RATE OF UPLIFT TEST – CRU .....	63

## **5.METODOLOGIAS DE INTERPRETAÇÃO** .....

65

### **5.1. DEFINIÇÃO DE CARGA DE ROTURA** .....

65

### **5.2. CURVA CARGA-DESLOCAMENTO** .....

66

### **5.3. MODOS DE ROTURA** .....

68

### **5.4. EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA-ASSENTAMENTO** .....

70

### **5.5. MÉTODOS E CRITÉRIOS DE INTERPRETAÇÃO** .....

70

#### 5.5.1. MÉTODO DE DAVISSON (1972) .....

74

#### 5.5.2. MÉTODO DA NORMA BRASILEIRA NBR 6122 (ABNT 2010) .....

75

#### 5.5.3. MÉTODO DE CHIN'S (1970, 1971) .....

76

#### 5.5.4. MÉTODO DE VAN DER VEEN (1953) .....

77

#### 5.5.5. MÉTODO DE BRINCH - HANSEN (1963) .....

79

#### 5.5.6. MÉTODO DE DE BEER (1967) .....

80

#### 5.5.7. MÉTODO DE MAZURKIEWICZ'S (1972) .....

80

#### 5.5.8. MÉTODO DE BUTLER E HOY (1977) .....

81

#### 5.5.9. MÉTODO DE DECOURT (1996) .....

81

## **6.ENSAIOS ESTÁTICOS NOS SOLOS ARGILOSOS DA CIDADE DO MÉXICO** .....

83

### **6.1. CIDADE DO MÉXICO** .....

83

#### 6.1.1. GEOLOGIA E CARACTERIZAÇÃO HISTÓRICA .....

83

#### 6.1.2. ZONAMENTO GEOTÉCNICO .....

84

#### 6.1.3. ESTRATIGRAFIA .....

85

#### 6.1.4 PROPRIEDADES DAS ARGILAS DA CIDADE DO MÉXICO .....

85

#### 6.1.5. PROBLEMAS NAS FUNDAÇÕES .....

86

### **6.2. CASO DE ESTUDO** .....

87

#### 6.2.1 GENERALIDADES .....

87

6.2.2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO.....	87
6.2.3. AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA.....	89
6.2.4 CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS.....	89
6.2.5 PROCESSO DE EXECUÇÃO DOS ENSAIOS .....	90
6.2.6. RESULTADOS.....	97
6.2.7. METODOLOGIA DE ANÁLISE.....	98
6.2.8. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	99
<b>7.CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS...</b>	<b>107</b>
<b>7.1 CONCLUSÃO .....</b>	<b>107</b>
<b>7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....</b>	<b>108</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>109</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2 – Parcelas de resistência mobilizada numa estaca à compressão .....	7
Fig. 1 – Parcelas de resistência mobilizada numa estaca à tração .....	7
Fig. 3 – Estaca tracionada com rutura segundo uma superfície cônica. Fonte: (Velloso, D. e Lopes, F., 2011).....	8
Fig. 4 - Deslocamento, resistência lateral e carga <i>versus</i> profundidade. Fonte: Adaptado de (Velloso, D. e Lopes, F., 2011) .....	9
Fig. 5 – Variação do coeficiente de impulso e deslocamento do terreno devido ao processo de cravação da estaca. Fonte: (Cardoso, A.S. e Costa, P.A., 2014) .....	12
Fig. 6 – Evolução temporal da capacidade de carga de uma estaca cravada num maciço argiloso. Fonte: Adaptado de (Poulos, H.G.A. e Davis, E.H., 1980) .....	13
Fig. 7 – Variação do coeficiente de impulso e deslocamento do terreno em estacas instaladas com recurso a tubo moldador perdido. Fonte: (Cardoso, A.S. e Costa, P.A., 2014) .....	14
Fig. 8 - Variação do coeficiente de impulso e deslocamento do terreno em estacas moldadas no terreno. Fonte: (Cardoso, A.S. e Costa, P.A., 2014).....	15
Fig. 9 – Fator de adesão para estacas cravadas em argilas Adaptado de (Poulos, H.G.A. e Davis, E.H., 1980) .....	16
Fig. 10 – Parâmetro $\alpha$ para a estimativa da resistência unitária lateral-API. Fonte: Adaptado de (Kulhawy, F.H. e Jackson, C.S., 1989) .....	17
Fig. 11 – Esquema de realização do ensaio de carga dinâmico. ....	22
Fig. 12 – Esquema de instalação da instrumentação do ensaio de carga dinâmico. ....	22
Fig. 13 – Sensores instalados na estaca. ....	23
Fig. 14 – Exemplo de acidentes durante a execução de ensaios de carga estáticos. Fonte: Adaptado de (Handley, B. et al., 2006) .....	32
Fig. 15 – Resultados de ensaio em estacas instrumentadas no fuste. Fonte: Adaptado de (Dietrich, H., 1984) .....	35
Fig. 16 – Instrumentos disponíveis no mercado para a realização de ensaios de carga estáticos em estacas. Fonte:(GEOKON, 2008) .....	37
Fig. 17 – Configuração típica do sistema de aquisição de dados automática. Fonte: Adaptado de (Alves, A., 2013) .....	38
Fig. 19 – Esquema da instrumentação para medição dos movimentos verticais no topo da estaca. Fonte: Adaptado de (Prakash, S. e Sharma, H.D., 1990) .....	39
Fig. 18 – Transdutor mecânico de deslocamento com base magnética .....	39
Fig. 20 – Exemplo de montagem dos transdutores de deslocamento .....	40
Fig. 21 – LVDT, suporte na estaca e pormenor de fixação .....	41
Fig. 22 – Esquema de sistema de medições de deformação ao longo do fuste da estaca-Telltales. Fonte: Adaptado de (Prakash, S. e Sharma, H.D., 1990) .....	42
Fig. 23 – Sisters Bars.....	43
Fig. 24 – Strain Gage em estaca para cravação .....	44
Fig. 25 – Disposição dos dispositivos de aplicação e medição das cargas de ensaio. Fonte: Adaptado de (Velloso, D. e Lopes, F., 2011) .....	45
Fig. 26 – Esquema de funcionamento da célula de Osterberg (O-cell). Fonte: Adaptado de (LOADTEST, 2012).....	46
Fig. 27 – Resultados típicos de um ensaio de carga pelo método Bidirecional. Fonte: Adaptado de (LOADTEST, 2012) .....	47
Fig. 28 – Esquema de carregamento bidirecional com estaca de reação adicional. Fonte: Adaptado de (England, M., 2012) .....	47

Fig. 29 – Esquema do funcionamento dos sistemas de reação: (a) Estacas de reação (b) Ancoragens no solo. Fonte: (Velloso, D. e Lopes, F., 2011).....	49
Fig. 30 – Composições típicas do sistema de reação (a) Estacas de reação (b) Ancoragens no solo.....	50
Fig. 31 – Esquema de sistema de reação utilizando estacas de reação. Fonte: Adaptado de (ASTM, 2007b).....	51
Fig. 32 – Esquema do funcionamento do sistema de reação com plataforma sobrecarregada. Fonte: (Velloso, D. e Lopes, F., 2011).....	51
Fig. 33 – Esquema de sistema de reação de plataforma sobrecarregada. Fonte: Adaptado de (ASTM, 2007b).....	52
Fig. 34 – Aspeto típico de plataforma sobrecarregada para realização de ensaios estáticos de carga.....	52
Fig. 35 – Esquema de sistema de reação utilizando uma plataforma de massa conhecida Fonte: Adaptado de (ASTM, 2007b) .....	54
Fig. 36 – Esquema do funcionamento do sistema de reação à tração com viga de reação. Fonte: Adaptado de (Velloso, D. e Lopes, F., 2011) .....	55
Fig. 37 – Aspeto típico do sistema de reação de um ensaio à extração com uma viga de reação. Fonte: (Handley, B. et al., 2006).....	55
Fig. 38 - Esquema de sistema de reação em ensaio de carregamento axial de tração (Viga de Reação). Fonte: Adaptado de (ASTM, 2007a) .....	56
Fig. 39 - Corte X-X da figura 35. Fonte: Adaptado de (ASTM, 2007a).....	56
Fig. 40 - Esquema de sistema de reação em ensaio de carregamento axial de tração (viga de reação). Fonte: Adaptado de (ASTM, 2007a).....	57
Fig. 41 - Esquema de sistema de reação em ensaio de carregamento axial de tração (estrutura em A). Fonte: Adaptado de (ASTM, 2007a) .....	58
Fig. 42 – Relação carga-tempo para os diversos procedimentos de carregamento. Fonte: Adaptado de (Fellenius, B.H., 1975) .....	59
Fig. 43 - Relação carga-assentamento para os diversos procedimentos de carregamento. Fonte: Adaptado de (Fellenius, B.H., 1975) .....	60
Fig. 44 – Variabilidade da carga de rotura consoante o método de interpretação utilizado. Fonte:(Fellenius, B.H., 1980) .....	66
Fig. 45 – Curva carga-assentamento para uma estaca carregada à compressão até à rotura. Fonte: Adaptado de (Tomlinson, M. e Woodward, J., 1993).....	67
Fig. 46 – Curva carga-assentamento, modo de rotura nítida. Fonte: Adaptado de (Cintra, J.C. et al., 2013) .....	68
Fig. 47 - Curva carga-assentamento, modo de rotura física. Fonte: Adaptado de (Cintra, J.C. et al., 2013) .....	69
Fig. 48 - Curva carga-assentamento, modo de rotura convencional. Fonte: Adaptado de (Cintra, J.C. et al., 2013) .....	69
Fig. 49 – Critério de rotura de Terzaghi (1942). Fonte: Adaptado de (Cintra, J.C. et al., 2013). 71	
Fig. 50 – Critério de rotura das retas tangentes. Fonte: Elaborado pelo autor.....	72
Fig. 51 – Curva carga-assentamento com escalas diferentes. Fonte: Adaptado de (Van der Veen, C., 1953) .....	72
Fig. 52 – Curva carga-assentamento, método de Davidson (1972). Fonte: Adaptado de (Velloso, D. e Lopes, F., 2011) .....	75
Fig. 53 – Curva carga-assentamento, método da norma brasileira NBR 6122. Fonte: Adaptado de (Cintra, J.C. et al., 2013).....	76
Fig. 54 – Interpretação do ensaio de carga estática pelo método de Chin's. ....	77

Fig. 55 – Solução gráfica de Van der Veen. Fonte: Adaptado de (Velloso, D. e Lopes, F., 2011)	78
Fig. 56 – Curva carga-assentamento extrapolada pelo método de Van der Veen. Fonte: Adaptado de (Velloso, D. e Lopes, F., 2011)	78
Fig. 57 – Exemplo de aplicação do método de De Beer (1967). Fonte: (Fellenius, B.H., 1980)	80
Fig. 58 - Exemplo de aplicação do método de Mazurkiewicz's (1972). Fonte: (Fellenius, B.H., 1980)	81
Fig. 59 – Zonamento geotécnico na Cidade do México. Fonte: (Auvinet, G. e Juárez, M., 2011)	84
Fig. 60 – Distribuição estratigráfica. Fonte: (Centeno, D.P., 2009)	85
Fig. 61 – Sondagem representativa da zona de realização dos ensaios estáticos de carga	88
Fig. 62 - Secção transversal das estacas ensaiadas	89
Fig. 63 - Estacas de ensaio em estaleiro	90
Fig. 64 – Demolição do topo da estaca	91
Fig. 65 – Reforço em gaiola, barra Dywidag e placa de fixação na secção inferior	91
Fig. 66 - Cofragem da cabeça da estaca e acabamentos finais	92
Fig. 67 – Estrutura de reação, macaco hidráulico e célula de carga	92
Fig. 68 – Esquema do sistema de ensaio utilizado	93
Fig. 69 – Estrutura de proteção e vigas de referência devidamente isoladas	93
Fig. 70 – Disposição dos transdutores de deslocamento	94
Fig. 71 – Estrutura metálica de suporte dos transdutores de deslocamento	94
Fig. 72 – Planta do sistema de ensaio com a localização dos marcos topográficos	95
Fig. 73 – Registro fotográfico das leituras efetuadas na célula de carga	95
Fig. 74 – Registo fotográfico das leituras efetuadas na bomba do macaco hidráulico	95
Fig. 75 – Registo fotográfico das leituras efetuadas nos transdutores de deslocamento	96
Fig. 76 – Plano de carregamento	96
Fig. 77 – Comportamento elástico típico de uma estaca tracionada. Fonte: Adaptado de (England, M., 2012)	105



## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 - Classificação dos solos argilosos quanto à consistência. Fonte: (Matos Fernandes, M., 2012) .....	6
Quadro 2 – Classificação das estacas .....	11
Quadro 3 – Solução analítica para o valor de alfa segundo a <i>American Petroleum Institute</i> . ....	17
Quadro 4 - Valores da razão $K/K_0$ Fonte: Adaptado de (Coduto, D.P., 2001) .....	18
Quadro 5 - Valores da razão $\delta/\phi'$ . Fonte: Adaptado (Coduto, D.P., 2001) .....	18
Quadro 6 – Coeficientes de segurança recomendados pela ASSHTO. Fonte: Adaptado de (Hannigan, P.J. et al., 2006) .....	24
Quadro 7 – Valores a atribuir aos coeficientes $\xi$ para o cálculo dos valores característicos $R_k$ (número de estacas ensaiadas). .....	26
Quadro 8 – Valores a atribuir aos coeficientes de segurança parciais num carregamento axial de compressão .....	26
Quadro 9 – Legenda da Fig.16. ....	37
Quadro 10 – Valores médios das propriedades índice na Zona 2. Fonte: (Auvinet, G. e Juárez, M., 2011) .....	85
Quadro 11 – Características das estacas e tempo entre a sua instalação e realização dos ensaios de carga.....	90
Quadro 12 – Cálculo do fator de fluência ( $ks$ ) – Prova de Carga 1 .....	102
Quadro 13 - Cálculo do fator de fluência ( $ks$ ) – Prova de Carga 2.....	103
Quadro 14 - Cálculo do fator de fluência ( $ks$ ) – Prova de Carga 3.....	103
Quadro 15 – Cargas últimas convencionais e procedimento regulamentar do EC7.....	104
Quadro 16 – Valores da resistência lateral característica nos diferentes métodos de interpretação .....	104



## ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Curvas carga-deslocamento dos ensaios realizados, leituras aos 15 min. ....	97
Gráfico 2 – Aplicação dos métodos de interpretação – Prova de Carga 1.....	99
Gráfico 3 - Método das Tangentes – Prova de Carga 1.....	100
Gráfico 4 - Aplicação dos métodos de interpretação – Prova de Carga 2.....	100
Gráfico 5 – Método das Tangentes – Prova de Carga 2.....	101
Gráfico 6 - Aplicação dos métodos de interpretação – Prova de Carga 3.....	101
Gráfico 7 - Método das Tangentes – Prova de Carga 3.....	102
Gráfico 8 – Análise do comportamento elástico - Prova de carga 1.....	106
Gráfico 9 – Aplicação de critério de deslocamento limite com comportamento elástico composto .....	106



## SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

### Alfabeto Latino

$A_b$  - Área da secção da estaca

$A_l$  - Área do fuste da estaca

$A_{li}$  - Área do fuste da estaca na camada genérica  $i$

$B$  - Diâmetro ou largura da estaca

$c$  - Coesão do solo

$c_a$  - Aderência solo-estaca

$c_u$  - Resistência não drenada

$c_h$  - Coeficiente de consolidação horizontal

$E$  - Módulo de elasticidade

$E_e$  - Módulo de elasticidade da estaca

$F_d$  - Valor de cálculo da carga axial correspondente a um estado limite último

$F_{c,d}$  - Valor de cálculo da carga axial de compressão correspondente a um estado limite último

$F_{t,d}$  - Valor de cálculo da carga axial de tração correspondente a um estado limite último

$I_c$  - Índice de consistência

$I_p$  - Índice de plasticidade

$K$  - Coeficiente de impulso

$k_s$  - Fator de fluência

$K_0$  - Coeficiente do impulso lateral em repouso

$L$  - Comprimento da estaca

$n$  - Número de camadas do solo

$N$  - Força normal atuante na secção da estaca

$p$  - Sobrecarga aplicada na superfície do terreno

$Q_b$  - Resistência de ponta da estaca

$q_b$  - Resistência de ponta unitária

$Q_l$  - Resistência lateral da estaca

$q_l$  - Resistência lateral unitária

$q_{li}$  - Resistência lateral unitária na camada genérica  $i$

$Q_{ult}$  - Resistência última da estaca

$R_d$  - Valor de cálculo da capacidade resistente em relação a um carregamento axial

$R_{c,d}$  - Valor de cálculo da capacidade resistente à compressão

$R_{c,k}$  - Valor característico da capacidade resistente à compressão

$R_{c,m}$  - Valor da capacidade resistente medidos em ensaios de carga à compressão

$R_{t,m}$  - Valor da capacidade resistente medidos em ensaios de carga à tração

$R_{b;k}$  - Valor característico da capacidade resistente de ponta

$R_{l;k}$  - Valor característico da capacidade resistente lateral

$R_{t;d}$  - Valor de cálculo da capacidade resistente à tração

$r$  - Raio da estaca

$T_h$  - Fator tempo na consolidação das argilas ao redor de estacas cravadas

$t$  - Intervalo de tempo após cravação

$W_p$  - Peso próprio da estaca

$w$  - Teor em água

$w_L$  - Limite de liquidez

$w_P$  - Limite de plasticidade

$w_S$  - Limite de retração

### Alfabeto grego

$\alpha$  - Fator de adesão solo-estaca em condições não drenadas

$\gamma_b$  - Fator de segurança parcial a aplicar à resistência de ponta segundo o EC7-1991-1

$\gamma_l$  - Fator de segurança parcial a aplicar à resistência lateral segundo o EC7-1991-1

$\gamma_t$  - Fator de segurança parcial a aplicar à resistência total segundo o EC7-1991-1

$\gamma$  - Peso volúmico do solo

$\gamma_e$  - Peso volúmico da estaca

$\varphi$  - Ângulo de atrito do solo

$\varphi'$  - Ângulo de atrito efetivo do solo

$\delta$  - Ângulo de atrito solo-estaca

$\sigma_r$  - Tensão radial

$\sigma'_r$  - Tensão radial efetiva

$\mu$  - Tangente do ângulo de atrito do solo

$\Delta$  - Deslocamento

$\Delta l_i$  - Comprimento do elemento  $i$

$\varepsilon$  - Extensão

$\theta$  - Encurtamento axial

$\Delta l_i$  - Comprimento do elemento  $i$

## Abreviaturas

DEC - Departamento de Engenharia Civil

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

EC7 – Eurocódigo 7 – NP EN 1997-1

CRP – *Constant Rate of Penetration Test*

MLT – *Maintained Load Test*

SLT – *Slow Maintained Load Test*

QML – *Quick Maintained Load Test*

CRU – *Constant Rate of Uplift Test*

CLT – *Cycling Loading Test*



# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. ASPETOS GERAIS

A execução de estacas para o suporte de estruturas é um dos primeiros exemplos na arte e ciência da Engenharia Civil. Nos tempos medievais estacas de madeira cravadas eram usadas nas fundações dos grandes mosteiros e pontes, com a sua capacidade de carga a ser limitada pelas dimensões das madeiras naturais e pela sua capacidade de resistir à instalação pelo uso de um martelo, sem sofrer fragmentação. Foram estabelecidas regras primitivas através das quais a carga admissível era determinada a partir da sua resistência à penetração no solo, por parte de um martelo de massa conhecida com uma queda de altura conhecida.

Atualmente a avaliação do comportamento e da capacidade de carga das fundações profundas é um dos temas mais estudados na Engenharia Civil, com a investigação preliminar do solo a ser da maior importância para esta avaliação. Devido ao aumento das cargas das edificações e do aumento de construções em locais onde a experiência é escassa, existe uma necessidade das estruturas de suporte serem cada mais eficazes e com capacidade de carga maiores. Os processos construtivos bem como os materiais empregues também têm sido objeto de melhoramentos ao longo do tempo, com a procura de melhores soluções em termos de custo-benefício.

Os principais métodos de dimensionamento das estacas têm consistido na dedução de parâmetros fundamentais dos solos, nomeadamente a sua resistência e rigidez a partir de ensaios de laboratório sobre amostras indeformadas, ou de correlações com ensaios in-situ para posterior uso das fórmulas estáticas de equilíbrio vertical. Outra das metodologias baseia-se na correlação direta da resistência lateral e de ponta da estaca, com parâmetros obtidos diretamente de ensaios in-situ como é o caso dos SPT, PMT ou CPT.

Qualquer um destes métodos parte do pressuposto que o solo se encontra no seu estado natural, sem qualquer tipo de deformação. Contudo são muitos os fatores que influenciam o comportamento das fundações indiretas, nomeadamente a natureza do maciço, o grau de perturbação causado pela sua execução, o efeito de escala e o tipo e magnitude das solicitações. Por essa razão todos os métodos de previsão e de cálculo são muito discutíveis, devendo ter por base ensaios de carga, nomeadamente o ensaio de carga estático.

### 1.2. OBJETIVOS

Esta dissertação tem como objetivo a análise dos procedimentos a efetuar na realização de um ensaio de carga estático vertical num caso real de desenvolvimento de projeto, em estacas instaladas em solos

argilosos, quer estejam sobre esforços de compressão ou de tração. Dentro desta análise está presente o estudo do comportamento de uma estaca isolada e a forma como esta desenvolve a sua capacidade de carga, a recolha e a discussão dos equipamentos e técnicas de instrumentação existentes, procedimentos a efetuar antes e depois da realização do ensaio bem como os resultados esperados, e métodos de interpretação para as duas modalidades de carregamento analisados. No final proceder-se-á ao estudo de um caso prático de ensaio, efetuado na Cidade do México, onde será feita uma análise da adequabilidade dos métodos de ensaio e metodologia de interpretação.

### 1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Em termos de organização, esta dissertação encontra-se dividida em 7 capítulos.

No capítulo 1 é feita uma apresentação do tema da dissertação, os objetivos que se pretendem alcançar, bem como a organização da mesma.

No capítulo 2 são apresentadas as propriedades básicas das argilas e a análise do comportamento de uma estaca isolada sobre um carregamento axial de compressão ou tração neste tipo de solo, incluindo algumas considerações sobre a relação entre as resistências mobilizadas para estas duas modalidades de carregamento. É feita, ainda, uma classificação das estacas tendo em conta o seu material, processo de execução e consequentes alterações no estado de tensão do solo. Seguidamente serão apresentados dois métodos de cálculo analítico para a determinação da resistência lateral e de ponta para estacas cravadas em solos argilosos moles, bem como a apresentação do fenómeno de atrito negativo.

No capítulo 3 aborda-se a questão do dimensionamento de estacas tendo em conta a realização de ensaios de carga estáticos, apresentando as vantagens da realização dos ensaios de carga em questões de dimensionamento. Neste capítulo são ainda apresentados os ensaios de carregamento dinâmico como uma alternativa à realização dos ensaios estáticos, efetuando-se uma comparação entre os resultados obtidos a partir dos dois. De seguida são apresentados os coeficientes de segurança aconselhados na obtenção da carga de dimensionamento tendo em conta os vários métodos de controlo do dimensionamento, com ênfase nas diretrizes presentes na NP EN 1997-1 (Eurocódigo 7- EC7) para os ensaios de carga estáticos.

No capítulo 4 é feita uma análise dos pressupostos necessários para a realização dos ensaios, objetivos, condições de realização, custos, grandezas medidas bem como, os equipamentos e instrumentação das estacas e procedimentos de carregamento. Para isso, serão identificados os procedimentos presentes na NP EN 1997-1 que por sua vez faz referência ao subcomité Europeu ISSMGE-ERTC3 e às normas americanas ASTM D1143/D 1143M e ASTM D3689 para ensaios à compressão e à tração respetivamente.

No capítulo 5 é apresentada a definição de carga de rotura e as várias metodologias para a obtenção da carga última nas duas modalidades de carregamento abordadas.

No capítulo 6 é apresentado um caso de estudo, que consiste na realização de três provas de carga à tração nas argilas da Cidade do México. Para o efeito, é apresentada uma caracterização geológica e geotécnica da cidade, bem como a sua estratigrafia, divisão em zonas geotécnicas e propriedades dos solos. Seguidamente, é apresentado o caso de estudo onde são apresentadas as condições geotécnicas presentes nos locais de ensaio, procedimentos adotados, resultados obtidos bem como o método de análise.

No capítulo 7 são apresentadas as conclusões retiradas em relação à avaliação do caso de estudo, apresentando as conclusões retiradas e a avaliação do sistema de ensaio utilizado, bem como os desenvolvimentos futuros em relação a esta temática.



## 2

**ESTACAS SOB CARREGAMENTO VERTICAL EM SOLOS ARGILOSOS****2.1. PROPRIEDADES DAS ARGILAS**

As argilas são solos que apresentam características marcantes de plasticidade. Quando suficientemente húmidas moldam-se facilmente em diferentes formas, e quando secas, apresentam coesão suficiente para constituir massas dificilmente desagregáveis por pressão. São, então, caracterizadas pela sua plasticidade, textura e consistência em seu estado húmido e natural. As suas propriedades são predominantemente devidas à sua constituição por grãos minerais de dimensões na ordem dos 0,002 mm.

No caso dos solos granulares, o parâmetro físico que permite antecipar, pelo menos de modo qualitativo o seu comportamento mecânico é o índice de vazios. Analisando o comportamento das argilas, verifica-se que neste caso o parâmetro físico fundamental que influencia o comportamento mecânico destas é o teor em água ( $w$ ). Com efeito, enquanto num solo granular o índice de vazios não depende do teor em água, num solo fino saturado, este índice é mera consequência do teor em água.

Atendendo a tal, foi necessária a introdução de valores notáveis ou de referência de um parâmetro físico que, para as argilas, pudesse de modo expedito antecipar certas tendências do seu comportamento mecânico. Sendo essa a função dos limites de consistência de *Atterberg* (Matos Fernandes, M., 2012).

Para valores elevados de teor em água, a mistura água-solo comporta-se como um líquido. Reduzindo de forma homogênea e progressiva o teor em água, a partir de certo ponto, a mistura passa a ter um comportamento moldável. Prosseguindo na redução do teor em água, o comportamento do solo passará a ser friável, ou seja, separa-se em fragmentos quando se tenta moldá-lo. Se a redução da água presente no solo continuar, a sua redução deixará de acarretar uma redução do volume (ou do índice de vazios), passando-se a secagem a fazer-se a volume constante (Matos Fernandes, M., 2012).

Os valores que limitam estas quatro zonas de comportamento são respectivamente, o limite de liquidez ( $w_L$ ), o limite de plasticidade ( $w_p$ ) e o limite de retração ( $w_s$ ). A diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade designa-se por índice de plasticidade ( $I_p$ ), sendo estes os limites que mais se utilizam e mais informações úteis fornecem acerca do comportamento do solo (Matos Fernandes, M., 2012). O índice de plasticidade exprime-se em percentagem:

$$I_p = w_L - w_p \quad (2.1)$$

A comparação do teor em água natural de um solo argiloso com os limites de *Atterberg* fornece uma indicação aproximada da sua consistência, usando-se para o efeito o chamado índice de consistência ( $I_c$ ).

$$I_c = \frac{w_L - w}{w_L - w_p} \quad (2.2)$$

Quadro 1 - Classificação dos solos argilosos quanto à consistência. Fonte: (Matos Fernandes, M., 2012)

Argila	$I_c$
Muito mole	0,0-0,25
Mole	0,25-0,50
Média	0,50-0,75
Rija	0,75-1,00
Dura	>1,00

## 2.2. ESTACAS SOBRE CARREGAMENTO AXIAL

As estacas são elementos estruturais que têm como função, a transferência de cargas da superestrutura, através das camadas de solo de baixa resistência ou mesmo através da água, até uma camada de solo ou rocha, com capacidade de suporte adequada. Normalmente são dimensionadas para suportar carregamento axiais de compressão, porém, pode ser necessário dimensionar este elemento estrutural para resistir a ações de tração, designadamente em estruturas altas submetidas às ações do vento, estruturas marítimas sujeitas às ações das ondas ou em terrenos propícios à ocorrência de atividade sísmica.

A utilização de estacas deve ser efetuada nas seguintes situações:

- Quando uma ou mais camadas superficiais do terreno apresentem grande compressibilidade e/ou reduzida resistência para suportar as cargas transmitidas pela estrutura;
- A estrutura a ser projetada é muito sensível aos assentamentos;
- Quando se prevê a ocorrência de assentamentos diferenciais significativos, devido à variabilidade das condições do terreno ou das cargas a transmitir;
- Quando as cargas da estrutura são essencialmente horizontais ou de tração;
- Quando financeiramente não compensa a realização de fundações superficiais ou a realização em terrenos adequados é de difícil execução.

Numa estaca isolada a carga axial aplicada é transferida para o solo circundante, fruto da resistência mobilizada ao longo do fuste (resistência lateral -  $Q_l$ ) e para o solo subjacente à sua base através da mobilização da resistência do maciço (resistência de ponta -  $Q_b$ ), com a rotura a observar-se na interface solo-estaca, por deslizamento relativo do solo e da estaca. Em estacas à tração, apenas é mobilizada a resistência ao longo do fuste, podendo o valor desta ser distinto da que é mobilizada em ações de compressão.

A capacidade de carga da estaca ( $Q_{ult}$ ) pode ser avaliada como a soma destas duas parcelas com a adição ou subtração do seu peso ( $W_p$ ), consoante o sentido do carregamento:

$$Q_{ult} = Q_b + Q_l - W_p \text{ (para ações de compressão)} \quad (2.3)$$

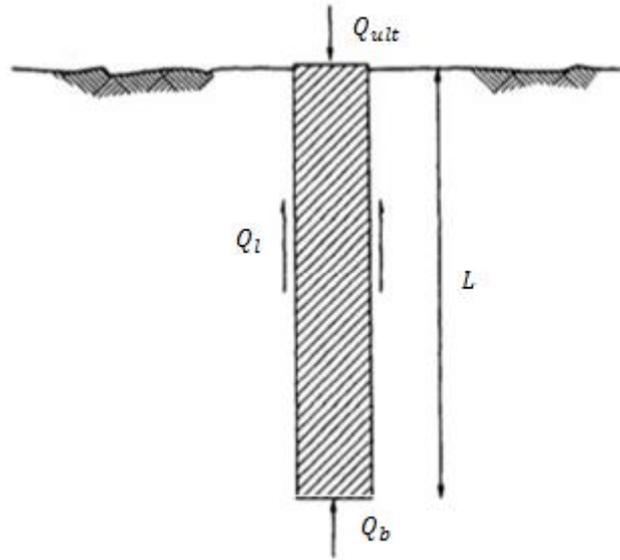


Fig. 2 – Parcelas de resistência mobilizada numa estaca à compressão

$$Q_{ult} = Q_l + W_p \text{ (para ações de tração)} \quad (2.4)$$

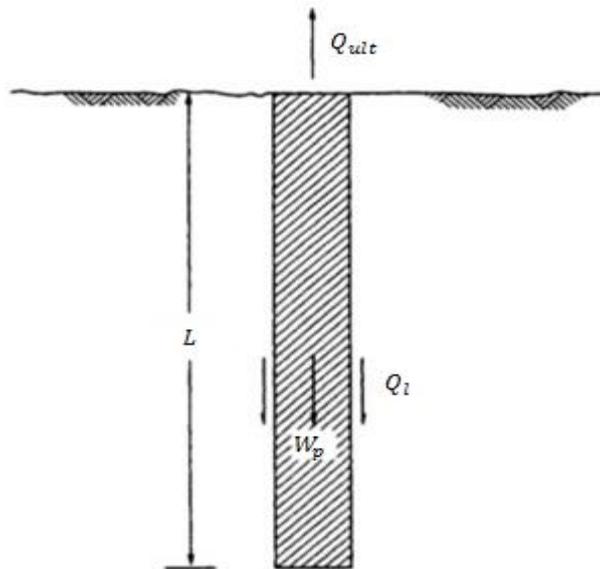


Fig. 1 – Parcelas de resistência mobilizada numa estaca à tração

Outro mecanismo de rotura para as estacas à tração, corresponde à formação de uma superfície cónica ao redor da estaca, em que a resistência última pode ser calculada pela expressão (2.5) onde é desprezado o peso da estaca em favor da segurança:

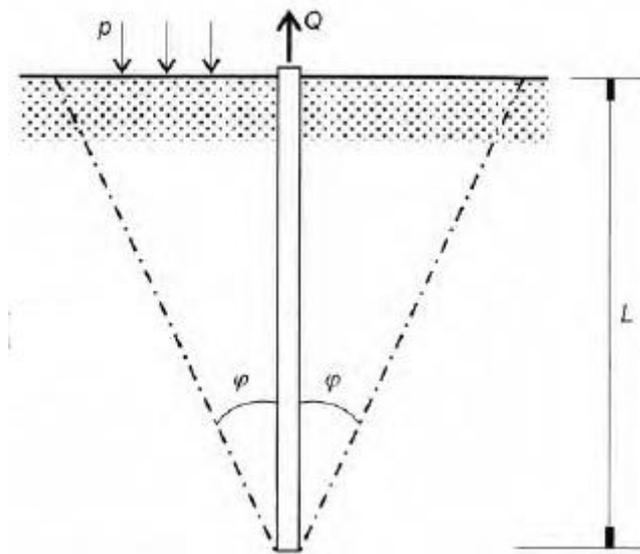


Fig. 3 – Estaca tracionada com ruptura segundo uma superfície cônica. Fonte: (Velloso, D. e Lopes, F., 2011)

$$Q_{ult} = \pi \mu^2 L^2 \left( p + \frac{\gamma L}{3} + \frac{c}{\mu} \right) \quad (2.5)$$

Em que,  $\mu$  é igual ao inverso da tangente do ângulo de atrito do solo ( $\varphi$ ),  $c$  é a coesão do solo,  $p$  é a sobrecarga aplicada na superfície do terreno e  $\gamma$  o peso volúmico do solo. A experiência mostra que normalmente a ruptura se dá segundo a interface solo-estaca, excepto quando se tem uma estaca com base alargada.

Normalmente em estacas carregadas axialmente à compressão, a parcela do peso é omitida na obtenção da sua carga última, já que apresenta um valor pouco significativo em relação às resistências mobilizadas. Todavia, deve ser tomado em conta nas fundações das estruturas marítimas, instaladas em águas profundas, onde existe um comprimento considerável de estaca acima do fundo do mar (Tomlinson, M. e Woodward, J., 1993).

As resistências  $Q_b$  e  $Q_l$  são obtidas através das expressões seguintes:

$$Q_b = q_b \times A_b \quad (2.6)$$

$$Q_l = \sum_{i=1}^n q_{li} \times A_{li} \quad (2.7)$$

Em que:

$n$  – Número de camadas do solo;

$q_b$  – Resistência de ponta unitária;

$q_{li}$  – Resistência lateral unitária na camada genérica  $i$ ;

$A_b$  – Área da ponta da estaca;

$A_{li}$  – Área da superfície lateral da estaca na camada genérica  $i$ .

No que toca aos carregamentos à compressão, e de acordo com as características do terreno atravessado, surge a designação de estaca de ponta, apoiadas em maciço firme, com a transmissão do carregamento a efetuar-se essencialmente através da sua base. Por outro lado, as estacas onde a

transmissão do carregamento se faz maioritariamente através da mobilização da resistência ao longo do fuste, denominam-se estacas flutuantes. Estas denominações são meramente convencionais, pois em prática, todas as estacas mobilizam parcelas destas duas resistências, sendo feita esta distinção para realçar a importância relativa de cada uma para o equilíbrio do carregamento.

A mobilização das componentes de resistência é variável consoante o nível de carregamento, logo, para diferentes escalões de carga, a repartição da resistência entre o fuste e a ponta da estaca será também diferente.

Na figura seguinte está apresentado ao pormenor o comportamento de uma estaca à compressão, tendo em conta supostas leituras no topo e ao longo do fuste, estando representados os diagramas de deslocamento, resistência lateral e de carga *versus* profundidade durante quatro estágios de carregamento.

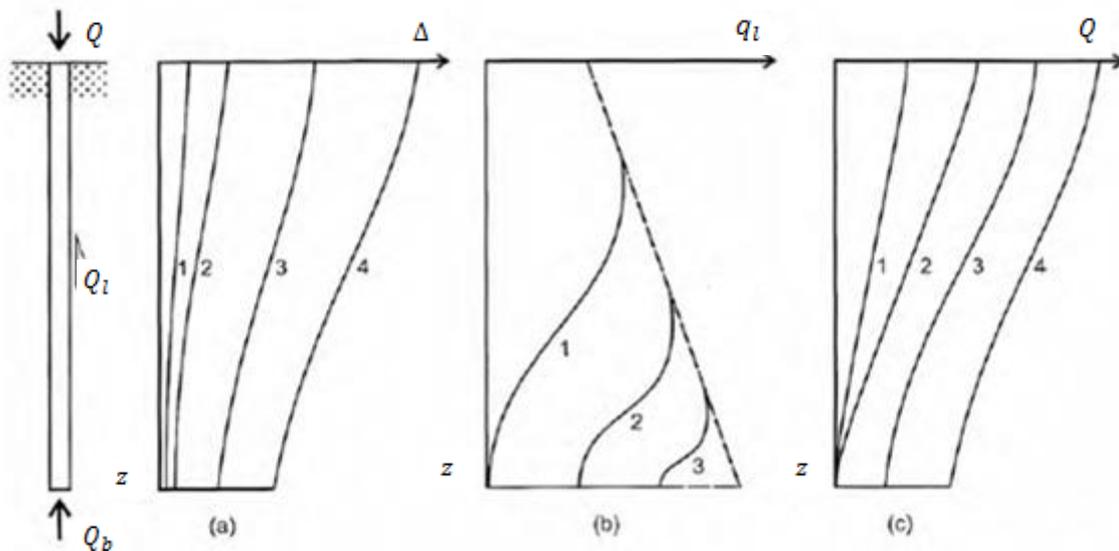


Fig. 4 - Deslocamento, resistência lateral e carga *versus* profundidade. Fonte: Adaptado de (Velloso, D. e Lopes, F., 2011)

Na figura (4.a) verifica-se ainda a capacidade da estaca se encurtar elasticamente, já que apenas existe deslocamento na sua zona superior. Em consequência, a mobilização da resistência lateral, que necessita do deslocamento da estaca, ocorre de cima para baixo. Pela imagem ainda se verifica que a mobilização da resistência lateral exige deslocamentos muito menores do que a mobilização da resistência de ponta. Logo, quando só boa parte da resistência lateral é mobilizada é que se começa a mobilizar a resistência de ponta. Neste caso, só a partir do terceiro incremento de carga é que se verifica a mobilização desta resistência, com os dois primeiros incrementos a ser absorvidos apenas pelo fuste da estaca. Mobilizada a resistência lateral na sua totalidade, o acréscimo de carga vai ser absorvido unicamente pela base.

A resistência lateral é mobilizada para deslocamentos normalmente de 0,5 a 2% do diâmetro da estaca, enquanto a resistência de ponta apenas é mobilizada na sua totalidade para deslocamentos entre 5 a 10% do diâmetro da estaca. Estas diferenças na mobilização da resistência lateral e de ponta são de especial importância na determinação do comportamento de deslocamentos e na avaliação da repartição das cargas nas condições de serviço (Fleming, K. et al., 1994).

Em estacas instaladas em solos granulares, a razão entre a resistência de ponta e a resistência lateral é da ordem dos 50 a 100%, nas estacas instaladas em solos argilosos estes valores diminuem até uma

ordem dos 10 a 20% (Fleming, K. et al., 1994). Visto isto, pode-se concluir que a resistência lateral das estacas em argilas é a parcela predominante da capacidade de carga.

Em estacas com carregamento vertical à tração, a carga instalada é equilibrada através do seu peso e pela mobilização da sua resistência lateral. O cálculo desta resistência é realizado de forma similar ao cálculo efetuado para uma estaca sujeita a um carregamento vertical de compressão. Em solos não coesivos, o valor da resistência lateral é alvo de alguma controvérsia, com autores a assumir que a resistência lateral mobilizada equivale a 70% daquela verificada no carregamento da mesma estaca à compressão (De Nicola, A. e Randolph, M.F., 1993). Por outro lado, ensaios realizados sobre estacas instrumentadas mostram que a resistência lateral toma valores semelhantes nas duas modalidades de carregamento quando são consideradas as tensões residuais (Hannigan, P. et al., 2006).

No caso de solos coesivos como as argilas, quando a carga é aplicada sobre condições não drenadas, a resistência lateral num carregamento à tração é geralmente assumida igual à resistência lateral mobilizada num carregamento de compressão (De Nicola, A. e Randolph, M.F., 1993). O valor da resistência mobilizada vai estar muito dependente da taxa de aplicação da carga e do grau de degradação do solo (Hannigan, P. et al., 2006).

### 2.3. CLASSIFICAÇÃO DAS ESTACAS

Para além das características do terreno de fundação, o tipo de estaca e o próprio processo construtivo são fatores que influenciam de forma decisiva o desempenho das fundações. Visto isto, as estacas podem ser divididas consoante o material utilizado e o efeito que provocam no solo envolvente durante a sua execução.

O comportamento mecânico das estacas pode ser influenciado pelo material utilizado, já que, consoante o material empregue, a resistência estrutural e as características da interface solo-estaca serão diferentes. Atualmente a variedade de materiais utilizados é enorme, com a utilização de estacas de betão de alta resistência, pré-esforçado, betão armado moldado, estacas metálicas, madeira e mistas.

Quanto ao processo de execução, faz-se uma divisão entre estacas cravadas e estacas moldadas. As estacas moldadas podem ser executadas com o auxílio de um tubo moldador recuperável ou perdido, ou sem tubo moldador. Quando não se utiliza tubo moldador, a execução da estaca é efetuada com o auxílio de trados ou ainda lamas bentoníticas.

No que se refere ao efeito que a sua instalação provoca no terreno, procede-se a uma divisão em três categorias tendo em conta o volume de solo deslocado pelo processo de instalação (Tomlinson, M. e Woodward, J., 1993):

- **Estacas de grandes deslocamentos:** Incluem estacas de secção cheia e estacas tubulares de base fechada. Podem ser cravadas ou injetadas no solo, provocando um grande deslocamento no terreno. Todos os tipos de estacas cravadas no local pertencem a esta categoria;
- **Estacas de pequenos deslocamentos:** Estacas cravadas ou injetadas no solo, mas que provocam menores perturbações devido à área da sua secção ser reduzida comparativamente às estacas de grandes deslocamentos;
- **Estacas de substituição:** Estacas em que o processo de instalação consiste em retirar o solo para no seu lugar ser executada a estaca. A escavação implica a utilização de lamas de estabilização, de um suporte (provisório ou definitivo) ou de uma combinação de ambos, de forma a suportar o solo antes da betonagem da estaca.

No quadro seguinte faz-se uma divisão das estacas consoante a influência que estas têm no solo, processo de execução e as características das secções e materiais utilizados, resumindo tudo aquilo que foi dito.

Quadro 2 – Classificação das estacas

Efeito no Solo	Processo de Execução	Material
		Peça sólida: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Madeira</li> <li>• Betão</li> </ul>
Grandes deslocamentos	Pré-fabricada e cravada	Peça tubular obturada na ponta: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Tubos metálicos</li> <li>• Tubos em betão</li> </ul>
Pequenos deslocamentos	Pré-fabricada e cravada	Perfis metálicos: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Secções H e I</li> <li>• Tubos metálicos abertos</li> </ul> Estacas metálicas helicoidais com elementos metálicos
Extração de solo	Moldada com sustentação provisória	Betão com molde perdido Betão com: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Molde recuperável</li> <li>• Lamas bentoníticas</li> </ul>
	Moldada sem sustentação provisória	Betão

A seleção de um determinado tipo de estaca será influenciada por (Tomlinson, M. e Woodward, J., 1993):

- Localização da obra;
- Tipo de estrutura;
- Condições do solo;
- Durabilidade dos materiais utilizados.

No presente trabalho, como a análise irá ser efetuada apenas para solos argilosos, interessa destacar as estacas recomendadas para este tipo de solo. Para solos finos como siltes e argilas que apresentem rigidez apreciável, é recomendada a utilização de estacas moldadas, com o processo de execução a

consistir na escavação através de um trado, com o suporte do furo a ser realizado por lamas bentoníticas. No caso de solos argilosos moles, ou seja de grande compressibilidade, este método não é recomendado, devendo-se proceder à instalação da estaca por cravação (Tomlinson, M. e Woodward, J., 1993).

## 2.4. ALTERAÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO

### 2.4.1 ESTACAS CRAVADAS

Quando uma estaca é cravada num maciço argiloso, o seu processo de cravação vai gerar o deslocamento de um volume de solo igual ao volume da estaca. O volume de solo deslocado densifica o solo circundante à estaca, criando-se assim uma zona de perturbação com um raio de cerca de 3 a 5 diâmetros (Bowles, J.E., 1988). Inicialmente há uma perda considerável da resistência não drenada da argila, devido à reestruturação da mesma por cravação com um teor de água constante (Poulos, H.G.A. e Davis, E.H., 1980). A argila próxima da estaca sofre uma remoldagem extensa e dá-se a criação de excessos de pressão neutra, provocando alterações significativas no comportamento do maciço (Tomlinson, M. e Woodward, J., 1993).

Ocorre uma alteração do estado de tensão do solo, com um aumento das tensões horizontais, logo, o coeficiente de impulso passa a ser superior ao coeficiente de impulso em repouso.

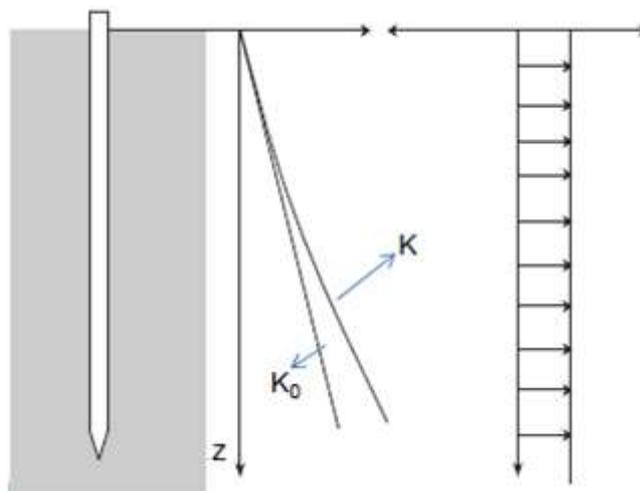


Fig. 5 – Variação do coeficiente de impulso e deslocamento do terreno devido ao processo de cravação da estaca. Fonte: (Cardoso, A.S. e Costa, P.A., 2014)

Como se pode compreender, o processo de cravação vai ter uma influência clara na capacidade de mobilização da resistência lateral, contudo, este efeito é passageiro, com um aumento da capacidade de carga com o decorrer do processo de consolidação.

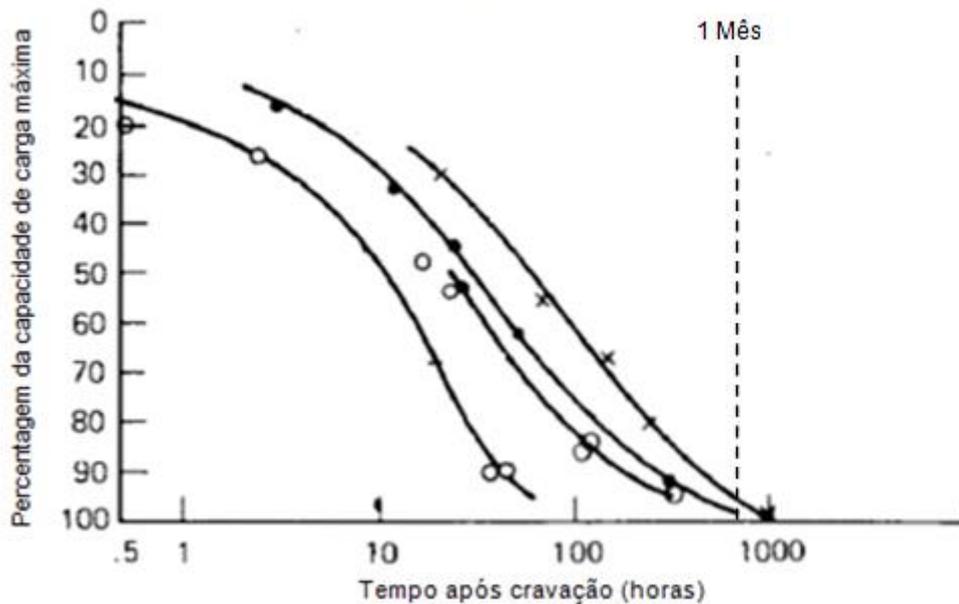


Fig. 6 – Evolução temporal da capacidade de carga de uma estaca cravada num maciço argiloso. Fonte: Adaptado de (Poullus, H.G.A. e Davis, E.H., 1980)

O aumento da capacidade de carga com o tempo é resultado de dois fatores:

- Restauração parcial das ligações estruturais destruídas pelo revolvimento do solo (tixotropia);
- Consolidação local da argila, ocasionada pela dissipação dos excessos de pressão neutra.

Em argilas normalmente consolidadas, o excesso de pressões neutras, que poderá atingir valores da ordem de 4 a 6 vezes da resistência não drenada, pode levar semanas ou meses a dissipar-se. Resulta assim que, nesta fase, há uma diminuição das tensões efetivas e portanto da resistência do solo. Qualquer carregamento será então resistido em condições não drenadas. Com o tempo, a argila distribuída ao longo do fuste tende a preencher as fissuras resultantes do processo de cravação e a água expulsa do solo é conduzida para o solo envolvente, resultando num material mais seco e resistente em contacto com o fuste da estaca (Tomlinson, M. e Woodward, J., 1993).

O solo adjacente à estaca torna-se mais resistente que o solo envolvente durante a consolidação e a resistência ao corte passa a ser aproximadamente igual à resistência não drenada do solo, determinada através de ensaios triaxiais de amostras indeformadas, recolhidas antes da cravação (Esrig, M. e Kirby, R., 1979).

No caso de argilas rijas, fortemente consolidadas, o comportamento é diferente. Na cravação, ocorre na mesma um movimento horizontal e ascendente do solo, porém, poderá ocorrer uma fissuração radial à volta da estaca. A vibração lateral das estacas, devido ao processo de cravação, poderá criar ainda uma folga entre a zona superior da estaca e o solo circundante. Os excessos de pressão neutra desenvolvidos na zona periférica da estaca, são rapidamente dissipados através do sistema de fissuras criado pela cravação, com a criação de excessos de pressão neutra negativa devido à expansão do solo. Isto pode resultar num aumento temporário das tensões efetivas e, conseqüentemente, da resistência do solo. Neste caso, as condições a longo prazo podem ser desfavoráveis face às condições verificadas no final da construção (Tomlinson, M. e Woodward, J., 1993).

Estudos realizados sobre o fenômeno de consolidação das argilas ao redor de estacas cravadas, mostraram que o ganho da resistência com o tempo, seria controlado por um fator tempo ( $T_h$ ) proporcional ao quadrado do diâmetro ou raio da estaca (Soderberg, L.O., 1962).

$$T_h = \frac{c_h t}{r^2} \quad (2.8)$$

O valor  $c_h$  corresponde a um coeficiente de consolidação horizontal do solo,  $t$  o tempo decorrido desde a cravação da estaca e  $r$  o raio desta. Dados experimentais, sobre a previsão teórica do aumento da capacidade de carga de duas estacas de grande diâmetro cravadas em um depósito profundo de argila marinha, mostram que, em estacas até 35 cm de diâmetro, a capacidade de carga máxima é atingida no máximo ao fim de um mês, enquanto estacas de 60 cm de diâmetro podem levar um ano a atingir a sua capacidade de carga máxima (Vesic, A.S., 1977).

#### 2.4.2. ESTACAS MOLDADAS

A instalação de estacas moldadas em argilas tem sido estudada especialmente em relação aos efeitos que estas provocam na adesão entre a estaca e o solo. Esta adesão é geralmente menor que a resistência não drenada anterior à construção. Tal deve-se, principalmente, ao amolecimento da argila próxima da superfície (Poulos, H.G.A. e Davis, E.H., 1980), já que existe um aumento do teor em água e diminuição da resistência do solo imediatamente adjacente às interfaces solo-estaca. Isto deve-se a:

- Absorção da água proveniente do betão;
- Migração da água no interior maciço para as zonas mais próximas do furo;
- Introdução de água no furo para facilitar as operações de desmonte.

Em relação ao estado de tensão, nas estacas moldadas com recurso a tubo moldador perdido praticamente não existem alterações, podendo quanto muito provocar um pequeno aumento da compressão horizontal, devido ao processo de cravação do tubo moldador.

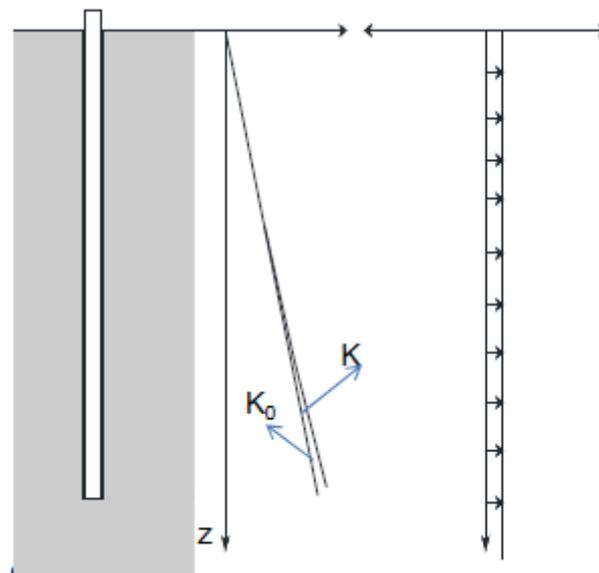


Fig. 7 – Variação do coeficiente de impulso e deslocamento do terreno em estacas instaladas com recurso a tubo moldador perdido. Fonte: (Cardoso, A.S. e Costa, P.A., 2014)

Em estacas moldadas sem uso de tubo moldador perdido, a construção das estacas pode provocar uma forte descompressão do maciço, sendo esta normalmente minimizada com a utilização de lamas bentoníticas.

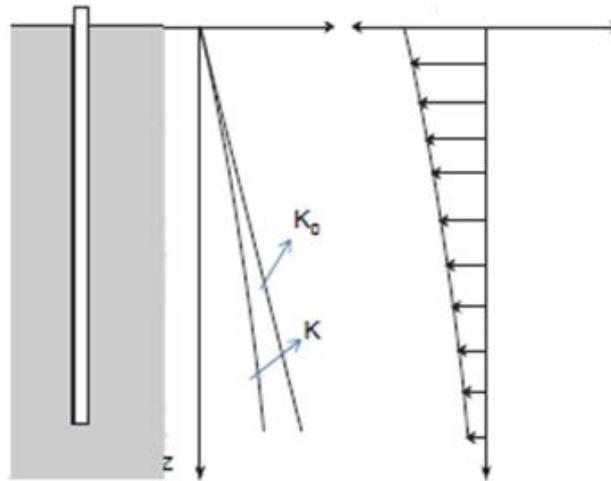


Fig. 8 - Variação do coeficiente de impulso e deslocamento do terreno em estacas moldadas no terreno. Fonte: (Cardoso, A.S. e Costa, P.A., 2014)

## 2.5. AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

### 2.5.1 RESISTÊNCIA LATERAL

A componente da resistência lateral pode ser analisada como a resistência ao deslizamento de um sólido em contacto com o solo, assim, usualmente o seu valor é considerado como a soma de duas parcelas:

$$q_l = c_a + \sigma_r \times \tan \delta \quad (2.9)$$

Onde  $c_a$  é a aderência entre a estaca e o solo,  $\sigma_r$  é a tensão radial na estaca e  $\delta$  o ângulo de atrito solo-estaca.

Em argilas saturadas em condições não drenadas, o ângulo de atrito solo-estaca é nulo com a resistência lateral a tomar o valor da aderência (Poulos, H.G.A. e Davis, E.H., 1980). A aderência por sua vez varia consideravelmente dependendo do tipo da estaca, solo e método de instalação. Idealmente o valor da aderência deveria ser determinado a partir de ensaios de carga, porém, isso nem sempre é possível, com este valor a ser determinado empiricamente relacionando-o com a resistência não drenada. Na figura seguinte é apresentada esta relação, segundo vários autores, para o caso de estacas de betão cravadas. Em solos argilosos moles, em que  $c_u$  é inferior a cerca de 24 kPa, a utilização de uma aderência solo estaca igual à resistência não drenada é prática comum (Poulos, H.G.A. e Davis, E.H., 1980).

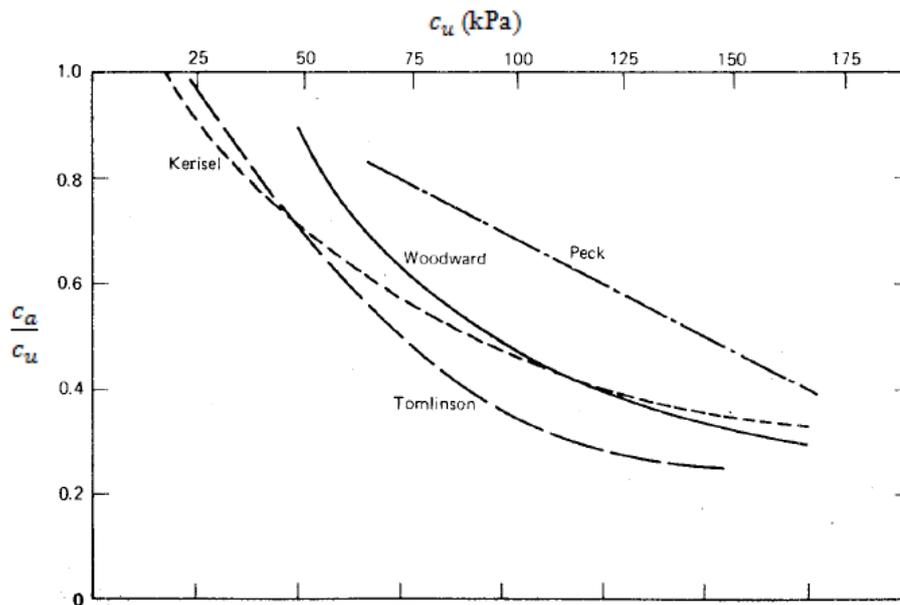


Fig. 9 – Fator de adesão para estacas cravadas em argilas Adaptado de (Poulos, H.G.A. e Davis, E.H., 1980)

Em condições drenadas, por simplificação, toma-se que o valor de aderência é zero, com a resistência lateral a depender unicamente das tensões radiais e do ângulo de atrito. A condição mais gravosa é aquela em que o carregamento é efetuado em condições não drenadas.

Serão analisados assim dois métodos de cálculo para a obtenção da resistência lateral, um tendo em conta as condições drenadas (análise em tensões efetivas - método  $\beta$ ) e outro tendo em conta as condições não drenadas (análise em tensões totais - método  $\alpha$ ).

A análise em tensões efetivas é mais fácil de implementar e tecnicamente mais correta, porém a prática comum é efetuar a análise em tensões totais. Esta análise apresenta uma precisão inferior em relação à análise em tensões totais, todavia continua a ser o mais utilizado e aquele em que se obteve uma experiência muito mais ampla (Coduto, D.P., 2001). Ao efetuar a análise em condições não drenadas preza-se também pelo lado da segurança

### 2.5.1.1 Método Alfa

O método alfa apresenta a seguinte expressão para avaliar a resistência lateral unitária:

$$q_l = \alpha \cdot c_u \tag{2.10}$$

Nesta expressão  $c_u$  corresponde à resistência não drenada da argila adjacente à estaca e  $\alpha$  é um parâmetro de adesão. O valor deste parâmetro não é consensual, existindo várias propostas, sendo que a mais aceita é a proposta desenvolvida pela *American Petroleum Institute (API)* citada por (Coduto, D.P., 2001), que é baseada na interpretação de ensaios de carga à tração e à compressão, refletindo uma correlação entre o parâmetro alfa e a resistência não drenada no solo.

A figura (10) apresenta a configuração gráfica desta proposta com o quadro (2) a apresentar a sua tradução analítica. Seja qual for a circunstância, neste método, o valor da resistência não drenada deve ser limitado a 100 kPa.

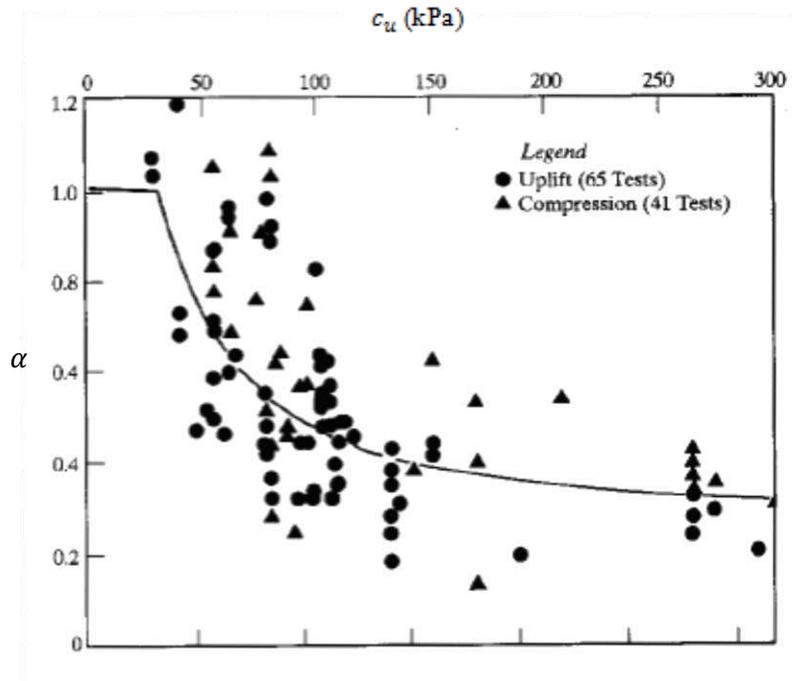


Fig. 10 – Parâmetro  $\alpha$  para a estimativa da resistência unitária lateral-API. Fonte: Adaptado de (Kulhawy, F.H. e Jackson, C.S., 1989)

Quadro 3 – Solução analítica para o valor de alfa segundo a *American Petroleum Institute*.

$c_u \leq 25 \text{ kPa}$	$\alpha = 1$
$25 \leq c_u \leq 75 \text{ kPa}$	$\alpha = 1,25 - \frac{c_u}{100}$
$c_u > 75 \text{ kPa}$	$\alpha = 0,5$

### 2.5.1.2 Método Beta

Aplicando o método  $\beta$ , são apresentadas as seguintes hipóteses (Burland, J., 1973):

- Antes do carregamento, os excessos de pressões neutras geradas na instalação da estaca estão completamente dissipadas;
- Devido ao facto de as zonas de maiores deformações em torno do fuste serem pequenas, o carregamento dá-se em condições drenadas;
- Com a perturbação do solo durante a instalação, o solo não terá coesão efetiva e a resistência lateral será dada por:

$$q_l = \sigma'_r \times \tan(\delta) = K \times \sigma'_{v0} \times \tan(\delta) = \beta \times \sigma'_{v0} \tag{2.11}$$

Na expressão  $\sigma'_r$  é a tensão radial efetiva na estaca, admitida proporcional à tensão vertical efetiva inicial, com  $K$  a representar a razão entre a tensão horizontal após a instalação e a tensão vertical. Como já foi referido, este valor de  $K$ , pode ser diferente do seu valor em repouso ( $K_0$ ), dependendo do processo de instalação da estaca. O produto do valor de  $K$  pela tangente do ângulo de atrito solo-estaca ( $\delta$ ) corresponde a  $\beta$ .

$$\beta = K \times \tan(\delta) \quad (2.12)$$

Visto isto,  $\beta$  está dependente dos parâmetros  $K$  e  $\delta$ , parâmetros estes que dependem da história de tensões do solo e das propriedades da superfície da estaca. Estes podem ser retirados da bibliografia a partir das suas razões pelo coeficiente de impulso em repouso e pelo ângulo de atrito efetivo do solo respectivamente.

Quadro 4 - Valores da razão  $K/K_0$  Fonte: Adaptado de (Coduto, D.P., 2001)

Tipo de estaca e método construtivo	$K/K_0$
Cravada de grande deslocamento	0,7-1,2
Cravada de pequeno deslocamento	1,0-2,0
Moldada	0,9-1,0

Quadro 5 - Valores da razão  $\delta/\phi'$ . Fonte: Adaptado (Coduto, D.P., 2001)

Tipo de estaca	$\delta/\phi'$
Betão "rugoso"	1
Estaca pré-fabricada	0,8-1
Aço "rugoso"	0,7-0,9
Perfis metálicos	0,5-0,7
Madeira	0,8-0,9

O valor mais alto dos intervalos apresentados no quadro (4) diz respeito a solos densos saturados, estando aqui incluídos os solos argilosos moles, por sua vez, os valores mais baixos dizem respeito a solos soltos secos. Pela análise do quadro pode-se concluir que em argilas saturadas o valor do ângulo de atrito solo-estaca é aproximadamente igual ao ângulo de atrito efetivo do solo.

Análises feitas por (Burland, J., 1973), em argilas moles normalmente consolidadas, demonstraram que o valor inferior do parâmetro  $\beta$ , neste tipo de solo é dado por:

$$\beta = (1 - \text{sen}\phi') \times \tan \phi' \quad (2.13)$$

Admitindo que a rotura ocorre no solo remexido junto ao fuste da estaca, de forma a que  $\delta = \phi'$  e sabendo que, antes da estaca ser instalada, o coeficiente de impulso  $K$  é igual ao coeficiente de impulso em repouso. Para uma estaca cravada,  $K$  deve ser maior do que  $K_0$ , com isto, e adotando-se  $K = K_0$  fica-se a favor da segurança. Como:

$$K_0 = (1 - \text{sen}\varphi')OCR^{\text{sen}\varphi'}, \text{ com } OCR=1 \text{ para argilas normalmente consolidadas} \quad (2.14)$$

Obtém-se a expressão (2.13), pelo seu estudo verifica-se que quanto menor for o ângulo de atrito efetivo do solo, menor será o valor de  $\beta$ . Para valores entre 20 e 30° do ângulo de atrito efetivo do solo os valores de  $\beta$  variam entre 0,24 e 0,29, para valores entre 10 e 20 obtém-se valores entre 0,16 e 0,24.

Segundo (Fellenius, B.H., 1999), as argilas moles normalmente consolidadas apresentam valores de  $\beta$  entre 0,25 a 0,35, ligeiramente diferente da solução de (Burland, J., 1973). Por sua vez, argilas ligeiramente sobreconsolidadas apresentam valores entre 0,27 a 0,50. Quanto maior for o grau de consolidação da argila, maior será o valor de  $\beta$ .

### 2.5.2 RESISTÊNCIA DE PONTA

A longo prazo, a resistência de ponta nas argilas, em condições drenadas, apresenta um valor em muito superior ao verificado em condições não drenadas. No entanto, os deslocamentos necessários para mobilizar essa resistência são geralmente superiores aqueles toleráveis pelas estruturas. Com isto, e devido ao facto de que as estacas necessitem de uma capacidade de carga imediata para prevenir roturas a curto prazo, procede-se ao cálculo desta resistência em condições não drenadas. Para esse cálculo utiliza-se a resistência não drenada da argila e um coeficiente de capacidade de carga,  $N_c$  (Fleming, K. et al., 1994).

$$q_b = c_u \times N_c \quad (2.15)$$

O coeficiente de capacidade de carga,  $N_c$ , toma um valor de 9 para o caso em que a estaca penetra pelo menos 3 diâmetros num estrato rígido em profundidade. No caso da estaca apenas assentar no estrato de fundação, o valor de  $N_c$ , deve ser inferior tomando-se normalmente o valor de 6 (Fleming, K. et al., 1994).

## 2.6. ATRITO NEGATIVO

O atrito negativo é um fenómeno que deve ser observado sempre que se está na presença de um solo mole. Ocorre no fuste da estaca ou em parte dele e deve-se à existência de deslocamento relativos entre o solo e a estaca. Neste caso, o assentamento da estaca é inferior ao do solo envolvente o que conduz à criação de forças na sua interface, forças estas com sentido descendente.

As ações do solo provocam assim um aumento das cargas na estaca em vez de as reduzir. Este fenómeno gera-se principalmente, devido a:

- Assentamento de grandes áreas de argilas moles normalmente ou ligeiramente consolidadas, consequência do aumento das tensões efetivas verticais em resultado do rebaixamento do nível freático, como é o caso da cidade do México;
- Consolidação de camadas moles subconsolidadas antes da instalação das estacas, ou consolidação em solos normalmente consolidados, consequência da dissipação dos excessos de pressão neutra provocados pela cravação das estacas;
- Consolidação de camadas moles devido à instalação de aterros ou aplicação de cargas à superfície depois da instalação das estacas.

A avaliação deste fenómeno é de grande importância em estacas à compressão já que para além do efeito do atrito negativo resultar num acréscimo das ações ao longo do fuste, a existência de

assentamentos do terreno face à estaca promovem uma eliminação da possibilidade de mobilização de resistência lateral.

# 3

## DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS COM BASE EM ENSAIOS ESTÁTICOS AXIAIS

### 3.1. ASPECTOS GERAIS

Num ensaio de carga estático, procede-se à aplicação de uma carga controlada no eixo da estaca durante um determinado intervalo de tempo com o objetivo de obter, através de instrumentação, o deslocamento provocado pela carga aplicada e o modo de transferência de cargas ao longo do sistema solo-estaca. Este carregamento pode ser de compressão, tração ou carregamento lateral.

É de salientar que os ensaios de carga estáticos são onerosos, só se justificando a sua realização em obras importantes e de grandes dimensões, onde é necessária uma aferição cuidadosa do comportamento das estacas, quer em termos de resistência como de deslocamento. A sua utilização é recomendada quando o seu número é obviamente reduzido, trazendo algumas questões quanto à relevância dos seus resultados. Porém, não deve ser posto de parte, nem excluído dos trabalhos, já que, permitem uma conceção mais racional do projeto e possibilitam a confirmação da capacidade de carga do solo de uma forma muito mais fiável que os métodos analíticos de análise e formulas dinâmicas.

O melhor conhecimento do comportamento do solo permite por sua vez uma redução do comprimento da estaca ou, pelo contrário, um aumento da carga de projeto. Qualquer que seja a opção do projetista, a realização de ensaios estáticos pode vir a trazer poupanças no custo final da obra.

Uma das alternativas aos ensaios de carga estáticos, que não faz parte do âmbito deste trabalho, mas que deve ser mencionada, são os ensaios de carregamento dinâmico. Segundo o Eurocódigo 7, estes ensaios podem ser utilizados, para estimar a capacidade resistente à compressão das fundações, desde que tenham sido calibrados em relação a ensaios de carga estáticos efetuados sobre estacas do mesmo tipo com secção transversal e comprimentos semelhantes e em condições comparáveis de solo (IPQ, 2010).

### 3.2. ENSAIOS DINÂMICOS

O ensaio de carga dinâmico tem como principal objetivo, tal como o ensaio estático, a determinação da capacidade de carga na interação solo-estaca, para carregamentos axiais. O ensaio difere das tradicionais provas de carga estática, pelo facto do carregamento consistir na aplicação de impactos dinâmicos na cabeça da estaca, a partir de um sistema adequado de percussão. Geralmente este sistema

consiste num bate estacas com pilão de queda livre ou de um martelo hidráulico (Cintra, J.C. et al., 2013).

Os impactos dinâmicos criam uma perturbação na cabeça da estaca, que se propaga na forma de uma onda longitudinal ao longo de todo o seu comprimento, refletindo na sua ponta.

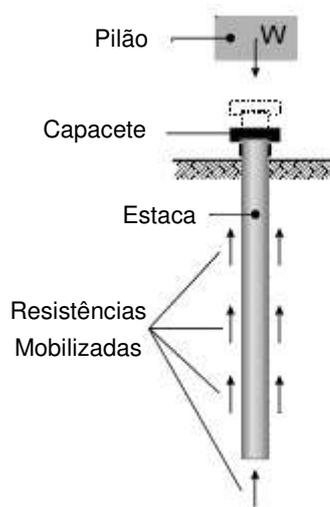


Fig. 11 – Esquema de realização do ensaio de carga dinâmico.

Com base na teoria da propagação da onda é possível avaliar as resistências laterais e de ponta, a partir de medições de força e velocidade total em qualquer ponto da estaca. A medição das forças é geralmente efetuada a partir de extensómetros eléctricos previamente cravados no topo da estaca. Quanto à velocidade, esta é obtida por integração do tempo do sinal obtido em acelerómetros instalados juntamente com os extensómetros. Os resultados obtidos durante o processo de ensaio são enviados para um sistema de aquisição e tratamento de dados (PDA-*Pile Driving Analyser*).

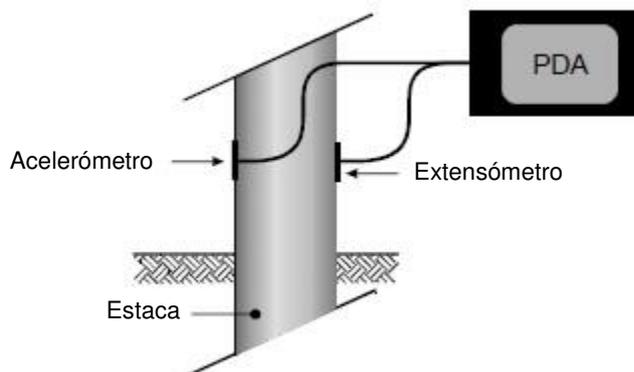


Fig. 12 – Esquema de instalação da instrumentação do ensaio de carga dinâmico.



Fig. 13 – Sensores instalados na estaca.

Vantagens:

- Ensaio de carga consideravelmente menos oneroso em comparação com um ensaio de carga estático;
- Obtenção de uma série de informações no instante da instalação das estacas cravadas, como a eficiência do sistema de cravação, verificação da integridade da estaca e avaliação da resistência mobilizada;
- Ensaio expedito, sendo possível realizar um número significativo de testes em tempo útil compatível com a programação da obra;

Desvantagens:

- No caso de estacas moldadas, torna-se necessário montar um sistema complementar para aplicação do impacto;
- Avaliação da resistência mobilizada, a energia transmitida pelo impacto do martelo pode não ser suficiente para mobilizar toda a resistência disponível no sistema solo-estaca.

Em testes realizados em estacas cravadas em maciços de argila porosa, a capacidade de carga obtida através de ensaios de carga estáticos e dinâmicos apresenta uma diferença de 11,5% (Foá, S. et al., 2002). Este valor é menor do que o verificado em estacas cravadas, ensaiadas até a rotura do sistema solo-estaca, em que a metodologia de ensaio dinâmico apresenta uma carga de rotura 15% superior à verificada na carga de rotura estática (Nyama, S. e Aoki, N., 1991). Outros valores encontrados na bibliografia sugerem que a diferença da capacidade de carga obtida através dos ensaios dinâmicos e estáticos deve estar situada em torno dos 20% (Gonçalves, C. et al., 2000).

A comparação do comportamento carga-assentamento entre os ensaios estáticos e dinâmicos mostram um bom grau de conformidade, com os ensaios dinâmicos a apresentarem resultados mais conservativos em relação às deformações, com assentamentos superiores aqueles que são verificados

nos ensaios estáticos (Osman, M. et al., 2013). Conclui-se com isto que, os ensaios dinâmicos são uma boa alternativa à realização de provas de carga estáticas, para a previsão da capacidade de carga última, devendo no entanto ser calibrado em relação a ensaios estáticos realizados em condições comparáveis.

Em obras de grandes dimensões em que se realizam ensaios estáticos, sugere-se a realização também de ensaios dinâmicos na mesma estaca. Da análise comparativa dos ensaios, podem-se determinar parâmetros do conjunto solo-estaca, possibilitando utilizar as informações para a realização de mais ensaios dinâmicos. Estes ensaios podem funcionar assim como um complemento à realização de ensaios de carga estáticos, com a consequente diminuição de custos finais.

### 3.3. PROCEDIMENTO REGULAMENTAR – ENSAIO DE CARGA ESTÁTICO

Na fase de projeto, a carga definida como carga de dimensionamento é resultado de análises estáticas e considerações das tensões admissíveis no material da estaca. Um fator de segurança é aplicado à carga de projeto, dependendo da confiança nos métodos de análise, da qualidade do processo de exploração do subsolo e no método de controlo de construção utilizado.

Existem vários métodos que podem ser usados para o controlo do dimensionamento, sendo que o fator de segurança aplicado deve crescer de acordo com a falta de confiança. No quadro seguinte estão apresentados os fatores de segurança recomendados pela *American Association of State Highway and Transportation Official* (ASSHTO).

Quadro 6 – Coeficientes de segurança recomendados pela ASSHTO. Fonte: Adaptado de (Hannigan, P.J. et al., 2006)

Método de Controlo	Coeficiente de Segurança
Ensaio de Carga Estático	2
Ensaio Dinâmico	2,25
Análise da Equação de Onda	2,75
Formulas Dinâmicas	3,5

O valor apresentado no quadro (6) para o coeficiente de segurança, com a realização de ensaios de carga estáticos não coincide com o utilizado pelo Eurocódigo 7, que pode tomar valores entre 1,2 e 1,6. Porém, valores do coeficiente de segurança superiores são recomendados nas seguintes situações:

- Condições de solo muito variáveis;
- Número limitado de ensaios estáticos;
- Em estacas em argilas, onde o movimento do grupo pode controlar a carga admissível;
- Movimento total tolerado pela estrutura é excedido;

Seguidamente é efetuada uma análise do procedimento regulamentar no que toca ao dimensionamento de uma estaca isolada utilizando os resultados de ensaios de carga estáticos de acordo com o Eurocódigo 7. Antes de mais, é preciso definir os estados limites para os quais a estaca deve ser dimensionada. O Eurocódigo define várias condições de estado limite, sendo que as que importam mencionar neste caso são:

- Estado limite último de rotura por insuficiente capacidade resistente, à compressão ou à tração;
- Estado limite último de colapso ou de danos severos da estrutura suportada, causados por deslocamentos excessivos, globais, ou diferenciais, da fundação por estacas.

Em termos de engenharia, uma fundação por estacas deixa de cumprir a sua função quando o assentamento relativo entre estacas, ou grupo de estacas, adjacentes origina distorções insuportáveis na estrutura apoiada, ou provoca danos consideráveis nos revestimentos e acabamentos (Tomlinson, M. e Woodward, J., 1993). É assim necessário limitar a carga nas estacas, não só para limitar os assentamentos como para garantir um nível de segurança adequada em relação à estrutura. Uma fundação corretamente dimensionada apresenta ao mesmo tempo, segurança em relação aos possíveis estados limites últimos e deslocamentos em serviço aceitáveis. (Velloso, D. e Lopes, F., 2011)

A capacidade resistente em relação a carregamentos axiais deve ser igual ou superior às ações exteriores associadas aos estados limites últimos que originam carregamentos axiais, resultando em:

$$F_d \leq R_d \quad (3.1)$$

em que:

$F_d$  - Valor de cálculo da carga axial correspondente a um estado limite último;

$R_d$  - Soma dos valores de cálculo da capacidade resistente em relação a um carregamento axial.

### 3.3.1. CARREGAMENTO AXIAL DE COMPRESSÃO

No que se refere aos carregamentos axiais à compressão em estacas a expressão (3.1) toma o seguinte aspeto:

$$F_{c;d} \leq R_{c;d} \quad (3.2)$$

Em que:

$F_{c;d}$  - Valor de cálculo da carga axial de compressão correspondente a um estado limite último;

$R_{c;d}$  - Soma dos valores de cálculo da capacidade resistente em relação a um carregamento axial de compressão.

O valor de cálculo da capacidade resistente é obtido a partir do seu valor característico,  $R_{c;k}$ , a partir de valores  $R_{c;m}$ , medidos em ensaios de carga de uma ou várias estacas:

$$R_{c;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{média}}}{\xi_1} ; \frac{(R_{c,m})_{\text{mínimo}}}{\xi_2} \right\} \quad (3.3)$$

Ao estabelecer este valor a partir de ensaios de carga estáticos, sobre uma ou mais estacas, deve-se considerar a variabilidade do terreno e o efeito do procedimento de instalação da estaca. Esta consideração é efetuada pelos valores  $\xi_1$  e  $\xi_2$ , definidos em função do número de estacas ensaiadas sendo respectivamente aplicadas aos valores médios e mínimos dos resultados dos ensaios.

Quadro 7 – Valores a atribuir aos coeficientes  $\xi$  para o cálculo dos valores característicos  $R_k$  (n-número de estacas ensaiadas).

$\xi$ para n=	1	2	3	4	>5
$\xi_1$	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
$\xi_2$	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

O valor característico da capacidade resistente, no caso de carregamentos à compressão deverá ser convenientemente dividido pelas parcelas correspondentes aos valores característicos das capacidades resistentes de ponta ( $R_{b;k}$ ) e lateral ( $R_{l;k}$ ).

$$R_{c;k} = R_{b;k} + R_{l;k} \quad (3.4)$$

No caso dos ensaios de carga não possuam os instrumentos necessários a esta divisão de resistências, o valor de cálculo deve ser estabelecido aplicando um coeficiente de segurança único ao valor característico. Visto isto, o valor de cálculo da capacidade resistente pode ser obtido pelas seguintes expressões:

$$R_{c;d} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_b} + \frac{R_{l;k}}{\gamma_l} \quad (3.5)$$

ou

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} \quad (3.6)$$

Os valores dos coeficientes parciais de segurança  $\gamma_b$ ,  $\gamma_l$  e  $\gamma_t$  estão indicados no quadro (8) sendo definidos consoante o método construtivo da estaca:

Quadro 8 – Valores a atribuir aos coeficientes de segurança parciais num carregamento axial de compressão

	$\gamma_b$	$\gamma_l$	$\gamma_t$
Estacas cravadas	1,3	1,3	1,3
Estacas moldadas	1,65	1,3	1,5
Estacas construídas com trado contínuo	1,45	1,3	1,4

### 3.3.2. CARREGAMENTO AXIAL DE TRAÇÃO

Da mesma forma que no carregamento axial de compressão, a expressão (3.1) toma o seguinte aspeto:

$$F_{t;d} \leq R_{t;d} \quad (3.7)$$

Em que:

$F_{t;d}$  - Valor de cálculo da carga axial de tração correspondente a um estado limite último;

$R_{t;d}$  - Valor de cálculo da capacidade resistente em relação a um carregamento axial de tração.

Neste caso não ocorre a divisão das parcelas de resistência já que a única resistência mobilizada é a resistência lateral, levando a que:

$$R_{t;d} = \frac{R_{t;k}}{\gamma_t} \quad (3.8)$$

Com,

$$R_{t;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{\text{média}}}{\xi_1} ; \frac{(R_{t,m})_{\text{mínimo}}}{\xi_2} \right\} \quad (3.9)$$

Os valores dos coeficientes de correlação  $\xi_1$  e  $\xi_2$  são os mesmos que os apresentados no caso de carregamento à compressão (Quadro 7). O valor do coeficiente parcial de segurança para o caso de um ensaio de tração, qualquer que seja o método construtivo da estaca, toma o valor de 1,6. O Eurocódigo preconiza ainda que, quando existem estacas que vão ser carregadas à tração, deve ser feito um número mínimo de dois ensaios e, quando existam um número elevado de estacas sujeitas a este esforço, o número de estacas ensaiadas seja de pelo menos 2% do número total.



# 4

## ENSAIOS DE CARGA ESTÁTICOS

### 4.1. ESTRATÉGIAS DE ENSAIO

Constando-se que o ensaio é uma ferramenta essencial para o bom funcionamento do projeto, deve-se a partir daí criar uma estratégia que inclua, entre outros elementos, os objetivos a alcançar, altura de realização do ensaio, procedimentos de ensaio, incluindo os método e instrumentação, tipos de estaca a ensaiar e as medidas de segurança a adotar.

A falta de objetivos claros, combinados com uma má preparação e falta de estudos, pode levar a um desperdício de recursos e de tempo, devendo o plano de ensaio ser considerado como parte fundamental do projeto e processo de construção e não ser apenas realizado quando se constata um problema. O planejamento vai permitir tempo suficiente para a realização e análise dos resultados de ensaio, bem como a consequente otimização estrutural que daí adverte.

Segundo o Eurocódigo 7 é necessário proceder a uma prova de carga numa estaca quando:

- Se utiliza um tipo de estaca ou método de instalação em relação ao qual não exista experiência comparável;
- As estacas não tenham sido ensaiadas em condições comparáveis de solos e carregamento;
- As estacas vão ser sujeitas a carregamentos para os quais a teoria e a experiência existentes não permitem efetuar o dimensionamento com suficiente confiança;
- Durante a instalação da estaca, sejam colhidos indícios de que o seu comportamento se desvia consideravelmente, e de um modo desfavorável, do comportamento esperado com base nos estudos de caracterização do local ou na experiência, e eventuais estudos adicionais de caracterização geotécnica não esclareçam a razão para a existência desse desvio.

Cabe por isso ao projetista avaliar os riscos associados à construção e a partir dessa avaliação escolher a estratégia mais adequada. Essa avaliação tem de incluir a informação disponível sobre o local de ensaio, a apreciação da experiência na construção de estacas semelhantes em condições geológicas idênticas, o tempo entre a verificação da estaca dimensionada e potenciais mudanças na solução, bem como os custos dos ensaios e implicações futuras em caso de acidentes na fundação. A estratégia de ensaio deve ser elaborada com o objetivo de minimizar os riscos, investigando as condições do solo, métodos e processos construtivos. Outra parte fundamental deverá ser a confirmação dos critérios de instalação, estimar a variabilidade do terreno e a sua perturbação e avaliar os deslocamentos da estaca durante o carregamento.

#### 4.1.1. OBJETIVOS

Segundo o subcomité Europeu ISSMGE-ERTC3 um ensaio de carga estático pode ser realizado como tendo um dos seguintes objetivos (De Cock, F. et al., 2003):

- **Pesquisa:** ensaio realizado com o intuito de recolher informações detalhadas sobre o solo e avaliar o comportamento carga-assentamento da estaca, de forma, a desenvolver ou calibrar métodos de concepção e instalação ou princípios geotécnicos;
- **Aptidão:** ensaio realizado para avaliar a adequabilidade dos meios, técnicas de instalação e tipo de estaca para as condições de solo existentes;
- **Validação do projeto:** ensaio realizado numa fase prévia da obra com o objetivo de verificar se são cumpridas as especificações do projeto e avaliar potenciais alterações e melhorias da solução adotada;
- **Controlo de Qualidade:** ensaio realizado durante ou no final da obra para verificar se são cumpridas todas as especificações do projeto;
- **Conformidade:** Ensaio realizado numa estaca na qual se verifica irregularidades durante a sua instalação.

Os requisitos de ensaio e os procedimentos a adotar podem ser diferentes dependendo do seu objetivo, bem como os requisitos do projeto geotécnico, a categoria e a sua classe de risco. Este mesmo documento sugere que, em alternativa à definição de especificações de ensaio consoante o seu objetivo, esta seja feita consoante o seu nível de exigência, definindo para o efeito três níveis.

- **Nível 1** – Ensaio de grande exigência com objetivos de pesquisa ou análise da competência da solução;
- **Nível 2** – Ensaio de exigência média com o propósito de avaliar a solução adotada ou avaliar a adequabilidade dos meios de instalação das estacas;
- **Nível 3** – Ensaio de baixa exigência com o intuito de avaliar o cumprimento das especificações do projeto, controlo de qualidade ou verificação da segurança numa estaca em que se tenha verificado irregularidades durante a sua instalação.

No entanto é da responsabilidade do engenheiro geotécnico, baseado na sua experiência, a escolha do nível de exigência necessário à obra que se está a realizar, podendo, aumentar ou diminuir as exigências de ensaio consoante as condições de terreno que encontre, bem como, as consequências que um acidente de fundações possam vir a trazer. Por exemplo, no caso de existirem condições de solo devidamente documentadas e experiência de realização de obras semelhantes em condições de solo idênticas, um ensaio de avaliação da solução (Nível 2), pode ser realizado como se um ensaio de nível 3 se tratasse. Da mesma forma, num ensaio de verificação do comportamento de uma estaca isolada onde se identificaram irregularidades durante a sua instalação (Nível 3), mas que o seu comportamento no caso de não ser satisfatório acarretará graves consequências para a estrutura, terá de ser realizado com um maior grau de exigência (Nível 2).

#### 4.1.2. CONDIÇÕES DE REALIZAÇÃO

Os ensaios de carga devem ser conduzidos em estacas executadas para esse fim exclusivo, antes do dimensionamento estar concluído, ou em estacas definitivas, que fazem parte do sistema de fundações. O número de estacas ensaiadas para verificar o projeto deverá ser estabelecido tendo em conta a variabilidade dos terrenos de fundação (em planta), as experiências devidamente documentadas do comportamento do mesmo tipo de estacas em situações semelhantes e ainda do número total de estacas e dos seus tipos na fundação a dimensionar (Fonseca, A.V.d., 2007).

O procedimento de carregamento vai depender do tipo de estaca a ensaiar. No caso de se realizar o ensaio em estacas experimentais o carregamento deverá ser feito até à rotura, se pelo contrário o ensaio for realizado numa estaca de serviço, a carga de ensaio deverá atingir pelo menos a carga de serviço (Fonseca, A.V.d., 2007).

As estacas experimentais devem ser instaladas nas mesmas condições de solo das estacas de fundação. No caso de estacas de grande diâmetro, por vezes, torna-se impraticável a realização de provas de carga em tamanho real. Nesta situação, o engenheiro geotécnico deve optar pela realização de ensaios de carga em escala reduzida, respeitando as condições seguintes:

- A razão de diâmetros entre a estaca experimental e a estaca de obra não seja inferior a 0.5;
- A estaca experimental de menor diâmetro seja fabricada e instalada por processos idênticos aos das estacas utilizadas na fundação;
- As estacas experimentais sejam instrumentadas de forma a que, a partir das medições efetuadas nos ensaios, seja possível determinar separadamente a capacidade resistente na ponta e a capacidade resistente lateral.

A investigação prévia do solo depende do nível de exigência do ensaio. Para ensaios de nível um ou dois vai ser necessário proceder à realização de carotagens e sondagens a uma distância máxima de 5 metros da estaca de ensaio, sendo necessário também a realização de testes de laboratório sobre amostras indeformadas antes e depois da sua instalação. Por sua vez, ensaios de nível três não necessitam de uma investigação do solo tão intensiva, dispensando-se os testes de laboratório, sendo que os processos de sondagem e carotagem podem ser realizados a uma distância máxima de 20 metros da estaca ensaiada. A caracterização do solo deve ser efetuada até pelo menos cinco metros abaixo da ponta da estaca, qualquer que seja o nível de exigência do ensaio de carga.

No que se refere ao número de ensaios, o subcomité Europeu ISSMGE-ERTC3 prevê a realização de 2 ensaios de carga para cada tipo de estaca e condições geotécnicas, quando estamos perante ensaios de nível 1. Nos ensaios de nível 2 e 3 é aconselhada a realização de um ensaio por cada tipo de estaca e condições geotécnicas, este documento também prevê que nos ensaios de nível 3 seja efetuado um ensaio de carga por cada 200 estacas.

De acordo com o Eurocódigo 7, no caso de se efetuar apenas um ensaio de carga, a estaca deve estar localizada na zona onde se presume existirem as condições de terreno mais adversas. Se tal não for possível, deve ser introduzida uma margem de segurança adicional na determinação do valor característico da capacidade resistente. No caso de se efetuarem múltiplos ensaios de carga, os locais escolhidos devem ser representativos do terreno de fundação. O Eurocódigo preconiza ainda que entre a instalação da estaca a ensaiar e o início do ensaio de carga deve decorrer tempo suficiente para que o material da estaca adquira a resistência adequada e os valores iniciais da pressão na água dos poros sejam repostos. Pode ser necessário em alguns casos registar as pressões provocadas pela instalação das estacas e a sua subsequente dissipação, de forma a poder-se tomar uma decisão adequada quanto ao início do ensaio de carga.

#### 4.1.3. SEGURANÇA

As condições de segurança num ensaio com as proporções de uma prova de carga estática são um dos aspetos a ter em conta aquando da sua realização. No planeamento do ensaio devem estar presentes as normas de segurança a adotar bem com os procedimentos em caso de acidente. Devendo existir um

cuidado especial com as questões relacionadas com a preparação da área de teste, limites de carregamento e a instrução do pessoal encarregue pela sua realização.

Antes de se proceder ao ensaio propriamente dito, é necessário efetuar a escolha do local tendo em conta as normas já referidas, sem esquecer que o local terá de possuir o espaço necessário à instalação do sistema de reação. Para além disso, devem ser tomadas considerações em relação aos trabalhos a realizar nas suas imediações, para que, vibrações ou qualquer tipo de movimentos no solo não interfiram nos resultados de ensaio. A escolha do local também deve ter em conta a não interferência com o plano de trabalhos. Escolhido o local de ensaio, este deve ser preparado para a receber o sistema de reação, devendo ser feita uma limpeza no terreno circundante à estaca de ensaio.

Na área de ensaio deve ser instalada uma plataforma devidamente dimensionada para suportar os equipamentos, as cargas a aplicar nas estacas, bem como acesso seguro aos operários responsáveis pelo ensaio. Dependendo do regime de aplicação de cargas, pode ser possível que algumas das operações sejam realizadas em alturas de pouca luminosidade, sendo adequada a instalação de iluminação e de barreiras sonoras, de forma a prevenir qualquer tipo de perturbação.

Quando o ensaio é realizado com a intenção de levar a estaca até à rotura, devem ser tomadas considerações especiais no que ao sistema de reação diz respeito. Se por sua vez ao efetuar o carregamento máximo previsto, não ocorra a rotura da estaca, este facto deve ser aceite. A aplicação de outro patamar de carga acima da qual o sistema de reação foi idealizado não deve ocorrer em nenhuma circunstância. Durante a aplicação da carga todo o sistema de ensaio deve ser monitorizado, controlando possíveis excentricidades no carregamento. Sempre que possível, deve ser utilizado equipamento e procedimentos de carga padrões, a consistência no equipamento e procedimentos utilizados reduz a possibilidade de ocorrência de erros. A verticalidade e a boa montagem das peças que compõem todo o sistema de ensaio devem ser verificados para garantir que estão de acordo com as normas e regras de segurança (Handley, B. et al., 2006).



Fig. 14 – Exemplo de acidentes durante a execução de ensaios de carga estáticos. Fonte: Adaptado de (Handley, B. et al., 2006)

#### 4.1.4. CUSTOS

Não é possível definir um custo específico para a um ensaio de carga estático, já que este é dependente de vários fatores (Kyfor, Z.G., 1992):

- **Mão-de-obra:** Número de operários necessários e seu grau de especialização;
- **Instrumentação:** O uso de equipamentos elétricos como extensômetros ou inclinômetros vão aumentar o custo de ensaio comparativamente a um ensaio que só se proceda ao controlo do movimento à superfície. A utilização destes equipamentos vai influenciar também o tipo de mão-de-obra necessária, com a necessidade de em muitos casos proceder à contratação de empresas especializadas na realização destes ensaios;
- **Procedimento de Carregamento:** A utilização de carregamentos demorados no tempo vai inflacionar o custo final;
- **Carga de Ensaio:** Cargas de ensaio muito elevadas levam à necessidade de maiores cuidados na realização da estrutura e nas medidas de segurança a adotar e consequentemente aumentam os custos finais;
- **Localização:** Ensaio realizados sobre a água, dependendo da sua profundidade vão afetar a estabilidade estrutural do sistema de ensaio devido ao facto de possuir grandes extensões laterais sem suporte, com a necessidade de adotar medidas mais complexas no seu dimensionamento. Da mesma forma, um ensaio realizado em terra firme, mas numa zona rural com grandes espaços abertos vai ter um custo menor que o mesmo ensaio realizado numa área urbana, onde é necessário implementar medidas de segurança mais condicionantes;
- **Altura de Realização:** Ensaio realizados durante a fase de projeto geralmente tem um custo mais elevado que os realizados durante a construção, já que é necessária uma mobilização de meios extraordinária para a sua realização. Este aspeto tem especial importância em obras marítimas. Por outro lado, ensaios realizados durante a fase de construção podem levar ao atraso no seu desenvolvimento, aumentando o custo final da obra.

No final, e só depois de avaliados todos estes aspetos de acordo com todos os objetivos da prova de carga e a otimização que se obteve a partir da sua realização, é que é possível determinar o seu custo final. Para além disso a avaliação destes aspetos vai ser influenciada pela experiência do profissional encarregue.

#### 4.2. GRANDEZAS MEDIDAS

As grandezas medidas e o nível de instrumentação de um ensaio de carga estático está dependente dos objetivos que se pretendem alcançar. No mínimo são medidas as cargas aplicadas e os movimentos resultantes da aplicação dessas mesmas cargas (Velloso, D. e Lopes, F., 2011). Para conhecer com maior detalhe o comportamento ao carregamento do sistema solo-estaca é necessário proceder à medição de outras grandezas, tais como:

- Forças mobilizadas ao longo do fuste;
- Forças na ponta da estaca;
- Encurtamento ou alongamento axial.

Principalmente em pesquisa, além de se quantificar separadamente as parcelas da resistência lateral e de ponta em cada estágio é importante também saber a distribuição do atrito lateral ao longo do fuste, ou seja, o valor do atrito lateral nas diferentes camadas de solo atravessadas pelas estacas.

A carga aplicada num estágio qualquer da prova de carga, é constante no topo, mas não se mantém a mesma em profundidade. Entre a cabeça e a base da estaca, o esforço normal diminui continuamente devido à mobilização do atrito ao longo do fuste. Posto isto, é preciso uma quantificação do esforço normal nas várias secções da estaca, uma vez que, a diferença de valores entre secções, resulta no atrito lateral mobilizado entre elas, em unidades de força.

A medição das forças mobilizadas ao longo do fuste e o modo de transferência de carga, só é possível por via indireta. É necessário instalar instrumentos que registem os valores de extensão durante os estágios de incrementos de carga. Normalmente os instrumentos empregues para a medição da distribuição das forças ao longo da estaca são os extensómetros mecânicos ou elétricos.

Na prática, colocam-se os extensómetros ao longo do fuste, medindo-se as extensões resultantes para cada acréscimo de carga. Com estas medições e conhecendo o módulo de elasticidade do material da estaca e a área da secção onde a extensão é medida, obtém-se a força normal exercida:

$$N = E \times A \times \varepsilon \quad (4.1)$$

Em que:

$N$  – Força normal atuante na secção da estaca;

$E$  – Módulo de elasticidade do material da estaca;

$A$  – Área da secção transversal;

$\varepsilon$  – Extensão medida.

Uma medição direta do esforço ao longo do fuste pode ser efetuada, com a colocação de células de carga ao longo do comprimento da estaca.

As forças transferidas para a ponta da estaca, no caso dos solos argilosos, não são significativas já que a mobilização da resistência se faz através do fuste. Porém, é uma das grandezas a ter em conta na realização de um ensaio de carga estática à compressão. Essa medição pode ser efetuada a partir da instalação de uma célula de carga, hidráulica, eletrónica ou de outro tipo, na ponta da estaca. Tal como as forças mobilizadas ao longo do fuste a medição das forças na ponta da estaca também pode ser efetuada com o auxílio de um ou mais extensómetros colocados numa secção suficientemente próxima da base da estaca, aplicando-se a equação (4.1) para a obtenção da carga transferida para a ponta. Este sistema de extensómetros é a técnica mais vulgar para a medição da carga transferida para a ponta da estaca, não havendo necessidade de instalar a célula de carga, na maior parte dos casos, dada como perdida.

No caso do fuste da estaca ter sido bem instrumentado, a força transferida para a base da estaca também pode ser obtida subtraindo à carga total aplicada a carga absorvida pelo solo ao longo do fuste. Na figura seguinte é apresentado um esquema de uma estaca completamente instrumentada com transdutores de deslocamento à superfície, extensómetros ao longo do fuste e uma célula de carga na sua base, estando representados os dados obtidos por esta instrumentação.

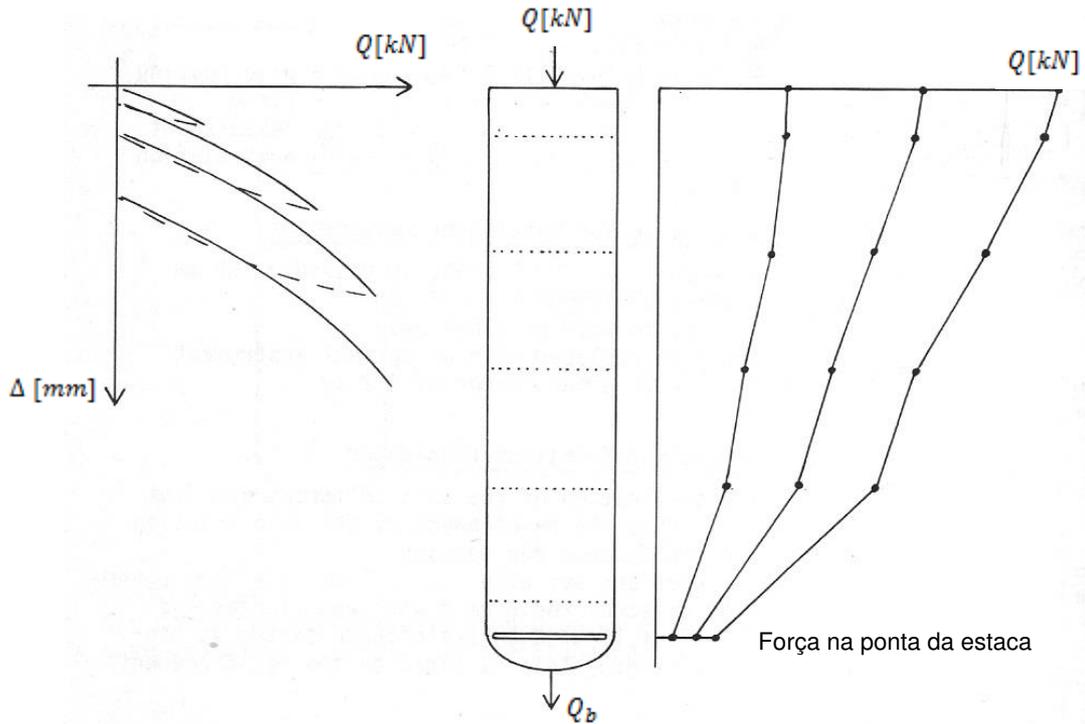


Fig. 15 – Resultados de ensaio em estacas instrumentadas no fuste. Fonte: Adaptado de (Dietrich, H., 1984)

O encurtamento axial ( $\theta$ ) corresponde à parcela dos movimentos medidos no topo da estaca, devidos à variação de comprimento do corpo rígido consequência das deformações impostas pela aplicação das cargas de ensaio. O cálculo desta grandeza é realizado por integração das extensões verificadas ao longo do fuste:

$$\theta = \int_0^1 \varepsilon dz \quad (4.2)$$

Com as extensões a serem medidas em pontos discretos da estaca, é necessário substituir o integral da expressão (4.2) por um somatório, com a estaca dividida em  $n$  elementos:

$$\theta = \sum_{i=1}^{i=n} \bar{\varepsilon}_i \times \Delta l_i \quad (4.3)$$

Com:

$\bar{\varepsilon}_i$  – Valor médio da extensão do elemento  $i$ ;

$\Delta l_i$  - Comprimento do elemento  $i$

A medição de outras grandezas, não ligadas diretamente à deformação da estaca ensaiada, também podem ser realizadas, desde medições das deformações ou rotações no sistema de reação e temperatura ambiente do betão para aferir se as estruturas implicadas no ensaio são sujeitas a amplitudes térmicas, que eventualmente obriguem a uma correção dos valores lidos.

### 4.3. INSTRUMENTAÇÃO

Como já foi referido, o nível de instrumentação está dependente do nível de informações que se pretende alcançar com a realização do ensaio e dos objetivos que se pretende cumprir. É de fácil compreensão o facto, de que quanto mais instrumentada estiver a estaca, mais informações podem ser retiradas do ensaio. Todavia, a instalação de muitos instrumentos, particularmente em estacas de pequeno diâmetro, pode afetar as propriedades elásticas da estaca e por conseguinte dificultar a interpretação dos dados obtidos (Kyfor, Z.G., 1992).

Geralmente, um sistema de ensaio é constituído por células de carga, sistemas de transmissão, aplicação e leitura de cargas e instrumentos de medição de assentamentos. Nos últimos anos a instrumentação utilizada tem sido aperfeiçoada, com a introdução de dispositivos elétricos que tornam a aquisição de dados completamente automática. Células de carga com transdutores embutidos realizam a medição das cargas aplicadas, e transdutores de deslocamento procedem à medição dos deslocamentos da cabeça da estaca, sem a ocorrência de erros de leitura.

No entanto, devido a fatores económicos e à facilidade da sua instalação, a utilização de dispositivos mecânicos e hidráulicos ainda é pratica comum. O uso de instrumentos sofisticados leva ao aumento do tempo na preparação da estaca de ensaio e à necessidade de gastos adicionais com a contratação de mão-de-obra especializada para a sua instalação e controlo (Kyfor, Z.G., 1992). Para além disso, a instrumentação utilizada geralmente não pode ser recuperada ficando instalada na estaca ao longo de toda a sua vida útil.

Consultando os vários catálogos das empresas especializadas na realização de ensaios estáticos obteve-se a figura (16), onde estão representados os equipamentos disponíveis e as suas respetivas localizações no sistema de ensaio.

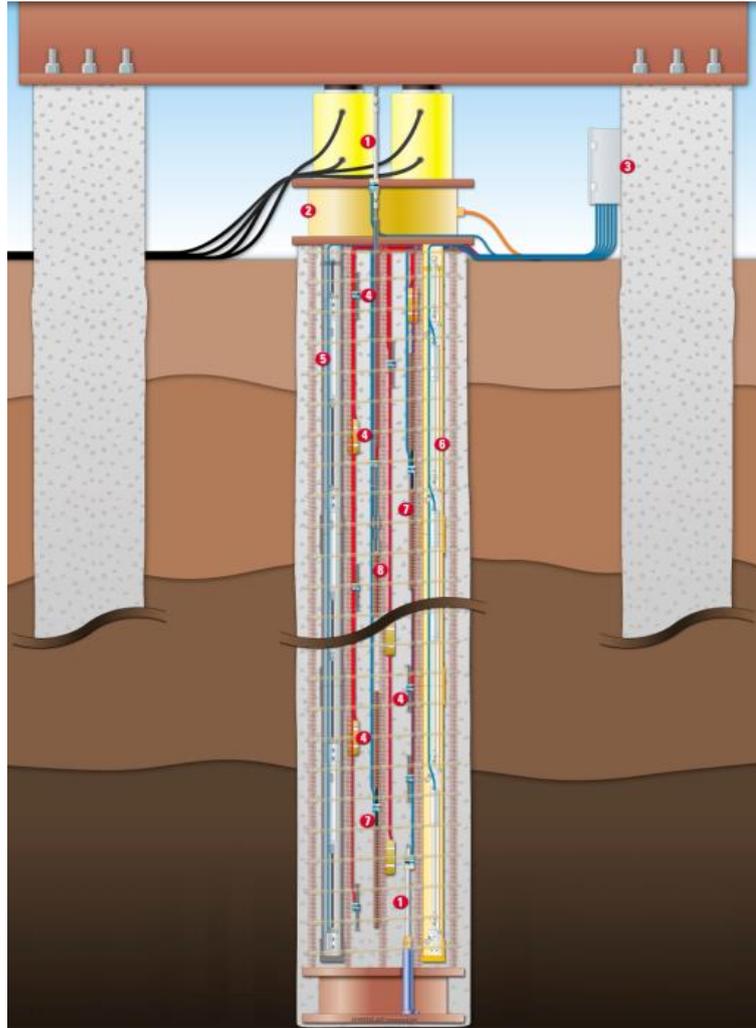


Fig. 16 – Instrumentos disponíveis no mercado para a realização de ensaios de carga estáticos em estacas.  
 Fonte:(GEOKON, 2008)

Quadro 9 – Legenda da Fig.16.

Legenda	Instrumento
1	Transdutores de deslocamento
2	Células de carga
3	Data-Logger
4	Extensômetros Removíveis
5	Strain Gages
6	Inclinômetros
7	Sisters Bars
8	Telltales

Devido aos avanços que se têm sentido na instrumentação, com os já referidos transdutores e células de carga de leitura automática, há a necessidade de utilizar sistemas de aquisição de dados (Data Logger) que registam e armazenam os dados obtidos pela instrumentação. Dados estes que são

posteriormente processados em computador, para a obtenção dos resultados de ensaio em tempo real e nas unidades de medida pretendidas.

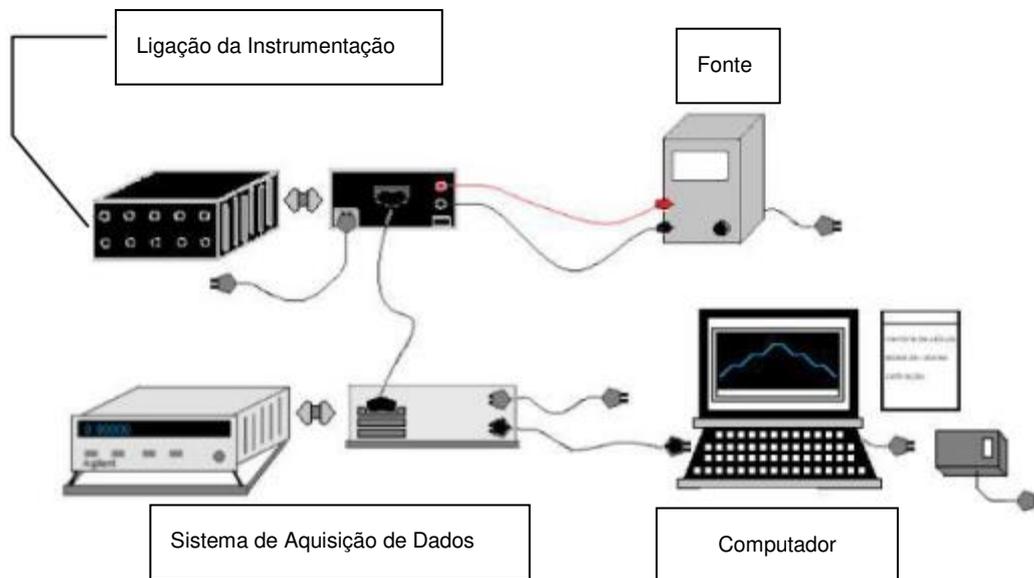


Fig. 17 – Configuração típica do sistema de aquisição de dados automática. Fonte: Adaptado de (Alves, A., 2013)

O grau de sofisticação do sistema de aquisição de dados vai estar dependente da quantidade de dados a ser recolhida, do número de instrumentos e estacas ensaiadas. A utilização destes sistemas requer ainda a existência de uma fonte de energia contínua e de um local devidamente protegido junto do sistema de ensaio.

#### 4.3.1 TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTO

Os transdutores são instrumentos utilizados no controlo de desvios, em relação a um ponto determinado. Os transdutores mecânicos são apresentados em forma de relógios, com uma haste, de modo que, para um pequeno deslocamento linear da haste, se obtém uma leitura desse mesmo deslocamento no seu mostrador. Na realização dos ensaios estáticos em estacas, são utilizados para proceder à medição de deslocamentos à superfície e verificar a existência de rotação do topo da estaca, consequência do mau alinhamento do conjunto estaca, macaco e sistema de reação.

De forma a proceder às medições, duas vigas auxiliares de referência, paralelas entre si, são instaladas em lados opostos da estaca. As medições vão ter como referência estas mesmas vigas, sendo necessário por isso, respeitar certas regras no que toca às suas características físicas e condições de apoio, de forma a minimizar erros na obtenção de resultados.



Fig. 18 – Transdutor mecânico de deslocamento com base magnética

A rigidez das vigas tem de ser suficiente para suportar os equipamentos de medição e para não sofrerem vibrações excessivas. É recomendado que os seus apoios de extremidade estejam a uma distância igual ou superior a 2,5 metros, ou quatro diâmetros da estaca ensaiada, com esta distância a ser medida a partir da sua face. No caso de o terreno circundante não apresentar as melhores condições para a sua instalação, é necessário proceder à construção de blocos de fundação. Devido às variações de temperatura, aconselha-se a utilização de vigas de madeira. Se forem utilizadas vigas metálicas, tem que ser garantido que uma das suas extremidades se possa mover na horizontal de forma a acomodar as variações de comprimento (Prakash, S. e Sharma, H.D., 1990).

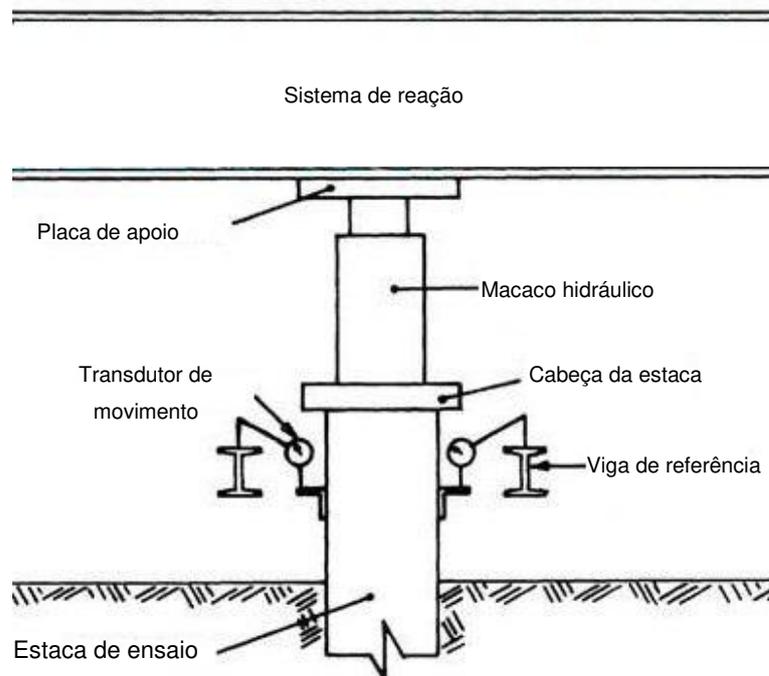


Fig. 19 – Esquema da instrumentação para medição dos movimentos verticais no topo da estaca. Fonte: Adaptado de (Prakash, S. e Sharma, H.D., 1990)

É aconselhada a colocação de, no mínimo, dois transdutores de deslocamento, sobre a viga de referência, com o ponto de medição no topo da estaca ou em suportes instalados para o efeito. No ponto de medição devem ainda ser colocados discos de vidro para a medição ser efetuada sobre uma superfície completamente uniforme.

Usualmente procede-se à instalação de quatro destes equipamentos, colocados à mesma distância radial do centro da estaca. Desta forma é possível fazer a média das várias leituras e obter um resultado final de assentamento. Estes equipamentos devem ter uma precisão entre os 0 e os 0,02 mm e a sua haste uma margem de movimento de pelo menos 50 mm, sendo que, nos locais onde se presume maiores assentamentos, aconselha-se a colocação de hastes mais longas (ASTM, 2007b).

É um sistema simples, robusto e com precisão mecânica, porém deve ser armazenado de forma cuidadosa e sofrer manutenção constante. A humidade e sujidade no local de ensaio são as principais causas de problemas nas medições, sendo ainda aconselhada a existência em obra de transdutores sobresselentes.



Fig. 20 – Exemplo de montagem dos transdutores de deslocamento

Atualmente utilizam-se transdutores elétricos denominados LVDT's (*Linear Variable Differential Transformers*) que permitem uma leitura à distância dos resultados de deslocamento, com uma precisão superior a 0.001 mm. Os processos de instalação e as recomendações quanto ao seu número e local de instalação são em tudo iguais aos necessários para proceder à instalação dos transdutores mecânicos. No entanto, é necessário um cuidado acrescido com as condições ambientais na altura de realização do ensaio, com a possibilidade de ocorrer anomalias no equipamento em situações extremas de calor ou precipitação (Fleming, K. et al., 1994).



Fig. 21 – LVDT, suporte na estaca e pormenor de fixação

#### 4.3.2. FIO ESPELHO E ESCALA/ TOPÓGRAFO

A medição dos deslocamentos à superfície é uma das medições mais importantes na realização do ensaio de carga estático, não devendo ser deixada unicamente a cargo de um sistema de medições. Juntamente com os transdutores de deslocamento deve ser instalado um sistema mais simples que possibilite uma confirmação dos resultados.

Visto isto, pode-se colocar no ensaio um sistema que consiste em dois fios paralelos, localizados em lados opostos da estaca, a distâncias equidistantes. Estes fios geralmente são de aço com um diâmetro de 0,25 mm e devem estar apoiados o mais longo possível do sistema de ensaio e de forma a manterem-se sempre em tensão. Na estaca é instalado um espelho com uma escala com precisão de 0,25 mm. Assim, os movimentos podem ser medidos, lendo diretamente a escala no espelho, tendo como linha de leitura o fio tenso, com o espelho a eliminar erros de paralaxe (Prakash, S. e Sharma, H.D., 1990).

Outro sistema de apoio aos transdutores é a realização de medições topográficas, com a instalação de um taqueómetro a pelo menos 10 diâmetros da estaca. Para as medições são marcados pontos de referência ou escalas ao longo do sistema de ensaio.

#### 4.3.3. EXTENSÓMETROS

O modo de transferência de cargas num carregamento de uma estaca é obtido através da instrumentação do seu fuste com células de carga ou extensómetros que podem tomar variadas formas (Velloso, D. e Lopes, F., 2011).

Os dispositivos mais simples são os denominados extensómetros de haste ou “teltales”, que normalmente consistem em hastes de aço de pequeno diâmetro colocadas dentro do fuste da estaca até placas de aço fixas em pontos específicos em profundidade ou na ponta estaca.

Para a instalação são colocados tubos de PVC ao longo do fuste, onde de seguida são introduzidos os extensómetros de haste. Durante a instalação deve ser garantido que a haste se pode mover livremente dentro do tubo (Kyfor, Z.G., 1992). As medições são efetuadas à superfície em mostradores semelhantes aos apresentados para os transdutores de deslocamento, que vão medir o movimento relativo entre a ponta da haste em profundidade e a ponta no topo da estaca (Prakash, S. e Sharma, H.D., 1990).

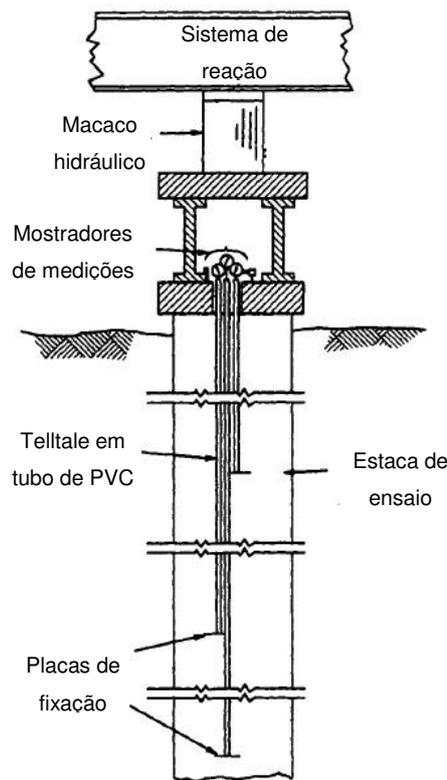


Fig. 22 – Esquema de sistema de medições de deformação ao longo do fuste da estaca-Telltale. Fonte: Adaptado de (Prakash, S. e Sharma, H.D., 1990)

No caso do extensômetro de haste se prolongar até à ponta da estaca, é possível obter informações sobre o movimento da ponta e o encurtamento ou aumento de comprimento da estaca, quando comparado com o seu movimento total. Se os extensômetros de haste se prolongarem até diferentes pontos do fuste, a distribuição das cargas transferidas para o solo pelo fuste pode ser determinada pela expressão (4.1).

Neste caso a extensão obtém-se pela subtração das medições obtidas entre dois extensômetros de haste consecutivos a dividir pela distância entre eles em profundidade, ou seja:

$$\varepsilon = \frac{R_1 - R_2}{L} \tag{4.4}$$

Em que:

$R_1$  e  $R_2$  – Leituras obtidas em extensômetros de haste às profundidades 1 e 2;

$L$  – Diferença de profundidade entre 1 e 2.

Pelo quadro (9) verifica-se que os extensômetros de haste não são os únicos utilizados, procedendo-se à instrumentação do fuste a partir de extensômetros elétricos removíveis que também permitem a leitura de deformações em vários pontos ao longo do fuste. Este dispositivo consiste na instalação, no caso de estacas cravadas, de tubos guia de aço, geralmente com um diâmetro de 5 cm, diretamente na estaca antes da sua instalação, ou na colocação deste mesmo tubo de aço no momento da betonagem no caso estacas moldadas. Colocados os tubos, os sensores de medição são fixados posteriormente através de ventosas.

A ligação entre sensores é efetuada através de hastes de aço, fibra de vidro ou carbono, por sua vez, as leituras podem ser pontuais, caso se tenha apenas uma unidade de leitura por cada extensómetro ou contínuas caso se instale um Data-Logger. Da mesma forma que nos extensómetros de haste, obtém-se o encurtamento elástico da estaca ao longo do fuste com a força normal transmitida a ser obtida através de uma metodologia idêntica à já apresentada. Na instalação do sistema de ensaio e na realização dos procedimentos de carregamento deve haver um cuidado acrescido com os cabos de ligação necessários à obtenção de resultados. No final, os sensores podem ser recuperados, bastando apenas retirá-los da estaca.

Quando é necessário a avaliação do modo de transferência de cargas de modo mais detalhado, a colocação apenas de extensómetros de haste ou elétricos removíveis não é suficiente, já que estes, no caso de estacas cravadas, não permitem a avaliação das cargas residuais presentes ao longo do fuste da estaca, consequência do processo de cravação. Para essa avaliação é recomendada a instalação dos denominados na língua inglesa por *Strain Gages*, que mais não são do que extensómetros elétricos perdidos. Estes podem ser resistivos, de corda vibrante ou fibra ótica. Na prática os mais utilizados são os resistivos e de corda vibrante, com a sua colocação a ser realizada em vários pontos do fuste antes da instalação da estaca no solo

No caso de estacas moldadas, estes podem ser colocados diretamente na armadura ou em hastes de aço nela inseridas, tomando a forma de barras (*Sister Bars*), sendo este o modelo mais robusto e fácil de instalar.



Fig. 23 – Sisters Bars

Em ambos os casos, a armadura precisa de cobrir todo o comprimento da estaca e ser instalada antes da betonagem, para minimizar danos na instrumentação. Outra técnica de instalação passa por betonar a estaca com um tubo metálico de ponta fechada no seu centro. No interior desse tubo é introduzida uma barra contínua instrumentada, sendo de seguida injetada calda de cimento de modo a preencher todos os vazios, fazendo com que a estaca os *Strain Gages* sofram as mesmas ações.

Outro modelo de *Strain Gage* é apresentado na figura seguinte, sendo principalmente utilizado em estacas de ferro cravadas. A instalação desta feita é realizada por colagem direta no fuste da estaca antes da sua cravação. Isto leva a que tanto o dispositivo como as suas ligações estejam sujeitos à ocorrência de danos. Para minimizar os danos nas ligações até à superfície, deve-se proceder à

instalação de uma proteção, normalmente um tubo em PVC que conduza os cabos a partir de cada sensor até à superfície (Prakash, S. e Sharma, H.D., 1990).

No caso de uma estaca cravada de betão a instalação pode ser efetuada através da técnica apresentada para as estacas moldadas, com a colocação dos *Strain Gages* num tubo previamente instalado durante a fabricação da estaca



Fig. 24 – Strain Gage em estaca para cravação

Por cada secção devem ser instalados dois pares de dispositivos elétricos, diametralmente opostos, com as leituras a ser efetuadas através de Data-Logger's, fornecendo a deformação específica em cada secção.

A profundidade de instalação dos extensómetros deve ser escolhida de forma refletida para que os resultados sejam fiéis ao projeto, podendo-se definir alguns critérios a respeitar para a sua instalação:

- Colocar sensores nas profundidades correspondentes às transições entre camadas de solo;
- Em estratos maiores colocar um maior número de secções instrumentadas;
- Na ponta ou próximo desta, colocar pelo menos um par de extensómetros.

#### 4.4. SISTEMAS DE APLICAÇÃO E MEDIÇÃO DE CARGAS

Num ensaio de carga estático, normalmente a carga é aplicada por um macaco hidráulico que reage contra uma estrutura de reação dimensionada para o efeito. Atualmente e com os avanços que se tem sentido nesta área de ensaio tem-se desenvolvido uma nova técnica de carregamento que não necessita da utilização de sistemas de reação complexos, efetuando-se o ensaio de carga com o auxílio de células hidráulicas expansivas instaladas no fuste da estaca.

##### 4.4.1. MACACO HIDRÁULICO

Ao utilizar um macaco hidráulico para proceder ao carregamento, este deve ter uma capacidade de carga superior àquela que se prevê aplicar na estaca de ensaio. Esta capacidade de carregamento deve ser em 20% superior à carga que se prevê atingir, de forma a não ocorrer uma situação em que os objetivos do ensaio não sejam alcançados (ASTM, 2007b). Com o macaco hidráulico tem também de

ser instalados dispositivos de medição da carga aplicada, nomeadamente uma célula de carga elétrica ou hidráulica, devidamente calibrada, instalada entre o sistema de reação e o macaco hidráulico. Devido à possibilidade de avarias ou dificuldades aquando da medição dos resultados das cargas e para existir uma redundância nos resultados, aconselha-se também a instalação de um medidor de pressões entre a bomba e o macaco hidráulico.

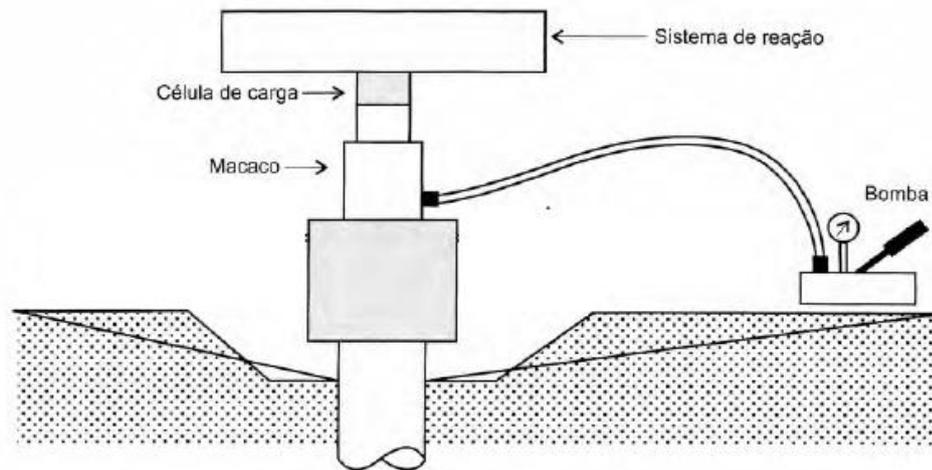


Fig. 25 – Disposição dos dispositivos de aplicação e medição das cargas de ensaio. Fonte: Adaptado de (Velloso, D. e Lopes, F., 2011)

As células de carga devem ser calibradas antes de qualquer ensaio de carga, de forma a possuírem uma precisão de pelo menos 5% da carga total aplicada. É aconselhado ainda a instalação de um rolamento esférico entre a haste do macaco hidráulico e o sistema de reação de forma a eliminar qualquer tipo de influência de movimentos horizontais que possam ocorrer durante a aplicação dos escalões de carga. No planeamento do ensaio deve ser assegurado que o êmbolo do macaco hidráulico tenha um comprimento superior à soma do movimento axial previsto para a estaca com as deformações do sistema de reação, nunca devendo ser inferior a pelo menos 150 mm ou 15% do diâmetro ou largura da estaca (ASTM, 2007b).

Ao utilizar vários macacos hidráulicos estes devem ser da mesma marca, modelo e com a mesma capacidade de carregamento e devem ainda estar individualmente munidos de uma célula carga e de medidores de pressão de forma a detetar anomalias no seu funcionamento. No caso de se utilizar um sistema de macacos que efetuem o carregamento automaticamente, estes devem incluir um sistema de segurança facilmente identificável que permita parar o processo de carregamento a qualquer instante.

#### 4.4.2. MÉTODO BIDIRECIONAL

O método bidirecional de aplicação de cargas envolve a colocação de uma ou mais células de Osterberg (O-cell), na base da estaca ou ao longo do seu fuste, células estas não recuperáveis. Este tipo de carregamento consiste em aplicar incrementos de carga através de um macaco hidráulico à superfície, ligado à célula em profundidade, através de uma mangueira. No decorrer do ensaio, a célula expande-se hidráulicamente fazendo com que a parte superior da estaca reaja contra a parte inferior. Quando a célula se encontra na ponta da estaca, a reação é dada pelo solo de fundação.

Este método começou por ser utilizado em estacas moldadas onde a célula era instalada na armadura, atualmente pode ser utilizada qualquer tipo de estaca sendo instaladas previamente nas estacas pré-fabricadas para cravação e depositada no cimento fresco das estacas em hélice. No entanto, é necessário garantir que existe suficiente resistência acima da célula para que não se verifique extração da estaca com o aumento da pressão hidráulica.

A carga aplicada é quantificada pela medição da pressão hidráulica exercida. Na figura (26) pode-se observar o esquema de instalação da O-cell bem como os dispositivos empregues para o controlo de pressão hidráulica.

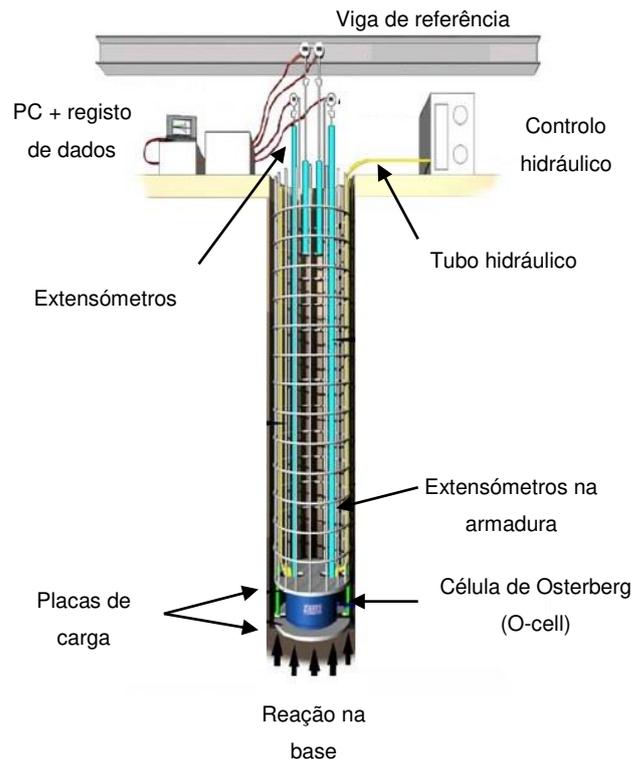


Fig. 26 – Esquema de funcionamento da célula de Osterberg (O-cell). Fonte: Adaptado de (LOADTEST, 2012)

Este método de carregamento apresenta inúmeras vantagens, desde logo não necessita da instalação de um sistema de reação complexo o que leva ao aumento da segurança e diminuição dos custos de ensaio. Em termos de capacidade de carregamento, as células podem atingir aproximadamente os 27 MN, com a possibilidade de se poder utilizar várias células de carga na mesma superfície horizontal, podendo-se atingir cargas maiores que 200 MN (LOADTEST, 2012).

O uso destas células na ponta da estaca proporcionou ainda um avanço significativo no entendimento da relação entre as resistências laterais desenvolvidas durante os esforços de tração e de compressão, já que o esforço de tração aplicado pelo método de ensaio habitual é associado a uma diminuição do diâmetro da estaca, com a perda de atrito lateral quando comparado com um esforço de compressão. Executando o ensaio pelo método bidirecional, em que o esforço é aplicado na base da estaca, gera-se um aumento da resistência desenvolvida junto à parte mais profunda do fuste, onde se encontram os solos mais resistentes e de menor deformabilidade. Tal leva ao aumento da resistência lateral gerada, com a curva carga-deslocamento a ser diferente daquela aplicada pelo carregamento no topo da estaca (Langone, M.J., 2012).

Este método de carregamento proporciona, ainda, a medição da resistência de ponta e lateral de forma independente. Na figura seguinte está representado um resultado típico de um ensaio de carga efetuado a partir deste método onde estão representadas as duas parcelas de resistência desenvolvida ao longo do ensaio.

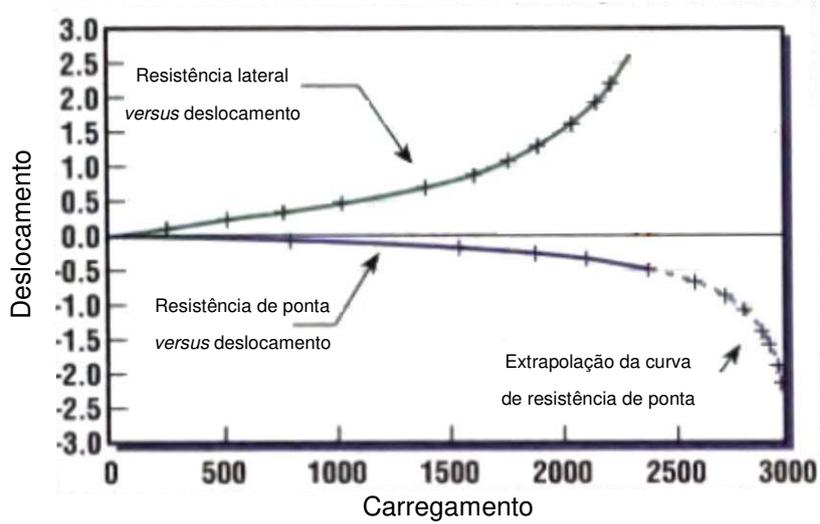


Fig. 27 – Resultados típicos de um ensaio de carga pelo método Bidirecional. Fonte: Adaptado de (LOADTEST, 2012)

No caso de um solo de argila em que a resistência de ponta da estaca é pouco significativa, não possibilitando a mobilização total da resistência lateral na estaca, este carregamento pode ser efetuado através da colocação uma estaca adicional em profundidade, na qual a célula vai exercer reação.

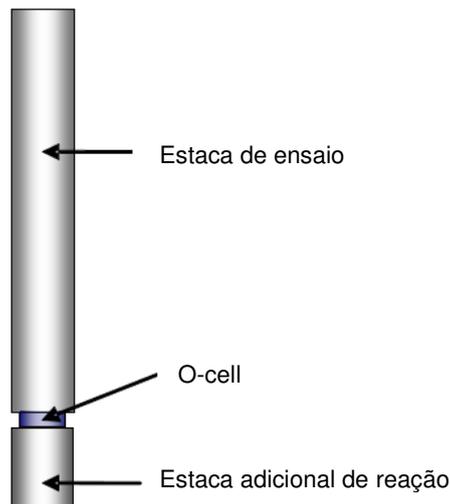


Fig. 28 – Esquema de carregamento bidirecional com estaca de reação adicional. Fonte: Adaptado de (England, M., 2012)

#### 4.5. SISTEMAS DE REAÇÃO

A capacidade de carga máxima de uma estaca pode variar entre apenas dez toneladas até dois mil e quinhentas toneladas, o que leva a que as considerações a tomar sobre os sistemas de reação contra os quais o macaco efetuará oposição sejam de elevada importância. A geometria do sistema de reação deve ser dimensionada com o intuito de minimizar as interações entre a estaca a ensaiar e a reação, evitando interferências nos mecanismos e instrumentos encarregues de medir os assentamentos. (Fleming, K. et al., 1994)

As cargas estruturais, que as fundações necessitam de suportar podem ser de compressão, tração e/ou laterais. Para o efeito, é necessário utilizar sistemas de reação que permitam aplicar os carregamentos previstos de acordo com os planos de carga estabelecidos, devendo ser dimensionados com um coeficiente de segurança de pelo menos 1,5 em relação à carga máxima de ensaio prevista.

A escolha do sistema de reação a utilizar é da responsabilidade do empreiteiro da obra, porém o engenheiro deve rever a escolha efetuada tendo em conta determinados fatores (Kyfor, Z.G., 1992), entre eles:

- Tempo disponível para a realização do ensaio;
- Materiais e equipamentos disponíveis em obra;
- Carga máxima a ser aplicada;
- Características do local de ensaio (características geológicas, restrições verticais ou horizontais, existência de corpos de água);
- Custos económicos;
- Procedimento de carregamento a utilizar no ensaio.

No que toca aos ensaios à compressão, existem três tipos de sistema de reação (Kyfor, Z.G., 1992) (Poulos, H.G.A. e Davis, E.H., 1980) :

- Sistema de reação em que a carga é aplicada contra uma viga ou estrutura metálica, ancorada no solo através de estacas de reação ou ancoragens no solo;
- Sistema de reação em que a carga é aplicada diretamente através da colocação de pesos sobre uma plataforma na cabeça da estaca;
- Sistema de reação em que a carga é aplicada contra uma plataforma de massas conhecidas.

Num ensaio à tração, a carga é aplicada com o auxílio de macacos hidráulicos que reagem contra uma viga ou uma estrutura metálica de reação, suportada por um conjunto de vigas centradas sobre a estaca a ensaiar.

##### 4.5.1. COMPRESSÃO

###### 4.5.1.1 Estacas de Reação/Ancoragens no Solo

Neste sistema de reação é utilizado um macaco hidráulico instalado na cabeça da estaca que reage contra a parte inferior de uma viga ou estrutura metálica. A utilização deste sistema pressupõe a instalação de uma estrutura de suporte que possibilite a transmissão do carregamento do macaco hidráulico sobre a viga ou estrutura metálica até uma certa profundidade no solo.

Podem ser utilizadas estacas de reação dimensionadas à tração, colocadas de forma adjacente à estaca a ensaiar. Estas por sua vez são solidarizadas entre si por uma estrutura metálica rígida na qual o

macaco hidráulico aplica a carga. Por outro lado, podem ser instaladas ancoragens no solo que funcionam da mesma forma que as estacas de reação.

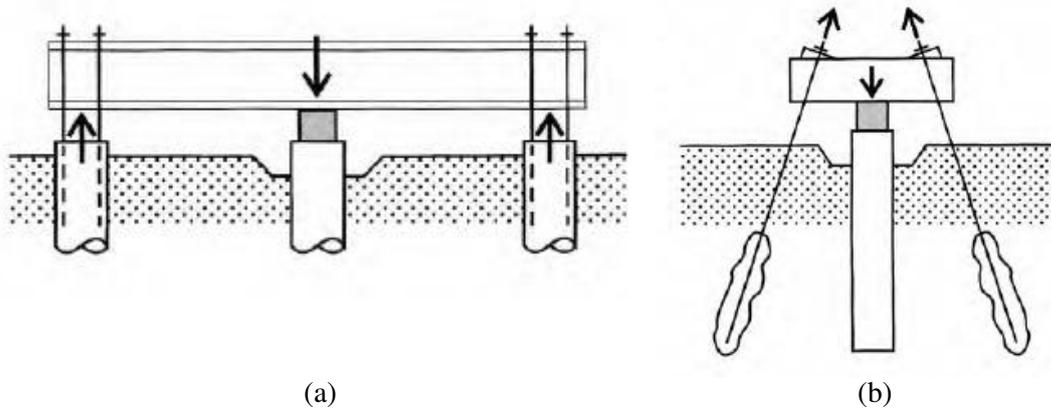
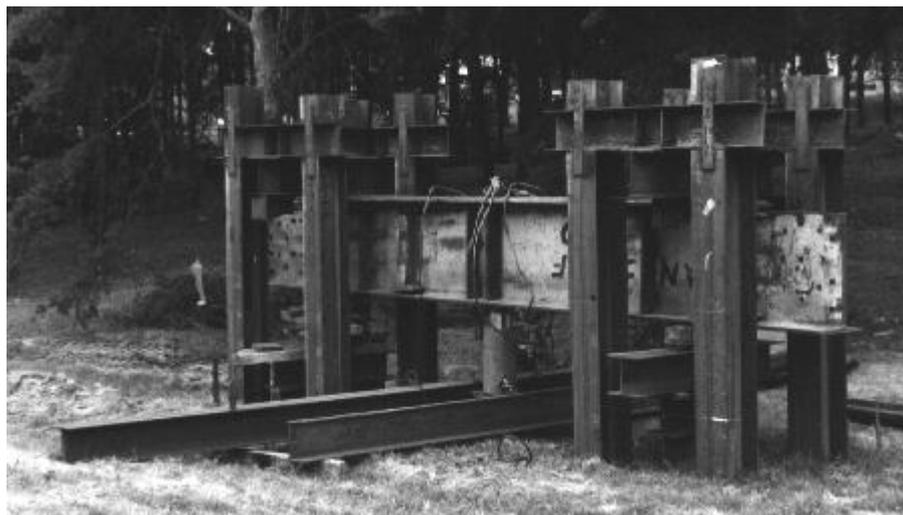


Fig. 29 – Esquema do funcionamento dos sistemas de reação: (a) Estacas de reação (b) Ancoragens no solo.  
Fonte: (Velloso, D. e Lopes, F., 2011)

A utilização de ancoragens no solo é uma boa alternativa às estacas de reação, já que desenvolvem a sua resistência à tração em extratos de solo mais profundos. Da mesma forma, promovem uma menor perturbação no solo circundante à estaca de ensaio, podendo ser instaladas a menores distâncias. A sua instalação não deve ser realizada na vertical, tendo que apresentar uma inclinação, aumentando assim a distância à estaca de ensaio em profundidade.



(a)



(b)

Fig. 30 – Composições típicas do sistema de reação (a) Estacas de reação (b) Ancoragens no solo

O número de estacas de reação ou ancoragens a ser instaladas está dependente da magnitude das cargas de ensaios, devendo ser utilizados os meios de ancoragem que se acharem ser necessários. É definido que a distância a respeitar entre os meios de suporte e a estaca a ensaiar, no caso das estacas de reação, não pode ser inferior a 2,5 m ou 5 diâmetros da estaca de ensaio (ASTM, 2007b, Fleming, K. et al., 1994). Para além disso, as vibrações excessivas na instalação das estacas ou ancoragens podem influenciar os resultados dos ensaios.

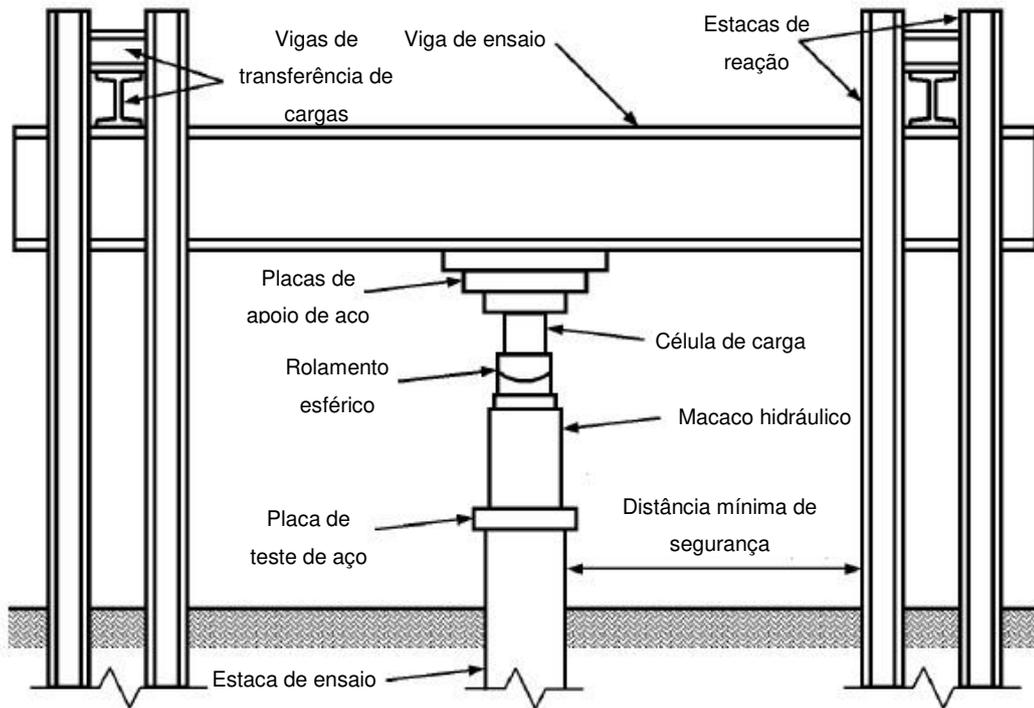


Fig. 31 – Esquema de sistema de reação utilizando estacas de reação. Fonte: Adaptado de (ASTM, 2007b)

#### 4.5.1.2 Plataforma Sobrecarregada

Consiste na construção sobre a cabeça da estaca, de uma plataforma sustentada por apoios temporários, onde são colocados qualquer tipo de materiais disponíveis em obra. O êmbolo do macaco hidráulico, sobre a cabeça da estaca, vai suportar a reação total, correspondente ao peso da estrutura metálica da plataforma e da carga que sobre esta é colocada (Fleming, K. et al., 1994).

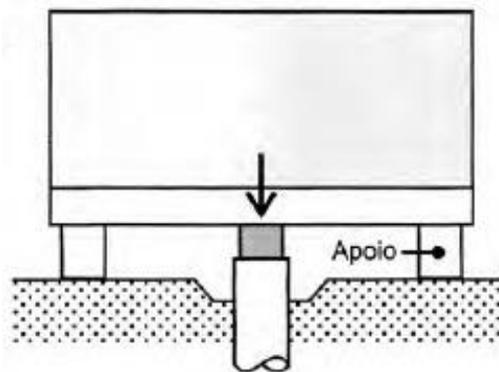


Fig. 32 – Esquema do funcionamento do sistema de reação com plataforma sobrecarregada. Fonte: (Velloso, D. e Lopes, F., 2011)

No carregamento da plataforma podem ser utilizados blocos de formas regulares de betão ou ferro, transportados para a obra só com o objetivo de realizar o ensaio de carga. A utilização de blocos regulares aumenta a segurança do ensaio, diminuindo o risco de queda de materiais do sistema de reação. Porém o seu transporte promove um aumento nos custos de realização. Geralmente são

colocados sobre a plataforma materiais que vão desde armaduras, areia, blocos de cimento até depósitos de água, o importante é que o sistema de reação se encontre estável antes, durante e depois do ensaio (Fleming, K. et al., 1994).

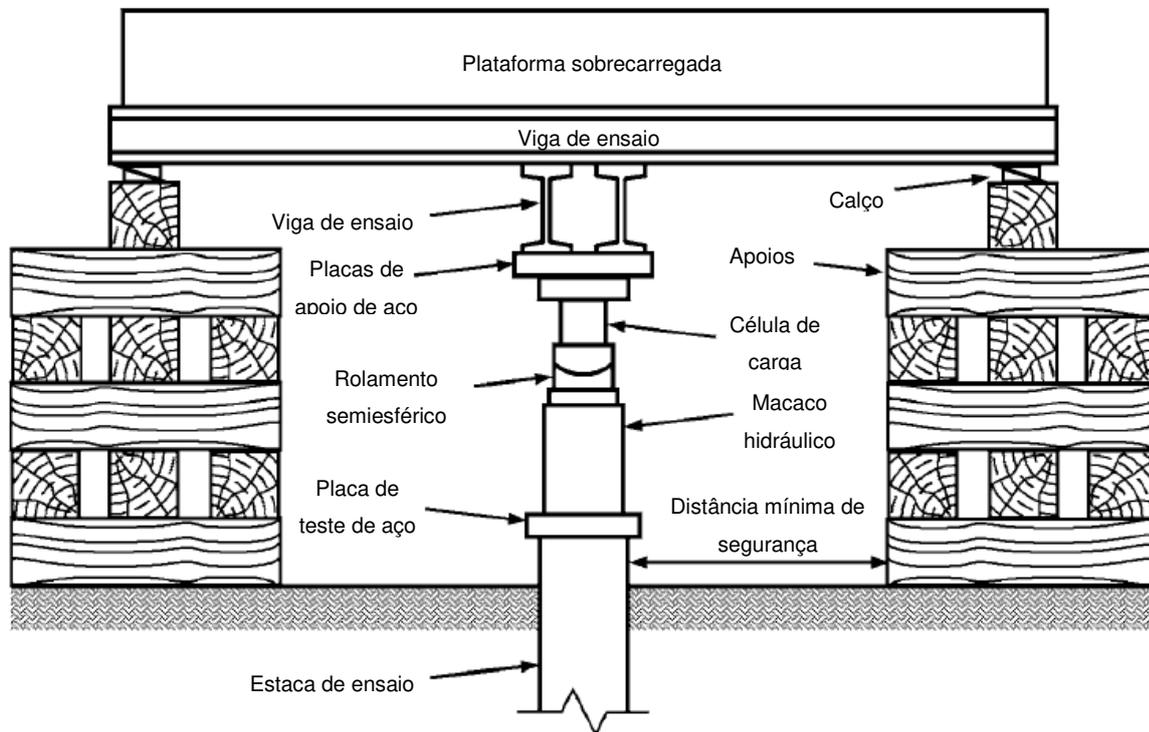


Fig. 33 – Esquema de sistema de reação de plataforma sobrecarregada. Fonte: Adaptado de (ASTM, 2007b)



Fig. 34 – Aspeto típico de plataforma sobrecarregada para realização de ensaios estáticos de carga

Os apoios de extremidade da plataforma podem ser constituídos por vigas de aço ou blocos de madeira devidamente fundados no solo (Fleming, K. et al., 1994). A distância entre os apoios da plataforma e a

estaca nunca pode ser inferior a 1,5 metros ou 4 diâmetros da estaca ensaiada (ASTM, 2007b, Fleming, K. et al., 1994).

As vigas de ensaio vão estar sujeitas a grandes esforços de torção e flexão, devendo ser dimensionadas segundo a carga de ensaio a aplicar. A carga máxima deverá ainda estar marcada nas vigas para que durante o carregamento da plataforma este valor não seja ultrapassado, sendo que a massa total sobre a plataforma deve exceder em 20% a carga máxima prevista no ensaio (Tomlinson, M. e Woodward, J., 1993).

Todo o sistema de reação deve estar devidamente solidarizado, e a plataforma centrada na cabeça da estaca a ensaiar. O carregamento do sistema tem de ser efetuado de forma uniforme e se possível com os materiais interlaçados entre si, para que no final se obtenha o centro de gravidade das massas, próximo da direção do eixo longitudinal da estaca de ensaio. A montagem deve ter em atenção os espaços necessários à colocação da instrumentação bem como as margens de segurança para uma obtenção segura dos resultados.

Este sistema de reação oferece dentro da faixa económica, o processo mais rápido e confiável. No entanto apresenta alguns inconvenientes que merecem ser mencionados:

- Dificuldade de transmissão integral da carga do dispositivo para o elemento a ser testado;
- Perigo de acidentes aquando da execução do sistema de reação, devido a defeitos da construção ou baixa resistência do terreno superficial de apoio;
- Excentricidades eventuais da carga aplicada ou desnivelamento da plataforma provocada por assentamentos no terreno de apoio;
- Limitações quanto à capacidade de carga.

#### 4.5.1.3 Plataforma de Massa Conhecida

Consiste na construção de uma estrutura formada por um conjunto de vigas de pesos conhecidos e de resistência considerável, colocada sobre o eixo da estaca a ensaiar e apoiada nas suas extremidades laterais em blocos de madeira provisórios. Sobre as vigas é colocada uma plataforma também de peso conhecido que se deve encontrar devidamente centrada e equilibrada no eixo longitudinal da estaca a ensaiar. A aplicação das cargas deve ser efetuada através de blocos de materiais como aço ou cimento de forma a que os incrementos de carga possam ser determinados com precisões na ordem dos 5% (ASTM, 2007b).

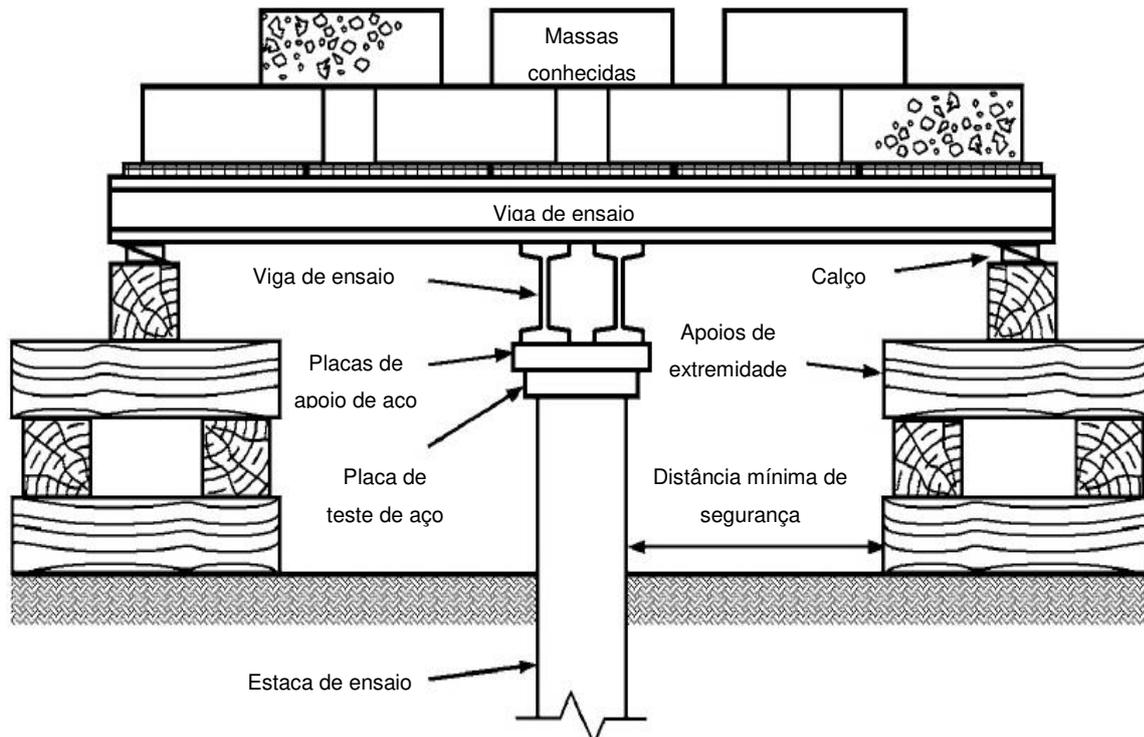


Fig. 35 – Esquema de sistema de reação utilizando uma plataforma de massa conhecida Fonte: Adaptado de (ASTM, 2007b)

Este sistema de reação só pode ser utilizado para obras de pequeno porte, apresentado os mesmos problemas apontados para o sistema de reação anterior onde se utiliza uma plataforma sobrecarregada, mas desta feita com a carga a ser aplicada por um macaco hidráulico. Este sistema tem a agravante de o controlo das cargas ser de maior dificuldade, mesmo sendo um sistema simples com a introdução de nenhum meio mecânico, não deve ser utilizado em detrimento de qualquer outro já que pode trazer sérios problemas de segurança.

#### 4.5.2. TRAÇÃO

##### 4.5.2.1. Viga de Reação

Num ensaio de tração, a carga é normalmente aplicada com o auxílio de várias vigas de reação contra a qual se exerce os patamares de carga com um ou vários macacos hidráulicos. Da mesma forma que no ensaio de compressão, a estrutura é centrada sobre a estaca a ensaiar e suportada nas suas extremidades por fundações construídas para o efeito.

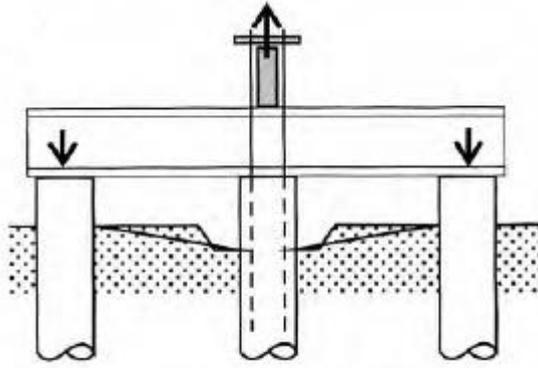


Fig. 36 – Esquema do funcionamento do sistema de reação à tração com viga de reação. Fonte: Adaptado de (Velloso, D. e Lopes, F., 2011)

No caso do solo da área onde se vai realizar o ensaio, possuir uma compressibilidade considerável, pode-se optar pela instalação de estacas de reação para fornecer o suporte. Os apoios de extremidade têm de respeitar uma distância mínima de 2,5 m ou 5 diâmetros da estaca de ensaio, da mesma forma a distância da viga de reação à cabeça da estaca deve ser tal que permita um bom desenvolvimento do ensaio sem influenciar a obtenção de resultados. Isto é, na instalação do sistema de reação deve ser deixado um intervalo significativo entre a cabeça da estaca e a viga de reação que permita o deslocamento da estaca de forma a não existir contacto entre as duas partes. No caso de ocorrer contacto, o ensaio tem de ser dado como terminado.



Fig. 37 – Aspeto típico do sistema de reação de um ensaio à extração com uma viga de reação. Fonte: (Handley, B. et al., 2006)

Na figura (38) pode-se observar um esquema típico do sistema de ensaio, o macaco encontra-se instalado sobre a viga de reação ligado ao topo da estaca através de elementos em tensão, geralmente barras do tipo Dywidag. Na figura são apresentados ainda os dois tipos de apoio de extremidade da

viga de reação, porém na execução do ensaio real tem de ser usado o mesmo tipo de apoio nas duas extremidades, como já foi referido, a escolha dos apoios vai depender das características do solo no local. Na figura (39) apresenta-se o corte X-X do sistema tipicamente utilizado para solidarizar todos estes componentes, com a utilização de uma estrutura metálica aparafusada no topo do macaco.

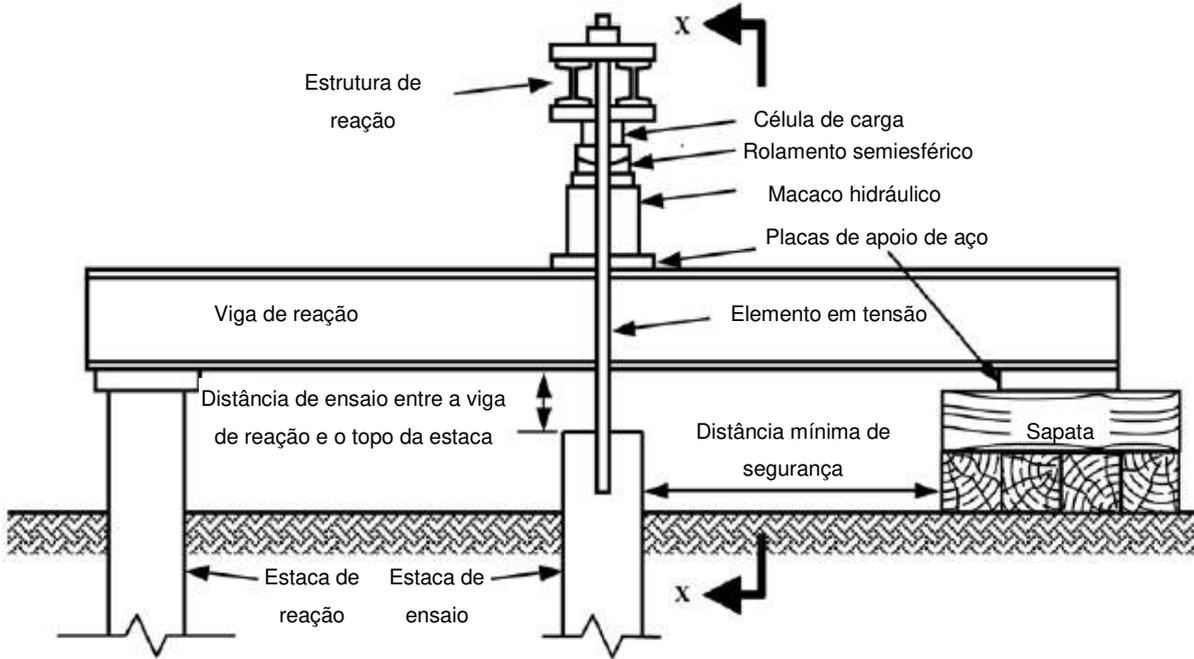


Fig. 38 - Esquema de sistema de reação em ensaio de carregamento axial de tração (Viga de Reação). Fonte: Adaptado de (ASTM, 2007a)

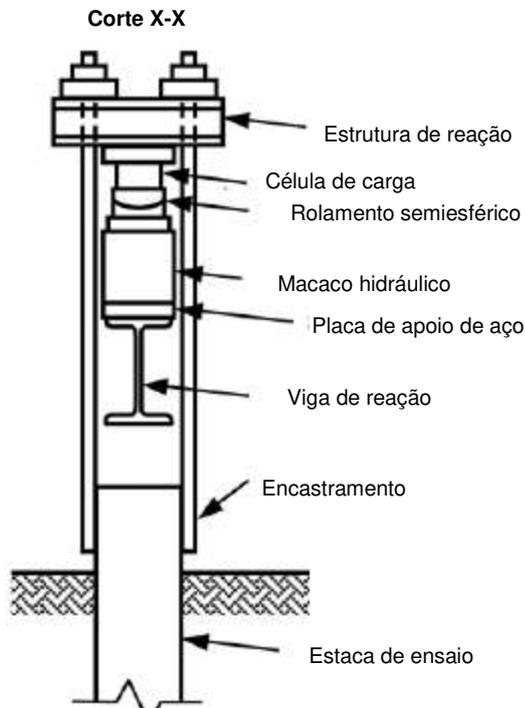


Fig. 39 - Corte X-X da figura 35. Fonte: Adaptado de (ASTM, 2007a)

Este sistema possibilita a colocação de mais que um macaco hidráulico com a necessidade de se aumentar o número de vigas de reação. Outra alternativa, é a utilização de múltiplos macacos hidráulicos localizados sobre os apoios de extremidade das vigas, neste caso o controle das cargas aplicadas por cada um dos macacos é ainda de maior importância, de forma a evitar a ocorrência de excentricidades no carregamento e a influência nos resultados de ensaio.

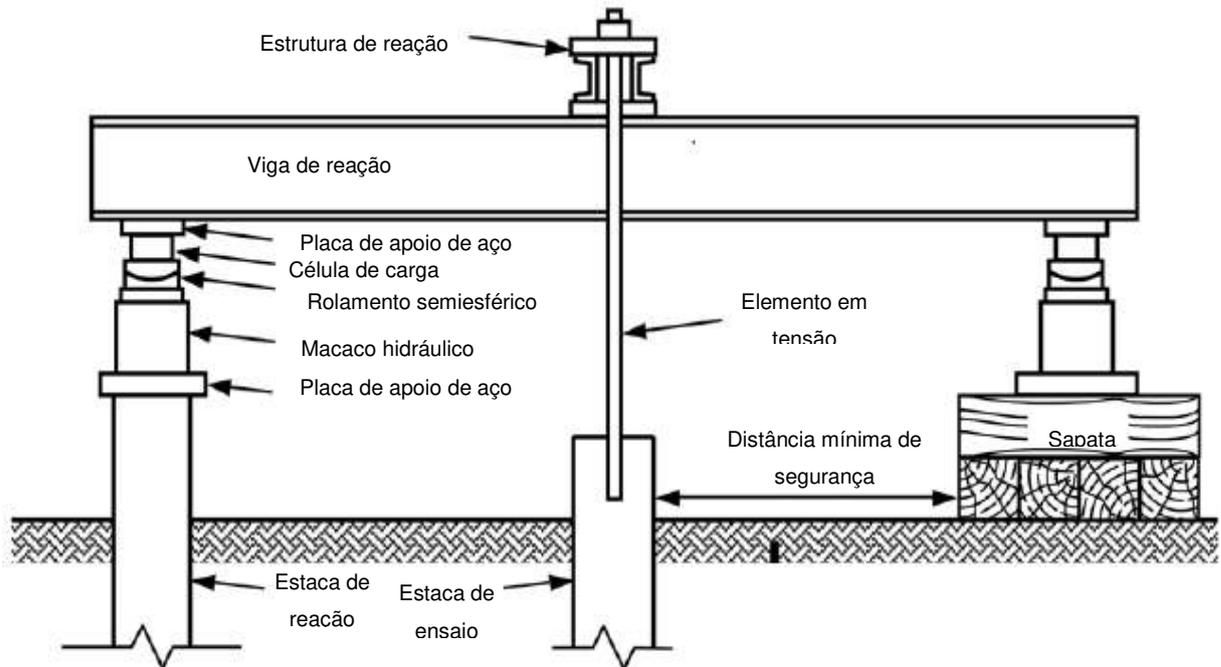


Fig. 40 - Esquema de sistema de reação em ensaio de carregamento axial de tração (viga de reação). Fonte: Adaptado de (ASTM, 2007a)

#### 4.5.2.2. Estrutura em A

Sistema de reação que consiste numa estrutura metálica em forma de A, centrada sobre a estaca de ensaio, apoiada em estacas ou sapatas construídas para o efeito a uma distância mínima de 2,5 m ou 5 diâmetros da estaca de ensaio. Da mesma forma, são usados elementos em tensão ligados à cabeça da estaca até o topo da estrutura metálica, onde são tracionados com o auxílio de um macaco hidráulico.

O macaco hidráulico situado no topo da estrutura é vazado com o elemento tracionado a passar pelo seu interior e a ser aparafusado no topo onde se encontra também a célula de carga e o rolamento para prevenir possíveis excentricidades. Este tipo de sistema de reação tem de ser estável em relação às solicitações laterais, para isso, geralmente instalam-se cabos em tensão firmemente ancorados no solo em ambos os lados do sistema.

Tal como no sistema da viga de reação, é essencial o intervalo entre a cabeça da estaca e o sistema, de forma a não influenciar o procedimento de carga. Na figura seguinte está representado um esquema típico deste sistema de reação.

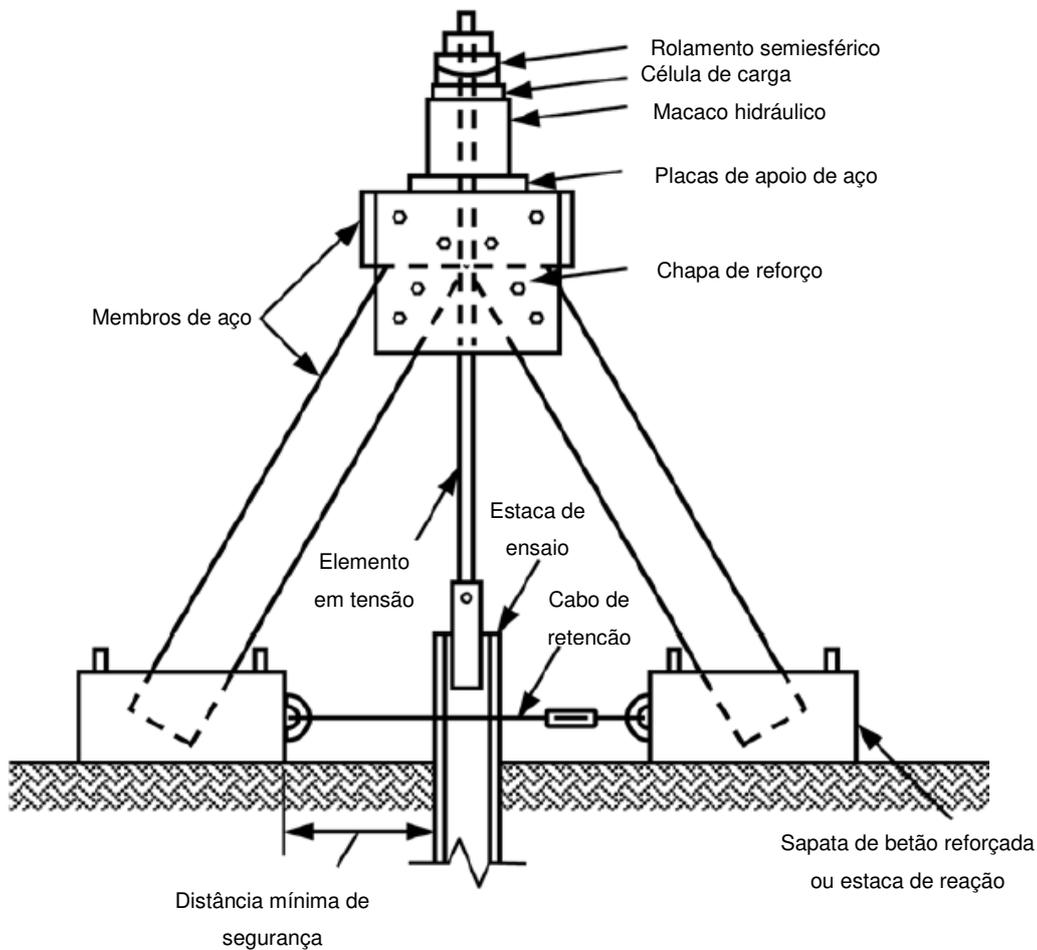


Fig. 41 - Esquema de sistema de reação em ensaio de carregamento axial de tração (estrutura em A). Fonte: Adaptado de (ASTM, 2007a)

#### 4.6. PROCEDIMENTOS DE CARREGAMENTO

Geralmente o sistema de fundações é dimensionado para suportar grandes cargas axiais durante um longo período de tempo. No contexto da engenharia civil, esta carga vai sofrer um crescimento progressivo à medida que se realiza a construção da estrutura, com a aplicação de cargas mesmo depois de a construção estar concluída. Visto isto, os ensaios de carga em estacas devem replicar estas condições da forma mais próxima possível, porém por razões práticas é desejável que estes sejam realizados de forma expedita, assegurando a não interrupção da construção ou atrasos no progresso dos trabalhos (England, M. e Fleming, W., 1994).

De acordo com o Eurocódigo 7, o procedimento do ensaio de carga, particularmente no que diz respeito ao número e à duração dos patamares de carga, bem como aos ciclos de carga e descarga, deve ser tal que permita obter conclusões acerca do comportamento em termos de deformação, de fluência e de descarga da fundação por estacas, a partir de medições na estaca (IPQ, 2010).

Existem diversos procedimentos de carregamento, sendo os mais usuais, segundo a bibliografia consultada (England, M. e Fleming, W., 1994, Fellenius, B.H., 1975), o procedimento com taxa de penetração constante (*Constant Ratio of Penetration - CRP*) designado também como ensaio de deformação controlada, e os procedimentos com patamares de carga crescentes (*Maintained Load Test - MLT*) ou ensaios de carga controlada. O procedimento de carregamento MLT divide-se em duas variantes, a primeira onde os incrementos de carga são mantidos até ocorrer estabilização do

deslocamento (*Slow Maintained Load Test-SLT*) e numa outra, onde os incrementos de carga são mantidos durante um intervalo de tempo pré-estabelecido (*Quick Maintained Load Test-QML*) (Tomlinson, M. e Woodward, J., 1993, Velloso, D. e Lopes, F., 2011).

Estes procedimentos podem ser utilizados para ensaios de carga lateral e vertical, quer de compressão quer de tração, mudando obviamente a direção de aplicação das cargas. Por sua vez, o carregamento CRP apenas pode ser aplicado a ensaios de carga axial de compressão, sendo utilizado para os ensaios à tração um método com taxa de extração constante (*Continuous Rate of Uplift – CRU*) que apresenta algumas diferenças em relação ao CRP no que toca aos níveis de aplicação das cargas.

Para além destes procedimentos, vale a pena destacar o método de carga cíclica (*Cycling Loading Test – CLT*) que tal como os métodos MLT pode ser utilizado nos ensaios à compressão e à tração (Tomlinson, M. e Woodward, J., 1993).

Nas imagens seguintes pode-se observar as relações carga-tempo e carga-deslocamento para os vários procedimentos de carregamento:

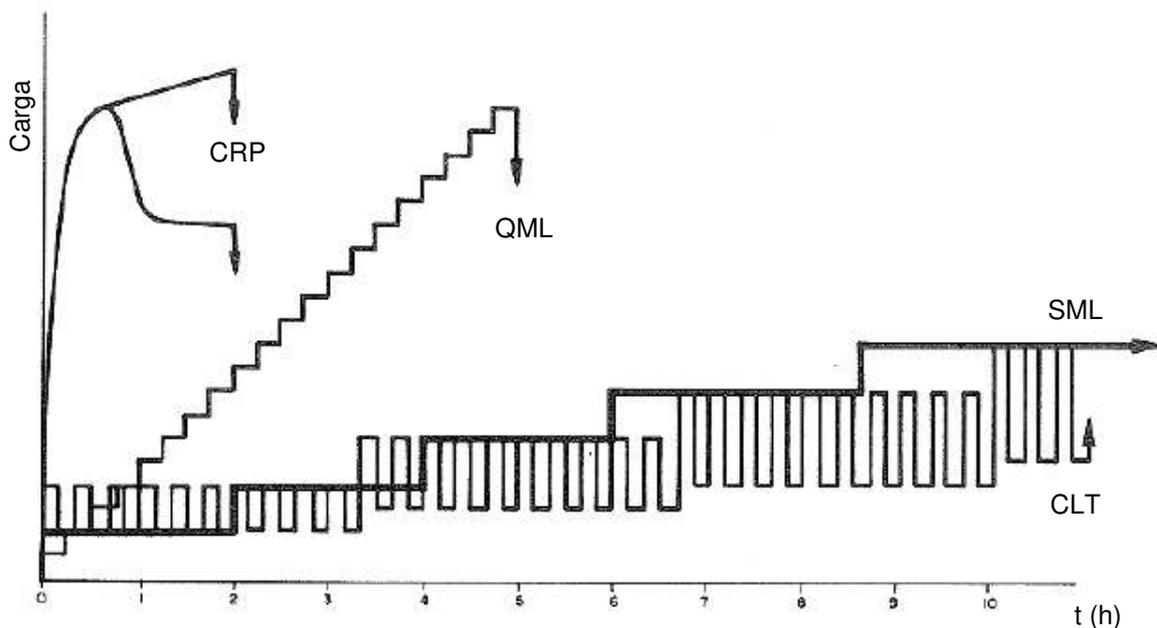


Fig. 42 – Relação carga-tempo para os diversos procedimentos de carregamento. Fonte: Adaptado de (Fellenius, B.H., 1975)

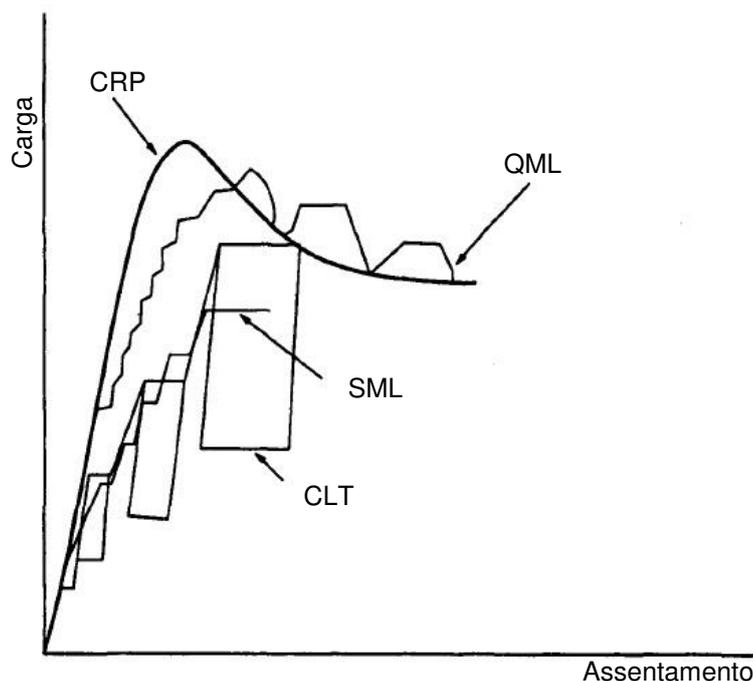


Fig. 43 - Relação carga-assentamento para os diversos procedimentos de carregamento. Fonte: Adaptado de (Fellenius, B.H., 1975)

Como se pode observar na figura (42), os ensaios CRP e QML apresentam um tempo de realização muito reduzido em relação aos restantes procedimentos de carga, o que proporciona economia de tempo e uma redução nos custos do ensaio. Na figura (43), observa-se ainda que a curva carga-assentamento do procedimento CRP se apresenta bem definida, quase coincidente com a curva do procedimento QML, antes de se alcançar a rotura.

Continuando a análise, é intuitivo esperar que a curva carga-deslocamento de um ensaio rápido (QML) se apresente acima da curva do lento (SML), isto deve-se ao facto da não estabilização dos deslocamentos na prova de carga rápida. Em consequência, a capacidade de carga obtida no ensaio rápido é necessariamente maior do que aquela obtida no lento, com a diferença a situar-se em cerca de 10 % em ensaios rápidos com estágios de carregamento de 15 minutos. Em termos de deslocamentos os valores obtidos no ensaio rápido são menores em relação ao ensaio lento, continuando no entanto a ser a metodologia de carregamento mais defendida, devido ao facto de nem o ensaio lento representar devidamente o comportamento da estaca sob carregamento permanente, uma vez que a sua duração é também insuficiente para determinar o efeito do tempo nos deslocamentos (Cintra, J.C. et al., 2013).

De forma genérica, altas velocidades de carregamento resultam num aumento da capacidade de carga e de rigidez, do sistema estaca-solo, e baixas velocidades resultam numa diminuição da capacidade de carga e rigidez (Milititsky, J., 1991). Todas estas considerações levam para a necessidade de uma análise cuidadosa dos resultados quando se efetuam comparações entre ensaios de carga estáticos, realizados com diferentes procedimentos de carregamento. Especialmente nos casos em que o efeito da velocidade de carregamento pode influenciar significativamente o comportamento do solo, e do conjunto solo-estaca, como é o caso dos solos argilosos.

Tendo isto em conta, foi proposta uma metodologia denominada de ensaio misto, inicialmente proposta para ensaios de carga em placa (Mello, V.F.B., 1975). Neste caso, realiza-se a primeira metade do carregamento como se de um ensaio SML se tratasse e a segunda metade como um ensaio QML. Este método tem como vantagem a obtenção do deslocamento estabilizado para a carga

admissível e uma duração menor de ensaio, com os estágios rápidos na fase em que seriam mais demorados com o carregamento lento. A transição de carregamentos é efetuada para um valor de 60 % da carga máxima programada (Cintra, J.C. et al., 2013).

#### 4.6.1. SLOW MAINTAINED LOAD TEST – SML

Método mais utilizado na realização de ensaios de carga estáticos, com um tempo de realização entre 40 a 70 horas (Prakash, S. e Sharma, H.D., 1990). Consiste na aplicação inicial de oito incrementos de carga iguais, até ser atingida uma carga de ensaio duas vezes superior à carga de serviço prevista para a estaca ensaiada (cada incremento corresponde a 25% da carga de ensaio).

Cada um destes escalões de carga deve ser mantido constante até que se verifique uma taxa de assentamento inferior a 0,25 mm/h, mas não mais do que 2 horas, antes da aplicação de um novo escalão de carga. Atingida a carga de ensaio, esta deve ser mantida constante durante um intervalo de 12 horas. Começa-se o descarregamento quando o movimento axial sofrido pela estaca durante uma hora, seja inferior a 0,25 mm. No caso desta taxa de movimento não se verificar, a carga máxima de ensaio deve ser mantida até um máximo de 24 horas. A descarga do sistema é realizada através de 4 decrementos de carga iguais, com intervalos de uma hora entre si. Caso seja atingida a rotura durante este primeiro carregamento, o ensaio deve continuar até se obter um deslocamento na ordem dos 15% do diâmetro ou largura da estaca.

Se no final do primeiro ciclo de carga/descarga não ocorrer rotura, pode-se realizar novo carregamento até à carga máxima de ensaio, desta feita em 4 incrementos iguais, espaçados com um intervalo de 20 minutos. De seguida aumenta-se a carga de ensaio com incrementos de 10% da carga de serviço, também espaçados em 20 minutos no tempo. O carregamento deve continuar até se verificar a rotura da estaca ou se verificar a carga máxima estabelecida para o sistema de reação.

Se atingida a carga máxima possível, não tiver ocorrido rotura da estaca, a carga deve ser mantida durante 2 horas e no final descarregada em 4 decrementos de carga iguais, espaçados de 20 minutos. Este novo carregamento só é efetuado quando o objetivo do ensaio é verificar a carga de rotura da estaca.

As leituras dos valores de deslocamentos têm de ser efetuadas imediatamente antes e depois de cada incremento ou decremento de carga. Durante cada patamar de carga, leituras adicionais devem ser feitas a cada 5, 10 e 20 minutos. Depois de aplicada a carga máxima de ensaio, e desde que não tenha ocorrido rotura da fundação, é necessário proceder à mesma leitura a cada 5, 10 e 20 minutos como se de um patamar intermédio de carga se tratasse, com as leituras seguintes a ser de 20 em 20 minutos até às 2 horas. A partir deste ponto, as leituras realizam-se de 2 em 2 horas até às 12 ou 24 horas, dependendo do assentamento verificado.

Ocorrendo rotura da fundação é necessário proceder a leituras de assentamentos antes da retirada do primeiro escalão de carga. Durante o descarregamento procede-se a leituras de 20 em 20 minutos. Concluído o ensaio, é necessário ainda proceder a uma nova leitura dos assentamentos ao fim de 12 horas da retirada do último patamar de carga.

Os limites de carga e intervalos de tempo estabelecidos no procedimento acima explicitado estão de acordo com a norma ASTM D1143/D 1143 M, havendo no entanto alguns aspetos que podem ser alterados por parte do engenheiro geotécnico, consoante a sua experiência e informações geológicas do local. A taxa de movimento a cumprir antes da aplicação de novo patamar de carga é de 0,25 mm/h, porém alguns engenheiros preferem a utilização de uma taxa menor de 0,1 mm/h, o mesmo acontece com a manutenção da carga máxima, onde regra geral este é mantido por 24 horas mesmo havendo as

condições já explicitadas para proceder ao descarregamento. A implementação da carga e os patamares a seguir não são de grande importância, no entanto a taxa de deslocamento adotada tem de ser uniforme (Fleming, K. et al., 1994).

#### 4.6.2. QUICK MAINTAINED LOAD TEST – QML

Procedimento de carregamento rápido e económico, com tempo de ensaio entre 3 a 5 horas. Contudo devido à sua rapidez de execução, não permite uma avaliação dos assentamentos reais, sendo usado para investigar a interação solo-estaca em condições não drenadas (Prakash, S. e Sharma, H.D., 1990). Para a realização de ensaios de verificação de segurança em que o objetivo é conhecer a carga última de resistência da estaca, o ensaio QML é suficiente, sendo preferível a sua realização em detrimento do SML.

Consiste na aplicação de incrementos de carga na ordem dos 5% da carga de rotura prevista na estaca a ensaiar. Cada um destes incrementos é espaçado de 4 a 15 minutos, com a carga de ensaio a manter-se constante. A escolha do intervalo de tempo vai depender da complexidade do ensaio, em ensaios onde apenas se procede à medição das cargas e movimentos da cabeça da estaca é preferível a escolha de intervalos menores, na ordem dos 5 minutos. No caso de ensaios complexos onde se procede à instalação de instrumentação adicional ao longo do fuste da estaca ou a medição leve mais tempo a ser realizada já se aconselha a utilização de intervalos maiores (Fellenius, B.H., 1980). Escolhido um intervalo de tempo entre carregamentos, este deve ser mantido até se atingir a carga máxima de ensaio.

Os incrementos são efetuados até se obter a carga de rotura da estaca ou do sistema de ensaio. De seguida, procede-se ao descarregamento através de 5 a 10 decrementos iguais, utilizando uma carga constante em cada decremento. Tal como no carregamento, a realização do descarregamento é feito com intervalos de 4 a 15 minutos, com o intervalo de tempo escolhido a ser mantido até ao final do ensaio.

A leitura dos assentamentos deve ser realizado aos 0,5, 1, 2 e 4 minutos após a aplicação de cada incremento de carga. No caso de intervalos de carregamento maiores, as leituras devem ser efetuadas a cada 8 e 15 minutos. Após a retirada de todas as cargas de ensaio devem ainda ser efetuadas medições passadas 1, 4, 8 e 15 minutos. Tal como no carregamento SML, o número de patamares e o nível de carga de cada um não são obrigatoriamente estes, sendo importante no entanto, o tempo de manutenção de cada incremento de carga, com este a ter que se manter constante de incremento para incremento.

#### 4.6.3. CYCLIC LOADING TEST – CLT

O carregamento cíclico presente nas figuras (42) e (43) corresponde ao *Swedish Cyclic Test*, sendo o carregamento deste tipo mais utilizado. Neste procedimento começa-se por aplicar um carregamento até um terço da carga de serviço, posteriormente é efetuado um descarregamento de metade da carga aplicada inicialmente, procedendo-se à realização de 20 ciclos de carga e descarga espaçados de 20 minutos. Realizados os 20 ciclos efetua-se um carregamento superior em 50% da carga inicial, repetindo-se este passos até se atingir rotura da estaca ensaiada.

A norma ASTM D1143/D 1143M propõe a utilização de outro carregamento cíclico em que os primeiros incrementos de carga a aplicar são efetuados de acordo com o procedimento SML. Nos patamares de carga correspondentes às cargas de 50, 100 e 150% da carga de serviço, mantém-se o respetivo patamar por uma hora, procedendo-se de seguida à realização de decrementos de carga, iguais aos respetivos incrementos, espaçados de 20 minutos.

Após a remoção do patamar de teste em questão, reaplica-se novamente a carga através de incrementos de 50% da carga de serviço, espaçados de 20 minutos. Posteriormente, efetua-se novamente o carregamento segundo o procedimento SML até se atingir o patamar de teste seguinte. Atingida a carga máxima de ensaio correspondente ao dobro da carga de serviço, procede-se ao seu descarregamento seguindo novamente o procedimento SML.

A realização do ensaio estático segundo este procedimento de carga, implica tal como o procedimento SML um dispêndio enorme de tempo, com a aplicação das cargas por ciclos, a alterar o comportamento da estaca original.

Por estas razões, estes procedimentos de ensaio só devem ser realizados em projetos especiais onde se considere que a avaliação do comportamento das estacas a cargas cíclicas deve ser efetuado, como é o caso de antenas de alta tensão e estacas instaladas em portos marítimos.

#### 4.6.4. *CONSTANT RATE OF PENETRATION TEST – CRP*

Num ensaio CRP, procede-se a um aumento progressivo da força de compressão na cabeça da estaca de forma a esta, a partir da sua posição inicial, penetre no terreno com uma velocidade constante. Isto pressupõe a não utilização de um macaco hidráulico que aplique a carga com uma taxa de crescimento constante. É essencialmente usado para determinar a carga última, aplicando-se essencialmente em estacas experimentais (Tomlinson, M. e Woodward, J., 1993).

O carregamento consiste, basicamente, na aplicação de uma carga na estaca, que permita uma velocidade de penetração no solo na ordem dos 0,25 a 1,25 mm/min em estacas instaladas em solos argilosos, e de 0,75 a 2,5 mm/min em estacas instaladas em solos granulares (ASTM, 2007b). O carregamento deve ser realizado até que se obtenha uma penetração da estaca no solo de pelo menos 15% do seu diâmetro ou largura, ou no caso de esta não conseguir penetrar mais no solo com o sistema de ensaio utilizado.

As leituras dos assentamentos tem de ser efetuadas a cada 30 segundos, de forma a determinar a taxa de penetração da estaca. Quando a estaca de ensaio alcançar a taxa de penetração desejada, as leituras devem continuar a ser realizadas num intervalo de tempo que possibilite avaliar a conformidade dos valores. No final do ensaio e avaliada a carga de rotura, devem ser efetuadas leituras logo após a retirada da carga total e passado uma hora do final do ensaio.

Este procedimento de carregamento tem como vantagens o tempo de realização (2 a 3 horas), não havendo tempo suficiente para se realizar a consolidação do solo ou fenómenos de fluência, o que permite obter uma curva carga-assentamento fácil de interpretar. O facto de fornecer uma curva carga-assentamento de fácil interpretação é de especial importância nas estacas de atrito lateral, onde por vezes a força necessária á penetração da estaca sofre uma redução do seu valor após um pico de carga ter sido atingido (Fellenius, B.H., 1980).

Para a utilização deste procedimento é aconselhada a utilização de instrumentação que permita a obtenção dos resultados automaticamente, já que não se procede a incrementos de carga, com esta a ser aplicada de forma constante.

#### 4.6.5. *CONSTANT RATE OF UPLIFT TEST – CRU*

O procedimento de carregamento CRU é similar ao procedimento CRP, sendo utilizado na realização de ensaios de carga estáticos à tração. Devido ao facto da resistência à tração da estaca ser mobilizada

para movimentos de apenas alguns milímetros, a taxa de extração deve ser na ordem dos 0,5 a 1 mm/min, ou outra taxa especificada pelo engenheiro geotécnico.

A carga deve continuar a ser exercida continuamente até se obter a taxa de extração designada e uma extração da estaca de 15% do seu diâmetro. Atingida esta marca de extração, descarrega-se o sistema de ensaio gradualmente. As leituras e obtenção de resultados são efetuadas da mesma forma que para o procedimento de carregamento CRP.

# 5

## METODOLOGIAS DE INTERPRETAÇÃO

### 5.1. DEFINIÇÃO DE CARGA DE ROTURA

Um dos termos mais utilizados em fundações, no que às estacas diz respeito é carga última/limite, ou carga de rotura, no entanto não existe um método ou critério definitivo que permita obter esta carga. Ao contrário da engenharia de estruturas, onde a carga de rotura corresponde ao colapso ou a obtenção de grandes deformações, em termos geotécnicos a palavra rotura tem um significado semântico especial, sem qualquer relação com, destruição, quebra ou inutilização (Cintra, J.C. et al., 2013).

Assim a definição da capacidade resistente última, carga de rotura ou carga de colapso pode ser efetuada de diferentes maneiras. Do ponto de vista da mecânica dos solos, a carga de rotura é alcançada quando se obtém um mergulho da estaca no solo, ou deslocamentos acentuados desta, com um acréscimo infinitesimal da carga axial aplicada. Porém, do ponto de vista estrutural, ocorre rotura quando a estaca atinge um deslocamento que põe em causa o bom funcionamento da estrutura que suporta, levando a níveis inaceitáveis de deformações e fendilhação. Este deslocamento pode ser muito inferior ao movimento correspondente à sua capacidade de carga última (Tomlinson, M. e Woodward, J., 1993).

Pela análise da bibliografia verifica-se um grande número de propostas para a determinação da carga última. Fellenius em 1980 apresenta uma análise de um ensaio de carga estático, através de vários métodos de interpretação, onde é clara a variação do valor da carga de rotura consoante o método utilizado (Fellenius, B.H., 1980)

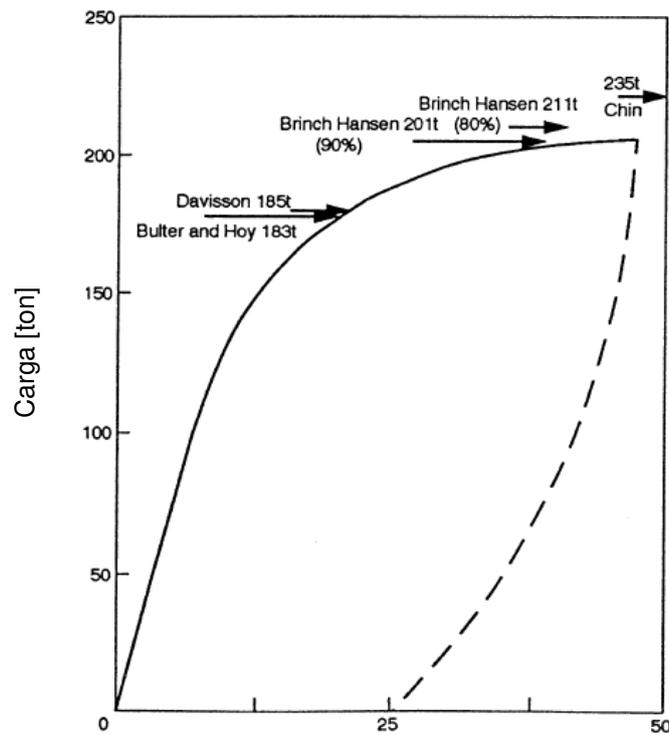


Fig. 44 – Variabilidade da carga de ruptura consoante o método de interpretação utilizado.  
 Fonte:(Fellenius, B.H., 1980)

Na figura encontra-se representado o resultado de um ensaio de carga estático à compressão utilizando um carregamento CRP, o qual foi interpretado segundo cinco das várias metodologias que serão apresentadas posteriormente. Pela análise dos valores representados, encontra-se uma diferença máxima de cerca de 28% no valor da capacidade de carga última, salientando-se assim a variabilidade de resultados que se obtém, de acordo com o procedimento de interpretação utilizado.

## 5.2. CURVA CARGA-DESLOCAMENTO

Quando uma estaca é sujeita a uma carga crescente com um rácio de aplicação rápido ou moderadamente rápido, apresenta uma curva carga-deslocamento como a apresentada na figura (45).

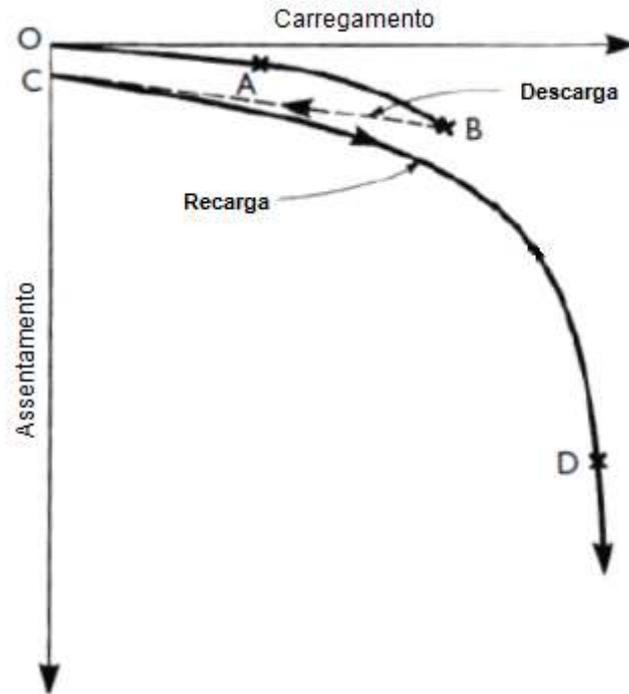


Fig. 45 – Curva carga-assentamento para uma estaca carregada à compressão até à rotura. Fonte: Adaptado de (Tomlinson, M. e Woodward, J., 1993)

Na figura está representado o comportamento de uma estaca com um carregamento de compressão, onde se pode observar um primeiro tramo rectilíneo que vai desde a origem do sistema de eixos, até ao ponto A. Este tramo corresponde à parcela elástica do comportamento ao carregamento da estaca. No caso de se proceder a uma descarga durante este tramo, obtém-se uma recuperação total dos deslocamentos.

Quando a carga aplicada, ultrapassa o ponto A, ocorre um movimento da estaca em relação ao solo, até se atingir o ponto B. Durante este movimento ocorre a mobilização da resistência lateral que vai atingir um valor máximo no ponto B. Como se pode observar pela curva, ao ser efetuado um descarregamento neste ponto, não se obtém uma recuperação total dos deslocamentos, com a distância OC a corresponder ao movimento necessário para mobilizar a resistência lateral máxima. Ao efetuar novo carregamento, obtém-se novo movimento da estaca até se mobilizar a resistência de ponta máxima (ponto D). Neste caso, como já foi mencionada anteriormente a mobilização máxima faz-se para deslocamentos muito superiores aos necessários para mobilizar a resistência lateral.

Quando a fase de plena mobilização da resistência de ponta é atingida, ou seja quando a curva atinge o ponto D, ocorre rotura, com a estaca a mergulhar no solo sem qualquer aumento de carga, ou a apresentar grandes assentamentos para pequenos incrementos de carga.

Num carregamento à tração, as solicitações são transmitidas ao terreno apenas através da mobilização da resistência lateral. Neste caso a curva carga-deslocamento apenas representa os deslocamentos correspondentes ao ramo elástico e à mobilização da resistência lateral, ocorrendo rotura mal seja mobilizada na sua totalidade

### 5.3. MODOS DE ROTURA

Em provas de carga estática existem 3 possíveis modos de rotura geotécnica, desde que se considere que as estacas ensaiadas são suficientemente resistentes, não tendo qualquer dano estrutural (Cintra, J.C. et al., 2013):

- Rotura nítida;
- Rotura física;
- Rotura convencional.

No caso da rotura nítida obtém-se uma curva carga-assentamento como a representada na figura (46), em que se observa claramente uma assintota vertical em determinado ponto do carregamento. Como se pode observar pela figura obtém-se deformações contínuas sem novos acréscimos de carga. Esgota-se a capacidade de mobilizar resistência, ou atinge-se a resistência máxima do sistema solo-estaca. A carga de rotura corresponde ao valor da assintota vertical, sem precisar de qualquer método de interpretação para a sua obtenção.

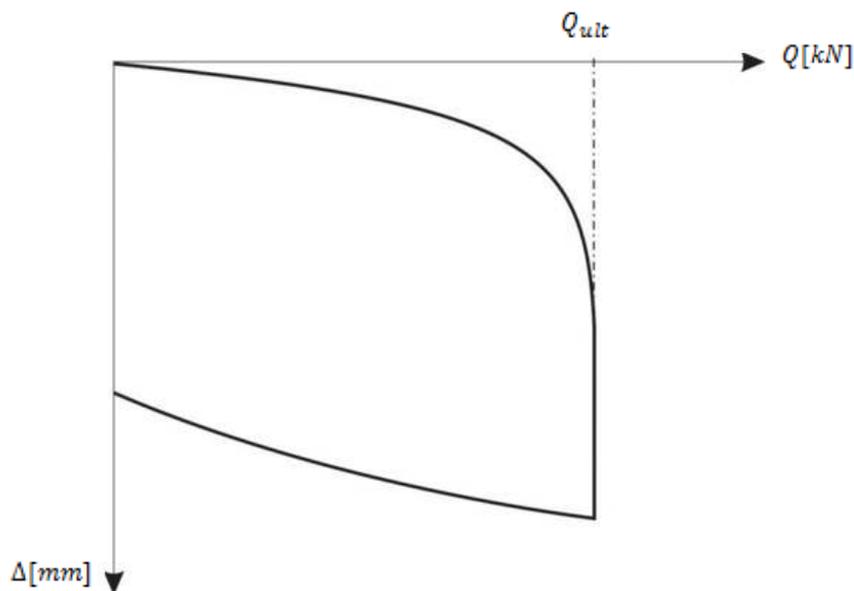


Fig. 46 – Curva carga-assentamento, modo de rotura nítida. Fonte: Adaptado de (Cintra, J.C. et al., 2013)

Outro modo de rotura é aquele em que a curva carga deslocamento apresenta um comportamento assintótico até uma reta vertical, ou seja, à medida que o carregamento é efetuado os pontos medidos tomam a forma de uma reta até que no limite se forma uma reta vertical. O valor da carga de rotura corresponde a um valor de assentamentos a tender para infinito.

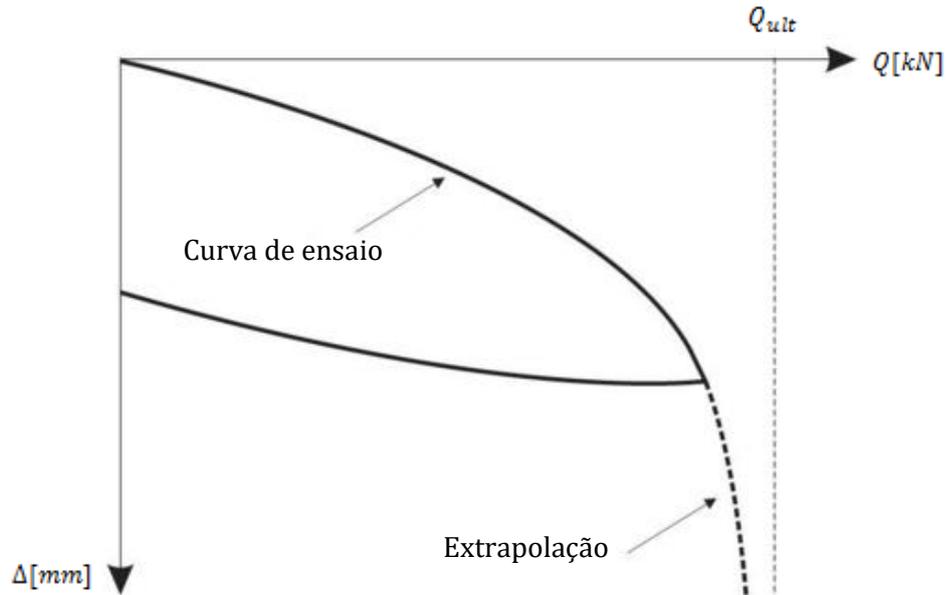


Fig. 47 - Curva carga-assentamento, modo de rotura física. Fonte: Adaptado de (Cintra, J.C. et al., 2013)

Neste tipo de rotura, não se chega a atingir a carga de rotura da estaca durante o ensaio, apresentando uma rotura física. A prova de carga não pode ser continuada devido aos elevados deslocamentos atingidos. Na figura (47) encontra-se extrapolado o comportamento esperado pela curva-carga assentamento para além da carga máxima atingida no ensaio, onde se pode observar claramente este comportamento.

O último modo de rotura, denominado de modo rotura convencional, a curva carga-assentamento apresenta um trecho inicial semelhante aos modos de rotura apresentados, porém nos últimos estágios de carregamento apresenta uma reta descendente.

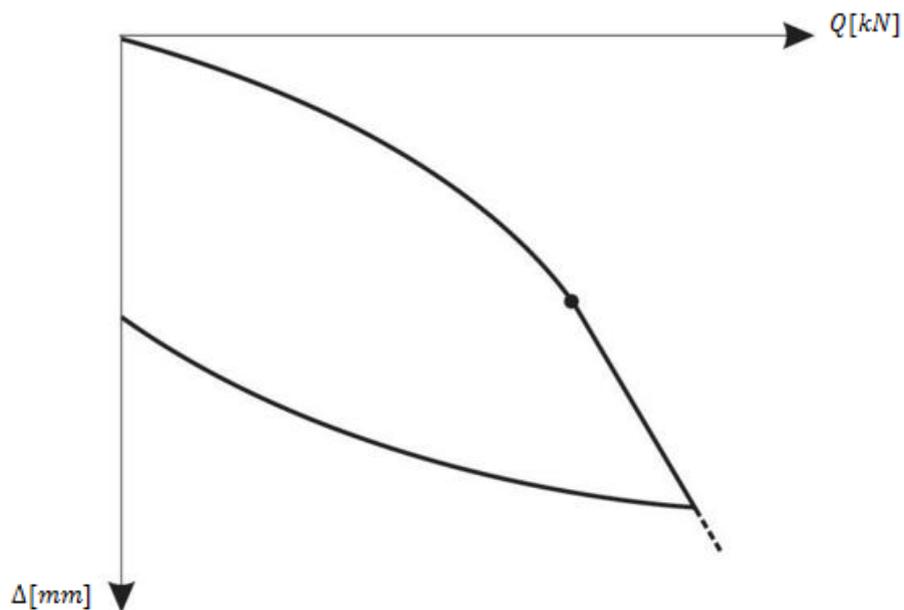


Fig. 48 - Curva carga-assentamento, modo de rotura convencional. Fonte: Adaptado de (Cintra, J.C. et al., 2013)

Neste caso a carga de ensaio podia aumentar indiscriminadamente, com assentamentos crescentes, sem qualquer indício de rotura devido à mobilização total da resistência do sistema solo-estaca. Neste caso como existe uma indefinição do valor da carga de rotura é necessário proceder à aplicação de critérios ou métodos de interpretação. Enquanto as roturas nítidas e físicas apresentam limites para os valores de carga, este modo de rotura admite a existência de valores de carga ou de resistência para além da carga de rotura ou capacidade de carga (Cintra, J.C. et al., 2013).

#### 5.4. EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA CARGA-ASSENTAMENTO

Em muitos casos práticos de realização de provas de carga, os carregamentos aplicados não são suficientes para levar a estaca até à rotura, já que ocorre a sua interrupção antes de se atingir um nível de deformação suficiente para se caracterizar um modo de rotura convencional.

Entre os motivos que levam à interrupção da prova de carga estão:

- Desperdício de longos períodos de tempo e custos elevados de ensaio;
- Utilização da estaca de ensaio na estrutura definitiva;
- Limitação da carga máxima de ensaio devido ao sistema de reação utilizado.

De forma a obter a curva carga-assentamento nestas situações recorre-se a métodos de interpretação que para além de definirem a carga de rotura extrapolam a curva carga-assentamento para além do último estágio de carga aplicada no ensaio:

- Método de Chin's (1970, 1971);
- Método de Van der Veen (1953);
- Método de Mazurkiewicz's (1972);
- Método de Decourt (1996);
- Método de Brinch - Hansen (1963).

Estes métodos podem ser designados por métodos de rotura física ou de carga limite já que apresentam soluções de carga última em que o deslocamento obtido tende para infinito. A utilização destes métodos na extrapolação das curvas carga-deslocamento dos ensaios de tração segundo o subcomité Europeu ISSMGE-ERTC3 é desaconselhada.

#### 5.5. MÉTODOS E CRITÉRIOS DE INTERPRETAÇÃO

Na bibliografia são apresentados oito critérios, com o objetivo de avaliar a carga última da estaca em ensaios à compressão (Tomlinson, M. e Woodward, J., 1993):

- Carga na qual os assentamentos continuam a aumentar, sem qualquer acréscimo da carga aplicada;
- Carga que provoca um assentamento total de 10% do diâmetro da estaca;
- Carga que provoca um aumento desproporcional do assentamento total em relação ao aumento de carga;
- Carga que provoca um assentamento efetivo desproporcional em relação ao aumento de carga aplicada;
- Carga que provoca a cedência plástica ou assentamento efetivo de 6 mm;
- Carga definida pela intersecção de duas linhas tangentes;
- Carga em que a inclinação do assentamento efetivo é igual a 0,25 mm por 10 kN da carga de ensaio;

- Metade da carga em que, quando mantida durante 24 horas, o assentamento efetivo após a remoção da carga não excede 0,25 mm por 10 kN da carga de ensaio.

Porém qualquer que seja o critério de interpretação que se utilize, o objetivo final é validar o comportamento da estaca e sempre que possível definir a carga de ruptura e estimar a carga de segurança. Esta validação vai basear-se na aferição dos seguintes aspetos:

- Verificação do deslocamento obtido para a carga de serviço;
- Verificação da carga última, quer seja limitada por um deslocamento máximo ou pela ruptura do solo;
- Validação da forma como a curva carga-deslocamento se desenvolve.

Os critérios mais utilizados são os denominados por critérios de deslocamento limite ou de ruptura convencional em que se especifica um deslocamento total na cabeça da estaca, correspondente à deformação do material da estaca sob a ação da carga que suporta, mais um assentamento bruto da base da estaca ou uma percentagem do diâmetro ou largura desta. A estaca será aceite se a carga obtida para este deslocamento total, pré-definido antes do ensaio, for superior ou igual à carga de serviço.

Dentro dos critérios de ruptura convencionais, incluem-se todos os critérios que decorrem de artifícios criativos dos seus autores, mas que não necessariamente contemplam uma explicação racional (Cintra, J.C. et al., 2013). No passado um critério de ruptura convencional foi proposto por Terzaghi (1942), em que a carga última da estaca corresponde a 10% do diâmetro da ponta da estaca ( $D_e$ ). Mesmo sendo um critério lógico e correto, no que se refere à compatibilização de assentamentos com a estrutura, não tem em conta a deformação elástica dos materiais, sobrestima assim as estacas curtas e subestima as estacas compridas quando se pretende definir a carga de ruptura (Fellenius, B.H., 1980).

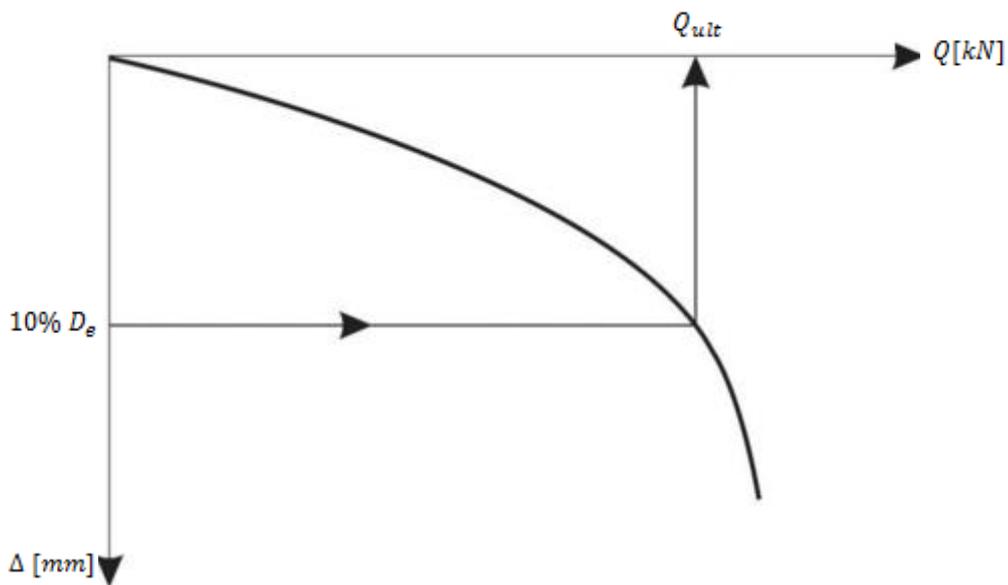


Fig. 49 – Critério de ruptura de Terzaghi (1942). Fonte: Adaptado de (Cintra, J.C. et al., 2013)

A avaliação da carga limite também pode ser efetuada diretamente através da interpretação da curva carga-deslocamento obtida através do ensaio. Uma das formas mais simples é a obtenção da carga de última através da intersecção de duas linhas, em que uma corresponde à tangente da parte pseudo-elástica do carregamento e a segunda à tangente da parte pseudo-plástica do carregamento, em que o valor da carga para qual as linhas se intersectam, corresponde à carga de ruptura (Prakash, S. e Sharma, H.D., 1990).

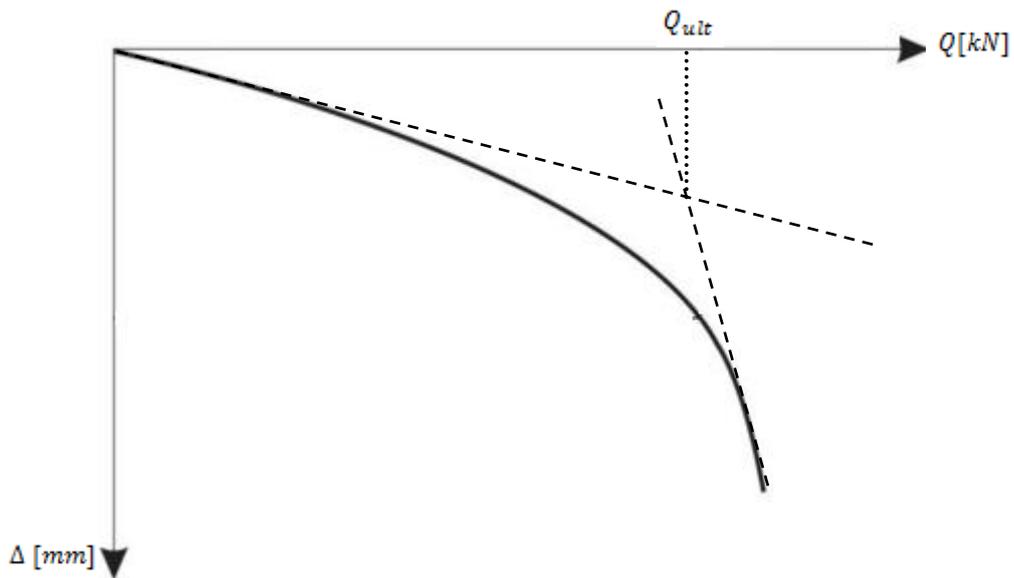


Fig. 50 – Critério de rotura das retas tangentes. Fonte: Elaborado pelo autor

Esta forma de obter a carga de rotura apresenta grandes inconvenientes, já que qualquer erro de escala no desenho da curva carga-assentamento ou uma mudança nesta mesma escala já apresenta valores de carga de rotura diferentes (Fellenius, B.H., 1980, Velloso, D. e Lopes, F., 2011) .

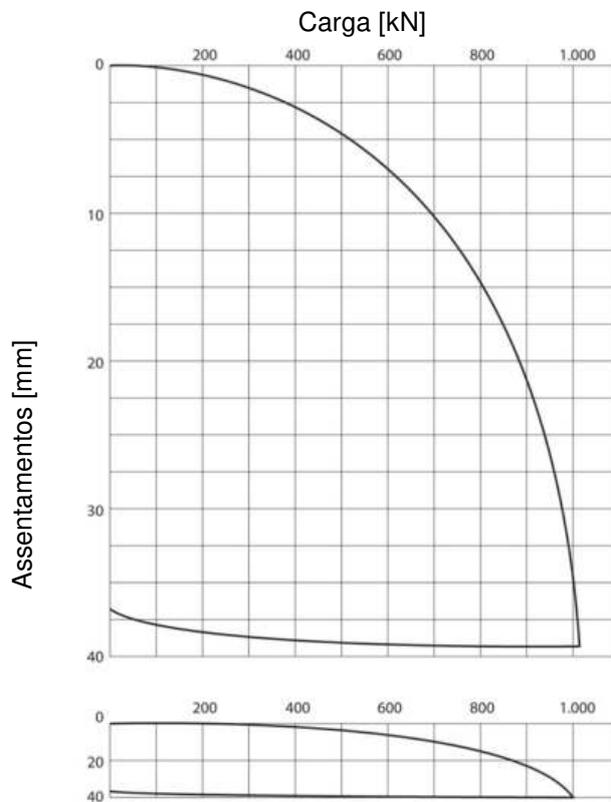


Fig. 51 – Curva carga-assentamento com escalas diferentes. Fonte: Adaptado de (Van der Veen, C., 1953)

Para além dos critérios mencionados para a interpretação da carga rotura que se baseiam no valor do diâmetro da estaca ou nas zonas elásticas e plásticas do carregamento, existem os métodos que se baseiam na aplicação de:

- Regras geométricas às curvas carga-deslocamento;
- Extrapolação da curva carga-deslocamento e que buscam uma assintota.

Especificamente nos ensaios de carga à tração, a determinação da carga última varia de acordo com os movimentos toleráveis pela estrutura. Geralmente, a carga de rotura num ensaio à tração é mais facilmente definida, quando comparada com a carga de compressão exercida durante um ensaio de carga. Isto deve-se ao facto da disponibilidade de resistência ao arrancamento, diminuir drasticamente após se atingir a rotura (Prakash, S. e Sharma, H.D., 1990).

Todos os métodos a seguir apresentados encontram-se na bibliografia como métodos de interpretação de ensaios de carga à compressão, não havendo um método amplamente aceite para a definição da capacidade de carga da estaca a partir de um ensaio estático à tração (Hannigan, P.J. et al., 2006). Na interpretação deste tipo de ensaio, devem ser utilizados critérios que definem um deslocamento bruto para a cabeça da estaca, métodos que definem um declive para o desenvolvimento da curva carga-deslocamento, ou ainda os métodos que definem o movimento elástico da estaca e somam um determinado deslocamento para a obtenção da capacidade de carga (Fuller, F.M., 1983).

São definidos assim 3 critérios, mais ou menos aceites na prática para a interpretação da carga última à tração (Prakash, S. e Sharma, H.D., 1990):

- Carga última atingida quando se obtém um valor de deslocamento na cabeça da estaca igual ao deslocamento elástico mais 6,35 mm;
- Carga última obtida através da intersecção de duas retas tangentes na curva carga-deslocamento;
- Carga última atingida quando se obtém um deslocamento ascendente da cabeça da estaca desproporcional ao carregamento.

Um outro critério para os ensaios à tração, desta feita muito mais conservativo, é mencionado por (Hussein, M. e Sheahan, J., 1993) consistindo na obtenção da carga última a partir do deslocamento elástico na cabeça da estaca mais um deslocamento bruto de 2,54 mm. A *FHWA (Federal Highway Administration)* também apresenta uma proposta para este valor de deslocamento bruto de 4 mm.

A obtenção da carga correspondente a um deslocamento desproporcional ao carregamento nos ensaios à tração e à compressão, pode ser efetuada de forma analítica ou gráfica, a partir do ponto de maior curvatura da linha dada por um fator de fluência,  $k_s$ , em função da carga aplicada, (De Cock, F. et al., 2003). Este fator é calculado a partir da evolução do deslocamento ao longo do tempo em cada patamar de carga:

$$k_s = \frac{\Delta_f - \Delta_i}{\log\left(\frac{t_f}{t_i}\right)} \quad (5.1)$$

Em que  $\Delta_f$  e  $\Delta_i$ , representam os deslocamentos em milímetros medidos nos tempos finais e iniciais dos patamares de carga ( $t_f$  e  $t_i$  respectivamente). O intervalo de tempo a adotar para o cálculo tem de ser igual em todos os patamares de carga.

Um critério de rotura útil, para a obtenção da carga última, deve ser baseado em regras matemáticas e permitir a repetição na obtenção de valores, independentemente das relações de escala e da opinião de

quem interpreta os resultados. Deve ser considerada a forma da curva carga-assentamento, e/ou as dimensões da estaca. Sem uma definição adequada desses critérios, a interpretação dos resultados torna-se inútil (Fellenius, B.H., 1980).

Citando Davisson, 1970: “Provas de carga não fornecem respostas, apenas dados para interpretar”.

#### 5.5.1. MÉTODO DE DAVISSON (1972)

O método proposto por Davisson (1972), também chamado método limite de compensação é um método que procura encontrar uma carga limite, definida como a carga correspondente ao movimento que excede a componente elástica do deslocamento por uma margem de 4 mm mais um fator igual ao diâmetro ou largura da estaca ( $B$ ) dividido por 120.

Para a aplicação deste método é preciso antes de mais obter o movimento elástico devido ao carregamento ( $\Delta_{elástico}$ ):

$$\Delta_{elástico} = \frac{Q \times L}{A \times E} \quad (5.2)$$

Em que:

$Q$  - Carga aplicada;

$L$  - Comprimento da estaca;

$A$  - Área da secção transversal da estaca;

$E$  - Módulo de elasticidade do material da estaca.

Este cálculo do movimento elástico é feito de forma simplificada, já que, à medida que se avança em profundidade na estaca, tem-se um decréscimo da força normal, ou seja, a carga  $Q$  não atua integralmente em toda a estaca. Na realidade, pode-se obter uma deformação menor do que a calculada.

Na área da curva carga-deslocamento procede-se à introdução de uma reta baseada na equação anterior (OA), seguidamente procede-se ao desenho de uma reta paralela a esta (BC), a uma distância  $x$ , em que:

$$x = 4 + \frac{B}{120} \quad (5.3)$$

A carga de rotura ou limite de Davisson é obtida pela intersecção da reta BC com a curva carga deslocamento (ponto C). Na figura seguinte pode ser observado um esquema representativo da aplicação deste método.

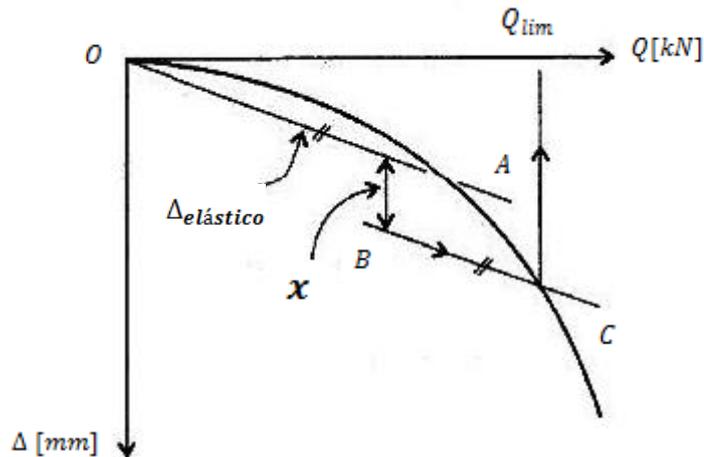


Fig. 52 – Curva carga-assentamento, método de Davidson (1972). Fonte: Adaptado de (Velloso, D. e Lopes, F., 2011)

Este método foi desenvolvido em conjunto com a análise das equações de onda em estacas cravadas, sendo utilizado principalmente neste tipo de estaca quando ensaiadas segundo o procedimento de carregamento QML (Fellenius, B.H., 1980). Uma das vantagens na aplicação desta metodologia de interpretação é o facto de se poder desenhar a linha BC mesmo antes de se realizar o ensaio, podendo ser utilizado como um critério de aceitação para os ensaios de carga, de prova de conformidade.

#### 5.5.2. MÉTODO DA NORMA BRASILEIRA NBR 6122 (ABNT 2010)

A norma brasileira NBR 6122, sugere um método baseado no método proposto por Davisson (1972), em que a carga limite pode ser convencionada como a carga correspondente à intersecção da curva carga-deslocamento com a reta de equação:

$$\Delta = \frac{D}{30} + \Delta_{\text{elástico}} = \frac{D}{30} + \frac{Q \times L}{A \times E} \quad (5.4)$$

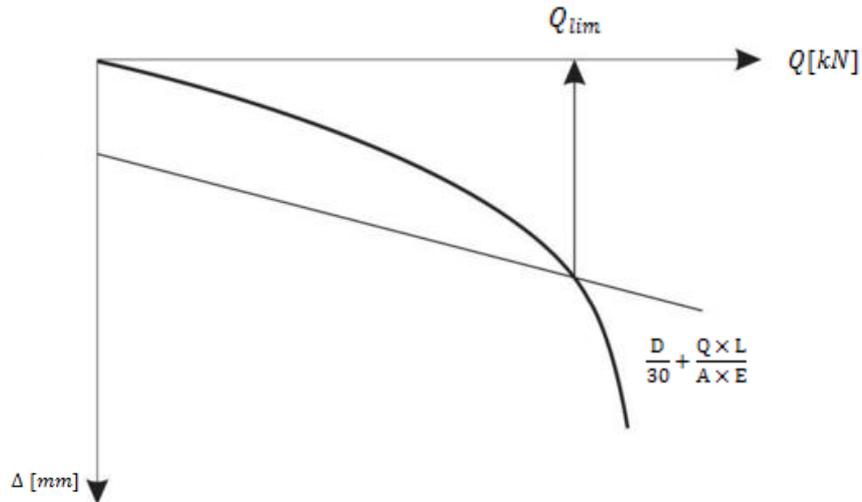


Fig. 53 – Curva carga-afundamento, método da norma brasileira NBR 6122. Fonte: Adaptado de (Cintra, J.C. et al., 2013)

Em que  $D$ , corresponde ao diâmetro da estaca, no caso de a estaca não possuir secção circular deve ser utilizado o diâmetro do círculo circunscrito à secção. Este método apenas pode ser utilizado para estacas com diâmetros iguais ou superiores a 0,60 m.

### 5.5.3. MÉTODO DE CHIN'S (1970, 1971)

O método proposto por Chin's assume que a curva carga-afundamento quando se aproxima da carga de rotura toma uma forma hiperbólica. O método consiste em ajustar uma reta aos pontos obtidos através do ensaio de carga estático. Para isso o método prescreve a realização de um gráfico em que no eixo das abcissas estão as medições de deslocamento obtidos no ensaio de carga e no eixo das ordenadas para cada um dos valores, a seguinte razão:

$$\frac{\Delta [mm]}{Q [kN]} \tag{5.5}$$

Após algumas variações iniciais os pontos representados tomam a forma de uma linha reta. O valor da carga de rotura corresponde ao inverso do coeficiente angular da reta ajustada. Porém, quando esse valor for superior à carga máxima de ensaio recomenda-se o uso da carga máxima como a capacidade de carga última.

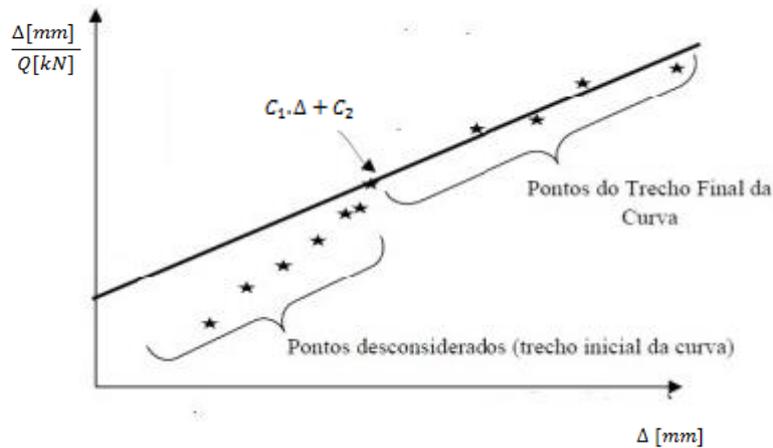


Fig. 54 – Interpretação do ensaio de carga estática pelo método de Chin's.

$$\frac{\Delta [mm]}{Q [kN]} \approx C_1 \cdot \Delta + C_2 \quad (5.6)$$

$$Q_{ult} = \frac{1}{C_1} \quad (5.7)$$

Este procedimento pode ser utilizado no procedimento de carregamento CPR, e no QML e SML desde que os intervalos de tempo entre patamares de carga se mantenham constantes. O valor obtido para a carga de ruptura é geralmente superior ao valor de carga limite de Davisson (1972) em cerca de 20 a 40%, quando isso não se verifica é aconselhada a revisão dos resultados de ensaio (Fellenius, B.H., 1980).

#### 5.5.4. MÉTODO DE VAN DER VEEN (1953)

O método de Van der Veen (1953), associa a curva carga-assentamento a uma função exponencial com a seguinte equação:

$$Q = Q_{ult} \times (1 - e^{-\alpha \cdot \Delta}) \quad (5.8)$$

Em que,  $Q$  corresponde à carga medida em ensaio,  $\Delta$  o respetivo deslocamento,  $Q_{ult}$  a carga última desconhecida e  $\alpha$  o parâmetro que define a forma da curva carga-deslocamento. Com isto e reescrevendo a expressão (5.8) obtém-se a seguinte relação linear:

$$-\ln\left(1 - \frac{Q}{Q_{ult}}\right) = \alpha \cdot \Delta \quad (5.9)$$

Os valores de  $Q_{ult}$  e  $\alpha$ , são obtidos através desta mesma relação linear, por tentativas. Utilizando os pontos conhecidos da curva medida em campo e para diferentes valores de carga última, traçam-se

gráficos com a expressão (5.9) em abcissas e os deslocamentos em ordenadas. Este processo termina quando para uma carga última arbitrada, se obtém uma aproximação da curva traçada a uma reta ( $r^2 \cong 1$ ).

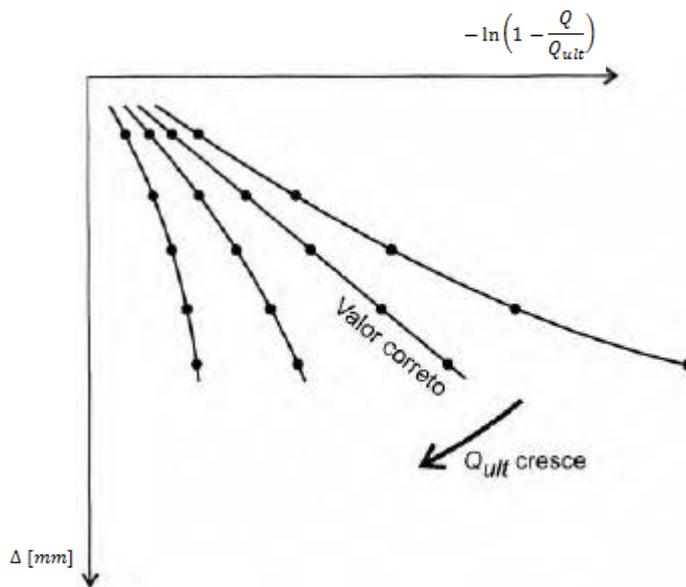


Fig. 55 – Solução gráfica de Van der Veen. Fonte: Adaptado de (Velloso, D. e Lopes, F., 2011)

A carga última ( $Q_{ult}$ ), fica definida como a carga arbitrada que originou a reta. Por sua vez isolando a variável  $\alpha$  da equação (5.9), e calculando o seu valor para os pontos conhecidos, obtém-se uma série de valores, dos quais a média é o valor de alfa. Aplicando a equação (5.8) obtém-se a curva carga-assentamento extrapolada.

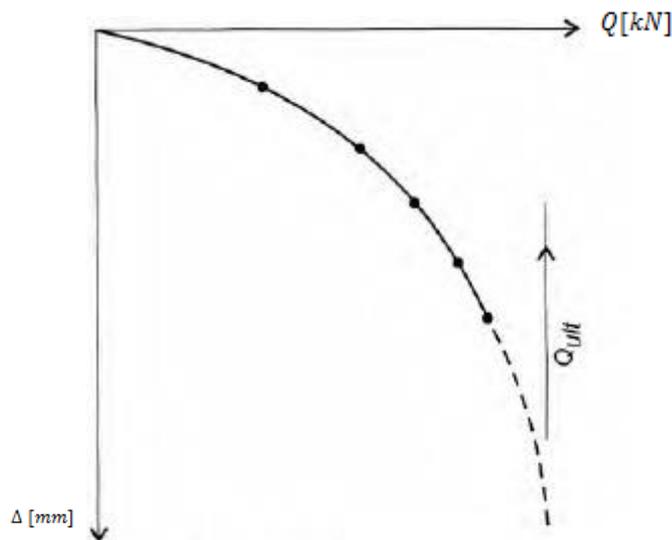


Fig. 56 – Curva carga-assentamento extrapolada pelo método de Van der Veen. Fonte: Adaptado de (Velloso, D. e Lopes, F., 2011)

A extrapolação de curvas carga-assentamento por este método pressupõe que no ensaio tenha sido ultrapassado a fase de comportamento elástico da estaca. Extrapolações de curvas de ensaio que ficaram no trecho inicial (elástico), conduzem a valores de carga de rotura exagerados.

## 5.5.5. MÉTODO DE BRINCH - HANSEN (1963)

Brinch – Hansen, propôs dois métodos para a definição da carga de rotura:

- Método dos 90%;
- Método dos 80%.

No primeiro, a carga de rotura é obtida através de um método de tentativa erro, sendo definida como a carga que impõe o dobro do movimento na cabeça da estaca em relação ao movimento obtido para 90% dessa mesma carga. Ou seja, para uma carga de ensaio hipotética de 2000 kN com um movimento na cabeça da estaca de 50 mm, ser definida como a carga de rotura, tem que o patamar de carga relativo aos 1800 kN ( $0,9 \times 2000 = 1800$ ) corresponder a um movimento de 25 mm. Este método é aplicável para o procedimento de carregamento CRP, qualquer que seja o tipo de solo.

O método dos 80%, define que para valores finitos de assentamento, a carga última pode ser calculada pela equação:

$$Q = \frac{\sqrt{\Delta}}{\alpha + \beta \cdot \Delta} \quad (5.10)$$

A carga última é então definida como a carga em que para um movimento na cabeça da estaca igual a  $\Delta_{ult}/4$  se obtém  $0,8 \times Q_{ult}$ . Ou seja, a carga última corresponde a 4 vezes o assentamento medido para 80% dessa mesma carga. O valor desta carga última pode ser obtida de forma similar ao método de Chin's (1970, 1971), desta feita representando um gráfico com os movimentos obtidos no ensaio, no eixo das abcissas e nas ordenadas a razão seguinte:

$$\frac{\sqrt{\Delta[mm]}}{Q[kN]} \quad (5.11)$$

Representando o gráfico obtém-se os valores de  $\alpha$  e  $\beta$  por regressão linear reescrevendo a equação (5.9)

$$\frac{\sqrt{\Delta[mm]}}{Q[kN]} = \alpha + \beta \cdot \Delta \quad (5.12)$$

Ao utilizar este método dos 80% é importante verificar que o ponto  $0,8Q_{ult} / 0,25 \Delta_{ult}$ , se encontra de facto na curva de ensaio medida.

Em relação ao método de Chin's (1970, 1971), o método de Brinch-Hansen (1963) avalia a curva carga-deslocamento como sendo aproximadamente parabólica enquanto o método de Chin's (1970, 1971) aproxima a uma curva hiperbólica. A forma da curva é aproximada mas vai ter influência no resultado final com o critério de 80% de Brinch – Hansen (1963) a resultar em valores da carga de rotura aproximadamente 10% inferiores aos obtidos através do método de Chin's (1970, 1971) (Fellenius, B.H., 1980).

Este método pode ser utilizado quer no procedimento CPR, QML ou SML, porém não pode ser utilizado caso ocorra ciclos de descarga ou o mergulho da estaca no solo não seja atingido (Prakash, S. e Sharma, H.D., 1990).

### 5.5.6. MÉTODO DE DE BEER (1967)

O método de De Beer (1967), consiste na representação da curva carga-assentamento com a carga e os movimentos medidos em escala logarítmica o que resulta em duas linhas retas com diferentes inclinações.

A carga última corresponde ao ponto que define a mudança de declive.

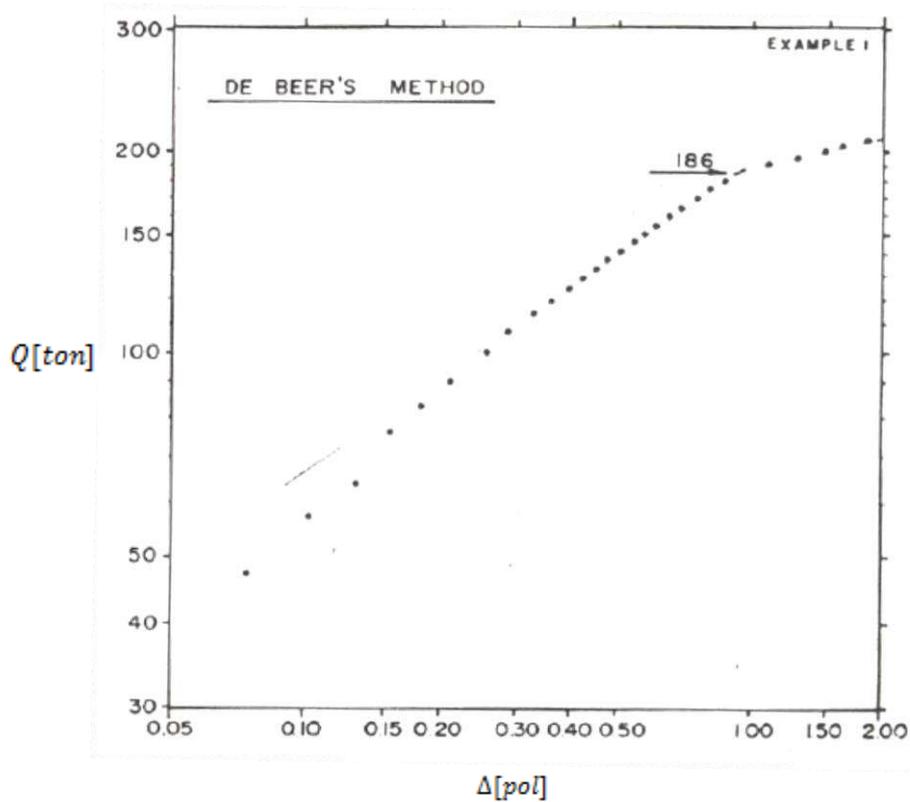


Fig. 57 – Exemplo de aplicação do método de De Beer (1967). Fonte: (Fellenius, B.H., 1980)

Este método de interpretação foi inicialmente proposto para o procedimento de carregamento SML.

### 5.5.7. MÉTODO DE MAZURKIEWICZ'S (1972)

O método proposto por Mazurkiewicz (1972) propõe a escolha de uma série de valores  $K$ , de movimento medidos em ensaio, igualmente espaçados e escolhidos arbitrariamente. Ou seja:

$$\Delta_{k+1} = \Delta_k + y, \text{ onde } y \text{ é constante} \quad (5.13)$$

Escolhidos estes valores, os respectivos valores de carga são representados num gráfico  $(Q_{k+1} - Q_k)$  contra  $Q_{k+1}$ , a linha reta ajustada ao gráfico nos pontos finais, define o valor da carga ultima, na condição:

$$\Delta Q = (Q_{k+1} - Q_k) = 0 \quad (5.14)$$

Uma forma expedita de aplicar este método, sem o auxílio de qualquer tipo de gráfico auxiliar, consiste igualmente na escolha dos valores de movimento da curva de ensaio, e desenhar no próprio gráfico da curva carga-deslocamento, linhas horizontais a partir desses pontos até intersectar o eixo das cargas aplicadas. Seguidamente, a partir dos pontos de intersecção, desenhar linhas a formar um ângulo de 45° com o eixo, até estas intersectarem a linha horizontal do deslocamento seguinte. Estas intersecções vão formar a linha reta aproximada obtida no gráfico  $(Q_{k+1} - Q_k)$  vs  $Q_{k+1}$ , que quando intersecta o eixo das cargas fornece o valor da carga última.

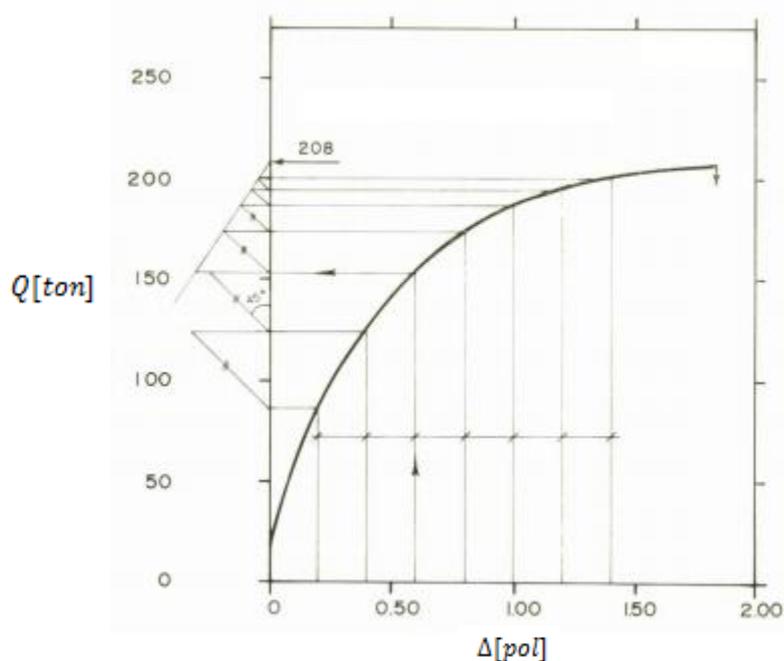


Fig. 58 - Exemplo de aplicação do método de Mazurkiewicz's (1972). Fonte: (Fellenius, B.H., 1980)

O método assume que a curva carga-deslocamento é aproximadamente parabólica, desta forma o valor da carga última deve estar próxima do valor obtido para o método dos 80% de Brinch-Hansen (1963).

#### 5.5.8. MÉTODO DE BUTLER E HOY (1977)

Este método utiliza duas linhas tangentes, de forma semelhante ao critério já apresentado em (5.4). Da mesma forma que o critério apresentado, este método consiste no traçado de uma reta tangente ao trecho inicial da curva carga-deslocamento, no entanto a segunda reta tangente que vai intersectar com esta, de forma a indicar o valor da carga última é desenhada com uma inclinação de 0.13mm/kN.

#### 5.5.9. MÉTODO DE DECOURT (1996)

Decourt (1992), propôs um método baseado num gráfico de rigidez, com a carga de ensaio no eixo das abcissas e nas ordenadas a seguinte razão:

$$\frac{Q[kN]}{\Delta[mm]} \quad (5.15)$$

Com o aumento gradual do carregamento na estaca, a rigidez da fundação vai tender para zero, logo no limite o deslocamento tende para infinito ( $\Delta(mm) \rightarrow \infty$ ) e a carga  $Q$  para  $Q_{ult}$ . Considerando uma variação linear da rigidez:

$$\frac{Q[kN]}{\Delta[mm]} = \alpha + \beta \cdot Q \quad (5.16)$$

Com alfa e beta a serem determinados por regressão linear dos dados de campo e a carga última considerando na equação (5.15):

$$\frac{Q[kN]}{\Delta[mm]} = 0 \quad (5.17)$$

Logo,

$$Q_{ult} = -\frac{\alpha}{\beta} \quad (5.18)$$

# 6

## ENSAIOS ESTÁTICOS NOS SOLOS ARGILOSOS DA CIDADE DO MÉXICO

### 6.1. CIDADE DO MÉXICO

#### 6.1.1. GEOLOGIA E CARACTERIZAÇÃO HISTÓRICA

O Vale do México, onde se situa a cidade do México é na realidade uma bacia fechada, formada a partir de atividade vulcânica ocorrida há cerca de 700 mil anos. Este acontecimento gerou a criação de uma cortina natural, chamada serra de *Chichinautzin*, que obstrui a drenagem dos cursos de água até ao rio Balsas (Centeno, D.P., 2009). A bacia encontrava-se sobre uma superfície com cerca 7160 km<sup>2</sup>, rodeada por formações vulcânicas. A sua base interior tem cerca de 2050 km<sup>2</sup>, tendo sido ocupada por vários lagos após o encerramento do vale.

Os cursos de água que desciam o vale depositaram em grandes aluviões os materiais vulcânicos e piroclásticos arrastados nos seus percursos, convergindo estes materiais até aos lagos. A parte central da bacia foi assim preenchida por estes materiais, intercalados por carregamentos de materiais siltes-arenosos e siltes argilosos. Por sua vez, junto aos pés das serras, devido às mudanças bruscas de declive dos rios, geraram-se grandes depósitos aluvionares de composições diversas, consequência da erosão dinâmica devido às chuvas intensas.

Criaram-se, assim, depósitos lacustres quaternários a Sul (*Chalco*), no centro (Vale do México) e a Norte (*Cuatitlán-Zumpango*), que embora tenham a mesma origem, diferem nas suas características. A sul o depósito originou-se por acumulação de tufos principalmente basálticos, no centro por acumulação de tufos andesíticos e a norte por acumulação de tufos pomíticas dacítico-riolíticas (Auvinet, G. e Juárez, M., 2011).

A área metropolitana da Cidade do México situa-se na zona sudoeste da bacia, rodeada por grandes elevações topográficas, a oeste pela *Sierra de las Cruces*, a norte pela *Sierra de Guadalupe*, a este pela *Sierra Nevada* e a *Sierra Chichinautzin* a sul. A partir do final do século 18, com a construção do canal de drenagem *Nochistongo*, a bacia do México deixou de ser fechada. Já no século 20, os lagos foram drenados a partir da construção de túneis de grande capacidade. Atualmente, com a exceção de pequenos corpos de água, os lagos praticamente desapareceram, com grande parte da cidade a ser erguida sobre os sedimentos lacustres (Auvinet, G. e Juárez, M., 2011, Shelley, E., 2011).

### 6.1.2. ZONAMENTO GEOTÉCNICO

Tendo em conta uma grande quantidade de sondagens realizadas a diferentes profundidades, foram definidas três grandes zonas geotécnicas distintas (Auvinet, G. e Juárez, M., 2011, Centeno, D.P., 2009, Marsal, R.J. e Mazari, M., 1969):

- **Zona 1 (Montanhas):** Rochas e solos geralmente firmes, depositados fora do ambiente lacustre, mas onde podem existir, à superfície ou intercalados, depósitos arenosos em estado solto ou argilosos moles. Nesta zona é frequente a presença de cavidades nas rochas e de túneis ou cavernas escavada para a exploração de minas de areia;
- **Zona 2 – (Transição):** Zona em que os depósitos mais profundos se situam a 20 metros de profundidade ou menos, sendo constituídos por estratos arenosos e siltes arenosos intercalados com camadas de argila lacustre. A espessura destas camadas é variável, podendo ter dezenas de centímetros até poucos metros;
- **Zona 3 – (Lago):** Constituída por grandes depósitos de argila altamente compressível, separados por camadas arenosas com um diverso teor de silte ou argila. Estas camadas arenosas são geralmente medianamente compactas a muito compactas, com espessura que pode ir de poucos centímetros até vários metros. Os depósitos de argila são cobertos superficialmente por solos aluvionares, materiais secos e camadas artificiais. A espessura deste conjunto pode ser superior a 50 metros.

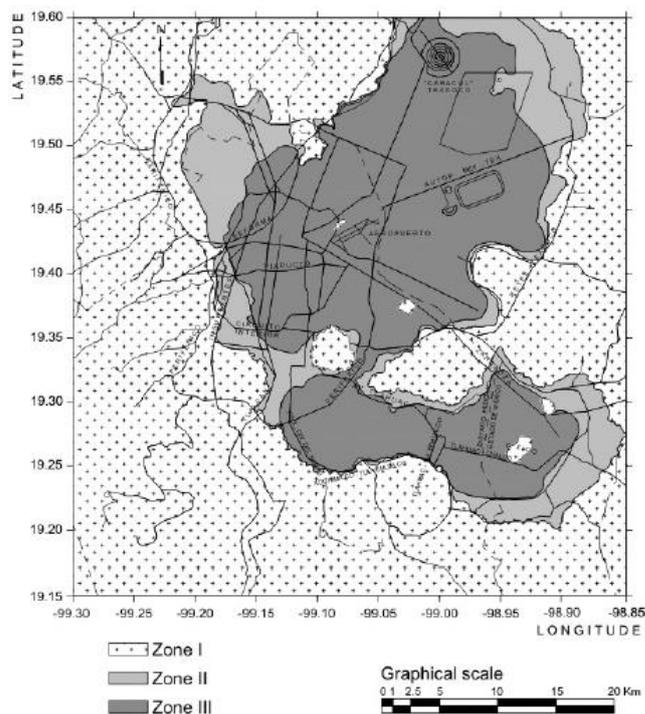


Fig. 59 – Zonamento geotécnico na Cidade do México. Fonte: (Auvinet, G. e Juárez, M., 2011)

### 6.1.3. ESTRATIGRAFIA

A estratigrafia do solo da Cidade do México, foi sendo conceptualizada como tendo a seguinte configuração de estratos:

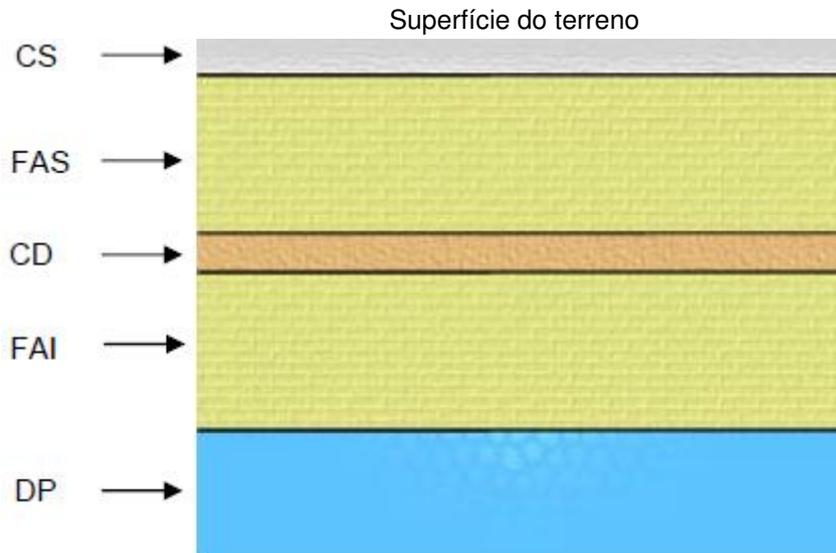


Fig. 60 – Distribuição estratigráfica. Fonte: (Centeno, D.P., 2009)

À superfície aparece uma crosta superficial (CS) ou preenchimento artificial com vários metros de espessura, seguida da formação argilosa superior (FAS), camada dura (CD), formação argilosa inferior (FAI) e depósitos profundos (DP). Os estratos FAS e FAI correspondem a argilas de alta compressibilidade, com baixas resistências e muito baixas permeabilidades. Por sua vez estes estratos são separados por uma camada dura constituída por uma formação arenoso-argilosa, geralmente com 3 metros de espessura a uma profundidade típica de 30 a 35 metros (Auvinet, G. e Juárez, M., 2011, Centeno, D.P., 2009). Os depósitos profundos funcionam como aquíferos.

### 6.1.4 PROPRIEDADES DAS ARGILAS DA CIDADE DO MÉXICO

Os valores médios das propriedades índice das argilas da Cidade do México encontram-se no quadro seguinte:

Quadro 10 – Valores médios das propriedades índice na Zona 2. Fonte: (Auvinet, G. e Juárez, M., 2011)

Propriedade	FAS	CD	FAI
Teor em água $w$ (%)	270	58	191
Limite de liquidez $w_L$ (%)	300	59	288
Limite de plasticidade $w_P$ (%)	86	45	68
Densidade de sólidos $S_s$	2,3	2,58	2,31
Índice de vazios inicial $e_0$	6,17	1,36	4,53
Resistência à compressão não confinada $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	85	24	160

Em certas áreas, os valores de teor em água da zona lacustre podem ser superiores ao apresentado no quadro, com casos em que se excede os 500%, e índices de plasticidade de 300% (Auvinet, G. e Juárez, M., 2011). Tanto a formação argilosa superior como a inferior, pela análise do quadro apresentam um elevado grau de plasticidade.

As argilas dos depósitos lacustres são caracterizadas pela sua alta compressibilidade, com valores de índice de compressibilidade que podem chegar a 10, quando a maioria dos solos apresentam um valor inferior a um (Díaz-Rodríguez, J., 2006). O valor de resistência ao corte da argila é superior aquela que seria de esperar, tendo em conta o valor do teor em água, mostrando que este material é muito bem estruturado. No entanto, a resistência não drenada pode ser inferior à resistência à compressão não confinada (Auvinet, G. e Juárez, M., 2011).

Em termos de comportamento estático, os sedimentos lacustres da cidade do México apresentam um comportamento elástico até se atingir o esforço de fluência. A partir desse esforço, há um rompimento entre partículas, como o solo a mostrar excessiva deformação e mudanças de volume com predominante consolidação secundária (Díaz-Rodríguez, J., 2006).

#### 6.1.5. PROBLEMAS NAS FUNDAÇÕES

A Cidade do México apresenta, provavelmente as piores condições do mundo para os projetos de fundação, pois está localizado, como já foi referido, sobre um antigo lago preenchido até grandes profundidade por camadas de argila intercaladas de lentes de areia. As partículas de cinza vulcânica fina que se depositaram pela ação combinada da água que fluía para o lago e do vento que soprava as partículas sobre a água, deram origem a uma formação rara de argila mole, cujo volume se reduz a apenas um décimo do valor inicial após a expulsão da água dos seus vazios (Tschebotarioff, G.P., 1978).

Os principais problemas que um Engenheiro encontra na Cidade do México, durante o desenho e construção das fundações, para além das propriedades singulares dos solos lacustres, são:

- Assentamento regional;
- Sismicidade.

O assentamento que se verifica em toda a cidade deve-se ao facto de o solo se encontrar em processo de consolidação, consequência da drenagem das águas subterrâneas. A magnitude do assentamento e as suas velocidades variam de uma zona da cidade à outra uma vez que dependem das espessuras dos estratos argilosos compressíveis, da bombagem da zona, das anomalias geotécnicas, entre outros fatores.

Este assentamento começou por ser descoberto a partir de medições no solo em 1891, tendo-se verificado que a velocidade de assentamento na altura variava entre os 3 a 5 cm/ano. Em 1947 novas medições mostraram que as velocidades aumentaram, situando-se entre os 15 a 30 cm/ano. Atualmente verifica-se uma velocidade de assentamentos entre os 5 a 7 cm/ano na zona histórica da cidade, com zonas do vale do México a chegar ainda aos 40 cm/ano (Cervantes, M., 2013, Díaz-Rodríguez, J., 2006).

Os assentamentos regionais têm afetações importantes nas fundações localizadas sobre estratos resistentes, produzindo uma emersão aparente do edifício a longo prazo, uma vez que o edifício não segue a velocidade de assentamento do solo que o rodeia. Deste modo, tendo em conta o assentamento regional devido à bombagem de água na Cidade do México, relativamente a solos argilosos altamente

compressíveis, a configuração ideal para uma fundação profunda é uma fundação que não penetre numa camada dura de modo a evitar a emersão da estrutura (Cervantes, M., 2013).

Em termos sísmicos, a vulnerabilidade da cidade do México já foi confirmada pela ocorrência de vários eventos, entre os quais se destaca o sismo ocorrida a 19 de setembro de 1985, que provocou a queda de centenas de edificações na zona urbana.

## **6.2. CASO DE ESTUDO**

### **6.2.1 GENERALIDADES**

O caso de estudo em análise corresponde a um conjunto de três ensaios estáticos em estacas, efetuados no decorrer de um projeto na cidade do México. As estacas ensaiadas foram dimensionadas com o objetivo de funcionarem sobre ações de compressão, porém, devido a questões económicas e de espaço em obra, optou-se por realizar os ensaios à tração.

Esta opção só se tornou possível, devido às condições geotécnicas especiais verificadas na Cidade do México, com a existência de solos argilosos moles de grande espessura, em que as estacas instaladas geralmente não penetram em camadas duras em profundidade. Visto isto, mesmo à compressão a sua capacidade resistente desenvolve-se ao longo do seu fuste, com a resistência de ponta a possuir um papel quase insignificante na sua capacidade de carga. Os ensaios foram realizados em condições não drenadas, o que leva a que resistência lateral corresponda apenas à parcela da aderência solo-estaca, com as cargas de ensaio a serem limitadas por limites de fluência.

A execução dos ensaios estáticos deve-se à necessidade de eliminação de incertezas presentes na avaliação da capacidade de carga a partir de uma análise em tensões totais. Para a realização dessa análise foram efetuados diversos ensaios in-situ, nomeadamente, CPT e de corte rotativo (Vane-Test) e ainda ensaios de laboratório.

Com a realização de ensaios à tração foi possível uma poupança significativa na instalação de um sistema de ensaio complexo, já que um ensaio à compressão, nas condições de terreno verificadas teria de ser efetuado com o auxílio de estacas de reação. Aliada às questões económicas estavam também as condições de espaço em obra, que tornaram a realização do ensaio à tração muito mais cómoda.

### **6.2.2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO**

Para caracterizar os solos onde seriam instaladas as estacas foram efetuadas diversas sondagens, com a recuperação contínua de amostras alteradas a partir de um amostrador normalizado (SPT). Nos solos mais brandos foi utilizado o cone piezométrico com a medição da resistência de ponta, lateral, e pressões neutras. Seguidamente é apresentada uma das sondagens representativas do terreno onde foram realizados os ensaios que vão ser analisados. Na figura, estão representados ainda os valores de resistência de ponta obtidos a partir do ensaio CPT, bem como a estratigrafia do terreno atravessado.

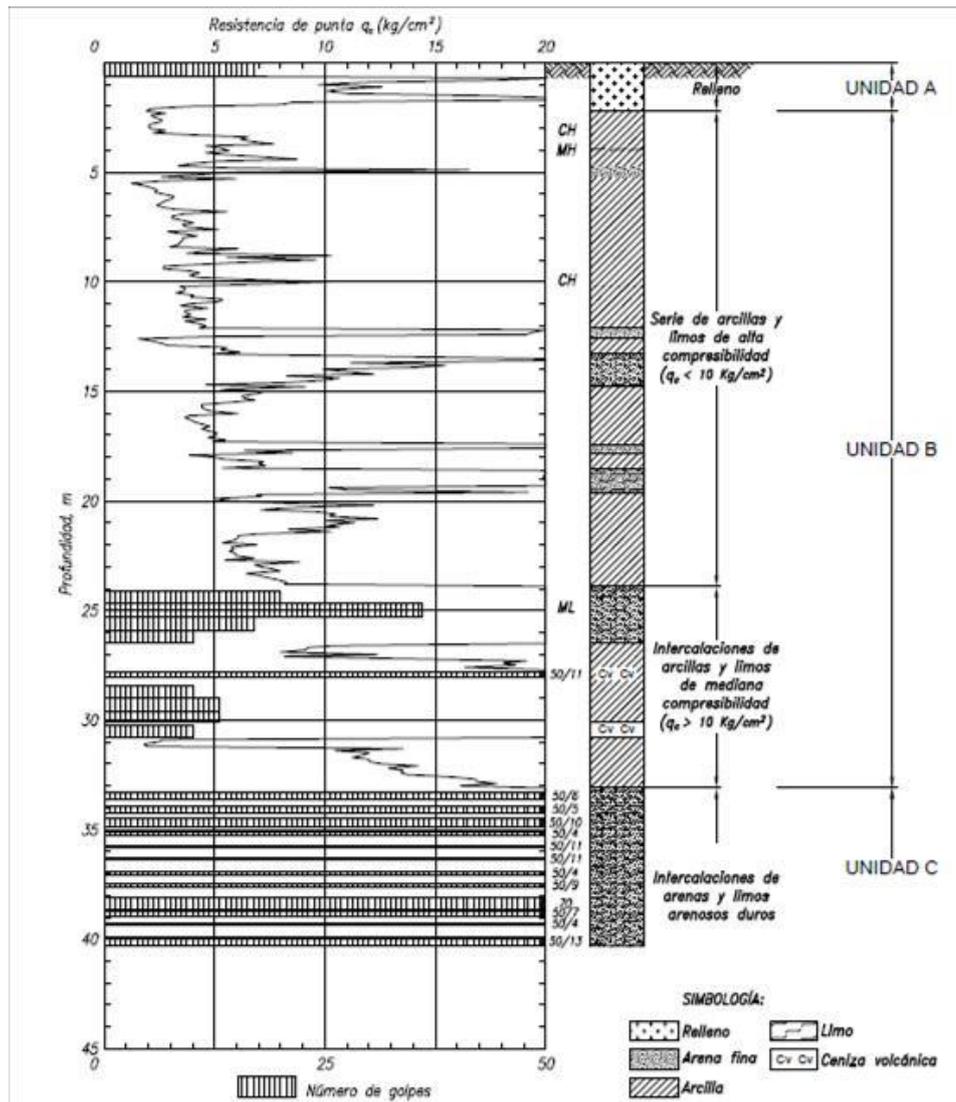


Fig. 61 – Sondagem representativa da zona de realização dos ensaios estáticos de carga

Como se pode observar pela figura o terreno é constituído por 3 unidades. A unidade A referente à crosta superficial. A unidade B, que por sua vez foi dividida em duas unidades. A unidade B1 constituída por um maciço de argila e siltes de alta compressibilidade, e a unidade B2, constituída por argilas e siltes de média compressibilidade. Ao longo destas unidades verifica-se ainda a presença de várias lentes de solo arenoso e cinzas vulcânicas, apresentando assim um elevado grau de heterogeneidade. A unidade C, correspondente a uma capa dura em profundidade. As estacas vão atravessar apenas as zonas de terreno correspondente às unidades A e B1.

No local da obra foram ainda identificadas mais duas outras zonas geotécnicas distintas, sendo que em cada uma delas foram realizadas três provas de carga. Neste trabalho apenas serão analisadas as três provas de carga referentes à zona geotecnia com a sondagem representativa da figura (61).

Em laboratório foram realizados ensaios para a determinação do teor em água, limites de *Atterberg* e ainda ensaios triaxiais, consolidação e análises químicas do solo e da água.

### 6.2.3. AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

Numa primeira fase, para a avaliação da capacidade de carga das estacas, foi efetuada uma análise em tensões totais, a partir dos resultados dos ensaios in-situ.

As solicitações verticais são assim equilibradas unicamente pela mobilização da resistência lateral com esta a ser igual à resistência não drenada ( $c_u$ ). Pela experiência local, o valor da resistência não drenada pode ser determinado a partir de uma correlação direta com a resistência de ponta do cone piezométrico ( $q_c$ ). Esta correlação corresponde à divisão direta do valor de  $q_c$  pelo coeficiente do cone  $N_k$ , sem subtrair previamente a tensão vertical:

$$q_{l;k} = \alpha \cdot c_{u;k} = \alpha \cdot \frac{q_c}{N_k} \quad (5.14)$$

Considerando os valores obtidos no ensaio CPT, chegou-se a um valor de  $q_c$  de 280 kPa para a unidade B1, com o coeficiente do cone para as argilas da Cidade do México a ter um valor de 13.

$$q_{l;k} = 1 \times \frac{280}{13} = 21,6 \text{ kPa} \quad (5.14)$$

Para as argilas da unidade B1 foi assim adotada uma resistência lateral unitária característica com um valor de 21,6 kPa, valor este apoiado pelos resultados obtidos quer nos ensaios de corte rotativo como nos ensaios em laboratório. Com a execução dos ensaios de carga estáticos pretende-se confirmar este valor, já que esta unidade apresenta, para além das argilas, várias lentes de solo arenoso e cinzas vulcânicas.

### 6.2.4 CARACTERÍSTICAS DAS ESTACAS

Os ensaios de carga foram efetuadas em estacas cravadas de betão, pré-fabricadas divididas em dois tramos de 12 metros unidos por uma junta ABB PLUS e passadores de ligação. Possuem uma secção quadrada com 0,45 metros de largura, sendo vazadas no seu interior num círculo com diâmetro de 26,3 cm. A armadura é constituída por 8 varões de 25 mm, com uma área total de 39,27 cm<sup>2</sup>

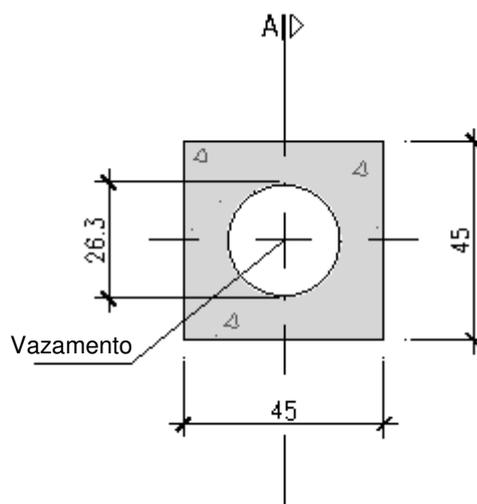


Fig. 62 - Secção transversal das estacas ensaiadas



Fig. 63 - Estacas de ensaio em estaleiro

No quadro seguinte encontram-se as características das estacas e ainda o intervalo de tempo entre a sua instalação e o início de cada uma das provas de carga.

Quadro 11 – Características das estacas e tempo entre a sua instalação e realização dos ensaios de carga

Ensaio de carga	t (dias)	Características das estacas					
		L (m)	$E_e$ (Gpa)	A (m <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\gamma_e$ (kN/m <sup>3</sup> )	$W_p$ (kN)
1	63	23,7					
2	63	23,58	26	0,15	39,27	24	84,60
3	76	23,6					

### 6.2.5 PROCESSO DE EXECUÇÃO DOS ENSAIOS

Antes da realização dos ensaios procedeu-se à preparação da cabeça das estacas com a demolição de 0,80 m do seu topo, instalando-se de seguida a sua cabeça a partir de um reforço em gaiola com uma barra Dywidag. Foi ainda colocada uma placa de fixação na parte inferior funcionando como cofragem e conectando a barra Dywidag à estaca através de uma porca de aço.



Fig. 64 – Demolição do topo da estaca



Fig. 65 – Reforço em gaiola, barra Dywidag e placa de fixação na secção inferior



Fig. 66 - Coffragem da cabeça da estaca e acabamentos finais

O sistema de ensaio utilizado foi constituído pela estrutura de reação, estruturas de referência e sistema de aplicação de carga, tendo sido dimensionado de forma a garantir a estabilidade do sistema e a aplicação vertical da carga sem a existência de excentricidades, mesmo com a possibilidade de ocorrer uma variação rápida do seu valor. Foi garantida ainda uma margem na sua capacidade de carga que possibilite alcançar a carga de rotura da estaca. Para além disso, foi também acautelada uma fácil leitura das grandezas medidas pela instrumentação.

O sistema de aplicação de cargas é constituído por um macaco hidráulico vazado com uma capacidade de carga vertical de 4000 kN munido de uma bomba hidráulica que possibilita a leitura da carga, e uma célula de carga com um erro de leitura inferior a 5% da carga aplicada e uma capacidade máxima de leitura de 2500 kN. O sistema de reação corresponde a uma estrutura em A apoiada em sapatas a uma distância de 3,91 m do centro da estaca a ensaiar.



Fig. 67 – Estrutura de reação, macaco hidráulico e célula de carga.

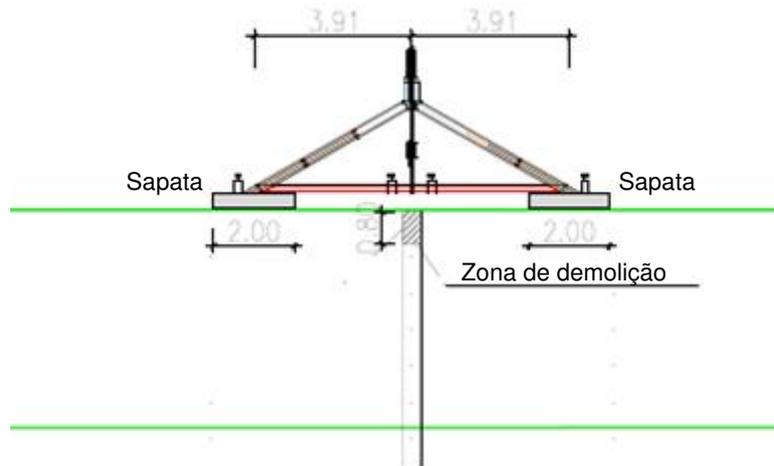


Fig. 68 – Esquema do sistema de ensaio utilizado

Foi instalada ainda uma estrutura de proteção na zona de ensaio de maneira a proteger o desenvolvimento da prova de carga de possíveis intempéries ou de qualquer tipo de distúrbios que influenciassem a precisão das medições.



Fig. 69 – Estrutura de proteção e vigas de referência devidamente isoladas

Em termos de grandezas medidas, este sistema de ensaio é o mais simples possível, apenas sendo realizada a medição dos movimentos na cabeça da estaca. Para o efeito foram colocados à mesma distância radial do centro da estaca 4 transdutores mecânicos de movimento, com um intervalo de medição de 50 mm, graduados em divisões de 0,05 mm.



Fig. 70 – Disposição dos transdutores de deslocamento

A instalação dos transdutores de deslocamento foi efetuada através de uma estrutura metálica apoiada em vigas de referência, devidamente isoladas com um material de baixa condutividade térmica e apoiadas em pontos fixos distanciados de 4 metros da estaca de ensaio.



Fig. 71 – Estrutura metálica de suporte dos transdutores de deslocamento

Antes da colocação dos transdutores de deslocamento no topo da estaca foi necessário garantir a perfeita secagem do betão previamente colocado na preparação da estaca para ensaio. Depois de montados, foi necessário proceder a uma primeira leitura topográfica, com o registo dos valores de referência em cada um dos tradutores. Para o efeito, foram colocadas 8 marcos topográficos ao redor do sistema de ensaio.

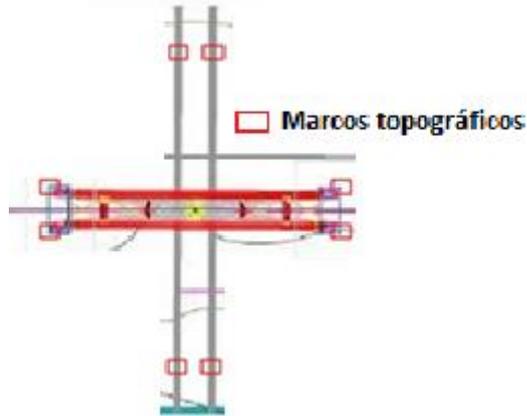


Fig. 72 – Planta do sistema de ensaio com a localização dos marcos topográficos

Em cada nível de cada ciclo de carga e descarga foram registados os valores lidos em cada um dos aparelhos, quer na célula de carga (kN), bomba do macaco hidráulico (bar) e em cada um dos tradutores de deslocamento (mm). As leituras dos tradutores de deslocamento são efetuadas com intervalos de 2, 5, 10, 15, 30 e 60 minutos (quando aplicável), em cada intervalo de carga. Acompanhado das leituras, foi efetuado ainda um registo fotográfico, possibilitando a sua consulta posterior.



Fig. 73 – Registo fotográfico das leituras efetuadas na célula de carga



Fig. 74 – Registo fotográfico das leituras efetuadas na bomba do macaco hidráulico



Fig. 75 – Registo fotográfico das leituras efetuadas nos transdutores de deslocamento

O plano de carregamento dos ensaios foi constituído por dois ciclos de carga e descarga. O primeiro ciclo é constituído por 5 níveis de carga, com incrementos de 100 kN com a duração de 15 minutos, obtendo-se no final deste ciclo um carregamento de 500 kN. Estes 500 kN são definidos como a carga de serviço no projeto. Obtida a carga de serviço procedeu-se ao descarregamento através de dois decrementos de 250 kN, espaçados também de 15 minutos. Estando o primeiro ciclo totalmente descarregado, mantém-se o sistema em recuperação durante 30 minutos, momento no qual se começa o segundo ciclo de carregamento.

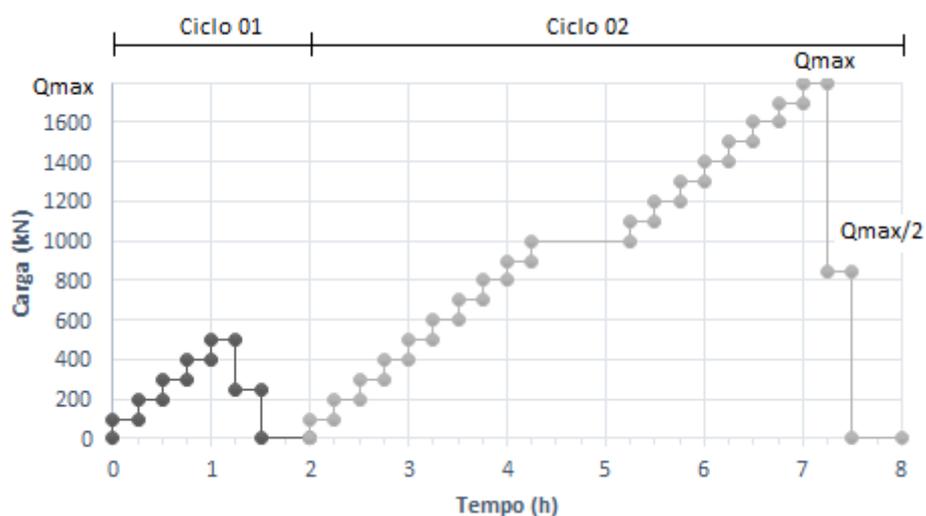


Fig. 76 – Plano de carregamento

No segundo ciclo continua-se a proceder ao carregamento através de incrementos de carga de 100 kN com duração de 15 minutos cada, excetuando o nível de carga dos 1000 kN que tem uma duração de 60 minutos. Inicialmente a carga máxima de ensaio pré-definida correspondia a 300% da carga de serviço, ou seja, a 1500 kN, porém, na realização das provas de carga, o técnico responsável, baseado na sua experiência, interrompeu os ensaios quando entendeu que o sistema estaca-solo tinha entrado em rotura.

No final, foi adotada como carga de rotura de ensaio aquela em que se obteve um fator de fluência,  $k_s$ , igual a 2.

O tempo inicial para a obtenção do  $k_s$  é igual a 2 minutos, já que é aquele em que se efetua a primeira leitura de deslocamento em todos os patamares.

Atingida a carga máxima, procedeu-se à descarga do sistema até um nível de 50 % dessa mesma carga, mantendo-se esse patamar durante 15 minutos até se efetuar a descarga total.

#### 6.2.6. RESULTADOS

Obtidas as medições dos deslocamentos nas cabeças das estacas foi necessário proceder a certas correções. Procedeu-se à subtração do valor da primeira leitura nos transdutores em todos os valores medidos ao longo do ensaio. Seguidamente, procedeu-se ao cálculo da média dos deslocamentos, de forma a obter um valor final de deslocamento na cabeça da estaca, para cada um dos patamares de carga. Apesar de terem sido instalados quatro transdutores em cada uma das estacas ensaiadas, apenas se obteve resultados para três deles em todas as provas de carga. As tabelas de ensaio e os respetivos dados tratados encontram-se no Anexo 1.

Efetuada estas correções, procedeu-se à representação dos resultados segundo curvas carga-deslocamento.

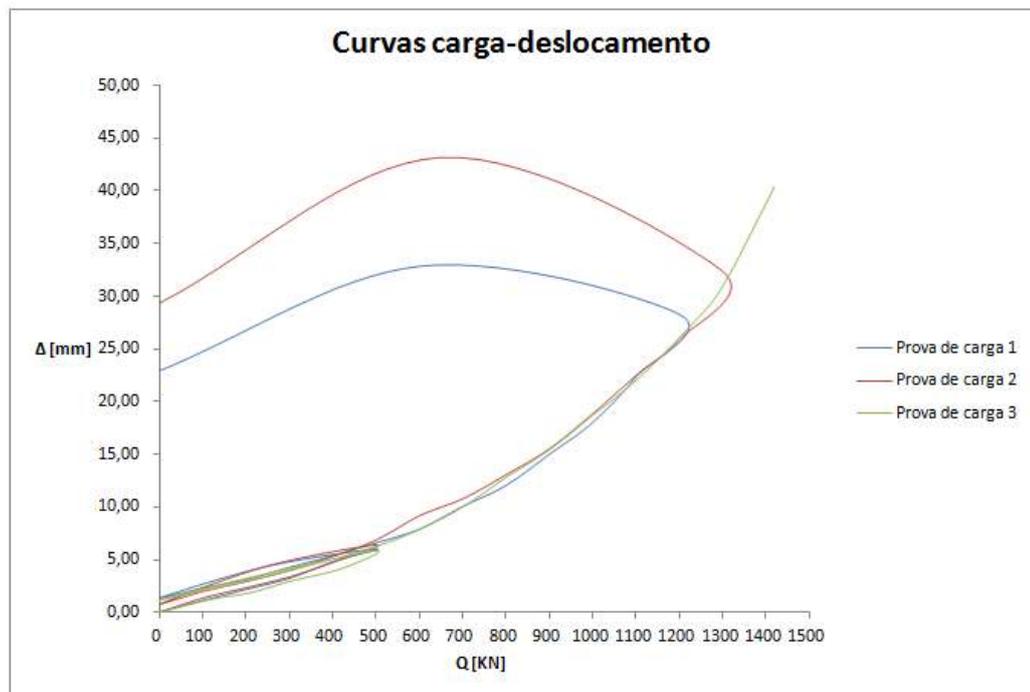


Gráfico 1 – Curvas carga-deslocamento dos ensaios realizados, leituras aos 15 min.

No gráfico estão representadas as leituras para um tempo de carregamento de cada patamar de carga aos 15 minutos. Como se pode observar, as curvas carga-deslocamento das três provas de carga são quase coincidentes, com cada uma das provas a ter sido levada até diferentes patamares de carga máxima. As provas de carga 1 e 2 apresentam ainda as leituras do descarregamento final efetuado. Na prova de carga 3, aos 15 minutos, esta leitura não foi efetuada, estando apenas representada a curva carga-deslocamento até à carga máxima aplicada.

Pode-se observar, ainda, que o deslocamento na cabeça da estaca no final do descarregamento se apresenta semelhante ao obtido para a carga máxima de ensaio nas provas de carga 1 e 2.

### 6.2.7. METODOLOGIA DE ANÁLISE

Como já foi referido anteriormente, para a análise dos ensaios estáticos de estacas à tração, não existe um método amplamente aceite para a definição da capacidade de carga, sendo aconselhada a utilização de critérios que definem um deslocamento bruto para a cabeça da estaca, métodos que definem um declive para o desenvolvimento da curva carga-deslocamento, ou ainda métodos que definem o movimento elástico da estaca e somam um determinado deslocamento para a obtenção da capacidade de carga.

Visto isto, e tendo em conta o que foi dito em (5.4), para a análise da curva carga-deslocamento foram utilizados os seguintes métodos:

- Método de Davisson;
- Método da Norma Brasileira NBR 6122;
- Deslocamento elástico mais 6,35 mm, denominado nesta análise como E1;
- Deslocamento elástico mais 2,54 mm, denominado nesta análise como E2;
- Método das Tangentes.

O método de Davisson e da Norma Brasileira NBR 6122 serão aplicados na sua forma original havendo quem defenda que neste caso não seriam aplicados os valores referentes aos diâmetros ou largura da estaca.

No caso do método de Davisson, ao não utilizar a parcela referente à largura da estaca, resultaria no critério proposto pela FHWA, com os valores de carga última obtida a encontrarem-se entres os valores obtidos para o critério E1 e E2. No caso da norma brasileira, a não utilização da parcela referente ao diâmetro circunscrito à secção da estaca com um valor de 0,63 m, levaria a que este método não pudesse ser aplicado.

Optou-se assim pela utilização destes fatores, possibilitando a utilização de um maior número de critérios de deslocamento e conseqüentemente a obtenção de uma maior gama de valores.

O deslocamento elástico é definido pela expressão (5.2), com o valor do módulo de elasticidade a corresponder ao módulo de elasticidade da estaca. Por sua vez, a área transversal da estaca vai ter em conta o seu vazamento, com a área aplicada a corresponder à área total da secção, menos o círculo vazado no seu interior. O comprimento utilizado, corresponde à totalidade da estaca penetrada no solo.

A utilização desta expressão com o valor de comprimento total da estaca, sem aplicar nenhum coeficiente de minoração, pode ser altamente discutível, devido ao facto de não haver uma estimativa de como a carga se distribui ao longo do fuste, estimativa esta que poderia alterar o valor do comprimento onde a carga é aplicada. No caso de existirem solos de argila fortemente consolidados junto à superfície, ao efetuar um carregamento, a carga pode ser maioritariamente transferida para o solo nas secções junto à superfície. Em contraste, nos maciços de argila mole, como é o caso das argilas da cidade do México, isto não acontece, com grande parte da estaca a sofrer a carga aplicada, tendo-se por isso usado os valores totais de comprimento das estacas.

Para completar esta análise vão ser introduzidos também os valores da carga de rotura obtidas pelo critério fluência,  $k_s$ , que permite a avaliação da carga de fluência. Esta carga de fluência apresenta-se como uma característica estável independente dos patamares de carga. É definida como sendo a carga a partir da qual as velocidades de deformação aumentam muito rapidamente, assumindo-se a sua importância pelo facto de que todas as cargas que lhe são inferiores apresentarem uma evolução de deformações muito pequena em função do tempo.

Posteriormente será feita uma correção relativa à retirada dos pesos próprios das estacas ( $W_p$ ) e a aplicação dos coeficientes minorativos,  $\xi$ , presentes no Eurocódigo 7, que tem em conta o número de ensaios realizados. Desta forma, é possível obter valores comparáveis ao da resistência lateral unitária característica obtida pela análise em tensões totais.

#### 6.2.8. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Nos gráficos seguintes estão representadas as construções gráficas e os resultados obtidos para as três provas de carga, utilizando os métodos de análise mencionados.

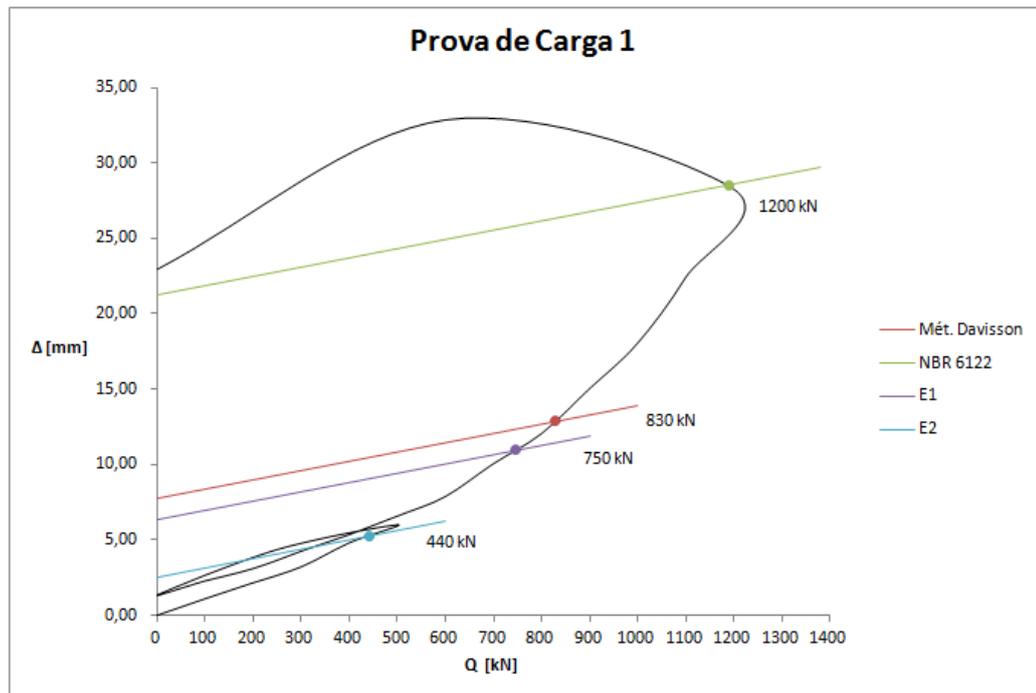


Gráfico 2 – Aplicação dos métodos de interpretação – Prova de Carga 1

Neste caso o método na norma Brasileira intersecta a curva carga-deslocamento na fase de descarregamento, com o seu valor a ser superior à carga máxima, caso se tivesse prosseguido o ensaio. Foi assim escolhida como carga de rutura convencional para a NBR 6122, o valor da carga máxima de ensaio correspondente a 1200 kN.

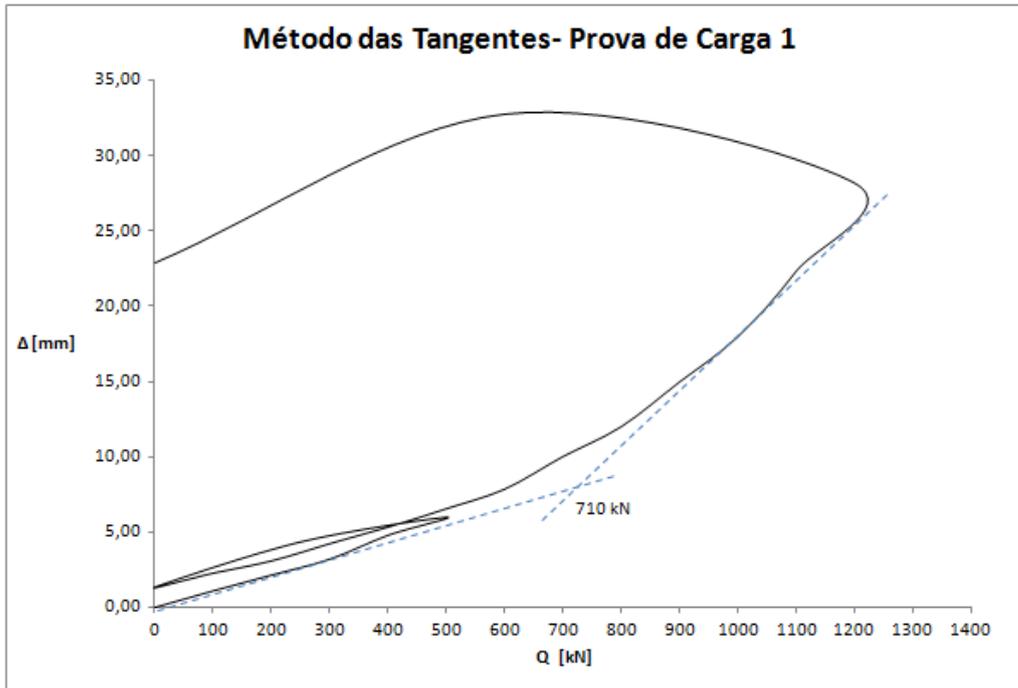


Gráfico 3 - Método das Tangentes – Prova de Carga 1

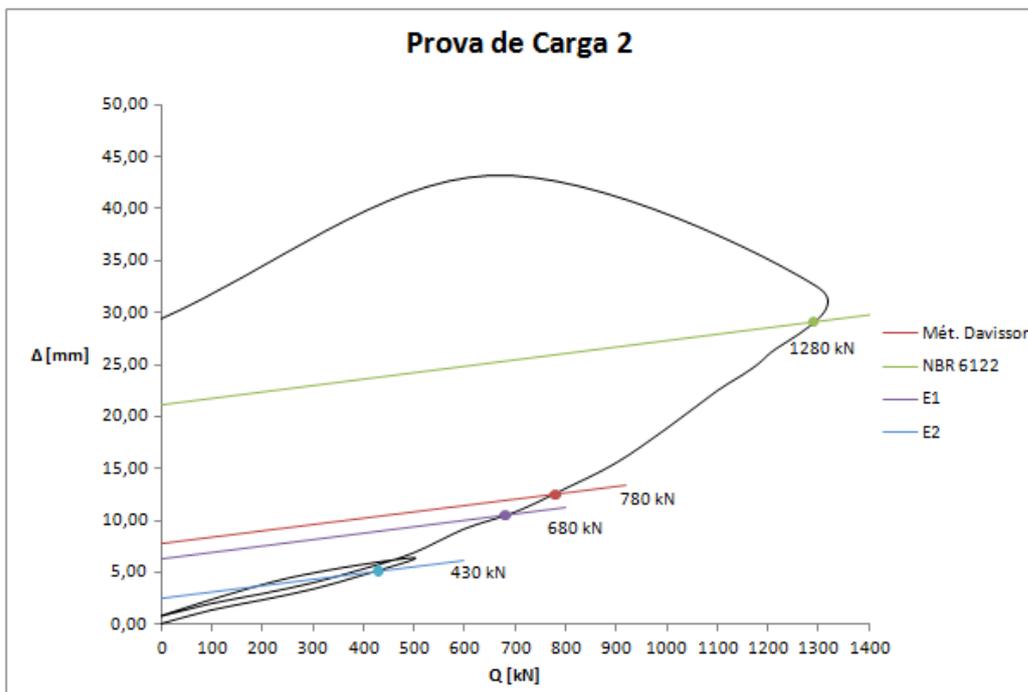


Gráfico 4 - Aplicação dos métodos de interpretação – Prova de Carga 2

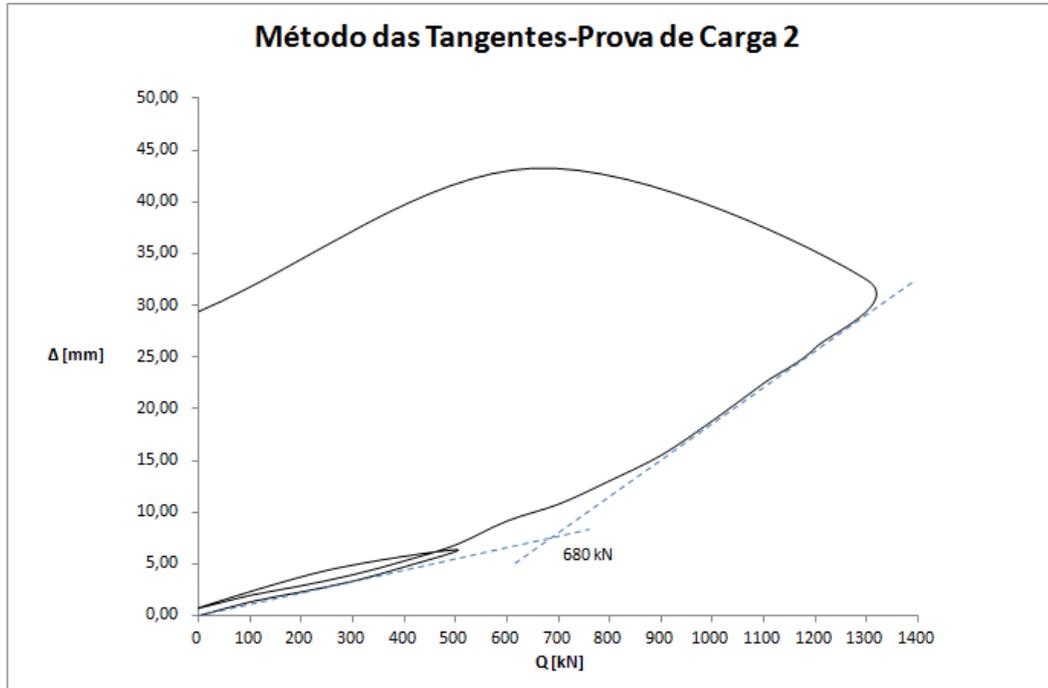


Gráfico 5 – Método das Tangentes – Prova de Carga 2

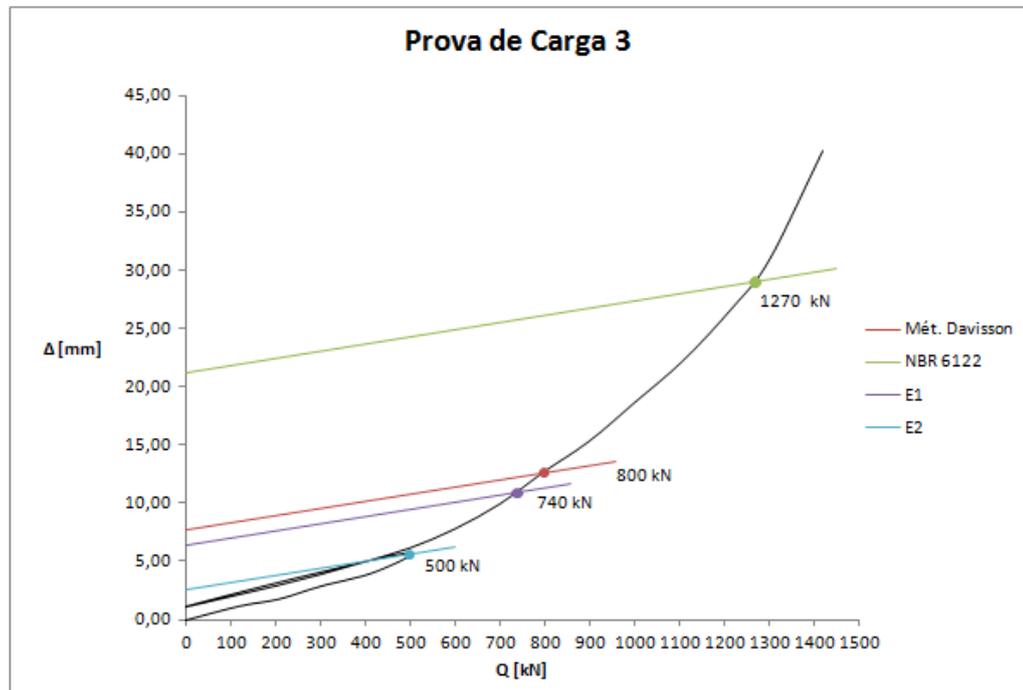


Gráfico 6 - Aplicação dos métodos de interpretação – Prova de Carga 3

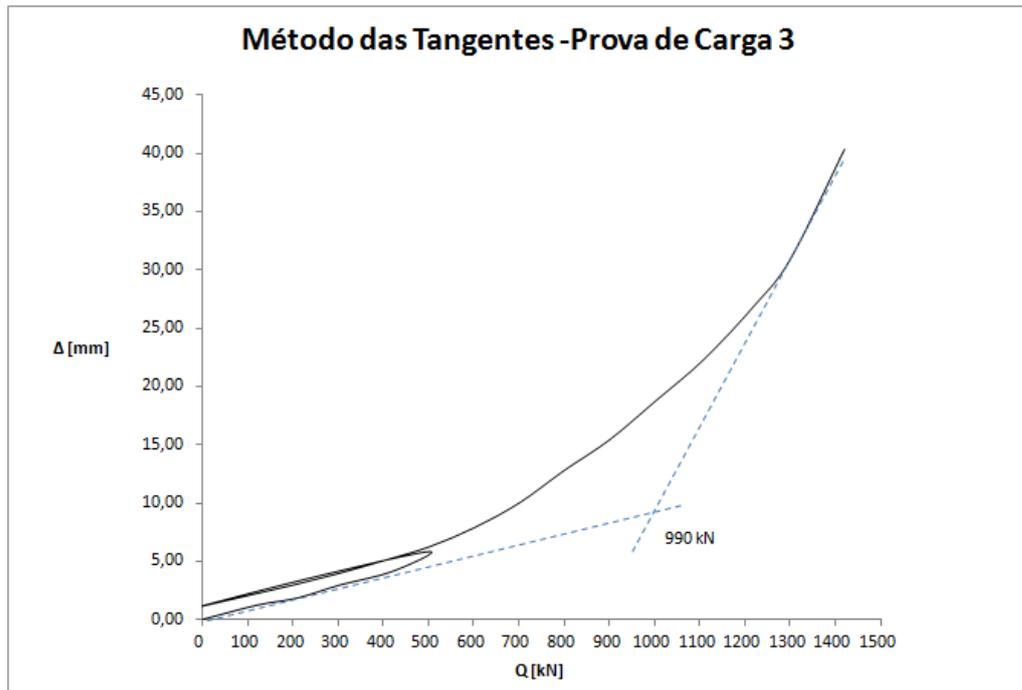


Gráfico 7 - Método das Tangentes – Prova de Carga 3

Para um  $k_s=2$ , obtiveram-se valores de 1200 kN para as provas de carga 1 e 2, e um valor de 1300 kN para a prova de carga 3. A determinação destes valores pode ser encontrada nos quadros seguintes, onde para cada um dos patamares de carga do segundo ciclo de carregamento foi efetuado o cálculo do coeficiente  $k_s$ . Pela análise verifica-se que a escolha destes valores foi feita de forma conservativa.

Quadro 12 – Cálculo do fator de fluência ( $k_s$ ) – Prova de Carga 1

Prova de carga 1					
Ciclo de carregamento 2					
Q (kN)	$t_i$ (min)	$t_f$ (min)	$\Delta_i$ (mm)	$\Delta_f$ (mm)	$k_s$
100			2,18	2,28	0,11
200			2,93	3,09	0,18
300			3,95	4,25	0,34
400			5,13	5,34	0,25
500			6,31	6,57	0,29
600	2	15	7,42	7,86	0,51
700			9,56	10,03	0,54
800			11,59	12,02	0,50
900			13,94	14,99	1,20
1000			17,04	18,00	1,09
1100			21,57	22,34	0,89
1200			26,50	28,24	1,99

Quadro 13 - Cálculo do fator de fluência ( $k_s$ ) – Prova de Carga 2

Prova de carga 2					
Ciclo de carregamento 2					
Q (kN)	$t_i$ (min)	$t_f$ (min)	$\Delta_i$ (mm)	$\Delta_f$ (mm)	$k_s$
100			1,93	1,97	0,04
200			2,82	2,90	0,09
300			3,73	3,96	0,26
400			4,98	5,30	0,37
500			6,47	6,85	0,43
600			8,41	9,16	0,86
700	2	15	10,56	10,77	0,24
800			12,25	13,05	0,92
900			15,35	15,51	0,19
1000			17,78	18,84	1,22
1100			21,56	22,48	1,06
1200			24,71	25,90	1,37
1300			30,14	32,43	2,62

Quadro 14 - Cálculo do fator de fluência ( $k_s$ ) – Prova de Carga 3

Prova de carga 3					
Ciclo de carregamento 2					
Q (kN)	$t_i$ (min)	$t_f$ (min)	$\Delta_i$ (mm)	$\Delta_f$ (mm)	$k_s$
100			2,07	2,04	-0,03
200			2,78	2,95	0,19
300			3,76	3,93	0,20
400			4,99	5,04	0,05
500			5,90	6,21	0,36
600			7,40	7,86	0,52
700			9,40	9,99	0,67
800	2	15	12,40	12,79	0,45
900			15,07	15,41	0,38
1000			17,95	18,69	0,85
1110			21,67	22,36	0,79
1220			25,63	26,92	1,47
1300			29,68	30,91	1,41
1420			36,36	40,34	4,54

No quadro seguinte encontram-se todos os valores de cargas últimas convencionais, sem a parcela do peso próprio da estaca, bem como o procedimento regulamentar do Eurocódigo 7 para obter o valor característico da capacidade resistente, em relação a um carregamento axial de tração. O procedimento utilizado e os coeficiente de minoração utilizados encontram-se em (3.3.2).

Quadro 15 – Cargas últimas convencionais e procedimento regulamentar do EC7

Prova de carga	Carga de rutura convencional, $Q_{ult}$ (kN)					
	Mét. de Davisson	NBR 6122	E1	E2	Mét. das Tangentes	Crítério de fluência ( $k_s = 2$ )
1	745,40	1115,40	665,40	355,40	625,40	1115,40
2	695,40	1195,40	595,40	345,40	595,40	1115,40
3	715,40	1185,40	655,40	415,40	905,40	1215,40
Procedimento regulamentar-Eurocódigo 7						
$(R_{t,m})$ Média	718,73	1165,40	638,73	372,07	708,73	1148,73
$(R_{t,m})$ Mínimo	695,40	1115,40	595,40	345,40	595,40	1115,40
$\xi_1$	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20
$\xi_2$	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
$R_{t,k}$	598,94	971,17	532,28	310,06	567,05	957,28

Pela análise do quadro verifica-se uma grande discrepância de resultados entres alguns dos métodos de interpretação utilizados, com os resultados a apresentarem-se semelhantes dentro do mesmo método para as três provas de carga. Verifica-se ainda que os resultados mais próximos são aqueles obtidos pelo método de Davisson, pelo método E1 e pelo método das tangentes. O método E2 apresenta valores de carga última muito inferiores aos restantes, intercetando as curvas carga-deslocamento ainda no primeiro ciclo de carga e descarga, isto deve-se ao facto de apresentar um deslocamento muito conservativo em relação aos demais. Observa-se ainda que o método da Norma Brasileira apresenta um valor muito próximo ao obtido a partir do critério de fluência.

De forma a efetuar uma comparação entre a resistência lateral unitária característica pela análise em tensões totais a partir dos resultados in-situ e os resultados dos ensaios de carga, procedeu-se à divisão do valor característico da capacidade resistente pela média das áreas laterais das estacas. Obtendo-se o quadro seguinte:

Quadro 16 – Valores da resistência lateral característica nos diferentes métodos de interpretação

	Mét. de Davisson	NBR 6122	E1	E2	Mét. das Tangentes	Crítério de fluência ( $k_s = 2$ )
$q_{l,k}$ (kPa)	14,08	22,84	12,52	7,29	13,33	22,51

Pela análise do quadro (16) verifica-se que os métodos que apresentam um valor de resistência lateral unitária característica semelhante ao valor de 21,6 kPa obtido pela análise em tensões totais são o método da Norma Brasileira NBR 6122 e o critério de fluência  $k_s = 2$ . Os restantes métodos apresentam valores muito inferiores.

Esta diferença tão acentuada entres os resultados obtidos, deve-se em parte ao facto de se tratarem de métodos empíricos, regionais e baseados na experiência dos autores e nas suas observações. Apresentam assim um elevado grau de segurança, a serem métodos muito conservativos na obtenção da carga última. O método da Norma Brasileira NBR 6122 encaixa também nesta descrição, porém é

aquele que soma a maior parcela de deslocamento ao movimento elástico da estaca sendo o menos conservativo, apresentando no final um resultado muito aproximado ao valor obtido pela carga de fluência e pela análise em tensões totais.

Por outro lado, a parcela do movimento elástico da estaca utilizado na aplicação destes métodos, considera a estaca como uma coluna livre, sem a existência de resistência ao longo do seu fuste durante esse deslocamento.

Este movimento elástico não tem ainda em conta o verdadeiro comportamento da estaca à tração, já que ao efetuar um esforço de tração é de esperar que ocorra a partir de certo carregamento, a ocorrência da fendilhação do betão e a sua separação do aço em certas secções. Desta forma, o seu comportamento em termos de deformação não vai ser linear, sendo composto por duas componentes. Uma primeira em que o betão não se encontra fendilhado e uma subsequente ao momento de fendilhação em que a força de tensão na estaca é suportada pela sua armadura.

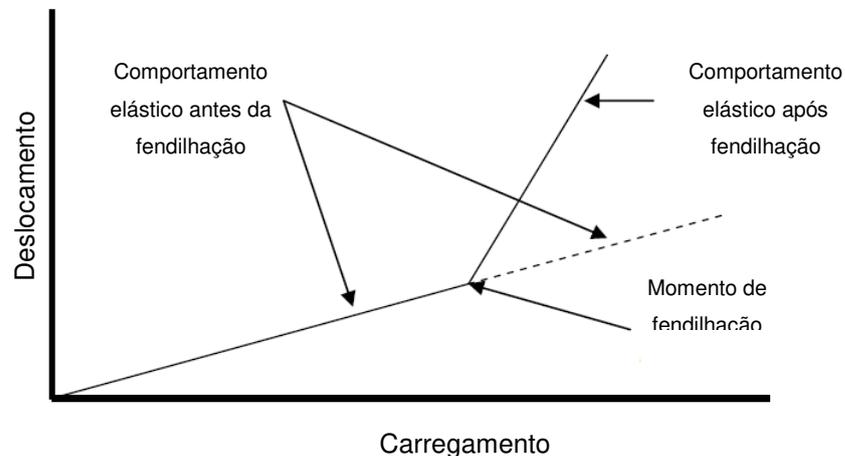


Fig. 77 – Comportamento elástico típico de uma estaca tracionada. Fonte: Adaptado de (England, M., 2012)

Estudos realizados no sentido de prever este comportamento em estacas tracionadas demonstraram que esta fendilhação ocorre para tensões de cerca de 5 a 10 % da capacidade da estaca em resistir à compressão (England, M., 2012). Sabendo que o betão utilizado na pré fabricação da estaca apresenta uma resistência à compressão de 35 MPa, procedeu-se ao cálculo deste comportamento nos resultados dos ensaios de carga efetuados, adotando como tensão de rotura 3,5 MPa. De seguida é apresentado o comportamento elástico obtido para a prova de carga 1 à semelhança da figura (77).

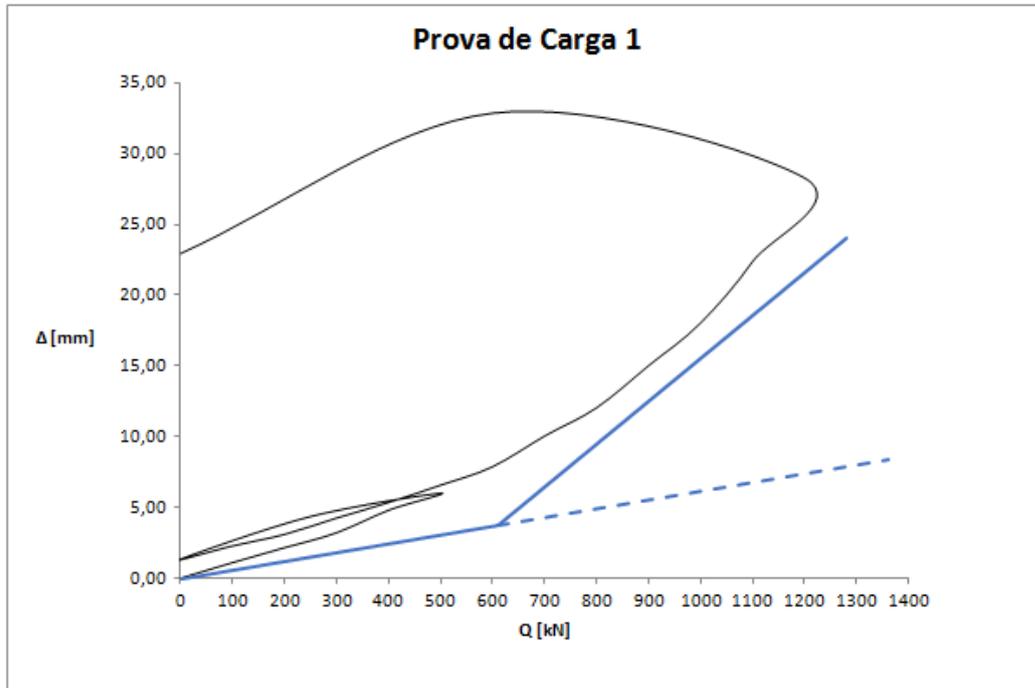


Gráfico 8 – Análise do comportamento elástico - Prova de carga 1

Assim aplicando um critério de deslocamento limite, tendo em conta o verdadeiro comportamento elástico da estaca, obtém-se necessariamente uma carga última superior. Não existindo nenhum método publicado que tem em conta este comportamento, a solução passa pela aplicação de um critério já existente, mas desta feita, com o comportamento elástico a corresponder ao verdadeiro comportamento da estaca. Visto isto e aplicando o critério de deslocamento E1 obtém-se o seguinte gráfico onde se observa uma interseção com a curva carga-deslocamento para um valor de carga última convencional mais coerente e próximo da realidade

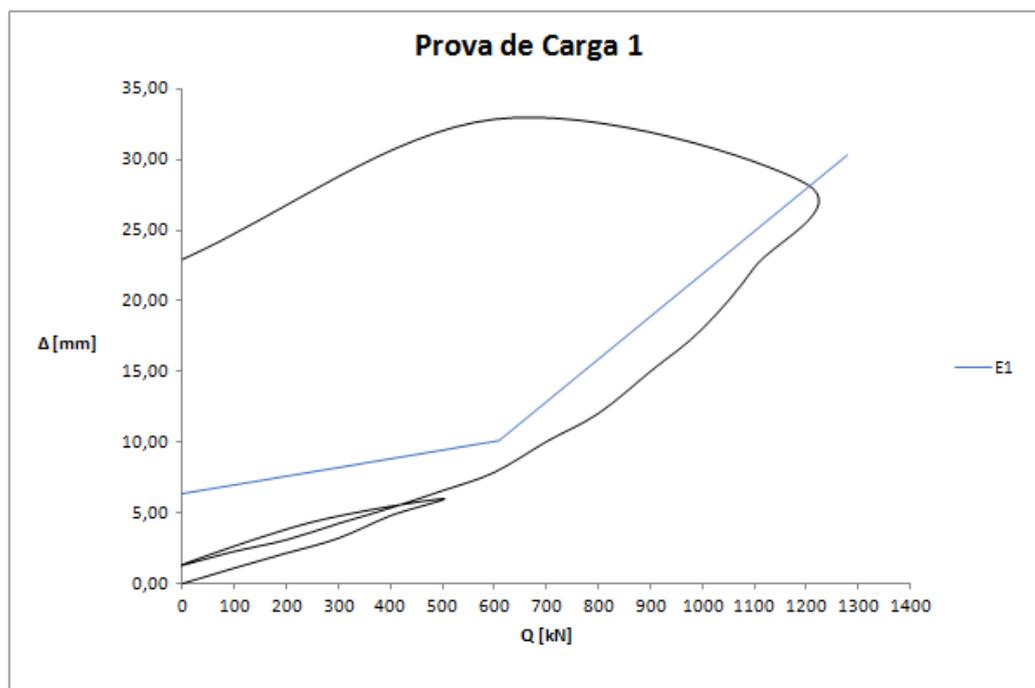


Gráfico 9 – Aplicação de critério de deslocamento limite com comportamento elástico composto

# 7

## CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 7.1 CONCLUSÃO

É comum assumir que a realização de um ensaio estático à tração, em condições não drenadas sobre um solo argiloso mole, permite obter a resistência lateral mobilizada ao longo da estaca de forma fácil e clara, assumindo-se que o movimento obtido na curva carga-deslocamento apenas é controlado pelo sua deformação como um coluna livre, sem a ocorrência de alterações no seu comportamento elástico linear e pela mobilização da resistência ao corte na interface solo-estaca. Porém, avaliando o comportamento real da estaca, fica claro que essa assunção não é completamente correta, com a existência de mudanças nos níveis de deformação, consequência da ocorrência de fendilhação na estaca à medida que se procede à aplicação dos incrementos da carga de ensaio.

Com isto, e aplicando os critérios de deslocamento limite na sua forma original, na curva carga-deslocamento, os resultados da carga última serão inferiores aqueles que serão expectáveis no mesmo carregamento mas desta feita à compressão, já que estes critérios apenas têm em conta parte do comportamento elástico da estaca, apresentando resultados muito conservativos. Num carregamento à tração, o deslocamento total na cabeça da estaca será igual à soma da sua deformação efetiva, superior aquela que se obtém à compressão, com o deslocamento necessário para mobilizar a resistência lateral da estaca. Há por isso uma necessidade de criação de um critério de deslocamento limite que tenha em conta a verdadeira grandeza de deformação da estaca à tração, possibilitando a obtenção de cargas ultimas convencionais mais próximas da realidade. Propôs-se, assim, a aplicação de um critério já existente, mas desta feita com o comportamento elástico da estaca a corresponder à realidade, apresentado no final um valor de carga última mais coerente.

O critério de fluência, nesta análise, apresenta-se como o único método independente dos patamares de carga aplicada representado o momento a partir do qual se obtém um aumento da velocidade de deformação, concluindo-se que nesse ponto se mobilizou a maior parte da resistência ao corte na interface solo-estaca. Visto isto, o método da Norma Brasileira, dentro dos critérios de deslocamento limite existentes, apresenta-se como aquele apresenta os melhores resultados, aplicando uma maior parcela de deslocamento à deformação elástica linear. Porém, esta conclusão só poderá ser confirmada com a realização de mais ensaios de carga.

Uma melhor avaliação destes resultados também poderia ser efetuada com a realização de mais ensaios, desta feita, com instrumentação ao longo do fuste, permitindo a obtenção do modo de transferência de carga e a avaliação do comportamento elástico da estaca ao longo do ensaio. No entanto, como se tratou de uma situação de projeto em que o objetivo era confirmar os valores obtidos através de correlações de ensaios in-situ, ou seja, um ensaio de exigência Nível 3, pode-se afirmar que a utilização da instrumentação mínima foi adequada.

A realização de apenas mais dois ensaios possibilitaria ainda a redução à unidade dos valores minorativos  $\xi_1$  e  $\xi_2$ , podendo-se obter no final um valor da capacidade resistente característica superior.

Com esta análise verifica-se ainda a existência de um grande número de critérios e métodos de interpretação com a óbvia variabilidade de valores obtidos para a carga última. Salienta-se assim a responsabilidade do Engenheiro responsável pela sua interpretação, com esta a depender em grande parte da sua experiência e sensibilidade em relação às condições geotécnicas do local e comportamento estrutural expectável por parte da estaca.

No que diz respeito aos procedimentos de ensaio utilizados e tendo em conta tudo o que foi dito nesta dissertação, percebe-se a complexidade da realização de um ensaio estático de carga, principalmente no decorrer de um projeto, com a tomada de decisões requerentes à forma como este deve ser realizado a não poder ser efetuada sem uma ponderação adequada das suas consequências.

Neste caso específico, tratando-se de um solo argiloso mole em que o objetivo era determinar a resistência mobilizada ao longo do fuste da estaca num ensaio à tração para proceder à verificação do comportamento da estaca à compressão, o carregamento tinha imperativamente de ser efetuado sobre condições não drenadas, tendo sido escolhido para o efeito o procedimento do tipo QML. Uma alternativa a este carregamento seria a utilização do carregamento CRU, porém esta decisão implicaria a necessidade de utilizar um sistema de aplicação de carga mais complexo, com o macaco hidráulico a ter de efetuar a carga de uma forma constante e controlada. Da mesma forma, a obtenção dos deslocamentos no topo da estaca teria de ser feita preferencialmente com recurso a transdutores de deslocamento elétricos, o que implicaria ainda utilização de um sistema de aquisição de dados automático. No final, e tendo em conta o número de ensaios realizados ao longo de todo o empreendimento, estas opções iriam possivelmente reduzir a razão custo-benefício obtida pela execução dos ensaios da forma como foram apresentados.

## 7.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Os desenvolvimentos futuros neste campo prendem-se sobretudo na realização de uma norma europeia em relação a este tipo de ensaios, com o Subcomité Europeu ISSMGE-ERTC3 neste momento a servir como um documento de boas práticas, apoiado nas normas americanas ASTM D1143/D 1143M e ASTM D3689.

Especificamente nos ensaios à tração, existe também a necessidade de criação, de um critério de deslocamento limite que tenha em conta o verdadeiro comportamento da estaca para a obtenção de cargas últimas convencionais mais próximas da realidade.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alves, A. (2013)- Capacidade de carga de estaca-torpedo modelo, em argila mole, submetida a prova de carga a tração inclinada. Rio de Janeiro: Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- ASTM (2007a)- D3689: Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Tensile Load.
- ASTM (2007b)- D 1143/D 1143M: Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load.
- Auvinet, G.; Juárez, M. (2011).- Geotechnical characterization of Mexico City subsoil. *Pan-Am Geotechnical Conference*.
- Bowles, Joseph E (1988)- Foundation analysis and design. Michigan: McGraw-Hill,
- Burland, J (1973).- Shaft friction of piles in clay--a simple fundamental approach. *Ground Engineering*. Vol. 6. n.º 3.
- Cardoso, A.S.; Costa, P.A (2014)- Fundações e Estruturas de Suporte: Dimensionamento de Fundações por Estacas. Acessível na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Centeno, D.P. (2009)- Modelado del hundimiento de la zona lacustre del valle de México.Aspectos estratigráficos y piezométricos. Mexico D.F.: ESIA.
- Cervantes, M (2013)- Simulación numérica del comportamiento del revestimiento primário de un túnel en suelos en processo de consolidación. Universidade Nacional Autónoma do México.
- Cintra, J.C; Aoki, N; Tsuha, C; Giacheti, H. L. (2013)- Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos. Oficina de Textos,
- Coduto, D.P. (2001)- Foundation Design: Principles and Practices. New Jersey: Prentice Hall,
- De Cock, F; Legrand, C; Huybrechts, N (2003)- Axial Static Pile Load Test (ASPLT) in compression or tension-Recommendations from ERCT3-Piles, ISSMGE Subcommittee Praga.
- De Nicola, Anthony; Randolph, Mark F (1993).- Tensile and compressive shaft capacity of piles in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 119. n.º 12 p. 1952-1973.
- Díaz-Rodríguez, J. (2006).- Los suelos lacustres de la Ciudad de México. *Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*.
- Dietrich, H (1984).- Instrumentation of test piles. *International Symposium on Field Measurements in Geomechanics*.
- England, M (2012)- On the Subject of Piles in Tension. ASCE.
- England, M; Fleming, W (1994).- Review of foundation testing methods and procedures. *Proceedings of the ICE-Geotechnical Engineering*. Vol. 107. n.º 3 p. 135-142.

Esrig, MI; Kirby, RC (1979).- Soil capacity for supporting deep foundation members in clay. *ASTM special technical publication*. n.º 670 p. 27-63.

Fellenius, Bengt H (1975).- Test loading of piles and new proof testing procedure. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. Vol. 101. n.º 9 p. 855-869.

Fellenius, Bengt H (1980).- The analysis of results from routine pile load tests. *Ground Engineering*. Vol. 13. n.º 6 p. 19-31.

Fellenius, Bengt H (1999)- Basics of foundation design. Richmond, BC,

Fleming, K.; Weltman, A.; Randolph, M.; Elson, K. (1994)- Piling Engineering. Taylor & Francis,

Foá, SB; Cunha, RP; Pereira, JH; Paraíso, SC; Costa, CMC (2002).- Análise do ensaio de carregamento dinâmico em estaca pré-moldada assente no solo poroso de Brasília-DF.

Fonseca, A. Viana da (2007).- Relato da Experiência Portuguesa em Ensaio de Carga em Estacas. Parte I: Acções Verticais. *Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia*.

Fuller, F.M. (1983)- Engineering of Pile Installations. New York: McGraw-Hill,

GEOKON (2008)- Pile Testing Instrumentation. Disponível em WWW: <[geokon.com/content/posters/Pile\\_Testing\\_Instrumentation.pdf](http://geokon.com/content/posters/Pile_Testing_Instrumentation.pdf)>.

Gonçalves, C; Andreo, CS; Bernardes, GP; Fortunato, SGS (2000).- Controle de fundações profundas através de métodos dinâmicos. *Estacas Benaton, Guarulhos, SP*.

Handley, B.; Ball, J.; Bell, A.; Suckling, T. (2006)- Handbook on Pile Load Testing. Kent: Federation of Piling Specialists,

Hannigan, P.J.; Goble, G. G.; Likins, G. E.; Rausche, F. (2006)- Design and Construction of Driven Pile Foundations - Volume II. Washington, D.C.: FHWA.

Hannigan, PJ; Goble, GG; Likins, GE; Rausche, F (2006)- Design and construction of driven pile foundation - Volume I FHWA

Hussein, MH; Sheahan, JM (1993)- Uplift capacity of driven piles from static loading tests.

IPQ (2010)- Eurocódigo 7: Projecto geotécnico. Parte 1: Regras gerais.

Kulhawy, F. H; Jackson, C. S. (1989)- Some observations on undrained side resistance of drilled shafts. ASCE.

Kyfor, Z.G. (1992)- Static Testing of Deep Foundations. Federal Highway Administration, Office of Technology Applications,

Langone, M. J. (2012)- Método UFRGS de previsão de capacidade de carga em estacas: análise de provas de carga estáticas instrumentadas. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

LOADTEST (2012)- Provas de Carga Bidirecional com Células de Osterberg. Disponível em WWW: <<http://www.loadtest.co.uk/services/O-cell/O-cell%20brochure%20BR.pdf>>.

Marsal, R. J.; Mazari, M. (1969).- El subsuelo de la ciudad de México: the subsoil of Mexico City.

- Matos Fernandes, M. (2012)- Mecânica dos Solos. Vol.1: Conceitos e Princípios Fundamentais-3ª Edição. FEUP EDIÇÕES,
- Mello, V. F. B (1975).- Deformações como base fundamental de escolha de fundação. *Geotecnia.*
- Milititsky, J (1991).- Provas de carga estáticas. *Seminário de Fundações Especiais.* Vol. 2. p. 203-208.
- Nyama, S; Aoki, N (1991).- Correlações entre provas de carga dinâmicas e estáticas no campo experimental da EPUSP/ABEF. II Seminário de Engenharia de Fundações Especiais. *São Paulo, SP.* Vol. 1. p. 285-293.
- Osman, M. ; Ahmed, E.; Ahmed, O. (2013).- Comparison Between Dynamic and Static Pile Load Testing.
- Poulos, H.G.A.; Davis, E.H. (1980)- Pile Foundation Analysis and Design. John Wiley & Sons,
- Prakash, S.; Sharma, H.D. (1990)- Pile Foundations in Engineering Practice. John Wiley & Sons,
- Shelley, E. (2011).- Some geotechnical properties to characterize Mexico City Clay. *Pan-AM Geotechnical Conference.*
- Soderberg, L. O. (1962).- Consolidation theory applied to foundation pile time effects. *Geotechnique.* Vol. v. 12. p. p. 217-225.
- Tomlinson, M.; Woodward, J. (1993)- Pile Design and Construction Practice, Fourth Edition. Taylor & Francis,
- Tschebotarioff, G.P. (1978)- Fundações, estruturas de arrimo e obras de terra: a arte de projetar e construir e suas bases científicas na mecânica dos solos. McGraw-Hill,
- Van der Veen, C (1953)- The bearing capacity of a pile. Zurich.
- Velloso, D.; Lopes, F. (2011)- Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. São Paulo: Oficina de Textos,
- Vesic, A. S. (1977).- Design of pile foundations NCHRP synthesis of highway practice.



# ANEXO 1

## TABELAS DE ENSAIO

Quadro A.1.1 – Leituras dos transdutores de deslocamento (Prova de Carga 1)

Ciclo 1	Transdutor nº 1						Transdutor nº 2						Transdutor nº 3								
	t (min)	Q (ton)	Q (bar)	02	05	10	15	30	60	02	05	10	15	30	60	02	05	10	15	30	60
15	10	25	2,26	2,35	2,38	2,42	-	-	-	4,22	4,30	4,35	4,37	-	6,34	6,40	6,48	6,51	-	-	-
15	20	45	3,31	3,43	3,46	3,46	-	-	-	5,22	5,34	5,38	5,38	-	7,44	7,57	7,62	7,62	-	-	-
15	30	60	4,30	4,38	4,45	4,50	-	-	-	6,19	6,28	6,35	6,40	-	8,51	8,60	8,68	8,72	-	-	-
15	40	70	6,54	6,72	6,72	6,75	-	-	-	7,41	7,57	7,57	7,61	-	9,82	10,00	10,00	10,04	-	-	-
15	50	80	7,85	8,02	8,16	8,28	-	-	-	9,68	9,85	9,98	10,09	-	11,18	11,35	11,50	11,61	-	-	-
15	25	40	6,00	5,99	5,98	5,97	-	-	-	7,88	7,86	7,86	7,85	-	9,26	9,25	9,25	9,25	-	-	-
30	0	0	2,80	2,75	2,89	2,86	2,61	-	-	4,76	7,74	4,68	4,66	4,60	-	6,86	6,81	6,76	6,73	6,68	-

Ciclo 2	Transdutor nº 1						Transdutor nº 2						Transdutor nº 3													
	t (min)	Q (ton)	Q (bar)	02	05	10	15	30	60	02	05	10	15	30	60	02	05	10	15	30	60					
15	10	20	3,81	3,88	3,90	3,91	-	-	-	5,77	5,84	5,86	5,86	-	6,95	7,04	7,05	7,06	-	-	-					
15	20	40	4,55	4,67	4,67	4,71	-	-	-	6,49	6,62	6,62	6,65	-	7,76	7,88	7,88	7,92	-	-	-					
15	30	55	5,56	5,74	5,80	5,85	-	-	-	7,46	7,64	7,70	7,75	-	8,82	9,03	9,08	9,14	-	-	-					
15	40	70	6,73	6,86	6,90	6,94	-	-	-	8,58	8,71	8,75	8,80	-	10,07	10,20	10,24	10,29	-	-	-					
15	50	80	7,90	8,10	8,10	8,15	-	-	-	9,73	9,82	9,87	9,98	-	11,30	11,38	11,45	11,57	-	-	-					
15	60	95	8,34	8,58	8,59	8,76	-	-	-	10,12	10,27	10,37	10,54	-	13,80	13,95	14,11	14,29	-	-	-					
15	70	105	10,14	10,28	10,45	10,59	-	-	-	12,87	13,02	13,18	13,32	-	15,66	15,84	16,05	16,18	-	-	-					
15	80	125	13,50	13,66	13,80	13,92	-	-	-	14,18	14,34	14,48	14,58	-	17,08	17,31	17,44	17,56	-	-	-					
15	90	140	15,16	15,45	16,77	16,88	-	-	-	16,81	17,09	17,40	17,50	-	19,84	20,16	20,48	20,59	-	-	-					
60	100	150	18,25	18,59	19,05	19,21	20,72	21,11	-	19,83	20,16	20,60	20,76	21,28	21,74	23,04	23,40	23,82	24,02	24,56	24,99					
15	110	165	23,44	23,77	24,00	24,22	-	-	-	23,96	24,30	24,52	24,73	-	27,30	27,65	27,87	28,08	-	-	-					
15	120	180	28,36	29,06	29,72	30,13	-	-	-	28,82	29,60	30,15	30,55	-	32,33	33,02	33,67	34,05	-	-	-					
15	60	75	34,05	34,03	34,03	34,02	-	-	-	35,60	35,60	35,60	35,60	-	38,80	38,80	38,82	38,82	-	-	-					
15	0	0	24,89	24,78	24,61	24,47	-	-	-	26,80	26,68	26,51	26,40	-	28,20	28,08	27,89	27,88	-	-	-					
			Leitura do transdutor sem carga						2 mm						3 mm						5 mm					

Quadro A.1.2 – Média das Leituras dos transdutores de deslocamento (Prova de Carga 1)

Prova de Carga 1									
Média das Leituras									
Ciclo 1				Tempo (min) / Deslocamento (mm)					
t (min)	Q (ton)	Q (kN)	Q (bar)	02	05	10	15	30	60
0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-
15	10	100	25	0,94	1,02	1,07	1,10	-	-
15	20	200	45	1,99	2,11	2,15	2,15	-	-
15	30	300	60	3,00	3,09	3,16	3,21	-	-
15	40	400	70	4,59	4,76	4,76	4,80	-	-
15	50	500	80	6,24	6,41	6,55	5,99	-	-
15	25	250	40	4,38	4,37	4,36	4,36	-	-
30	0	0	0	1,47	2,43	1,38	1,35	1,30	-
Ciclo 2									
Ciclo 2				Tempo (min) / Deslocamento (mm)					
t (min)	Q (ton)	Q (kN)	Q (bar)	02	05	10	15	30	60
15	10	100	20	2,18	2,25	2,27	2,28	-	-
15	20	200	40	2,93	3,06	3,06	3,09	-	-
15	30	300	55	3,95	4,14	4,19	4,25	-	-
15	40	400	70	5,13	5,26	5,30	5,34	-	-
15	50	500	80	6,31	6,43	6,47	6,57	-	-
15	60	600	95	7,42	7,60	7,69	7,86	-	-
15	70	700	105	9,56	9,71	9,89	10,03	-	-
15	80	800	125	11,59	11,77	11,91	12,02	-	-
15	90	900	140	13,94	14,23	14,88	14,99	-	-
60	100	1000	150	17,04	17,38	17,82	18,00	18,85	19,28
15	110	1100	165	21,57	21,91	22,13	22,34	-	-
15	120	1200	180	26,50	27,19	27,85	28,24	-	-
15	60	600	75	32,82	32,81	32,82	32,81	-	-
15	0	0	0	23,30	23,18	23,00	22,92	-	-

Quadro A.1.3 – Leituras dos transdutores de deslocamento (Prova de Carga 2)

Ciclo 1			Transdutor nº 1						Transdutor nº 2						Transdutor nº 3					
t (min)	Q (ton)	Q (bar)	02	05	10	15	30	60	02	05	10	15	30	60	02	05	10	15	30	60
15	10	30	1,20	1,20	1,23	1,39	-	-	1,34	1,34	1,37	1,44	-	-	1,10	1,10	1,13	1,18	-	-
15	20	45	2,09	2,10	2,12	2,18	-	-	2,36	2,38	2,40	2,46	-	-	2,17	2,20	2,22	2,29	-	-
15	30	55	2,92	3,09	3,13	3,16	-	-	3,31	3,51	3,54	3,58	-	-	3,06	3,24	3,26	3,29	-	-
15	40	70	4,35	4,37	4,42	4,50	-	-	4,90	4,92	5,00	5,06	-	-	4,54	4,55	4,55	4,60	-	-
15	50	80	5,74	5,97	6,18	6,19	-	-	6,40	6,62	6,86	6,88	-	-	5,65	5,84	6,06	6,07	-	-
15	25	40	4,98	4,95	4,95	4,95	-	-	4,43	4,40	4,40	4,40	-	-	3,88	3,85	3,85	3,83	-	-
30	0	0	0,96	0,90	0,85	0,83	0,83	-	1,03	0,97	0,91	0,90	0,90	-	0,71	0,67	0,62	0,59	0,59	-
Ciclo 2			Transdutor nº 1						Transdutor nº 2						Transdutor nº 3					
t [min]	Q (ton)	Q (bar)	02	05	10	15	30	60	02	05	10	15	30	60	02	05	10	15	30	60
15	10	25	1,95	1,96	1,96	1,97	-	-	2,12	2,14	2,14	2,18	-	-	1,72	1,73	1,73	1,75	-	-
15	20	50	2,78	2,78	2,81	2,85	-	-	3,10	3,10	3,15	3,19	-	-	2,59	2,61	2,65	2,67	-	-
15	30	55	3,63	3,63	3,76	3,84	-	-	4,09	4,11	4,26	4,34	-	-	3,47	3,48	3,62	3,70	-	-
15	40	70	4,82	4,91	5,11	5,15	-	-	5,42	5,50	5,70	5,74	-	-	4,69	4,77	4,96	5,00	-	-
15	50	80	6,30	6,41	6,55	6,75	-	-	7,00	7,12	7,26	7,35	-	-	6,12	6,24	6,35	6,45	-	-
15	60	95	8,30	9,29	9,72	9,73	-	-	8,97	9,30	9,38	9,39	-	-	7,95	8,26	8,34	8,35	-	-
15	70	110	10,49	10,55	10,64	10,68	-	-	11,15	11,21	11,32	11,38	-	-	10,03	10,09	10,19	10,25	-	-
15	80	125	12,18	12,81	12,89	12,97	-	-	12,85	13,50	13,59	13,67	-	-	11,71	12,36	12,44	12,52	-	-
15	90	140	14,97	14,97	15,01	15,07	-	-	15,88	15,88	15,96	16,04	-	-	15,20	15,23	15,37	15,43	-	-
60	100	150	17,21	17,63	17,81	18,26	18,45	18,60	18,30	18,73	18,92	19,38	19,58	19,75	17,82	18,27	18,46	18,89	19,12	19,28
15	110	170	20,88	21,41	21,47	21,79	-	-	22,09	22,63	22,69	23,01	-	-	21,70	22,27	22,32	22,65	-	-
15	120	180	23,96	24,13	25,02	25,12	-	-	25,22	25,42	26,34	26,43	-	-	24,94	25,15	26,08	26,16	-	-
15	130	195	29,92	30,89	30,89	31,52	-	-	30,33	31,32	32,27	32,96	-	-	30,16	31,17	32,12	32,81	-	-
15	65	90	42,47	42,51	42,55	42,54	-	-	43,70	43,74	43,78	43,77	-	-	43,32	43,35	43,40	43,38	-	-
30	0	0	29,93	29,70	29,50	29,41	29,27	-	30,05	29,92	29,72	29,61	29,46	-	29,71	29,50	29,28	29,18	29,03	-
			Leitura do transdutor sem carga						Leitura do transdutor sem carga						Leitura do transdutor sem carga					
			0 mm						0 mm						0 mm					

Quadro A.1.4 – Média das Leituras dos transdutores de deslocamento (Prova de Carga 2)

Prova de Carga 2									
Média das Leituras									
Ciclo 1				Tempo (min) / Deslocamento (mm)					
t (min)	Q (ton)	Q (kN)	Q (bar)	02	05	10	15	30	60
0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-
15	10	100	30	1,21	1,21	1,24	1,34	-	-
15	20	200	45	2,21	2,23	2,25	2,31	-	-
15	30	300	55	3,10	3,28	3,31	3,34	-	-
15	40	400	70	4,60	4,61	4,66	4,72	-	-
15	50	500	80	5,93	6,14	6,37	6,38	-	-
15	25	250	40	4,43	4,40	4,40	4,39	-	-
30	0	0	0	0,90	0,85	0,79	0,77	0,77	-
Ciclo 2				Tempo (min) / Deslocamento (mm)					
t (min)	Q (ton)	Q (kN)	Q (bar)	02	05	10	15	30	60
15	10	100	25	1,93	1,94	1,94	1,97	-	-
15	20	200	50	2,82	2,83	2,87	2,90	-	-
15	30	300	55	3,73	3,74	3,88	3,96	-	-
15	40	400	70	4,98	5,06	5,26	5,30	-	-
15	50	500	80	6,47	6,59	6,72	6,85	-	-
15	60	600	95	8,41	8,95	9,15	9,16	-	-
15	70	700	110	10,56	10,62	10,72	10,77	-	-
15	80	800	125	12,25	12,89	12,97	13,05	-	-
15	90	900	140	15,35	15,36	15,45	15,51	-	-
60	100	1000	150	17,78	18,21	18,40	18,84	19,05	19,21
15	110	1100	170	21,56	22,10	22,16	22,48	-	-
15	120	1200	180	24,71	24,90	25,81	25,90	-	-
15	130	1300	195	30,14	31,13	31,76	32,43	-	-
15	65	650	90	43,16	43,20	43,24	43,23	-	-
30	0	0	0	29,90	29,71	29,50	29,40	29,25	-

Quadro A.1.5 – Leituras dos transdutores de deslocamento (Prova de Carga 3)

Ciclo 1		Transdutor nº 2						Transdutor nº 3						Transdutor nº 4						
t (min)	Q (ton)	Q (bar)	Tempo (min) / Deslocamento (mm)			Tempo (min) / Deslocamento (mm)			Tempo (min) / Deslocamento (mm)			Tempo (min) / Deslocamento (mm)			Tempo (min) / Deslocamento (mm)					
			02	05	10	15	30	60	02	05	10	15	30	60	02	05	10	15	30	60
15	12	40	21.23	21.23	21.23	21.23	-	-	33.19	33.20	33.22	33.21	-	-	10.19	10.21	10.22	10.21	-	-
15	21	70	21.84	21.82	21.84	21.85	-	-	33.81	33.79	33.81	33.82	-	-	10.83	10.82	10.84	10.85	-	-
15	30	90	22.85	22.83	22.83	22.84	-	-	34.80	34.58	34.86	34.86	-	-	11.64	11.63	11.93	11.94	-	-
15	42	105	23.95	24.08	24.10	24.17	-	-	35.88	35.95	35.98	36.01	-	-	13.01	13.09	13.13	13.19	-	-
15	50	140	25.51	25.76	25.87	25.88	-	-	37.37	37.37	37.63	37.63	-	-	14.66	14.81	14.92	14.94	-	-
15	25	60	23.76	23.76	23.74	23.70	-	-	35.59	36.60	35.58	35.55	-	-	12.81	12.81	12.79	12.75	-	-
30	0	0	21.12	21.12	21.10	21.18	21.26	-	33.06	33.08	33.05	33.13	33.23	-	10.16	10.16	10.15	10.21	10.30	-

Ciclo 2		Tempo (min) / Deslocamento (mm)						Tempo (min) / Deslocamento (mm)						Tempo (min) / Deslocamento (mm)						
t (min)	Q (ton)	Q (bar)	Tempo (min) / Deslocamento (mm)			Tempo (min) / Deslocamento (mm)			Tempo (min) / Deslocamento (mm)			Tempo (min) / Deslocamento (mm)			Tempo (min) / Deslocamento (mm)					
			02	05	10	15	30	60	02	05	10	15	30	60	02	05	10	15	30	60
15	10	40	22.08	22.09	22.06	22.06	-	-	33.99	33.98	33.95	33.95	-	-	11.13	11.14	11.12	11.12	-	-
15	20	60	22.81	22.88	22.84	22.87	-	-	34.86	34.74	34.80	34.84	-	-	11.86	11.93	11.99	12.03	-	-
15	30	80	23.80	23.75	23.93	23.97	-	-	35.64	35.59	35.78	35.80	-	-	12.84	12.80	12.99	13.03	-	-
15	40	100	25.06	25.00	24.04	25.10	-	-	36.81	36.80	36.83	36.88	-	-	14.11	14.05	14.09	14.14	-	-
15	50	125	25.97	25.92	26.19	26.28	-	-	37.73	37.73	37.95	38.03	-	-	15.00	14.97	15.24	15.33	-	-
15	60	160	27.47	27.55	27.76	27.90	-	-	39.21	39.29	39.49	39.68	-	-	16.53	16.61	16.81	16.99	-	-
15	70	175	29.46	29.64	29.95	30.05	-	-	41.21	41.39	41.71	41.80	-	-	18.52	18.70	19.00	19.11	-	-
15	80	200	32.45	32.64	32.73	32.85	-	-	44.19	44.40	44.52	44.59	-	-	21.55	21.74	21.86	21.94	-	-
15	90	220	35.11	35.23	36.25	35.46	-	-	46.83	46.84	47.05	47.17	-	-	24.28	24.37	24.47	24.60	-	-
60	100	240	37.94	38.28	38.46	38.71	39.09	39.32	49.70	50.01	50.18	50.43	50.80	51.05	27.20	27.48	27.66	27.92	28.31	28.54
15	111	270	41.67	41.93	42.24	42.38	-	-	53.40	53.68	53.93	54.07	-	-	30.93	31.20	31.46	31.62	-	-
15	122	300	45.62	46.54	46.70	46.94	-	-	57.33	58.14	58.37	58.61	-	-	34.95	35.74	35.96	36.20	-	-
15	130	320	49.65	50.46	50.64	50.82	-	-	61.37	62.13	62.33	62.59	-	-	39.02	39.74	39.93	40.22	-	-
15	142	340	56.31	58.58	60.44	60.33	-	-	68.04	70.28	72.06	72.01	-	-	45.74	47.04	49.74	49.68	-	-
15	152	370	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
15	125	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
15	100	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
15	76	190	48.26	48.26	48.31	-	-	-	48.69	48.68	48.71	-	-	-	40.76	40.77	40.81	-	-	-
15	50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
15	25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
30	0	-	-	36.11	-	-	-	-	-	36.67	-	-	-	-	-	28.64	-	-	-	-
			Leitura do transdutor sem carga						Leitura do transdutor sem carga						Leitura do transdutor sem carga					
			20						32						9					

Quadro A.1.6 – Média das Leituras dos transdutores de deslocamento (Prova de Carga 3)

Prova de Carga 3											
Média das Leituras											
Ciclo 1				Tempo (min) / Deslocamento (mm)							
t (min)	Q (ton)	Q (kN)	Q (bar)	02	05	10	15	30	60		
0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-		
15	12	120	40	1,20	1,21	1,22	1,22	-	-		
15	21	210	70	1,83	1,81	1,83	1,84	-	-		
15	30	300	90	2,63	2,61	2,91	2,91	-	-		
15	42	420	105	3,95	4,04	4,07	4,12	-	-		
15	50	500	140	5,51	5,71	5,81	5,82	-	-		
15	25	250	60	3,72	4,06	3,70	3,67	-	-		
30	0	0	0	1,11	1,12	1,10	1,17	1,26	-		
Ciclo 2				Tempo (min) / Deslocamento (mm)							
t (min)	Q (ton)	Q (kN)	Q (bar)	02	05	10	15	30	60		
15	10	100	40	2,07	2,07	2,04	2,04	-	-		
15	20	200	60	2,78	2,85	2,91	2,95	-	-		
15	30	300	80	3,76	3,71	3,90	3,93	-	-		
15	40	400	100	4,99	4,95	4,65	5,04	-	-		
15	50	500	125	5,90	5,87	6,13	6,21	-	-		
15	60	600	160	7,40	7,48	7,69	7,86	-	-		
15	70	700	175	9,40	9,58	9,89	9,99	-	-		
15	80	800	200	12,40	12,59	12,70	12,79	-	-		
15	90	900	220	15,07	15,18	15,59	15,41	-	-		
60	100	1000	240	17,95	18,26	18,43	18,69	19,07	19,30		
15	111	1110	270	21,67	21,94	22,21	22,36	-	-		
15	122	1220	300	25,63	26,47	26,68	26,92	-	-		
15	130	1300	320	29,68	30,44	30,63	30,91	-	-		
15	142	1420	340	36,36	38,30	40,41	40,34	-	-		
15	152	1520	370	Stop						-	-
15	125	1250	-	-	-	-	-	-	-		
15	100	1000	-	-	-	-	-	-	-		
15	76	760	190	25,57	25,57	25,61	-	-	-		
15	50	500	-	-	-	-	-	-	-		
15	25	250	-	-	-	-	-	-	-		
30	0	0	-	-	13,54	-	-	-	-		