



Victor Ananías Marques Cabral

Licenciado em Engenharia Geológica

**Porto de pesca de Tavira:
Análise de uma fundação em micro-estacas cravadas**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre
em Engenharia Geológica

Orientadora: Doutora Eng.^a Paula F. da Silva,
Professora Auxiliar- FCT/UNL

Co-orientador: Mestre Eng. Alexandre M. G. dos
Santos Ferreira, Técnico superior, DGRM

Juri:

Presidente:

Doutor Pedro Calé da Cunha Lamas, Prof.
Auxiliar – FCT/UNL

Vogais:

- Doutor Eng^o José António de Almeida,
Prof. Associado com Agregação – FCT/UNL
- Mestre Eng^o Alexandre M. Gameiro dos
Santos Ferreira, Técnico Superior, DGRM

Porto de pesca de Tavira: Análise de fundação em micro-estacas cravadas

Copyright © Victor Ananias Marques Cabral, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, quero agradecer aos meus orientadores, Professora Ana Paula Silva e ao Engenheiro Alexandre Santos Ferreira, por toda a orientação, apoio, disponibilidade, críticas e sugestões ao longo da elaboração desta dissertação.

Agradeço também ao Departamento de Ciências da Terra, da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (DCT - FCT/UNL) e a DGRM pelas condições oferecidas para desenvolver este trabalho.

Quero também agradecer a todas as outras pessoas que de alguma forma me ajudaram.

Por último, mas não menos importante, quero agradecer à minha família pela ajuda e por tudo o que fizeram por mim.

À minha mãe, família, amigos e a todos os que me apoiaram ao longo deste percurso.

RESUMO

Portugal, como um país do litoral, possui uma vasta zona costeira onde se concentra uma intensa atividade económica, tendo por isso a necessidade de diversas infraestruturas portuárias e de proteção.

As infraestruturas portuárias como molhes, muros-verticais, bem como outras estruturas em ambientes marinhos ou fluviais, exigem cuidados particulares na sua construção devido às condições presentes, nomeadamente ao mar, à sua dinâmica, às forças resultantes e da sua interação com as estruturas, em conjunto com as condições dos solos originados nesses ambientes, que normalmente apresentam fraca qualidade sob o ponto de vista geotécnico.

No seguimento dos resultados da campanha de prospeção e ensaios realizados para a fundação de futuros muros-verticais no porto de Tavira, que apresenta solos com fraca capacidade portante, realiza-se com base em alguns métodos, o dimensionamento de micro-estacas de ferro fundido dúctil como fundação dos molhes a construir.

Nesta dissertação propõe-se uma análise simplificada, a nível estrutural e geotécnica, a uma fundação em micro-estacas submetida à compressão axial. Inicialmente são analisadas micro-estacas de diferentes diâmetros para uma profundidade de 14,5 m e, com base nos resultados obtidos, procede-se a uma análise geotécnica de grupos de micro-estacas com 300 mm de diâmetro. Esta solução é em seguida comparada com outra de reforço de solos por estacas brita, para o reforço da fundação de muros-cais verticais no porto de Tavira.

Palavras-chave: Fundações indiretas, Micro-estacas, Obras portuárias, Muro-cais.

ABSTRACT

Portugal, as a coastal country, has a vast coastal zone where it concentrates intense economic activity, so there is a need for several port infrastructures and protection structures along the coast.

Port infrastructures such as jetties, vertical walls, as well as other works in marine or river environments, require particular attention in construction works due to the present conditions, namely the sea, its dynamics, the resulting forces and its interaction with the structures, combined with the conditions of the soils originated in these environments, which are usually of poor geotechnical properties.

Following the results of the exploration campaign and the tests carried out for the foundation of future vertical walls of the fishing port of Tavira, which presented soils with low bearing capacity, is analyzed based on several methods, the design of ductile iron micropiles as a foundation of the quays to be built.

This dissertation proposes a structural and geotechnical analysis of deep foundation, namely micropiles under axial compression. Initially, micropiles of different diameters were analyzed for a depth of 14.5 m and based on the results obtained, a geotechnical analysis is carried out to a group of micropiles with a diameter of 300 mm. This reinforcement solution is then compared with another one, using stone columns, and evaluated as an alternative to reinforce the foundation of vertical walls at Tavira port.

Keywords: Deep foundations, Micropiles, Coastal works, Vertical wall.

INDICE GERAL

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Objetivo.....	1
1.2 Enquadramento do tema.....	1
1.3 Fundações e micro-estacas	5
1.4 Organização da dissertação	7
2. MICRO-ESTACAS: DESENVOLVIMENTO, CLASSIFICAÇÃO E MÉTODOS CONSTRUTIVOS	9
2.1 Breve história	9
2.2 Classificação e métodos construtivos de micro-estacas	11
2.2.1 Classificação quanto ao comportamento	14
2.2.2 Classificação segundo o processo injeção durante a construção	15
2.3 Micro-estacas cravadas	17
2.3.1 Processos construtivos	17
2.3.2 Micro-estacas de ferro fundido dúctil	18
2.3.3 Materiais e equipamentos necessários	21
2.3.3.1 <i>Equipamento de cravação, martelos hidráulicos</i>	22
2.3.3.2 <i>Equipamentos e materiais de injeção</i>	22
2.3.4 Métodos cravação de micro-estacas de ferro fundido dúctil	23
2.3.4.1 <i>Cravação por “via seca”</i>	23
2.3.4.2 <i>Cravação por “via húmida”</i>	25
2.4 Perturbação no solo	26
2.5 Aplicações de micro-estacas	27
2.6 Vantagens e limitações de micro-estacas cravadas	28
2.6.1 Vantagens	28
2.6.2 Limitações	29
2.7 Considerações de projeto de micro-estacas	30
2.8 Controlo de qualidade	31
2.9 Carregamentos admissíveis.....	33
2.9.1 Carga estática de compressão máxima	33
2.9.2 Carga dinâmica de compressão máxima	34
2.9.3 Carga de tração máxima	35
2.9.4 Carga horizontal máxima	35
2.9.5 Cargas combinadas	36

2.9.6 Ensaio sónico (<i>stress wave</i>).....	36
2.10 Proteção contra a corrosão.....	37
3 DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÃO EM MICRO-ESTACAS	39
3.1 Considerações gerais	39
3.2 Dimensionamento estrutural	43
3.2.1 Eurocódigo 4.....	43
3.2.2 Previsão da capacidade de carga interna de micro-estaca (MF, 2005)	44
3.2.3 Capacidade de carga da micro-estaca à compressão pelo Deep Foundation Institute (2016)	46
3.2.4 Resistência estrutural da micro-estaca, considerando os efeitos da encurvadura (MF, 2005).....	48
3.2.5 Capacidade resistente estrutural por atrito lateral de micro-estaca cravada por “via húmida” à compressão	51
3.3 Dimensionamento geotécnico	52
3.3.1 Micro-estacas sob cargas axiais	52
3.3.2 Dimensionamento segundo o Eurocódigo 7	53
3.3.3 Capacidade resistente do terreno devido à compressão nas micro-estacas.....	54
3.3.4 Capacidade resistente do terreno por tração nas micro-estacas	55
3.4 Métodos estático de previsão da capacidade de carga de fundações em micro-estacas.....	57
3.4.1 Métodos teóricos.....	57
3.4.1.1 Proposto por Vésic (1972)	57
3.4.1.2 Proposto por MF (2005).....	59
3.4.2 Métodos semi-empíricos	60
3.4.2.1 Proposto por Aoki & Veloso (1975).....	60
3.4.2.2 Proposto por Décourt & Quaresma (1982).....	62
3.4.2.3 Correlações empíricas para obtenção do atrito lateral unitário (MF, 2005).....	63
3.4.2.4 Método previsão da capacidade de carga de micro-estacas proposto por Lizzi (1985)	65
3.4.2.5 Proposto por Bustamante e Doix (1985)	65
3.4.2.6 Proposto pela Deep Foundation Institute (2016).....	69
3.4.2.7 Resistência de micro-estacas à tração	70
3.4.2.8 Resistência da micro-estaca ao arranque (levantamento).....	71
3.5 Capacidade resistente última das micro-estacas nos programas Microestaca (Geo5, 2019) e MP (Geostru, 2018)	71

3.6 Cálculo de assentamentos de micro-estacas isoladas.....	72
3.7 Assentamento de grupos de micro-estacas por formulações teóricas	73
3.8 Resistência e assentamento de grupos de micro-estacas nos programas Microestaca (Geo5 2019) e MP (Geostru 2018)	74
3.9 Efeito do grupo de micro-estacas.....	75
4 CASO DE ESTUDO: PORTO DE PESCA DE TAVIRA	77
4.1 Considerações gerais	77
4.2 Campanhas de prospeção	79
4.3 Caracterização geológica e geotécnica do terreno	80
4.4 Descrição do modelo e da metodologia aplicada.....	82
4.5 Resultados obtidos.....	84
4.5.1 Definição da carga de cálculo aplicada às micro-estacas.....	84
4.5.2 Capacidade de carga interna de micro-estacas à compressão	86
4.5.3 Carga crítica de encurvadura e seu efeito na capacidade resistente das micro-estacas à compressão	86
4.5.4 Resistência estrutural à compressão da ligação entre o tubo de ferro fundido e o microbetão da micro-estaca (via húmida).....	87
4.5.5 Capacidade portante das micro-estacas isoladas à compressão obtidos pelos vários métodos	88
4.5.6 Assentamentos de micro-estacas isoladas	96
4.5.7 Assentamento de grupo das micro-estacas	101
4.5.8 Resistências de grupo das micro-estacas no programa da Geo5.....	103
4.6 Discussão dos resultados	105
4.6.1 Fundamento do cálculo.....	105
4.6.2 Dimensionamento estrutural	105
4.6.3 Capacidade portante das micro-estacas isoladas à compressão obtidos pelos vários métodos utilizados	108
4.6.4 Assentamentos de micro-estacas isoladas	110
4.6.5 Assentamento e resistências de grupo de micro-estacas.....	111
4.6.6 Comparação entre reforço por micro-estacas e reforço por estacas de brita (Rocha 2012)	113
5 CONCLUSÃO	115
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	119
ANEXOS	123

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Micro-estacas tradicionais	6
Figura 2.1. Técnica de cravação de micro-estacas de ferro fundido dúctil por “via húmida”,	12
Figura 2.2. Método típico de execução de micro-estacas moldadas em solos coerentes, a	13
Figura 2.3. Micro-estaca autoperfurante	13
Figura 2.4. Exemplo de aplicações de micro-estacas para Caso 1	15
Figura 2.5. Exemplo de aplicações de micro-estacas para o Caso 2.....	15
Figura 2.6. Tubos de ferro fundido dúctil	19
Figura 2.7. Acessórios para tubos de ferro fundido dúctil.....	20
Figura 2.8. Sistema de união macho-fêmea dos tubos de ferro fundido dúctil.....	21
Figura 2.9. Método de execução de micro-estacas de ferro fundido dúctil pela “via seca”.....	24
Figura 2.10. Método de execução de micro-estacas de ferro fundido dúctil pela “via húmida”:	26
Fonte: https://www.solcon.fi/wp-content/uploads/2019/02/TRM-Piling-System-in-General.pdf .	26
Figura 3.1. Tipos de esforços habituais que as micro-estacas estão sujeitas, quando utilizados em reforço de fundações de estruturas	39
Figura 3.2. Mecanismos de transferência de carga estaca-solo em micro-estacas verticais sob cargas axiais.....	53
Figura 3.3. Abaco de correlação N_{SPT} , P_{lim} e atrito lateral unitário	64
Figura 3.4. Abaco de correlação q_u , P_{lim} e atrito lateral unitário	64
Figura 3.5. Atrito lateral unitário(q_s) de areias e cascalhos com base	67
Figura 3.6. Atrito lateral unitário (q_s) de argilas e siltes com base no N_{SPT} e pressão limite de ensaio pressiométrico	68
Figura 3.7. Geometria e sequencia de execução de micro-estacas.....	76
Figura 4.1. Localização e a planta do projeto do porto de pesca de Tavira	77
Figura 4.3. Disposição das camadas das fundações considerada na análise	82
Figura 4.5. Malha de distribuição e o espaçamento das micro-estacas adotado nesta dissertação	83
Figura 4.6. R_d obtidos com método proposto por Vésic (1972)	89
Figura 4.7. R_d obtido segundo o método teórico proposto por (MF, 2005)	89
Figura 4.8. Resistência obtida, considerando apenas o atrito lateral retirado de MF (2005)	90
Figura 4.9. R_d obtido com o método proposto por Aoki & Veloso (1975).....	90
Figura 4.10. R_d obtido com o método proposto por Décourt & Quaresma (1982).	91
Figura 4.11. R_d obtido com o método proposto por Lizzi (1985).	92
Figura 4.12. R_d obtido com o método proposto por Bustamante e Doix (1985).	92
Figura 4.13. R_d obtido com o método proposto pela Deep Foundation Institute (2016), considerando o atrito lateral unitário do abaco TRM (2014).	93
Figura 4.15. Resultados obtidos na análise das resistências das micro-estacas isoladas no programa Geo5	94
Figura 4.16. Resistências limites (R_d) de micro-estacas isoladas na fundação cais Oeste (PG 2), obtidos pelos vários métodos de cálculo	95
Figura 4.17. Resistências Limites (R_d) de micro-estacas isoladas obtidos pelos vários métodos de cálculo para a fundação do cais Leste (PG 1)	96
Figura 4.18. Assentamento de micro-estacas isoladas para o PG 1 de acordo com a EN 14199, utilizando as capacidades de carga obtidas por vários métodos e a carga do peso dos cais, 291,24 kN, em cada micro-estaca.....	97
Figura 4.20. Assentamento de micro-estacas isoladas para o PG 2.....	98
Figura 4.19. Assentamento de micro-estacas para o PG 1 calculado segundo Meyerhof (1959), utilizando as capacidades de carga obtidas por vários métodos e a carga do peso dos cais, 291,24 kN, em cada micro-estaca.....	99
Figura 4.21. Resultado de assentamento de micro-estacas isoladas para o PG 2 calculado segundo Meyerhof (1959),	100

Figura 4.22. Assentamento de grupo de micro-estacas (73x5 elementos) para o PG 1 segundo Meyerhof (1959), utilizando as capacidades de carga obtida pelos vários métodos e a carga equivalente do peso do cais.....	102
Figura 4.23. Assentamento de grupo de micro-estacas (53x5 elementos) para o PG 2 segundo Meyerhof (1959), utilizando as capacidades de carga obtida pelos vários métodos, a razão de grupo (r_g) do método de Meyerhof (1959) e a carga equivalente do peso dos cais	103
Figura 4.24. Curva carga-assentamento para o PG 1, obtido no programa Geo5.....	104
Figura 4.25. Curva carga-assentamento para o PG 2, obtido no programa Geo5.....	104
Figura A.1. Desenho em planta to tubo de ferro fundido dúctil.....	123
Figura A.2. Ábaco de correlação para obtenção de atrito lateral. Fonte: Tiroler Röhren- und Metallwerke	127

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1. Algumas especificações de tubos de ferro fundido dúctil do mercado	19
Tabela 2.2. Propriedades do tubo de ferro fundido dúctil	19
Tabela 2.3. Valores de referências de equipamentos usuais de cravação para os diâmetros máximos e mínimos de micro-estacas de ferro fundido dúctil	22
Tabela 2.4. Especificações de tubos de ferro fundido dúctil da DYWIDAG (.....	34
Tabela 2.5. Especificações da resistência ao carregamento da micro-estaca e dos seus materiais constituintes.....	34
Tabela 2.6. Espessura sacrificada por ação da corrosão em diferentes tipos de solos, segundo EN 14199:2005.....	38
Tabela 3.1. Coeficiente C_R	45
Tabela 3.2. Coeficiente F_e	46
Tabela 3.3. Coeficiente F_{c_u}	46
Tabela 3.4. Fator KD , sugerido por	49
Tabela 3.5. Coeficiente da relação (f) entre os módulos de elasticidade a superfície e a uma dada profundidade	49
Tabela 3.6. Coeficiente da relação (f) entre os módulos de elasticidade à superfície e a uma dada profundidade	50
Tabela 3.7. Constante A em função do tipo de coação a cabeça da micro-estaca.....	50
Tabela 3.8. Fatores de correção da resistência lateral de ponta, F_1 e F_2 , propostos por Aoki & Veloso (1975), Laprovitera (1988), Benegas (1993) e Monteiro (1993)	61
Tabela 3.9. Valores de k e α propostos por Aoki & Veloso (1975), Laprovitera (1988) e Monteiro (1997)	61
Tabela 3.10. Valores de k propostos por Décourt & Quaresma (1978).....	62
Tabela 3.11. Valores de α propostos por Décourt & Quaresma (1996)	62
Tabela 3.12. Coeficiente de minoração F_r	63
Tabela 3.13. Diâmetros de perfuração e coeficientes da fórmula de Lizzi	65
Tabela 3.14. Coeficiente de incremento do diâmetro nominal de uma micro-estaca injetada ...	67
Tabela 3.15. Fator de capacidade de carga em solos.....	68
Tabela 3.16. Coeficientes de segurança globais adotados	69
Tabela 4.1. Principais características e parâmetros das unidades geotécnicas (UG) da fundação (Rocha, 2012).....	81
Tabela 4.2. Carga teórica (E_{cd}) atribuídas para cada micro-estaca isolada, em função do número de micro-estacas por metro de comprimento do cais	86
Tabela 4.3. Resultados obtidos no cálculo da capacidade de carga interna das micro-estacas isoladas (N_d) de vários diâmetros e espessuras à compressão.	86
Tabela 4.4. Cargas crítica de encurvadura das micro-estacas isoladas (N_c) de vários diâmetros e espessuras (MF, 2005)	87
Tabela 4.5. Cargas crítica de encurvadura das micro-estacas isoladas no PG 1, de vários diâmetros e espessuras obtidos pelo método de Euler.	87
Tabela 4.6. Cargas crítica de encurvadura obtidos para as micro-estacas isoladas no PG 2, de vários diâmetros e espessuras pelo método de Euler.	87
Tabela 4.7. Parâmetros utilizados nos cálculos da tensão tangencial de cálculo existente na ligação entre o ferro fundido dúctil e o microbetão	88
Tabela 4.8. Resultados para tensão tangencial considerando a ligação entre o ferro fundido dúctil e o microbetão (R_{vd}).....	88
Tabela 4.9. Parâmetros do cálculo, utilizados no método de Vésic (1972).	88
b) MF (2005)	89
Tabela 4.10. Parâmetros para a obtenção de atrito lateral unitário.....	89
Tabela 4.11. Atrito lateral unitário e fator de segurança (MF, 2005)	90
Tabela 4.12. Parâmetros utilizado nos cálculos do método de Aoki & Veloso (1975).....	90

Tabela 4.13. Parâmetros para a obtenção de resistência da micro-estaca a compressão segundo Décourt & Quaresma (1982).	91
Tabela 4.14. Parâmetros para a obtenção de resistência da micro-estaca a compressão com o método de Lizzi (1985).	91
Tabela 4.15. Parâmetros para a obtenção de resistência da micro-estaca a compressão segundo Bustamante e Doix (1985)	92
Tabela 4.16. Atrito lateral unitária por camada segundo os ábacos da EN 14199 e da TRM (2014)	93
Tabela 4.17. Parâmetros utilizados no modelo criado no programa da Geo5	94
Tabela 4.18. Resistências obtidas no programa Geostru	96
Tabela 4.19. Assentamentos de micro-estacas isoladas de 300 mm de diâmetro no programa MP da Geostru segundo Poulos e Davis (1968).	100
Tabela 4.20. Assentamentos de micro-estacas isoladas de 300 mm de diâmetro no programa MP da Geostru segundo Fleming (1992)	101
Tabela 4.21. Resultados da análise da capacidade de carga e assentamento de grupo das micro-estacas de 300mm de diâmetro no programa da Geo5	104
Tabela 4.22. Fatores de segurança obtidos para diferentes tipos de tubos de ferro fundido dúctil com métodos aplicados.	106
Tabela 4.23. Fatores de segurança obtidos no cálculo da tensão tangencial entre os tubos de ferro fundido dúctil e o microbetão.	107
Tabela 4.24. Valores médios, máximos e mínimos de resistências mobilizadas nas micro-estacas isoladas para o PG 1.	108
Tabela 4.25. Valores médios, máximos e mínimos de resistências mobilizadas nas micro-estacas isoladas para o PG 2.	109
Tabela 4.26. PG1: Valores médios, máximos e mínimos de assentamentos previstos	111
Tabela 4.27. PG2: Valores médios, máximos e mínimos de assentamentos previstos	111
Tabela 4.28. PG 1: valores médios, máximos e mínimos de assentamentos de grupo de micro-estacas	111
Tabela 4.29. PG2: valores médios, máximos e mínimos de assentamentos de grupo de micro-estacas	111
Tabela 4.30. Valores de assentamentos previstos com reforço por micro-estacas	113
Tabela 4.31. Valores de assentamentos previstos por Rocha (2012) para solo com e sem reforço de estacas de britas.	114
Tabela A.1. Principais dimensões do tubo ilustrado na Figura 6.1	123
Tabela A.2. tolerâncias admissíveis para os tubos de ferro fundido dúctil.	124
Tabela A.3. Propriedades do material do ferro fundido dúctil.	124
Tabela A.4. Valores de resistência de cálculo de micro-estacas de ferro fundido dúctil	124
Tabela A.5. Características dos tubos de ferro fundido dúctil de acordo com a norma Francesa	125
Tabela A.6. Carga de compressão máxima a ser aplicado nos ensaios de compressão de micro-estacas de ferro fundido dúctil estabelecido pela norma z-34-25-202, 2009	126
Tabela A.7. Resistência à compressão calculadas para as micro-estacas TRM	126
Tabela A.8. Valores intrínsecos dos materiais da micro-estaca	126
Tabela A.9. Parâmetros utilizados na determinação da resistência entre o ferro fundido dúctil e o microbetão	126
Tabela A.10. Valores de resistência na ligação entre os micro-estacas e diferentes tipos de solos	128
Tabela A.11. Ângulo de atrito da interface entre solo/rocha e vários materiais de construção segundo Bowles 1988	128
Tabela A.12. Ângulo de atrito da interface estaca-areias, segundo Randolph 1985.	128
Tabela A.13. Correlações empíricas para a estimação do coeficiente de empuxo em repouso (ko).	129
Tabela A.14. Valores genéricos de coeficiente de empuxo em repouso (ko)	129

SIMBOLOGIA E ABEVIATURAS

Alfabeto latino

A – Constante que depende do tipo de coação na cabeça da micro-estaca;
A_a -Área da seção nominal do tubo de ferro fundido dúctil;
A_c – Área da seção transversal de selagem interior, microbetão;
A_L - Área lateral da micro-estaca;
A_{Pr} – Seção reduzida do tubo de ferro fundido, calculado considerando os efeitos da corrosão;
A_s – Área transversal do tubo de ferro fundido dúctil;
A_{Sadd} - Área da armadura adicional, em m²;
A_{s,i} - Área lateral da micro-estaca na camada i;
B – Largura do grupo;
c–Coesão;
cm – Centímetro;
c' - Coesão efetiva;
C_a- Adesão na interface solo-estaca;
C_e - Coeficiente de eficácia do grupo submetido a cargas verticais;
C_u- Resistência não drenada do solo;
C_d - Resistência de cálculo a um determinado tipo de rotura, que conduz ao estado limite de serviço;
C_R – Coeficiente adimensional;
d - Diâmetro da micro-estaca;
d_b - Diâmetro da base da estaca;
d_e - Diâmetro exterior nominal do tubo de ferro fundido;
d_i – Diâmetro interior nominal do tubo de ferro fundido;
D - Diâmetro nominal da micro-estaca.
D_{ni} - Diâmetro de perfuração da micro-estaca;
Dr - Densidade relativa;
D_R – diâmetro da micro-estaca na zona da encurvadura;
e – Espessura;
E₀ – Módulo de elasticidade do terreno à superfície;
E_a- Módulo de deformabilidade do ferro fundido dúctil;
E_s - Módulo de deformabilidade do solo que confina a micro-estaca;
E_d – Esforços de cálculos, obtido a partir de ações majoradas;
E_I - Rigidez à flexão da micro-estaca;
E_L – Módulo de elasticidade do terreno a uma profundidade L, sendo L o comprimento da micro-estaca;
E_{v,d} - Carga transmitida por atrito lateral;
f - Coeficiente que depende da relação entre o módulo de elasticidade do terreno à superfície e à uma profundidade L;
f_{c,d} – Tensão de cálculo da compressão do microbetão;
f_{c,k} - Resistência característica do microbetão à compressão simples;
f_{s,d} – Tensão de cálculo de cedência do ferro fundido dúctil;
f_{y,d} – Resistência de cálculo do tubo de ferro fundido;
f_{y,k} – Limite elástico da armadura tubular de ferro fundido dúctil;
F_{c,d} – Valor de ação de cálculo das forças atuantes;
F_{t,d} - Valor de ação de cálculo das forças de tração atuantes;

F - Fator de segurança parcial;
 F1 - Fator de correção da resistência de ponta;
 F2 - Fator de correção da resistência lateral;
 F_e – Coeficiente de influência do tipo de execução em função do tipo de terreno e do método de execução;
 Fr - Coeficiente de minoração que tem em conta a duração da função estrutural da micro-estaca;
 FS – Fator de segurança global;
 F_{cu} – Coeficiente do tipo de união de tubos de ferro fundido dúctil;
 F_{we} – Coeficiente de minoração (normalmente é assumido o valor de 1,2);
 F_c – Fator de segurança para a coesão;
 F_φ - Fator de segurança para o ângulo de atrito;
 G - Módulo de distorção;
 H – Comprimento da zona livre;
 h - hora;
 l - Comprimento da micro-estaca, confinada pelo solo;
 I_(lizzi) - Coeficiente adimensional que depende do diâmetro de perfuração;
 I_a – Momento de inércia do tubo de ferro fundido;
 k - Coeficiente da Equação 3.19 que apresenta valores de *a* de acordo com o tipo de solo;
 K - Módulo de compressibilidade volumétrica ou módulo de reação do solo;
 K_(lizzi) - Coeficiente que representa o atrito lateral entre o solo-micro-estaca;
 KD – O seu valor depende da resistência unitária do terreno a penetração estática q_c.
 Ko - Coeficiente de impulso em repouso do solo;
 k - Coeficiente valores de acordo com o tipo de solo;
 k_p – Coeficiente de impulso passivo do solo;
 k_p - Fator de capacidade de carga na ponta;
 k_r - Relação entre os ângulos de atrito do contacto terreno-fuste e o ângulo de atrito interno do terreno;
 L - Comprimento da micro-estaca;
 L_b - Comprimento de ligação estimado;
 L_e – Longitude elástica da micro-estaca;
 L_{ef} – Profundidade do encastramento fictício;
 L_{eff} – Comprimento efetivo da micro-estaca;
 L_l - Comprimento livre da micro-estaca sem terreno envolvente;
 L_{si} - Comprimento da camada *i* que a micro-estaca atravessa;
 N₅₅ - Número de pancadas do ensaio normalizado SPT, *N_{SPT}*, com uma eficiência energética de 55% do equipamento;
 m - Metro;
 mm – Milímetro;
 N₆₀ - Número de pancadas, *N_{SPT}*, com um equipamento com uma eficiência energética de 60%;
 N_c – Fator capacidade de carga em função da coesão do solo;
 N_c – Carga crítica de encurvadura;
 N_{c,Rd} – Resistência estrutural da micro-estaca submetida à compressão;
 N_{c,Ed} – Esforços a que as micro-estacas estarão submetidos a partir de ações majoradas;
 N_d – Carga de compressão de cálculo;
 N_m – *N_{SPT}* médio ao longo da estaca;

N_P – N_{SPT} da ponta;
 N_q - Fator capacidade de carga em função do angulo de atrito do solo;
 N_{SPT} - Número de pancadas necessárias para uma penetração normalizada do amostrador no solo, num ensaio de penetração dinâmica;
 n - Números de micro-estacas no grupo;
 P - Carga aplicada;
 P_{cr} - Carga crítica de encurvadura;
 p_i – Pressão de injeção;
 p_l - Pressão limite do solo, medida no ensaio pressiométrico;
 Q_b - Capacidade resistente de ponta da micro-estaca;
 $Q_{cálculo}$ – Carga de cálculo;
 Q_l – Carga limite na cabeça da estaca;
 Q_p - Resistência de ponta da micro-estaca;
 Q_s – Resistência mobilizada pelo atrito lateral da micro-estaca;
 Q_u - Capacidade resistente última da micro-estaca;
 q_c - Resistência de ponta do cone do ensaio CPT;
 q_p – Resistência de ponta unitária;
 q_s - Resistência lateral unitária;
 q_{si} – Atrito lateral limite unitário da camada i ;
 $q_{s;t,k}$ - Atrito lateral de cálculo mobilizada á tração na camada i ;
 R – Fator empírico de encurvadura ou coeficiente de redução da capacidade estrutural do micro-estaca por efeito da encurvadura
 $R_{b,k}$ - Resistência característica de ponta;
 $R_{c,d}$ - Resistência de cálculo de compressão;
 $R_{cg,d}$ - Resistência de calculo perante o modo de rotura por assentamento do grupo de micro-estaca;
 $R_{c,k}$ - Resistência característica de compressão;
 R_d - Resistencia de cálculo a um determinado tipo de rotura que conduz a EQU;
 $R_{fc,d}$ - Resistência do atrito lateral ao longo do fuste;
 R_g – Resistência do grupo de micro-estacas;
 $R_{s,d}$ – Percentagem da R_d mobilizada por atrito lateral;
 $R_{s,k}$ - Resistência característica do atrito lateral;
 $R_{t,d}$ - Resistência de cálculo à tração;
 $R_{t,k}$ - Valor característico da capacidade resistente do terreno à tração;
 $R_{v,d}$ - Tensão tangencial de cálculo existente na ligação entre o ferro fundido dúctil e o microbetão;
 r - Número de fiadas de estacas;
 r_e – Redução da armadura provocado pela corrosão;
 $r_{fc,d}$ - Capacidade resistente lateral unitária;
 $r_{f,lim}$ - Atrito lateral admissível obtido por correlação no ábaco da figura;
 rg – Razão de grupo de estacas;
 S - Espaçamento entre estacas;
 S_N - Assentamento da micro-estaca submetida a carregamento em solo granular;
 s - Assentamento da cabeça da estaca;
 s_1 - Assentamento de micro-estaca isolada;
 s_g – Assentamento de grupo de estacas;
 s_p - Secção da ponta do bolbo de injeção de diâmetro D_s ;
 $T_{R,d}$ – Tensão tangencial de cálculo da selagem exterior;
 $T_{R,k}$ - Tensão tangencial entre o tubo de ferro fundido e o microbetão;

U – Perímetro da micro-estaca;
u – Fator de redução;
 u_k - Coeficiente de fricção entre microbetão e o ferro fundido dúctil;
vs – Versus;
 W_e – Componente do peso próprio da micro-estaca;
z - Profundidade medida verticalmente desde a superfície do terreno.

Alfabeto grego

α – Fator de adesão na interface solo -material de construção;
 α – Relação entre as resistências de ponta e lateral;
 α_i - Coeficiente função do sistema de injeção;
 β – Fator em função do método de execução;
 ΔL – Segmento de estaca em causa;
 σ_0 – Tensão média do solo na ponta da estaca;
 σ_h - Tensão horizontal total;
 σ_v – Tensão vertical total;
 σ'_h - Tensão horizontal efetiva;
 σ'_v - Tensão vertical efetiva;
 δ - Ângulo de atrito entre solo e a micro-estaca;
 ν - Coeficiente de Poisson;
 φ - Ângulo de resistência ao corte do solo;
 φ' - Ângulo de resistência ao corte efetivo do solo;
 η – Coeficiente de alternância do tipo de carga;
 τ - Força de atrito lateral máxima mobilizada;
 y_s - Coeficiente parcial de segurança de armadura tubular de ferro fundido dúctil;
 Y_s - Peso volúmico do solo;
 Y_b - Peso volúmico do microbetão;
 y_c - Coeficiente parcial de segurança para o microbetão;
 Y_b - Coeficiente parcial para capacidade resistente de ponta;
 Y_s - Coeficiente parcial para capacidade resistente lateral;
 Y_t - Coeficiente parcial para capacidade resistente total de compressão;
 $Y_{s,t}$ - Fator parcial de segurança para capacidade resistente lateral à tração.

Abreviaturas e Siglas

ASTM - *American Society for Testing and Materials*;
CPT - *Cone Penetration Test*;
EC3 - Eurocódigo 3;
EC4 - Eurocódigo 4;
EC7 - Eurocódigo 7;
FHWA – *Federation Highway Administration*;
IREX – *International Research Exchange*;
IR - injeção em várias etapas;
IRS - injeção em várias fases;
IUG - injeção em etapa única;
JAMP- *Japanese Association of High Capacity Micropiles*;
LCPC - *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*;
MC – Modelo Mohr-Coulomb;
MEF, FEM - Método de Elementos Finitos;

NC - Normalmente consolidado;
OC – Sobreconsolidado;
OCR - Grau de sobreconsolidação;
Roc – Razão de sobreconsolidação;
SPT – *Standard Penetration Test*;
UG – Unidade geotécnica.

Outros símbolos

cm² - Centímetro quadrado;
cm³ - Centímetro cubico;
desvpad – Desvio padrão;
kN – Kilo -Newton;
kPa – Kilo -Pascal;
MPa – Mega-Pascal;
mín – Mínimo;
méd – Média;
máx – Máximo;
m² - Metro quadrado;
m³ – Metro cubico;
Pa – Pascal;
% - Percentagem;
° - Graus;
Ø – Diâmetro.

1. INTRODUÇÃO

1.1 Objetivo

O objetivo desta dissertação para obter o grau de Mestre em Engenharia Geológica na Faculdade de Ciências e Tecnologia (FCT) da Universidade Nova de Lisboa (NOVA) é analisar, segundo vários métodos, o dimensionamento do reforço de uma fundação por micro-estacas de ferro fundido dúctil num terreno constituído por solos moles, mais concretamente num caso de estudo em Tavira. Aqui pretende-se construir dois cais verticais naqueles terrenos de fraca capacidade portante e elevada deformabilidade. Este estudo visa ainda contribuir para a melhor compreensão de aspetos relevantes sobre a adequabilidade do uso de micro-estacas como solução para reforçar o solo de fundação em questão, comparando os resultados obtidos com os alcançados por reforço com estacas de brita, conforme estudado por Rocha (2012).

1.2 Enquadramento do tema

O desenvolvimento das sociedades atuais tem acarretado a necessidade de ocupar terrenos constituídos por solos de fraca qualidade geotécnica, seja porque os terrenos de boa qualidade já se encontram ocupados por estruturas, seja pelas novas exigências e serviços considerados como necessários. Alguns desses solos são os denominados “solos moles”, originados por sedimentação, relativamente recente, em ambientes litorais, estuarinos e fluviais; e encontram-se geralmente não consolidados, apresentando características geotécnicas deficientes, sendo suscetíveis de sofrer deformações significativas ou até mesmo roturas, quando solicitados. Geralmente são compostos por frações finas de siltes e argilas em proporções variadas, com algumas areias, alguns cascalhos e geralmente com elevado teor em matéria orgânica e em água.

A definição quantitativa, não padronizada mundialmente, reconhece que os solos moles apresentam valores muito baixos de resistência ao corte

(geralmente inferiores a 50 kPa) e uma deformabilidade elevada perante um carregamento.

As características mecânicas e hidromecânicas das argilas moles faz com que tenham comportamentos distintos em função do tempo do carregamento e, quando carregadas rapidamente, o que acontece na fase da construção, têm uma resposta não drenada e outra drenada após a construção, que continua ao longo do tempo com a dissipação das pressões intersticiais até a respetiva fase da consolidação ter sido atingida (Skempton, 1948).

Assim, as diferentes fases de carregamento distinguem-se as respostas ao carregamento nestes solos nos seguintes três componentes do assentamento total, com base no tempo de carregamento:

- Assentamento não drenado ou inicial, é imediato logo na fase da construção sem haver dissipação das pressões intersticiais nem variação de tensões efetivas;
- Assentamento drenado, provocado pela drenagem do solo e consolidação primária, há dissipação de pressões intersticiais e conseqüentemente o acréscimo das tensões efetivas;
- Assentamento provocado por consolidação secular após a dissipação das pressões intersticiais, sob a tensão efetiva constante.

Esses assentamentos excessivos nos solos moles, devido à sua deformabilidade elevada, podem comprometer a segurança da obra uma vez que são responsáveis por diversos tipos de danos na superestrutura. Por isso é necessária uma quantificação dos seus assentamentos, que permite uma boa previsão comportamental do solo e da fundação, no dimensionamento de projetos que os envolvam.

Segundo Goda (2010), a estrutura superior de um cais vertical deve ser dimensionada para ser seguro contra deslizamento ou tombamento e a capacidade de carga da fundação que o sustenta tem de ser assegurada.

Asseverar as resistências e capacidade de suporte necessárias, torna-se às vezes difícil devido a problemas nas fundações causados por vários fatores, inclusive a presença de solos moles, o tipo de fundação adotada ou erros de

construção que, muitas vezes, começam com estudos geotécnicos insuficientes do terreno, daí ser relevante uma correta caracterização geológica e geotécnica. Para isso é necessário pessoal especializado e experiente para executar e fazer o controlo de qualidade, segundo os procedimentos normalizados, como também para a obtenção de parâmetros geotécnicos que proporcionem o correto dimensionamento das fundações, em regra profundas para evitar problemas de segurança, estabilidade, durabilidade e funcionalidade das estruturas (Milititsky et al., 2015).

As patologias de fundações influenciam o comportamento da estrutura podendo conduzir a danos e prejuízos significativos no conjunto. Assim, é preciso ter atenção aos solos envolvidos e na escolha do tipo de fundação a adotar, porque a construção de obras de engenharia civil em terrenos constituídos por solos moles, implica certos cuidados especiais a ter no dimensionamento de fundações para não comprometer a segurança da obra (*op. cit.*).

A aplicação e o desenvolvimento de várias técnicas de reforço terreno, bem como a introdução de novos materiais resistentes, deve-se a preocupação de construir e garantir maior segurança às estruturas e outras obras de engenharia civil e geotécnica, ajustadas à funcionalidade e à economia (Fleming et al., 2009).

Essas técnicas apresentam uma importância crescente na área da engenharia geotécnica, sendo uma solução para alterar algumas características do terreno e viabilizar a implantação de obras, principalmente em solos com características geotécnicas desfavoráveis para o tipo de construção em causa, ou para o nível/tipo de solicitação pretendida, como também reforçar fundações de estruturas existentes, que apresentem sinais de instabilidade, entre muitas outras aplicações (Patel, 2019).

O melhoramento de solos pode ser realizado com técnicas que por efeito físico, químico ou mecânico alteram as propriedades intrínsecas dos solos, enquanto que o reforço consiste em técnicas que introduzem determinados elementos resistentes no solo, possibilitando maior resistência e capacidade portante do conjunto do que o solo não reforçado. Essa alteração das condições

do terreno por reforço é um requisito fundamental para se obter uma resposta satisfatória do terreno perante as solicitações ocorrentes do serviço ou as do meio ambiente (NP EN 1997-1:2010).

A escolha de uma técnica de melhoramento, reforço ou tratamento de terrenos é feita tendo em conta inúmeros fatores, nomeadamente as características do solo, os objetivos pretendidos para o mesmo, numa relação custo e eficácia sem descartar todos os outros fatores intervenientes, ligados ao tipo de estrutura a ser implantado, tipo de solicitação pretendida e às respetivas condições de execução, entre outros fatores (*op. cit.*).

O documento Eurocódigo 7 - EC7 (NP EN 1997-1) para o projeto geotécnico exige os seguintes três procedimentos no âmbito do processo de melhoramento ou reforço de terreno:

- Antes da escolha ou da utilização de um processo de melhoramento ou de reforço de terreno deve ser efetuado um estudo de caracterização geotécnica das condições iniciais do terreno;
- Na escolha do método de melhoramento ou de reforço do terreno em cada situação particular devem ser tidos em conta todos os fatores aplicáveis;
- A eficácia do melhoramento do terreno deve ser verificada relativamente aos critérios de aceitação, determinando as alterações produzidas nas propriedades do terreno pertinentes.

Entre as diversas técnicas e métodos aplicados para melhorar terrenos com fracas características geotécnicas, destacam-se as propriedades e os métodos de campo mais relevantes para os objetivos da presente dissertação (Fleming et al., 2009; Patel 2019):

- Aumento da resistência ao carregamento e ao corte do solo;
- Redução dos assentamentos total e diferencial;
- Aceleração do processo de consolidação;
- Contenção de solos.

Se for economicamente viável, em alternativa ao melhoramento e reforço com elementos estruturais resistentes como as estacas, existe a opção de efetuar a remoção e substituição com outros solos mais resistentes ou com geomateriais (Patel, 2019).

1.3 Fundações e micro-estacas

Como referido, esta dissertação tem como propósito a análise e discussão do reforço de uma fundação por micro-estacas de ferro fundido, dúctil, como alternativa para solucionar problemas de assentamento total e diferencial previstos para um cais no porto de Tavira. Esta mesma fundação já foi objeto de uma dissertação de mestrado (Rocha, 2012) para avaliar uma outra solução de reforço com recurso a estacas de britas. Neste contexto, esta investigação aborda apenas o tipo micro-estacas, em particular as cravadas, não dando muito ênfase aos restantes tipos de fundações.

As fundações são definidas como elementos de infraestrutura que servem para suportar e transmitir as cargas provenientes da superestrutura com segurança ao terreno onde ele se apoia (Brito, 1999). De acordo com o quociente entre profundidade (L) a que transmite a carga e a largura ou diâmetro da sua secção transversal (D), as fundações das estruturas são classificadas em diretas (superficiais) com L/D menor de 4, indiretas (profundas) com L/D maior do que 10 e as intermédias, denominadas por semidirectas (*op. cit.*).

As fundações indiretas são utilizados para transmitir as cargas (peso e as solicitações proveniente do seu serviço ou funcionamento) das estruturas para as camadas de solo mais resistentes que se encontram a maior profundidade, sempre que os solos mais superficiais são de fraca qualidade para as solicitações exigidas; incluem estacas, barretas e caixões (Brito, 1999).

As estacas são agrupadas consoante a dimensão do diâmetro da sua secção transversal. O primeiro grupo refere-se às estacas convencionais que possuem um diâmetro superior a 300 mm e o segundo engloba as micro-estacas, com diâmetros de dimensão menor do que 300 mm (NP EN1997-1:2010).

As micro-estacas e estacas-raiz (Português), *Micropiles*, *Root-piles*, *Minipiles*, *Pin-piles* e *Needle-piles* (Inglês), *Micropieux*, *Pieux racines*, *Minipieux* e *Pieux aiguilles* (Francês), são diferentes designações para o mesmo conceito, e referem-se a estacas de pequeno diâmetros, que podem ser tubulares ou com outras formas, apresentando dimensões diametrais inferiores a 300 mm, sendo

instaladas mais próximas uma das outras do que as convencionais, por perfurações prévias e moldadas “in situ” ou cravadas no solo (Juran et al., 1997; Bruce et al., 2002; FOREVER, 2004; EN 14199:2005; FHWA, 2005; Farouk, 2009; Patel ,2019). As micro-estacas mais utilizadas possuem diâmetros que variam entre 100 e 250 mm e podem atingir comprimentos superiores a 30 m. Um exemplo das primeiras utilizações deste tipo de estaca integra a Figura 1.1.

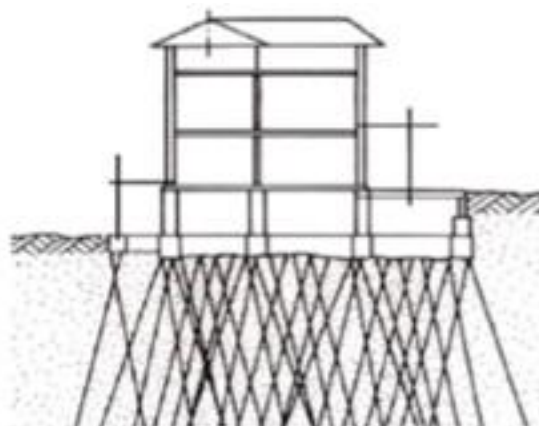


Figura 1.1. Micro-estacas tradicionais (Teixeira, 2014).

São capazes de suportar esforços de compressão, tração, corte e flexão, consoante o tipo de carregamento (estáticos e dinâmicos) a que estão sujeitos e da sua interação com o solo envolvente (Bruce et al., 1995; Juran et al., 1997; FHWA, 2000; Tomlinson et al., 2007). Para além do uso como elementos de suporte estruturais de novas fundações ou para reforços de fundações existentes, as micro-estacas são também utilizados na estabilização de taludes e de massas de terreno, para resistir a forças estáticas e dinâmicas (Farouk, 2009).

A sua versatilidade tem muitas vantagens, como o facto de poderem ser instaladas em quase todos os tipos de solos, em locais de difícil acesso ou restrito e por razões económicas entre outras (TRM, 2014). O sistema de micro-estacas é considerado inovador nas fundações profundas, podendo ser uma solução alternativa das estacas tradicionais para resolver muitos problemas relacionados com construções em solos moles, como lodos, ou soltos, porque são capazes de resistir a esforços de compressão, tração e flexão (Bruce et al., 1995; Juran et al., 1999; FOREVER, 2004).

É fundamental prever o comportamento das micro-estacas perante as diversas situações de solicitações a que podem estar sujeitas (Sharma et al., 2014). Perante um carregamento ou uma solicitação, as micro-estacas, como as restantes estacas, transmitem os esforços ao terreno de três formas diferentes: por carga de ponta, atrito lateral ou a combinação de ambas (Bruce et al., 1995; Juran et al., 1997; FOREVER, 2005):

- Micro-estacas de ponta, funcionam por mobilização de resistência de ponta ao serem comprimidos na sua extremidade no substrato onde assentam, quando a resistência ao longo do fuste não chega a ser mobilizada devido à fraca qualidade dos solos que atravessa até atingir um substrato com resistência suficiente para se apoiar;
- Micro-estacas flutuantes, que funcionam somente por mobilização de resistência ao longo do fuste por atrito ou adesão lateral de estaca-solo, seja porque o solo alcançado pela ponta não possui resistência suficiente ou esta é muito reduzida quando comparada com a resistência do atrito lateral. São alternativas sempre que, por qualquer motivo não é possível alcançar um substrato com resistência necessária para que a resistência de ponta possa ser mobilizada;
- Micro-estacas de comportamento misto, quando o seu funcionamento contemplam os dois comportamentos anteriores, por atrito lateral ao longo do fuste e por resistência de ponta em simultâneo. Na maioria das vezes a resistência de ponta é desprezada por ser muito reduzida em relação ao atrito lateral (Bruce et al., 1995).

Devido à esbelteza das micro-estacas, resulta que o ideal seria que o seu funcionamento fosse mais por atrito lateral do que por resistência de ponta de forma a minimizar as possibilidades de encurvamento das mesmas (Juran et al., 1999; Fleming et al., 2009).

1.4 Organização da dissertação

A presente dissertação está organizada em cinco capítulos e três anexos, começando com a introdução ao tema no Capítulo 1, que inclui uma breve exposição dos objetivos propostos e, seguidamente, o enquadramento do tema de fundações em micro-estacas.

No Capítulo 2 descreve-se o estado da arte do tema, abordando os tipos de micro-estacas existentes no mercado, bem como os sistemas de

classificações adotados internacionalmente. Seguidamente descreve-se as micro-estacas de ferro fundido dúctil com mais detalhes, assim como as suas aplicações, componentes, métodos de execução no terreno, vantagens, limitações e implicações. Por fim, ainda neste capítulo, tecem-se considerações sobre o projeto de micro-estacas, controlo de qualidade, ensaios de carga e carregamentos admissíveis.

O Capítulo 3 é reservado às indicações de dimensionamento segundo o Eurocódigo 7, expondo igualmente, de modo breve, alguns métodos de determinação de capacidade de carga utilizados no projeto de fundações em micro-estacas, tais como os propostos por Vésic (1972), MF (2005), Aoki & Veloso (1975), Décourt & Quaresma (1982), Lizzi (1985), Bustamante e Doix (1985), Deep Foundation Institute (2016). No final sintetiza-se alguma informação relativa aos programas Micro-estacas e Grupo de Estacas da Geo5 (2019), que serão aplicados no âmbito desta investigação.

No Capítulo 4 apresenta-se o caso de estudo do porto de Tavira, com a respetiva caracterização geotécnica e trabalhos realizados; seguidamente procede-se a descrição do modelo, metodologias, abordagem de cálculos utilizados e conclui-se o capítulo com a discussão dos resultados obtidos nos cálculos efetuados.

Por fim, no Capítulo 5 sintetizam-se as conclusões e abordam-se os resultados obtidos e a sua interpretação, bem como se listam algumas recomendações para o projeto.

2. MICRO-ESTACAS: DESENVOLVIMENTO, CLASSIFICAÇÃO E MÉTODOS CONSTRUTIVOS

Tendo como objetivo a análise e o dimensionamento de micro-estacas cravadas de ferro fundido dúctil para fundação indireta de dois cais em solos moles, este capítulo expõe de uma maneira genérica os sistemas de classificações e métodos de execução existentes, embora quase todos incidem sobre micro-estacas moldadas “in situ”, e tenta analisar-se com maior detalhe as micro-estacas cravadas de ferro fundido dúctil, bem como os métodos para a sua execução.

2.1 Breve história

A cravação de estacas para o suporte de estruturas, foi um dos primeiros exemplos de arte e ciência na engenharia civil (Tomlinson et al., 2007), que pode ser provado por vários restos arqueológicos encontrados deste método construtivo nas zonas pantanosas e do litoral, datados como sendo do período pré-histórico, assim como também é relatado na Bíblia o uso de estacas de madeira de cedro na Babilónia (Del Pozo, 2002).

Os Gregos recorreram também a esta técnica de construção nas margens do Mar Mediterrâneo desde o tempo do império Romano (Fleming et al., 2009), assim como na Grã-Bretanha existem muitos exemplos de utilização de estacas de madeira em construções de pontes e outras estruturas construídos pelos romanos (Tomlinson et al., 2007). A cidade holandesa de Amsterdão e Veneza em Itália foram fundadas quase inteiramente em fundações de estacas com 15 a 20 m de comprimento (Fleming et al., 2009).

Durante muitos séculos houve poucos avanços na aplicação e execução de estacas, apenas em meados do século XIX e início século XX, com a introdução de novos materiais no fabrico de estacas, como metais e o cimento para substituir a madeira, permitiu um grande avanço nesta área principalmente a invenção de estacas metálicas, de betão e mista (Tomlinson et al., 2007).

Em 1903, R.J. Beale desenvolveu o método de cravação de tubos moldador de aço, que é posteriormente preenchido com betão e retirado o tubo; 5 anos mais tarde, E. Frankignoul, inventou uma versão preliminar de estacas Franki de tubo cravado que, mais tarde, foi desenvolvido para fornecer bases expandidas por formação de bolbos, que se tornou muito conhecido e bem sucedido em todo o mundo (Fleming et al., 2009). Acredita-se que na mesma época a companhia Hennebique do Reino Unido criou a primeira estaca pré-fabricada de betão (Fleming et al., 2009).

Por sua vez as micro-estacas, “Pali Radice”, também conhecidas por estacas raiz em português, foram introduzidas no reforço de fundações, na década de 50 do século XX, pelo engenheiro civil italiano, F. Lizzi (FHWA, 2005).

Desde a sua invenção, esta técnica tem tido uma aplicação crescente, acompanhada pelo desenvolvimento de novas técnicas para a sua execução, nomeadamente as de furação, cravação e monitorização, principalmente em meados dos anos 80 (FHWA, 2005), tornando-se muito popular devido à sua elevada eficácia e versatilidade, podendo ser utilizada em qualquer tipo de solo, com diferentes funções, sem causar ruídos, nem vibrações ou alterações significativas (micro-estacas moldadas) capazes de comprometer a segurança das estruturas existentes nas proximidades (Fleming et al., 2009).

Apesar de terem já sido utilizadas as estacas cravadas de madeiras na reconstrução e restauração da cidade de Lisboa após a catástrofe do sismo de 1755, a solução de micro-estacas só chegou a Portugal na década de 70 do século passado, mas desde então têm sido muito utilizadas, principalmente as micro-estacas perfuradas, em reforço de fundações no meio urbano, onde há escassez de espaço para execução de trabalhos ou escavações (Caetano, 2014).

Durante cerca de 40 anos, o dimensionamento de micro-estacas, era realizado de forma empírica, até que alguns países como Estados Unidos da América (EUA), França e Japão, por motivos diversos, tiveram o interesse em uniformizar os critérios para a seu dimensionamento e utilização, contudo esses estudos incidiram quase sempre sobre as micro-estacas moldadas “in situ”. Do desenvolvimento de três projetos, um pelo FHWA em 1993 nos EUA, IREX com

o FOREVER em 1993, em França, e JAMP em 1999, no Japão, dos quais resultaram documentos, referidos em seguida, que apresentam critérios para o dimensionamento e o comportamento estrutural e geotécnico das micro-estacas (Bruce et al., 2002; FOREVER 2004; FHWA, 2005).

Nos EUA, o documento *Drilled and Grouted Micropiles-State-of-Practice Review*, publicado pela FHWA em 1997, compila toda a informação internacional sobre o estado de arte à data, bem como os métodos de dimensionamento disponíveis e os resultados de estudos realizados sobre as micro-estacas. No entanto, para combater as limitações e incertezas encontradas, foi desenvolvido mais tarde outro estudo, que resultou o *Micropile Design and Construction Guidelines, Implementation Manual* (FHWA, 2000; FHWA, 2005).

No Japão, o livro *Design and Execution Manual for Seismic Retrofitting of Existing Pile Foundations with High Capacity Micropiles* (JAMP, 2002; FHWA, 2005), consiste num manual de métodos de reforço sísmico e de prevenção de liquefação de solos.

O livro dos franceses “*Synthèse de Resultats et Recommendations du Project National sur les Micropieux*” (FOREVER, 2004), aborda três grandes temas: comportamento de micro-estacas isoladas, em grupos e reticuladas - grupos de micro-estacas executadas com várias inclinações convergentes no topo (FOREVER, 2004).

2.2 Classificação e métodos construtivos de micro-estacas

As micro-estacas são consideradas como elementos com o diâmetro exterior menor do que 300 mm, que podem ser executadas por moldagem in “situ”, com furação prévia do terreno, e os diâmetros inferior a 150 mm que são cravados no terreno (NP EN 1997-1:2010). Assim com base no método de execução no terreno, as micro-estacas são divididas em dois grandes grupos, as micro-estacas cravadas (“displacement piles”) e micro-estacas moldadas (“replacement piles”). Os documentos Franceses (FOREVER, 2004), fixam o limite de 250 mm para a classificação de micro-estacas, independentemente do método de execução.

As micro-estacas cravadas, são pré-fabricadas e podem ser cravadas no solo por vibração, percussão ou prensagem (Bustamante et al., 1985; NP EN 1997-1:2010). O processo de cravação pode ser acompanhado, ou não, por injeção de material, como microbetão, argamassa ou calda de cimento. A Figura 2.1 ilustra um método de cravação em que há injeção de material, este método será detalhado mais a diante na secção 2.3.

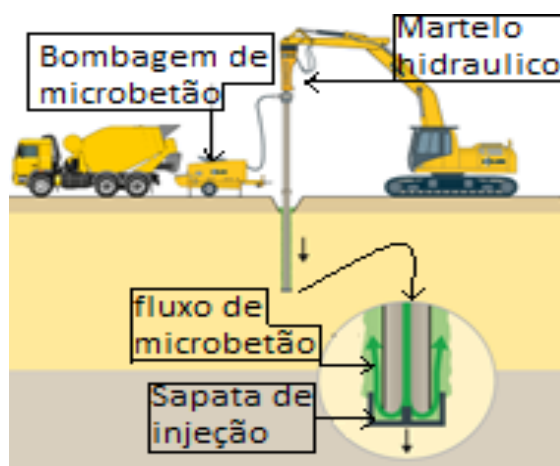
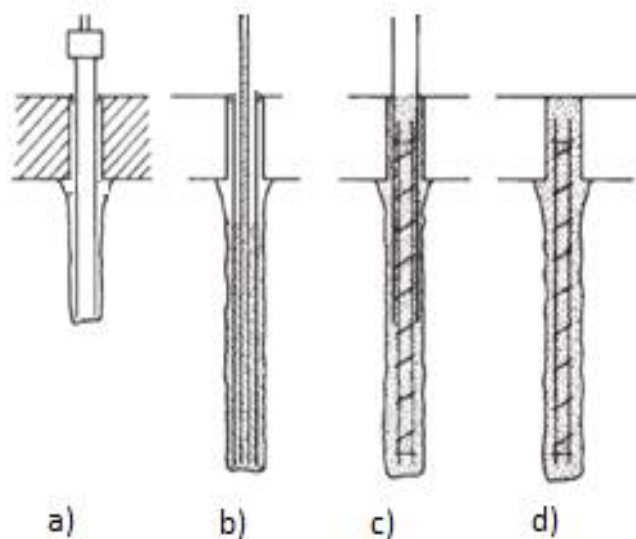


Figura 2.1. Técnica de cravação de micro-estacas de ferro fundido dúctil por “via húmida”, adaptado de <http://www.kellerholding.com/micropiles.html>

No passado, estas micro-estacas eram as menos usadas por causa das vibrações e ruídos, causados pelas técnicas de cravação. O seu uso era restrito nos meios urbanos nas proximidades dos edifícios, mas considera-se que este problema foi ultrapassado com os novos métodos, mais eficientes, com menos ruído e vibrações.

As micro-estacas moldadas são executadas recorrendo a uma perfuração prévia, seguidamente é introduzido um elemento resistente (armadura metálica ou outros elementos resistentes) no furo e por fim a selagem com microbetão, argamassa ou calda de cimento (ver figura 2.2). Nos solos incoerentes pode ser necessária a utilização do tubo moldador ou lamas bentoníticas para a contenção do furo. O uso do tubo moldador pode ser temporário ou definitivo, consoante com o tipo de proteção que se quer dar ao material de selagem (FOREVER, 2004; FHWA, 2005).



a) e b) início e fim da perfuração; c) colocação da armadura metálica; d) injeção de argamassa

Figura 2.2. Método típico de execução de micro-estacas moldadas em solos coerentes, adaptado de Fleming et al. (2009)

Existe um pequeno grupo de micro-estacas auto-perfurantes, “The Titan Injection Bore” (IBO), criadas na década de 90, constituídos por tubos metálicos, tratados, ocos e perfurados para possibilitar a injeção de fluidos durante a sua introdução no terreno (Elaziz et al., 2011). Normalmente, esses tubos são feitos em aço tratado e equipados com uma broca (*bit*) perdida na sua extremidade, acopladores, chapas e porcas (Figura 2.3). Os tubos servem de armadura e ferramenta de furação em simultâneo, são unidos através dos acopladores (FOREVER, 2004; Elaziz et al., 2011).



Figura 2.3. Micro-estaca autoperfurante

Fonte: <https://www.dsiunderground.com.br/fileadmin/downloads/dsi-underground.at/dsi-underground-brasil-dywi-drill-hollow-bar-system-pt.pdf>

São conhecidos outros tipos de classificações de micro-estacas, uma delas é função do tipo de material (madeira, betão, metálicas e mistas) de que são fabricadas e outro é o tipo de armadura utilizada na sua execução (Del Pozo, 2002).

Segundo FHWA (2005), as micro-estacas moldadas são classificadas e designadas com um número e uma letra baseado em dois critérios: o número refere-se à filosofia do comportamento e a letra respeita ao método de construção. Contudo, esse critério de divisão pode não ser satisfatório para certos tipos de micro-estacas atualmente em uso, dado que alguns são instalados com a combinação desses dois métodos, como também podem ter ambos os comportamentos (Fleming et al., 2009).

2.2.1 Classificação quanto ao comportamento

O comportamento individual e de grupos de micro-estacas diferem significativamente das malhas de micro-estacas pouco espaçadas, pelo que se consideram dois casos, 1 ou 2 (FOREVER, 2004; FHWA, 2005; Fleming et al., 2009). O primeiro inclui as que são carregadas diretamente, axialmente ou lateralmente, transferindo os esforços para os estratos competentes. O segundo caso inclui as micro-estacas usadas no reforço de massas de solos, formando um compósito reforçado de solo-micro-estaca (Patel, 2019).

No Caso 1, os elementos são considerados como um substituto das estacas tradicionais para transferir os esforços estruturais para as camadas mais profundas e mais competentes, pelo que são dimensionados para atuar individualmente ou em grupo. Nestas situações utilizam-se como fundações de novas estruturas, contenção de terras (Figura 2.4), realce de fundações antigas e/ou reforço sísmico.

No Caso 2, não se considera o carregamento individual dos elementos (Figuras 2.5 e 2.6) e o sistema é utilizado em reforço de solos, controlo de assentamentos, estabilização de taludes ou de estruturas.

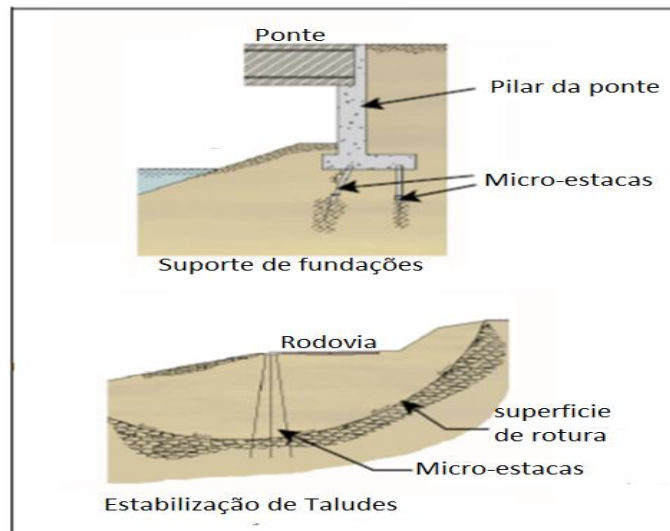


Figura 2.4. Exemplo de aplicações de micro-estacas para Caso 1 (FHWA, 2005)

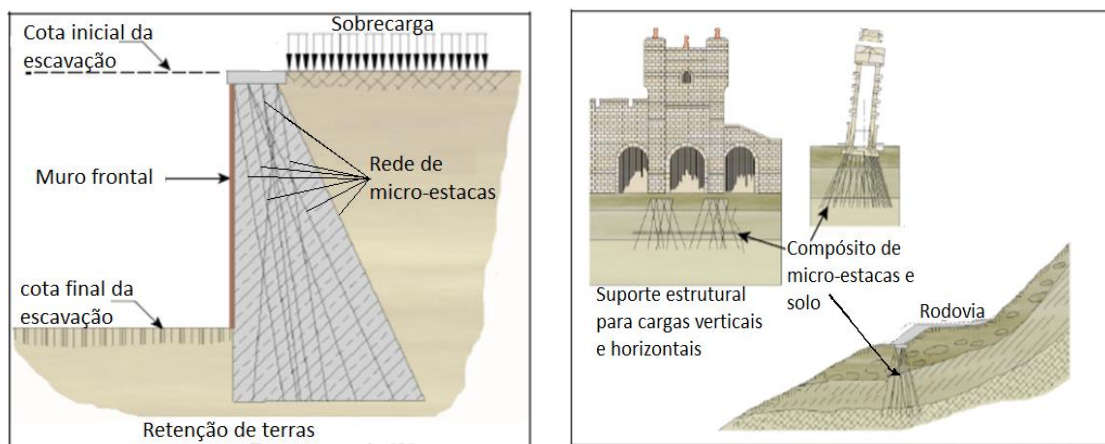


Figura 2.5. Exemplo de aplicações de micro-estacas para o Caso 2 (FHWA, 2005)

Também pode existir uma combinação de ambos os casos, como por exemplo na estabilização de taludes com um grupo de micro-estacas ao longo de uma superfície de ruptura. Perto desta superfície as micro-estacas funcionam como no Caso 1, porque resistem diretamente ao carregamento enquanto que acima da superfície de ruptura o grupo, acrescenta um certo grau de continuidade para a estrutura do compósito reforçado de solo, como no Caso 2 (Fleming et al., 2009).

2.2.2 Classificação segundo o processo injeção durante a construção

Este tipo de classificação aplica-se ao grupo de micro-estacas que são moldadas “in situ”. A FHWA (2005) e NP EN 1997-1:2010 divide esses elementos em quatro, traduzidos em quatro letras (A, B, C e D) com base nos

correspondentes métodos de injeção adotados para a sua construção “in situ”. Distinguem-se os seguintes quatro tipos de micro-estacas conforme a colocação e a pressão de injeção:

- Tipo A - quando a selagem do furo é feita por injeção no topo do furo por ação da gravidade; este método é o mais utilizado em solos coesivos com alguma dureza, sendo o único tipo que pode dispensar a introdução de armadura;
- Tipo B - a injeção do material para a selagem é feita enquanto se vai retirar o tubo moldador e uma pressão de 0,5 a 1 MPa para evitar a fracturação hidráulica do solo ou a injeção excessiva de calda de cimento. Este método é conhecido na Europa por injeção em etapa única (IUG);
- Tipo C - este processo de injeção, utilizado quase somente em França, é dividido em duas fases: inicia-se o processo com injeção do Tipo A e, seguidamente, antes do endurecimento da calda primária (aproximadamente, 15 a 25 min depois), faz-se uma nova injeção através de válvulas manchetes - “tubes à manchetes” (sem retorno), com obturador simples e a uma pressão de, pelo menos, 1 MPa; na Europa este método é conhecido como injeção em várias etapas (IR);
- Tipo D - na primeira fase do processo é semelhante ao Tipo C, em que a injeção é inicialmente executada por gravidade, mas também, pode ser feita sob a pressão igual à do Tipo B; seguidamente e depois de endurecido o material de injeção, volta-se a injetar a partir de obturadores que são colocados nas válvulas manchetes em diversas zonas, a uma pressão entre 2 a 8 MPa; é conhecido na Europa como método de injeção em várias fases (IRS), é geralmente o mais usado na Europa e nos EUA.

Em Espanha, MF (2005) adota um sistema de classificação semelhante aos de FOREVER (2004) e FHWA (2005), nos critérios de comportamento e construção. Apesar de uma abordagem de classificação de micro-estacas com base no sistema de injeção utilizado, em Espanha não é praticada a injeção por gravidade (Tipo A) nas obras rodoviárias, mas somente a IG, IR e IRS, sendo

que, outra diferença está no acréscimo de mais um critério respeitante ao tipo de sollicitação dominante a que está submetido o elemento, considerando-os como:

- Esforços axiais de compressão ou de tração (normalmente em obras de fundações);
- Momentos fletores e esforços de corte (normalmente em obras de contenção de taludes, contenção de terras e “guarda-chuva” em túneis, entre outros).

2.3 Micro-estacas cravadas

Esse grupo de micro-estacas distingue-se das anteriores (micro-estacas moldadas) pelo processo de fabrico, execução e pelos diâmetros da secção transversal, estas dizem respeito a estacas pré-fabricados com diâmetros inferior a 150 mm, que podem ser introduzidos no solo por vibração, percussão ou prensagem (NP EN 1997-1:2005), também são chamados de micro-estacas de deslocamento, porque o seu método de execução promove o deslocamento lateral do solo onde penetra (FHWA, 2005). Sendo o método adotado adiante no caso de estudo desta dissertação, esta temática é mais detalhada nas próximas secções.

2.3.1 Processos construtivos

a) Por vibração

Os elementos são cravados no solo por martelo vibratório equipado com garras para a sua fixação às estacas, sendo muito aplicado às estacas metálicas e na cravação de tubo moldador. Inicialmente era um método sujeito a muitas restrições por causa dos ruídos e vibrações, mas com o aparecimento de novos equipamentos de vibrações de frequência elevada, este problema foi mitigado.

b) Por percussão

Requer proteção da cabeça das micro-estacas, por causa dos impactos causados durante a sua cravação no solo, normalmente pela queda de um pilão, por um bate-estacas, ou por um martelo automático, que pode ser hidráulico ou a diesel. O martelo automático demonstra ser mais eficiente, atingindo maior frequências do que o bate estacas ou a queda do pilão, embora com a

desvantagem de causar mais ruídos e poluição ambiental, sobretudo os martelos que funcionam a diesel.

c) Por prensagem

As micro-estacas são empurradas no subsolo por uma prensa ou por um macaco hidráulico acoplado numa plataforma com sobrecarga, ou um sistema de reação adequado. Este método de cravação é muito flexível, isento de barulho e vibração, serve também como ensaio de carga, por isso é o método mais indicado para locais onde não há espaço suficiente para instalar os equipamentos necessários para aplicar os outros métodos, ou onde não são permitidos ruídos e vibrações.

Algumas indicações para aplicação do método de cravação por vibração ou percussão:

- Nas areias, às vezes é necessário a injeção de água a pressão elevada (ou lamas bentoníticas) junto à ponta da estaca no início da cravação para desagregar o terreno e reduzir o atrito ao longo do fuste, facilitando assim o processo de cravação;
- Nas argilas deve ser feita pré-escavação com trados na camada superficial, para minimizar vibrações e evitar empolamento do terreno.

2.3.2 Micro-estacas de ferro fundido dúctil

Estas micro-estacas foram criadas por uma empresa austríaca, especializada em tubagens, a *Tiroler Röhren- und Metallwerke* (TRM). Consistem em micro-estacas armadas com tubos pré-fabricados de ferro fundido dúctil (Figura 2.6), com comprimento normalizado de 5 m e diâmetros que variam entre 118 e 170 mm como se pode observar na Tabela 2.1 (TRM, 2014).

Os tubos de ferro fundido dúctil são fabricados a partir de uma liga de ferro fundido com carbono, obtidos por centrifugação (*op. cit.*). A adição de elementos químicos, como cério e magnésio na fundição, promove uma cristalização do carbono em grafite esferoidal conferindo à liga mais resistência, ductilidade, tenacidade e a capacidade de sofrer deformações elásticas e plásticas antes da rotura (Chaves, 2016). Algumas especificações de tubos de ferro fundido dúctil existentes no mercado incluem a Tabela 2.1.



Figura 2.6. Tubos de ferro fundido dúctil

Fonte: <https://www.earthtech.com/commercial/services/ductile-piles/>

Tabela 2.1. Algumas especificações de tubos de ferro fundido dúctil do mercado (DYWIDAG, 2012; TRM 2014).

Características de tubos de ferro fundido dúctil				
Diâmetro (mm)	Espessura (mm)	Comprimento (m)	Peso (kg)	Secção transversal (mm ²)
118	7,5	5	105	2604
118	9,0		123	3082
118	10,6		142	3576
170	9,0		186	4552
170	10,6		213	5308

Tabela 2.2. Propriedades do tubo de ferro fundido dúctil (DYWIDAG, 2012; TRM, 2014)

Propriedades de ferro fundido dúctil	
Resistência à tração	420 MPa
Tensão admissível	320 MPa
Resistência à compressão	900 MPa
Módulo de Young	170.000 MPa

Os tubos de ferro fundido dúctil usados para reforço e suporte estrutural, são equipados com vários acessórios de igual resistência, como sapatas guias na ponta, em tampão ou cónicas, sapatas de injeção, acopladores e placas de distribuição (Figura 2.7). As características das sapatas de ponta usadas na cravação dependem do método de execução e do tipo de solo a atravessar,

porque cada uma possui uma função específica no processo de execução da micro-estaca. Seguidamente são expostas de uma forma breve, os acessórios utilizados na execução das micro-estacas de ferro fundido dúctil:

- Para a execução de micro-estacas de ferro fundido dúctil que funcionam por resistência de ponta, não há injeção de microbetão durante a cravação, por isso utilizam-se dois tipos de sapatas na ponta da micro-estaca, consoante a dureza do solo presente: um tipo tampão, para cravação em terrenos brandos, e outra cônica, para cravação em solos ou rochas mais resistentes;
- As sapatas de injeção são utilizadas no método em que há injeção de microbetão durante a cravação, estas devem ter um diâmetro maior do que o tubo de ferro fundido dúctil, onde são instaladas para permitir a injeção;
- Os acopladores servem para unir tubos de ferro fundido dúctil, em caso de não haver outro sistema de união na extremidade e podem ser utilizados em ambos os métodos de execução;
- As placas de distribuição, instaladas na cabeça de todas as micro-estacas após a conclusão da cravação e injeção, são utilizadas nos dois métodos construtivos; têm a função de distribuir e transmitir os esforços das estruturas às micro-estacas.



Figura 2.7. Acessórios para tubos de ferro fundido dúctil (TRM, 2014)

O método de construção de micro-estacas desta tipologia consiste na cravação e montagem rápida de tubos de ferro fundido dúctil, na vertical, com máquinas ou plataformas equipadas de martelo hidráulico de frequência elevada e baixa vibração, em conjunto com um sistema de injeção de microbetão.

Devido à sua flexibilidade e rapidez de execução por via de uma união macho-fêmea que possuem nas suas extremidades - Figura 2.8, estas estacas correspondem a uma solução económica e competitiva, apresentando resistências que respondem às exigências geotécnicas, conferindo fiabilidade e durabilidade às fundações e respondendo eficientemente às solicitações por resistência de ponta ou por atrito lateral (TRM, 2014).

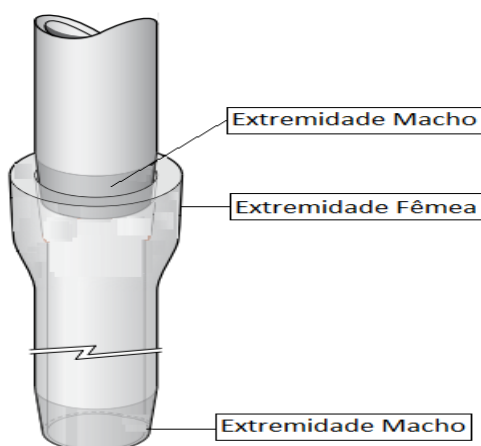


Figura 2.8. Sistema de união macho-fêmea dos tubos de ferro fundido dúctil (TRM, 2014)

O sucesso e a rapidez de execução dependem de diversos fatores, como a característica das micro-estacas e do terreno, combinados com o método e tecnologia de cravação, como também a experiência dos técnicos e especialistas envolvidos na operação (TRM, 2014).

2.3.3 Materiais e equipamentos necessários

Para a instalação de micro-estacas cravadas de ferro fundido dúctil, são necessários os seguintes materiais, componentes e equipamentos (TRM, 2014):

- Elementos individuais de tubo de ferro fundido, equipados com sistema de união macho-fêmea e os seus acessórios;
- Escavadora ou um sistema possível de acoplar um martelo hidráulico, martelo a diesel, batente de cravação ou prensa hidráulica;
- Microbetão;
- Sistemas de injeção do microbetão;
- Equipamentos de monitorização.

2.3.3.1 Equipamento de cravação, martelos hidráulicos

A escolha do tipo de martelo a usar na cravação depende do diâmetro do tubo de ferro fundido dúctil e do método de execução da micro-estaca. A Tabela 2.3 inclui algumas considerações sobre os martelos hidráulico usuais de energia percussiva de alta frequência, utilizados na cravação de tubos de ferro fundido dúctil (Caetano, 2014; TRM, 2014).

Tabela 2.3. Valores de referências de equipamentos usuais de cravação para os diâmetros máximos e mínimos de micro-estacas de ferro fundido dúctil (TRM 2014; Caetano, 2014).

Diâmetros dos tubos TRM (mm)	Características dos equipamentos de cravação				
	Escavadora		Martelo hidráulico		
	Peso (Mg)	Modelo Krupp/Atlas Copco	Energia (Watts)	Golpes/min	Comprimento (m)/Peso do martelo (Mg)
118	25	HM1000/MB1700	4020	320-600	2.0/1.7
170	30	HM1500/MB2200	4950	280-550	2.2/2.2

2.3.3.2 Equipamentos e materiais de injeção

O processo de injeção de microbetão tem por objetivo garantir o contacto para a transferência de esforços entre as micro-estacas e o terreno, como também proteger as micro-estacas contra a corrosão (FOREVER, 2004; FHWA, 2005). A escolha do sistema de injeção mais adequado é feita em função do terreno atravessado (MF, 2005). Os sistemas normais são constituídos por uma bomba de injeção e os acessórios como tubos manchetes, obturadores e válvulas.

Normalmente para satisfazer os requisitos dos projetos são utilizados sistemas simples, compostos por bombas com uma potência de saída 20 a 40 kW, pressão de injeção aproximadamente 75 bar e capacidade aproximada de 20 m³/h (Caetano, 2014).

O microbetão utilizado para a execução deste tipo de micro-estacas é uma mistura de água, cimento, materiais granulares finos, com granulometria menor do que 4 mm e uma relação água-cimento deve ser inferior a 0,60 (normalmente 0,4 a 0,5), que depois de atingir a presa deve ter uma resistência mínima de 25

MPa depois de 28 dias de cura (FOREVER 2004; FHWA, 2005; Fleming et al., 2009). O tempo de presa deste material deve ser de 6 a 8 h, sendo usado tanto na “via húmida” como na “via seca” (FOREVER, 2004). Uma das características importantes a analisar é a fluidez do microbetão, que deve ser muito fluido para satisfazer os requisitos de desempenho em serviço, porque a qualidade da selagem do furo depende da trabalhabilidade do betão (Fleming et al., 2009). Na impossibilidade de se obter o tempo de presa do microbetão acima referido, é adicionado um aditivo (FHWA, 2005).

Outra particularidade a ter em conta em relação ao microbetão, é garantir que a água não contenha quantidades de substâncias prejudiciais ao microbetão e à armadura, como os cloretos, nitratos e sulfetos (FOREVER, 2004; FHWA, 2005).

2.3.4 Métodos cravação de micro-estacas de ferro fundido dúctil

A execução no terreno deste tipo de micro-estaca de ferro fundido dúctil pode ser pela “via seca” ou pela “via húmida” (TRM, 2014; Caetano, 2014). Na cravação por “via seca”, não há injeção de microbetão durante o processo de cravação, somente depois de terminada o processo é que se procede ao preenchimento do tubo de ferro fundido dúctil; enquanto que, na “via húmida”, a cravação é acompanhada de injeção durante todo o processo (TRM, 2014).

2.3.4.1 Cravação por “via seca”

A cravação de micro-estacas de ferro fundido dúctil por via seca é utilizada nos casos de terrenos com uma constituição heterogénea, com grande contraste de rigidez, em que a camada resistente como uma rocha ou solo muito denso, onde vão ser transmitidos os esforços se encontra em profundidade e só é possível a mobilização de resistência de ponta uma vez, que a camadas superficiais atravessadas, são de qualidade fraca, não permitindo a mobilização do atrito lateral (TRM, 2014).

A cravação desenvolve-se sem qualquer injeção de microbetão ou tipo de material - Figura 2.9, e para facilitar o processo equipa-se o primeiro tubo de cada micro-estaca com uma sapata guia tampão para os solos brandos e

sapatas guias cónicas para os terrenos mais resistentes; inicia-se a cravação até atingido o critério de paragem, indo-se conectando os tubos necessários até atingir a profundidade de projeto. Por fim, depois de terminada a cravação, o tubo é cortado à cota estipulada no projeto e, depois, preenchido com microbetão de resistência mínima de 25 MPa, com uma barra resistente no centro caso necessário; este último é adicionado previamente ao endurecimento do material para aumentar a resistência à compressão da micro-estaca e evitar a encurvadura do tubo de ferro fundido dúctil. Para concluir o processo de execução é colocado a placa de distribuição na cabeça do mesmo.

A cravação pode ser terminada quando se atinge uma rocha ou um substrato muito duro, em que a micro-estaca é impedida de avançar, mas quando isso não acontece, o critério de paragem é definido pelo operador de forma empírica para cada caso, com base no tipo de solo, processo de cravação, energia do martelo, diâmetro da estaca, na taxa de penetração e nos resultados tabelados de ensaios de penetração realizados ao longo de vários anos em vários tipos de solo, de modo que se possa atingir a capacidade de carga pretendida (TRM, 2014).

A taxa de penetração pode ser utilizada como indicador de resistência do terreno e capacidade das micro-estacas (FOREVER, 2004; Fleming et al., 2009; TRM, 2014).



Figura 2.9. Método de execução de micro-estacas de ferro fundido dúctil pela “via seca”
Fonte: <https://durotterra.com/applications/>

2.3.4.2 Cravação por “via húmida”

Esta técnica é aplicada às micro-estacas de ferro fundido dúctil dimensionados para funcionar principalmente por atrito lateral. A injeção de microbetão durante a cravação, promove um aumento da secção transversal da micro-estaca e a criação de uma superfície e interface rugosa, capaz de mobilizar atrito lateral entre a micro-estaca e o solo e também como ajuda na proteção de tubos de ferro fundido dúctil contra a corrosão (TRM, 2014).

O processo de instalação por esse método inicia com a instalação da sapata de injeção na extremidade do primeiro tubo. As sapatas de injeção possuem um diâmetro que variam de 150 a 370 mm, dependendo do diâmetro da estaca e dos requisitos do projeto. O tubo de ferro fundido dúctil é cravado no solo usando martelos de alta frequência, enquanto se faz a injeção em simultâneo de argamassa ou microbetão através do interior do tubo como indicado na Figura 2.10. O microbetão sai pelas aberturas da sapata, preenchendo o espaço entre a parte externa da estaca e o solo durante a cravação, criando uma zona de ligação. São adicionados mais tubos até alcançar as profundidades estipuladas no projeto. Depois de terminada a cravação, o tubo é cortado à cota de projeto e, se necessário, é inserida uma barra de reforço no centro da micro-estaca para aumentar a sua capacidade resistente (Fleming et., al 2009) e por fim é colocada a placa de distribuição na cabeça da micro-estaca.

O critério de paragem consta no dimensionamento, também se baseia na taxa de cravação de (3 a 5 cm/min) e na mobilização de atrito lateral, suficientemente capaz de suportar as cargas de serviço, sem a necessidade de alcançar uma camada resistente para a mobilização da carga de ponta.

A carga máxima é transmitida ao solo num comprimento de ligação de 3 a 10 m, consoante o tipo de substrato (Caetano, 2014). Relativamente às sapatas de injeção, devem ter aberturas e um diâmetro superior aos tubos de ferro fundido dúctil onde estão incorporadas, para permitir a injeção do material de selagem (TRM, 2014).



a) cravação,



b) correção do comprimento da micro-estaca (corte)

Figura 2.10. Método de execução de micro-estacas de ferro fundido dúctil pela “via húmida”:
Fonte: <https://www.solcon.fi/wp-content/uploads/2019/02/TRM-Piling-System-in-General.pdf>

2.4 Perturbação no solo

Independentemente dos métodos construtivos e aplicações, o sistema de micro-estacas surgiu com o preceito de causar a mínima perturbação na estrutura, no solo e no ambiente (Bruce et al., 2005). A perturbação do solo resultante da aplicação de micro-estacas é classificada de acordo com o deslocamento do solo produzido na envolvente às estacas, podendo ser nula, pequena ou grande (Fleming et al., 2009).

Entre todos os tipos de micro-estacas, as perturbações são mais significativas nas estacas cravadas do que nas moldadas e acontecem radialmente à volta da estaca, podendo também existir uma componente de movimento de solo na direção vertical, principalmente quando as estacas são maciças ou obturadas na ponta, enquanto que nas estacas moldadas, exceto nas com tubo moldador, as perturbações são desprezíveis (Fleming et al., 2009). Nas estacas moldadas, os esforços laterais são reduzidos durante a escavação, mas depois são recompensados parcialmente depois da betonagem (Fleming et al., 2009).

Nas argilas de permeabilidade baixa, a cravação de estacas gera pressões na argila na envolvente à estaca, o volume deslocado durante a penetração deve ser igual ao volume da estaca introduzida e é acomodado por deformações de corte em condições não drenadas (Van Impe et al., 2010), que

podem ter algumas implicações práticas no desempenho das estacas instaladas no grupo ou até gerar potenciais danos nas estruturas vizinhas.

Com o tempo, uma dissipação subsequente do excesso de pressões intersticiais, durante o processo de consolidação, pode causar assentamentos superior ao deslocamento inicial mas, por outro lado, aumenta a resistência do solo na envolvente à estaca (*op. cit.*).

Nas areias, a vibração do processo de cravação gera às vezes depressões à volta das estacas (*op. cit.*).

As observações experimentais indicaram que as deformações causadas por penetrações profundas de elementos rígidos nos solos são semelhantes, em solos com resistência à penetração radicalmente diferente (Vésic, 1963; Robinsky et al., 1964). Assim Baligh e Levadoux (1980) propuseram que as deformações e as tensões, causados por penetração profundas e regular e sem solos, são independentes da sua resistência ao corte, tanto que podem ser estimados com uma precisão razoável, apenas com base nas considerações cinemáticas e nas condições de fronteira.

2.5 Aplicações de micro-estacas

As estacas são utilizadas principalmente como elementos de reforço estrutural e como fundações, para resistir a carregamentos estáticos e dinâmicos, em solos com características resistentes insuficientes e de elevada deformabilidade, com o objetivo de reduzir e prevenir assentamentos ou movimentos de terreno que comprometem a segurança da obra, tanto para reforço das fundações de estruturas existentes, como também de fundações de novas estruturas (Bruce et al., 2002; FHWA, 2005).

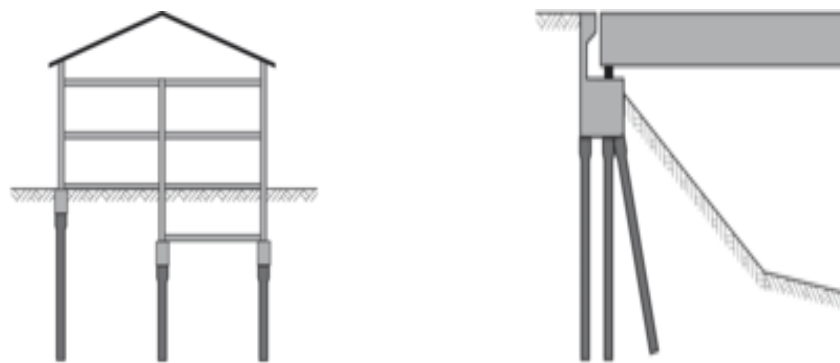
Atualmente das inúmeras aplicações de micro-estacas, destacam-se as seguintes como as mais relevantes nas obras de engenharia civil e geotécnica com o objetivo de:

- Aumento da capacidade resistente dos solos;
- Aceleração do processo de consolidação dos solos;
- Contenção e estabilização de taludes de terra;
- Estabilização de tuneis;

- Fundação de estruturas edifícios (Figura 2.11), pontes (Figura 2.12), silos, grandes depósitos máquinas isoladas, torres de guias, cabos de alta tensão, e de telecomunicações;
- Proteção contra a erosão de fundações existentes;
- Realce de fundação estruturas existentes;
- Redução de assentamento totais e diferenciais nos solos de fundações;
- Redução de suscetibilidade à liquefação dos solos;
- Reforçar fundações de estruturas existentes ou muros de suporte;
- Reforço e proteção contra a ação sísmica.

A utilização de sistemas de micro-estacas em zonas sísmicas apresenta muitas vantagens pela sua ductilidade e flexibilidade, que são boas características requeridas das obras perante exposição a riscos sísmicos e de liquefação. Com base em diversos estudos efetuados em conjunto com casos práticos, esta solução é recomendada para sítios com riscos sísmicos (FOREVER, 2004).

Em geral, uma micro-estaca individualmente não é capaz de providenciar resistência lateral por isso é necessário um grupo delas para lidar com as forças horizontais (FOREVER 2004; FHWA, 2005; Fleming et al., 2009;).



a) Fundação de estruturas edifícios,

b) Encontros de pontes

Figura 2.11. Aplicações de micro-estacas

Fonte: <http://trm.at/en/> 2014

2.6 Vantagens e limitações de micro-estacas cravadas

2.6.1 Vantagens

As vantagens destes elementos residem numa variedade de aplicações, com equipamentos simples e de pequeno porte que podem ser executados em condições difíceis, como locais restritos, de difícil acesso, para uma vasta gama

de solos, estruturas e solicitações. A sua capacidade de carga e a sua eficácia de reforço é comprovada por muitas experiências e obras executadas (Bruce et al., 2002).

A rapidez de execução das estacas cravadas, possibilidade de serem recravadas, bem como a eventualidade de inspeção da qualidade da cravação, da integridade das micro-estacas, antes, durante e depois da cravação, são também vantagens importantes a nível económico. A cravação pode ser executada para grandes profundidades, sem ser afetada pelo nível freático ou pela maré em estruturas marítimas (TRM 2014). Esta solução de micro-estacas cravadas, quando aplicado em solos granulares pode aumentar a compacidade relativa do solo (TRM 2014).

Em solos contaminados, a utilização de estacas cravadas pode ser mais apropriada do que as moldadas, dado que a técnica de cravação evita remoção e a necessidade de recorrer a processos de tratamento ou armazenamento de solos (Fleming et al., 2009).

Em particular, é de realçar que os fabricantes garantem que estes tubos de ferro fundido dúctil são fabricados a partir de metais reciclados, minimizando assim desta forma a necessidade de exploração de mais recursos metálicos na natureza.

2.6.2 Limitações

As estacas cravadas podem ser mais caras do que as restantes e têm a limitação de não poderem ser executadas em solos que contenham blocos ou estruturas enterradas (Fleming et., al 2009). Também existe a possibilidade de serem danificadas por excesso de energia de cravação e pode haver levantamento de micro-estacas anteriormente cravadas por causa do desenvolvimento de atrito negativo, que faz com que percam resistência contra as forças de levantamento.

Alguns métodos de cravação podem ser inadequados por causarem do excesso de ruído / vibração ou perturbação no solo, e conseqüente perda de suporte das estruturas nas proximidades da obra.

2.7 Considerações de projeto de micro-estacas

Segundo a diversa literatura da especialidade, deve-se considerar os seguintes aspectos no projeto de estacas:

- O comportamento de estacas isoladas e em grupos, bem como a rigidez e a resistência da estrutura que as interliga;
- A duração e a variação dos resultados de ensaios de carga ao longo do tempo de carregamento;
- As eventuais variações dos carregamentos e do regime hidrogeológico, tanto nos cálculos, como na interpretação dos resultados dos ensaios de carga;
- Alguns aspectos relacionados com o tipo de terreno e estrutura, entre outras de natureza física, ambientais, e económicas, a considerar na escolha do tipo e do processo de instalação de micro-estacas como por exemplo:

- Tipo de estrutura a ser implantada;
- Tipo e intensidade das solicitações às fundações;
- Condições geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas presentes;
- Limitações e performance das micro-estacas;
- Presença ou não de obstáculos;
- As tensões “in situ” e as instaladas na estaca durante a sua instalação;
- Tipo de equipamento utilizado no processo de cravação
- Tensões dinâmicas na micro-estaca durante a cravação;
- Espaçamento das micro-estacas nos grupos;
- Quantidade de micro-estacas necessárias;
- Manuseamento e o transporte de micro-estacas;
- As tolerâncias com que as estacas podem ser instaladas sem comprometer a sua eficiência;
- Espaço e condições para a sua aplicação da técnica;
- O efeito no meio ambiente e nas estruturas vizinhas (ruídos, vibrações perigosos ou solos contaminados);
- O efeito do processo de instalação nas estacas anteriormente instaladas;
- A possibilidade de preservação e da verificação da integridade da estaca durante a sua instalação;
- A compactação de solos devida a cravação de estacas instaladas com deslocamento do terreno;
- Presença e o efeito prejudicial de produtos químicos no terreno;
- Acessibilidade das máquinas e outras condições ambientais;
- Disponibilidades dos materiais;
- Custo.

Analisando os aspetos acima referidos, parece que as micro-estacas cravadas são as mais adequadas para estruturas em ambientes fluviais e marinhos, apresentando inúmeras vantagens, uma delas é que as operações de construção não são afetadas pela presença de água enquanto que nos outros casos é quase sempre preferível as moldadas.

2.8 Controlo de qualidade

A eficácia do sistema de micro-estacas de ferro fundido dúctil depende do controlo de qualidade e dos testes realizados antes, durante e após a sua instalação no terreno. Para além da possibilidade de se poder fazer um controlo de qualidade na fábrica para monitorizar e especificar as características dos materiais que as constituem, também é relevante o controlo durante o transporte, no armazenamento e, no campo, durante e após a instalação.

No campo, o controlo de qualidade abrange o alinhamento da verticalidade (ou da direção pretendida), os ensaios de carga, o valor da nega e o registo de vários parâmetros e acontecimentos do processo. Entre todos os registos a realizar, destacam-se a velocidade de cravação, a verificação da integridade e da continuidade estrutural da micro-estaca, como também dos seus elementos e a deteção da ocorrência de fenómenos de fluência do solo envolvente que podem levar a perda de capacidade de carga com o tempo após a cravação (Brito, 1999). Outro parâmetro importante a considerar, principalmente no processo de instalação “via húmida”, é a pressão e o volume do material injetado. A norma EN 14199:2005, apresenta uma listagem dos parâmetros construtivos a controlar.

A velocidade de cravação é dada como o tempo necessário para avançar 1 m no terreno; este parâmetro pode ser utilizado como indicador de resistência geotécnica, da micro-estaca e como um parâmetro/critério de paragem. Este critério de paragem foi desenvolvido ao longo de décadas de experiência e ensaios do sistema realizados por vários autores e requer compatibilidade entre o tamanho do martelo (energia de cravação), as dimensões da estaca e as propriedades do solo.

Para as estacas que funcionam por atrito, a velocidade de cravação também é usada para determinar a profundidade que corresponde ao início do comprimento da ligação. Uma vez que as micro-estacas que funcionam por atrito dependem de uma zona de ligação da argamassa ao solo, principalmente em condições em que os solos moles se sobrepõe a solos mais competentes, a monitorização da velocidade de cravação tem ser realizada em tempo real para determinar a profundidade da camada competente, onde a ligação é desenvolvida.

Para estacas que funcionam por ponta, o critério de paragem pode ser a nega da cravação em solos muito densos / rochas duras para não as danificar; caso não seja possível, adota-se o critério de avanço de 25 mm por 50 s de cravação, ou outro estipulado no projeto.

As estacas de atrito não são dimensionadas para atingir a nega, mas quando isso acontece é sempre uma combinação de carga de ponta e do atrito lateral; normalmente são dimensionadas com base no comprimento de ligação que mobiliza o atrito suficiente para atingir a capacidade de carga estipulada no projeto, que pode ser por diferentes fórmulas dinâmicas.

Outra parte importante do processo de controlo de qualidade são ensaios de carga em micro-estacas para verificar a sua capacidade de carga, o comportamento e as deformações. Os ensaios de carga (EN 14199:2005) são geralmente realizados com macacos hidráulico e dispositivos de reação, podem ser em compressão (ASTM D-1143), tração (ASTM D-3689), cargas laterais (ASTM D 3966) e combinadas, dependendo dos requisitos de projeto.

O cálculo de capacidade de carga das fundações em estacas é baseado nos princípios de mecânica de solos e difere em grande parte das fundações diretas, uma vez que nas fundações diretas existe a possibilidade de inspecionar com mais confiança o solo de fundação (Tomlinson et al., 2007). A capacidade de carga das micro-estacas no terreno é ainda uma questão muito complexa da geotecnia, mas tenta-se ultrapassar o problema com a ajuda de métodos empíricos baseados nas experiências realizadas o longo dos anos (op. cit.).

A instrumentação dos ensaios de cargas normalmente é feita com a colocação de equipamentos topográficos, acelerómetros, células medidoras de

pressão e extensômetros no fuste da estaca ou em qualquer parte da estaca durante a fase de construção para possibilitar a elaboração de um relatório que inclui as todas características, descrições e os resultados obtidos relevantes para o projeto.

2.9 Carregamentos admissíveis

O sistema de micro-estacas de ferro fundido dúctil proporciona a resistência das fundações perante quase todos os tipos de esforços, principalmente os de compressão (DYWIDAG, 2004; TRM, 2014). A resistência à tração e flexão é proporcionada com a inserção de elementos resistentes como as barras metálicas no seu interior, dado que o sistema de ligação macho-fêmea dos tubos não garante a eficácia na resistência perante estes esforços (TRM, 2014).

2.9.1 Carga estática de compressão máxima

A carga de compressão máxima admissível para as micro-estacas estudadas na presente dissertação, depende das características do tubo de ferro fundido dúctil utilizado e geralmente todos superam em grande parte as cargas de serviços (DYWIDAG, 2004; TRM, 2014).

Os carregamentos admissíveis das micro-estacas de ferro fundido dúctil podem ser determinados a partir de ensaios de carga ou de forma empírica por diferentes métodos de cálculos. Para alguns tipos de micro-estacas pré-fabricadas, existem valores de referência, fornecidos pelos fabricantes - Tabelas 2.4 a 2.5, relativos a resistência estrutural das micro-estacas no mercado baseada em diversos estudos e ensaios efetuados ao longo dos anos.

Tabela 2.4. Especificações de tubos de ferro fundido dúctil da DYWIDAG (2004, adaptado)

Diametro mm (in)	Espessura mm (in)	Peso kg (lbs)	Tensão cedência MPa (ksi)	Tensão admissível MPa (ksi)	Carga de rotura kN (kips)	Carga admissível kN (kips)	Módulo secção cm ⁴ (in ⁴)	Momento inércia cm ³ (in ³)
118 (4.6)	7.5 (0.3)	105 (231)	420 (61)	300 (44)	1093 (246)	781 (176)	68 (4.2)	399 (9.6)
118 (4.6)	9.0 (0.35)	123 (271)	420 (61)	300 (44)	1294 (291)	925 (208)	78 (4.8)	461 (11.1)
170 (6.7)	9.0 (0.35)	186 (410)	420 (61)	300 (44)	1912 (430)	1366 (307)	174 (10.6)	1480 (35.6)
170 (6.7)	10.6 (0.42)	213 (470)	420 (61)	300 (44)	2229 (501)	1592 (358)	199 (12.1)	1683 (40.4)

Tabela 2.5. Especificações da resistência ao carregamento da micro-estaca e dos seus materiais constituintes (adaptado de DYWIDAG, 2004; Schmttd, 2009).

Tubo de ferro fundido 300/420			Betão			Micro-estaca			
Øxe (mm)	Área (mm ²)	RCU (kN)	Área (mm ²)	RCU (kN)			RCU (kN)		
				Classe de cimento utilizado			Classe de cimento utilizado		
				C20/ C25	C25/ C30	C30/ C37	C20/ C25	C25/ C30	C30/ C37
118x7.5	2604	526	8332	82	103	123	608	629	649
118x9	3082	623	7854	78	97	116	700	720	739
118x10,6	3577	723	7359	73	91	109	795	813	832
170x9	4553	920	18145	179	224	269	1099	1144	1189
170x10,6	5309	1072	17389	172	215	258	1244	1287	1330

2.9.2 Carga dinâmica de compressão máxima

O ensaio para a sua determinação, consiste na medição de velocidades de propagação de ondas geradas por impactos de cargas dinâmicas, normalmente a percussão ou por impacto de cargas gravíticas no topo da micro-estaca. Juntamente com as fórmulas dinâmicas baseadas em leis físicas, os ensaios de cargas dinâmicas, são utilizados para determinar a capacidade resistente às ações dinâmicas de compressão, quando calibrado com os ensaios de cargas estática efetuado nas estacas do mesmo tipo e em condições geotécnicas semelhantes (EN 14199:2005; EN 1997- 1:2010).

Para além das utilidades acima referidas este tipo de ensaios, também serve para avaliar a integridade, homogeneidade das estacas, assim como para detetar estacas de baixa resistência e até mesmo avaliar o rendimento do sistema de cravação adotada (FOREVER, 2004). Apesar de ser um ensaio dispendioso e demorado, ele permite ainda a obtenção de parâmetros relacionados com o comportamento, deformabilidade, a capacidade resistente do solo (FOREVER, 2004).

O carregamento dinâmico de compressão coincide com o processo de cravação e este tipo de micro-estaca demonstra possuir boa resistência aos esforços cíclicos de compressão (DYWIDAG, 2004). O problema da sobrecarga de esforços dinâmico de compressão é a fadiga nos tubos, na zona de ligação entre os mesmos, sendo importante analisar esse carregamento admissível, para garantir a integridade estrutural da micro-estaca durante a cravação (DYWIDAG, 2004; Caetano, 2014).

2.9.3 Carga de tração máxima

O que proporciona a resistência a tração de micro-estacas de ferro fundido dúctil é o elemento resistente (barras de aço) que é inserido no seu interior, que tem de ser do comprimento total das micro-estacas introduzidas no terreno (NP EN 1997-1:2010; TRM, 2014). A junção macho-fêmea pode ser soldada a frio pela ação mecânica durante a cravação e pode proporcionar uma certa resistência à tração, mas devido à possibilidade da criação de óxidos com tempo nestas junções, a resistência dessa solda não é considerada no dimensionamento (DYWIDAG, 2004). O tipo e a dimensão do elemento resistente a inserir no interior das micro-estacas depende das dimensões dos diâmetros e espessuras dos tubos de micro-estacas (*op. cit.*).

2.9.4 Carga horizontal máxima

Para a determinação das resistências as cargas horizontais, o procedimento é semelhante ao ensaio de carga estático, mas com a limitação de ser efetuado até serem atingidos os movimentos pré-estabelecidos. É feito com ciclos de carregamento e descarregamento, que recomeça sempre com o valor da carga aplicada anteriormente, sem nunca ultrapassar 200 % da carga lateral de serviço esperado e também outra particularidade deste ensaio é a inversão do sentido do carregamento durante o ensaio (MF, 2005).

Na prática, uma estaca carregada horizontalmente pode ser definida como ativa ou passiva, ela é ativa quando carregada principalmente no topo, por exemplo em suporte de uma superestrutura como pontes, cais, quebra-mares, elas suportam cargas provenientes das ondas, vento, cargas de amarração e

embates das embarcações, como também outras cargas excêntricas. Estacas passivas quando carregadas principalmente ao longo do seu comprimento devido à pressão do solo, por exemplo no suporte de taludes (Van Impe et al., 2010).

As cargas horizontais geram momentos fletores nas micro-estacas que podem levar a deslocamento horizontais na cabeça da estaca e consequente flexão (Fleming, 2009). A flexão é mais expressiva nas micro-estacas instaladas por via seca, dado que não há selagem exterior para aumentar a secção de inércia e, por outro lado, essas funcionam por carga de ponta onde a maior parte do fuste estará envolvido em terreno com fraca resistência, proporcionando mais flexibilidade ao elemento (Caetano 2014).

A resistência à flexão da micro-estaca é assegurada e aumentada com a inserção de elementos resistente (barras de aço e microbetão) no interior da estaca. Outra solução para resistir às cargas horizontais é optar por executar micro-estacas inclinadas, que reduzem muito o impacto do momento fletor (TRM, 2014).

O parâmetro principal do solo numa estaca sob carga lateral é o módulo de reação, definido como a resistência do solo num ponto ao longo da estaca - F / L , dividido pela deflexão da estaca naquele ponto - L (Van Impe et al., 2010).

2.9.5 Cargas combinadas

Este ensaio é realizado quando as micro-estacas estão submetidas a solicitações combinadas de esforços axiais e laterais. Para o efeito da análise da rigidez pode-se estudar o comportamento do sistema perante as cargas axiais e laterais em separado, em primeiro lugar é realizado o ensaio de carga axial e uma vez estabilizado, realizar-se-á o ensaio de carga lateral, mantendo constante a carga axial (MF, 2005).

2.9.6 Ensaio sónico (*stress wave*)

Este ensaio é baseado na teoria de propagação de ondas acústicas e serve para avaliar a integridade das micro-estacas, através análise das características de propagação da ondas ao longo dela. Estas ondas são

originadas pelos impactos de um martelo sísmico na cabeça da micro-estaca, permitindo assim detetar fraturas e descontinuidades que possam ocorrer no mesmo, causadas pelo método de cravação.

2.10 Proteção contra a corrosão

A corrosão dos materiais que contêm as micro-estacas, é um processo eletroquímico, que envolve a troca de eletrões entre o metal, Fe, e o meio envolvente (ACI Committee 222, 2010).

Os tubos de ferro fundido dúctil, embora concebidos para oferecer uma boa resistência contra a corrosão, sendo um elemento metálico, também estão sujeitos a este fenómeno, principalmente quando expostos aos ambientes que contêm agentes corrosivos, como os ambientes marinhos, pela presença dos cloretos, ou igualmente pela incorporação de cloreto de cálcio no microbetão, como acelerador da presa (ACI Committee 222, 2010). A norma NP EN 1997, recomenda no anexo N alguns ensaios para a determinação de substâncias químicas e outros parâmetros considerados agentes corrosivos.

Este fenómeno de corrosão ocorre com mais facilidade nas micro-estacas instaladas por “via seca” do que por “via húmida”, pois não há selagem no exterior da micro-estaca durante a “via seca”. O microbetão oferece uma certa proteção ao tubo de ferro fundido contra a corrosão por causa da sua alcalinidade elevada, mas esta proteção pode ser impedida ou limitada pela carbonatação ou deterioração do microbetão (ACI Committee 222, 2010).

A corrosão afeta a dimensão da secção transversal dos tubos metálicos, podendo causar a sua redução e comprometer a resistência da micro-estaca. A corrosão máxima permitida nas paredes do tubo de ferro fundido dúctil utilizado nas micro-estacas é de 3 mm, sendo 1,5 em cada parede do mesmo. A Tabela 2.6 indica a taxa de corrosão dos tubos de ferro fundido dúctil ao longo do tempo, em espessura sacrificada para diferentes tipos de solos determinadas pela norma Europeia EN 14199 para serem consideradas nos cálculos de dimensionamento.

Tabela 2.6. Espessura sacrificada por ação da corrosão em diferentes tipos de solos, segundo EN 14199:2005

Tipo de terreno	Espessura sacrificada (mm) em determinado período de vida útil				
	5 anos	25 anos	50 anos	75 anos	100 anos
Solo natural sem alterações	0.00	0.30	0.60	0.90	1.20
Solos naturais contaminados e solos industriais	0.15	0.75	1.50	2.25	3.00
Solos naturais agressivos (Ex: Pântanos)	0.20	1.00	1.75	2.50	3.25
Aterros não compactados e não agressivos (para os aterros compactados esses valores podem ser reduzidos a metade)	0.18	0.70	1.20	1.70	2.20
Aterros não compactados e agressivos como cinzas, escórias e etc.	0.50	2.00	3.25	4.50	5.75

Os valores para 5 e 25 anos baseiam-se em medições reais, enquanto e os restantes foram obtidos por extrapolações.

3 DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÃO EM MICRO-ESTACAS

3.1 Considerações gerais

O dimensionamento de micro-estacas como fundação constitui um desafio nas obras de engenharia, dado que é difícil descrever matematicamente com precisão a complexidade da interação micro-estaca-solo, com base na previsão nas características de todas as camadas envolvidas, como também a dificuldade de prever as alterações produzidas pela instalação desses elementos no solo, ao contrário das características resistentes intrínsecas das micro-estacas, que podem ser facilmente deduzidas com uma certa segurança, a partir de especificações fornecidas pelos seus fabricantes.

O princípio para certificação do desempenho e durabilidade das fundações em micro-estacas consiste na escolha do material a ser usado e na determinação das componentes do carregamento permanentes e de serviços a que as micro-estacas individuais ou grupos vão ser sujeitas, são eles o carregamentos axiais, laterais e os momentos de tombamentos como exemplificado na Figura 3.1, que podem causar o colapso ou qualquer outro fenómeno de rotura que coloca em causa a segurança da obra (Van Impe et al., 2010).

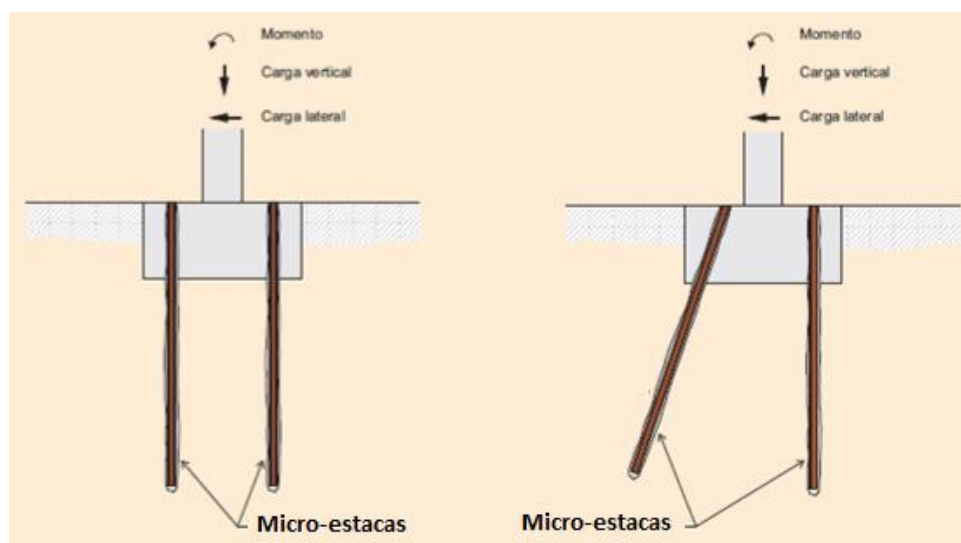


Figura 3.1. Tipos de esforços habituais que as micro-estacas estão sujeitas, quando utilizados em reforço de fundações de estruturas (adaptado de MF, 2005).

As ações ou forças atuantes sobre a fundação na Figura 3.1, são em geral o peso da estrutura que suporta, das cargas de serviço e das cargas provenientes do solo, em caso de movimentos ou consolidação de camadas.

Segundo EN 14199:2005, o dimensionamento de fundações em micro-estacas pode ser feito a nível estrutural e geotécnico de acordo com os princípios do Eurocódigo 7 e padrões dos materiais. O dimensionamento estrutural incide sobre a determinação da resistência estrutural do material que compõe a fundação, enquanto que o dimensionamento geotécnico incide na resistência conjunta do solo e das micro-estacas.

A capacidade de carga limite é determinada tanto para uma micro-estaca isolada, como para os grupos de micro-estacas, por formulações estáticas, dinâmicas ou por ensaios de carga. Para uma micro-estaca isolada é considerada apenas a sua capacidade de carga e a sua interação como solo, enquanto que para os grupos de micro-estacas são identificadas duas classes de problemas seguintes (EN 14199:2005):

- A distribuição de cargas para cada micro-estaca no grupo;
- A eficiência de cada micro-estaca no grupo é considerada como um problema da interação da estaca-solo-estaca.

A abordagem do dimensionamento de fundações em micro-estacas, baseia-se amplamente no tipo de carregamento a que vão estar sujeitas e da capacidade portante do terreno, dado que a resistência dos elementos estruturais, é em grande parte garantida com os materiais utilizados para o efeito. Nos casos em que as micro-estacas verticais são submetidos a carregamentos puramente axiais, o dimensionamento resume-se na resolução das equações estáticas de equilíbrio, envolvendo as solicitações axiais e as suas respetivas reações na sua interação com o solo, que são por ponta e por atrito, mas quando se trata de carregamentos combinados verticais e horizontais, o dimensionamento requer uma solução com maior complexidade baseadas em de equações diferenciais não lineares (Van Impe et al., 2010), embora, para o efeito da análise da rigidez e deslocamento, pode-se estudar o comportamento do sistema perante as cargas axiais e laterais em separado (MF, 2005). Este último documento afirma que esse princípio de decompor o carregamento em

componente axial e transversal também pode ser aplicado em micro-estacas instaladas com inclinações compreendidas entre 0 e 20° com a vertical.

De acordo com a norma atual (EN 14199), as fundações em micro-estacas devem ser projetadas para suportarem os esforços com segurança a fim de evitar roturas ou qualquer fenómeno suscetível de causar danos na estrutura ou na vida humana, para isso têm de ser conhecidos previamente todos os esforços atuantes na fundação a projetar, para se poder comprovar a sua resistência contra as roturas mais típicas nas fundações em micro-estacas como as seguintes:

- Por assentamentos excessivos do terreno ou da micro-estaca por compressão;
- Por arranque ou levantamento da micro-estaca;
- De terrenos ou do terreno, provocado por esforços horizontais nas micro-estacas;
- Da micro-estaca ou da sua ligação com a estrutura;

Segundo a norma NP EN1997-1:2010, o dimensionamento geotécnico segue a teoria dos Estados Limites, último (ELU) e de serviço (ELS), consiste na determinação dos estados limites que garantem uma capacidade resistente do conjunto, superior aos esforços provocados pelas ações, de forma a evitar a rotura e garantir a segurança e a funcionalidade da estrutura. Seguidamente faz-se uma breve exposição dos estados limites considerados nesta dissertação.

- Estado limite último da estabilidade global às ações atuantes (EQU), onde é considerado o mínimo dos valores da capacidade resistente da micro-estaca e do solo de fundação;
- Estado limite último estrutural (STR), sendo o estado que leva de rotura da micro-estacas ou na sua ligação com a estrutura, causados pelas ações atuantes;
- Estado limite últimos de colapso ou danos na estrutura por falta de capacidade de suporte do terreno de fundação (GEO) perante as ações atuantes;
- Estado limite de serviço (ou de utilização) da estrutura (funcional ou estético) por danos da fundação provocados pelas ações atuantes;

- Outras comprovações específicas, efeitos sísmicos, erosão localizada, ataque químico do terreno ou da água às micro-estacas, etc.

Segundo o EC7, a análise do ELU deve ser evitada a ameaça de danos na estrutura e na vida humana, enquanto que o ELS deve assegurar a funcionalidade a longo termo da estrutura. A análise da segurança em relação aos estados limites neste tipo de fundações incide em grande parte na determinação dos assentamentos totais e diferenciais. Os assentamentos em grupos de estacas que funcionam por ponta pode ser calculado analiticamente e para os que funcionam as micro-estacas que funcionam predominantemente por atrito lateral, já é mais complexa a solução, por vezes é preciso recorrer a simulações numéricas para a previsão dos assentamentos.

No dimensionamento de fundação de estruturas para o estado limite último, a análise para cada tipo de rotura, deve ser comprovada que a capacidade resistente da micro-estaca e do compósito micro-estacas-terreno é superior às forças atuantes como indica a Equação 3.1 para o ELU e a Equação 3.2 para o ELS.

$$R_d \geq E_d \quad \text{Equação 3.1}$$

$$E_d \leq C_d \quad \text{Equação 3.2}$$

Em que:

R_d - Resistência de cálculo a um determinado tipo de rotura que conduz a EQU;

E_d – Esforços de cálculos, obtido a partir de ações majoradas;

C_d - Resistência de cálculo a um determinado tipo de rotura, que conduz a ELS.

A abordagem de cálculo adotada nesta presente dissertação é a Abordagem de Cálculo 1 indicada na NP EN 1997-1:2010, respeitante a estados limites últimos de rotura estrutural ou do terreno para as situações persistentes ou transitórias.

3.2 Dimensionamento estrutural

Para o dimensionamento estrutural de micro-estacas isoladas ou em grupo, deve ser comprovada que a resistência estrutural de cálculo de micro-estacas e da sua conexão com a estrutura é superior aos esforços de cálculos a que vai estar sujeita (EN 1997), como demonstra a Equação 3.3. Para a determinação da capacidade de carga interna da micro-estaca, deve ser considerada a influencia de encurvadura, redução das espessuras dos tubos provocados pela corrosão nas características resistentes dos materiais (EN 14199:2005; FHWA, 2005; NP EN 1997-1:2010).

$$N_{c,Rd} \geq N_{cEd} \quad \text{Equação 3.3}$$

Em que:

$N_{c,Rd}$ – Resistência estrutural da micro-estaca submetida à compressão;

$N_{c,Ed}$ – Esforços a que as micro-estacas estarão submetidos a partir de ações majoradas.

3.2.1 Eurocódigo 4

Segundo o Eurocódigo 4 (EC4), o cálculo da capacidade de carga de uma micro-estaca à compressão é determinado com base nas propriedades dos materiais constituintes e na geometria dos tubos de ferro fundido dúctil, sendo que a resistência do microbetão é reduzida pelo coeficiente 0.85 como ilustrado na equação 3.4. É de notar na equação que não foi considerado a barra central e o peso da micro-estaca, apenas a seção da armadura e do microbetão no interior.

$$N_d = 0,85 \times (A_c \times f_{cd}) + A_s \times f_{sd} \quad \text{Equação 3.4}$$

Em que:

N_d – Carga de compressão de cálculo;

A_c – Área transversal de selagem interior, microbetão;

A_s – Área transversal do tubo de ferro fundido dúctil;

f_{cd} – Tensão de cálculo da compressão do microbetão;

f_{sd} – Tensão de cálculo de cedência do ferro fundido dúctil.

Caso seja incorporado uma barra no centro de igual resistência que o tubo de ferro fundido dúctil a capacidade de carga do conjunto à compressão pode ser obtida pela equação seguinte:

$$Nd = 0,85 \times (fcd \times Ac) + fsd \times (As + Asdd) \quad \text{Equação 3.5}$$

Em que:

f_{cd} – Tensão de cálculo da compressão do microbetão;

f_{sd} – Tensão de cálculo cedência do ferro fundido dúctil;

A_s - Área da secção do tubo de ferro fundido dúctil, em m²;

A_{Sadd} - Área da armadura adicional, em m²;

A_c - Área do interior preenchido por microbetão, em m².

3.2.2 Previsão da capacidade de carga interna de micro-estaca (MF, 2005)

De acordo com a série normativa de Espanha do Ministério de Fomento (MF, 2005), a resistência estrutural da micro-estaca submetida a esforços de compressão pode ser calculada pela equação 3.6, que é semelhante a proposta por EC4, mas com a introdução da parcela que considera os efeitos da encurvadura e método de execução.

$$Nc, Rd = ((0,85 \times fcd \times Ac) + (fsd \times As)) \times \frac{R}{1,20 \times Fe} \quad \text{Equação 3.6}$$

Em que:

A_c – Área da seção do microbetão;

$f_{c,d}$ - Tensão de cálculo do microbetão a compressão

$$fcd = \frac{fck}{\gamma_c} \quad \text{Equação 3.7}$$

$f_{c,k}$ - Tensão característica do microbetão à compressão simples;

γ_c - Coeficiente parcial de segurança para o microbetão (1,50);

f_{sd} - Tensão de cálculo para aço de armadura tubular;

$$fsd = \frac{fy}{\gamma_a} \quad \text{Equação 3.8}$$

f_y – Limite elástico da armadura tubular de ferro fundido dúctil

y_s - Coeficiente parcial de segurança de armadura tubular de ferro fundido dúctil;

A_s - Seção de cálculo da armadura tubular;

F_e – Coeficiente de influência do tipo de execução em função do tipo de terreno e do método de execução no terreno - Tabela 3.2;

R – Fator empírico de encurvadura ou coeficiente de redução da capacidade estrutural da micro-estaca por efeito da encurvadura. Esse fator toma um valor menor do que 1 ($R \leq 1$) em casos de areias de compactidade baixa, solos moles ou micro-estacas sem cobertura do terreno (zona livre) e R igual a 1 ($R = 1$), para as restantes situações. Para o efeito são considerados solos moles, aqueles solos coesivos com uma resistência ao corte não drenada menor do que 15 MPa e solos não coesivos de compactidade baixa ($I_D \leq 0.35$) ou um coeficiente de uniformidade de inferior a 2 ($C_u = D_{60}/D_{10} < 2$), situados abaixo do nível freático. O fator R é calculado através da Equação 3.9.

$$R = 1,07 - 0,027 * CR \leq 1 \quad \text{Equação 3.9}$$

Em que:

C_R – Coeficiente adimensional cujo valor está indicado na Tabela 3.1.

Tabela 3.1. Coeficiente C_R MF (2005)

Tipo de coação lateral	C_R
Lodos e terreno vegetal com $15 \text{ kPa} \leq S_u \text{ (kPa)} \leq 25 \text{ kPa}$	18 – 12
Argilas e siltes com $15 \text{ kPa} \leq S_u \text{ kPa} \leq 25 \text{ kPa}$	12 – 8
Solos não coesivos de média compactidade média ($0.35 < I_D < 0.65$), que cumpram alguns dos seguintes requisitos: - Encontram-se permanentemente em cima do nível freático; - Apresentar um coeficiente de uniformidade maior ou igual do que 2 ($D_{60}/D_{10} \geq 2$).	8 - 7
Solos coesivos com $25 \text{ kPa} \leq S_u \text{ (kPa)} \leq 50 \text{ kPa}$	
Livre (sem terreno ou rodeado de terreno instável)	H/D_R

Sendo que:

D_R – Diâmetro da micro-estaca na zona da encurvadura;

H – Comprimento da zona livre.

Tabela 3.3. Coeficiente F_e MF (2005)

Tipo de terreno e de perfuração	F_e
Terreno com nível freático em cima da ponta da micro-estaca e perfuração sem revestimento, ou lamas bentoníticas	1,50
Terreno com nível freático permanente, em baixo da ponta da micro-estaca e furação sem revestimento ou lamas bentoníticas	1,30
Qualquer tipo de terreno perfurado com lamas bentoníticas	1,15
Qualquer tipo de terreno perfurado com revestimento recuperável	1,05
Micro-estacas perfurada com tubo de revestimento deixada “in situ” de forma permanente	1,00

Também para os cálculos de resistência à compressão pode ser considerado o coeficiente F_{Cu} para representar os efeitos do tipo de união dos tubos da micro-estaca - Tabela 3.2.

Tabela 3.2. Coeficiente F_{Cu} (MF, 2005)

Tipo de união	F_{Cu}
Mediante a manguitos exteriores duplamente roscados sem diminuição da secção	1,0
De rosca macho-fêmea com secção encaixe	
De rosca macho-fêmea sem secção de encaixe	
Outras uniões desenhadas para não sofrer perdas de resistências	
Restantes casos	0,5

3.2.3 Capacidade de carga da micro-estaca à compressão pelo Deep Foundation Institute (2016)

Este método de cálculo do Deep Foundation Institute é muito semelhante ao método sugerido por FHWA (2005), em que o dimensionamento estrutural de micro-estacas de ferro fundido dúctil à compressão é feito pelo somatório das contribuições de resistência dos materiais que compõe a micro-estaca, como ilustrado na Equação 3.10.

$$R_{total} = R_{tubo} + R_{preenchimento} + R_{barra\ central} \quad \text{Equação 3.10}$$

Em que:

R_{total} - Capacidade de carga da micro-estaca de ferro fundido dúctil;

R_{tubo} - Capacidade de carga do tubo de ferro fundido;

$R_{enchimento}$ - Capacidade de carga do material de preenchimento interior;

$R_{barra\ central}$ - Capacidade de carga da barra de aço.

De acordo com American Concrete Institute (ACI) a capacidade de carga do material de preenchimento quando utilizado simultaneamente para suportar os esforços de compressão na micro-estaca, a máxima tensão é limitada pelo material de preenchimento e tem de ser 0.3 %, porque é o máximo que esse material pode suportar antes da rotura, contudo 320 MPa de tensão admissível do tubo é menos do que o valor típico correspondente ao nível tensão do betão a 0.3% da tensão. Sendo assim, o cálculo da capacidade de carga do conjunto é controlado pelo tubo de ferro fundido dúctil, carga admissível para o tubo de ferro fundido ($P_{ironpipe}$) é dado pela equação 3.11.

$$R_{tubo} = u \times Fy_{tubo} \times A_{tubo} \quad \text{Equação 3.11}$$

Em que:

R_{tubo} - Contribuição da carga instalada no tubo de ferro fundido dúctil;

u - Fator de redução da tensão admissível, toma o valor de 0,4 a 0,5 para este tipo de fundações profundas (IBC, 2009);

Fy_{tubo} – Tensão admissível do tubo de ferro fundido;

A_{tubo} - Área da secção transversal final (a área da secção transversal final é reduzida se for considerado os efeitos da corrosão).

A contribuição do material de preenchimento é calculada como a resistência à compressão admissível do microbetão multiplicado pela área do preenchimento interior como mostra a Equação 3.12. A tensão admissível para o microbetão é limitada por um coeficiente de segurança a 0,33 da tensão de compressão admissível, embora essa limitação pode variar com os códigos de construção locais (a FHWA adota o valor de 0,4).

$$R_{preenchimento} = u \times Fy_{microbetão} \times A_{preenchimento} \quad \text{Equação 3.12}$$

Em que:

$R_{preenchimento}$ - Contribuição do microbetão;

$Fy_{microbetão}$ - Carga admissível do microbetão;

$A_{preenchimento}$ - Área do preenchimento interior;

u - Fator de redução da tensão admissível do microbetão.

A contribuição da carga de compressão admissível para a barra de reforço central (caso necessário) é dada pela multiplicação da sua área da secção transversal pela tensão admissível e o fator de redução (normalmente 0.4) como indicado na Equação 3,13. A tensão admissível é quase sempre inferior ao da barra central e do tubo de ferro fundido segundo FHWA (2005).

$$R_{barra\ central} = u \times Fy_{barra\ central} \times A_{barra\ central} \quad \text{Equação 3.13}$$

Em que:

$R_{barra\ central}$ - Carga de compressão admissível para a barra de reforço central;

u - Fator de redução da carga admissível;

$Fy_{barra\ central}$ – Carga admissível;

$A_{barra\ central}$ - Área da secção transversal da barra de reforço central.

3.2.4 Resistência estrutural da micro-estaca, considerando os efeitos da encurvadura (MF, 2005)

Segundo MF (2005), a análise da instabilidade por encurvadura é feita nas situações em que a Equação 3.14 é verificada.

$$\frac{I_a}{A_{pr}^2} \leq \frac{f^2 y_d}{4 \times K D \times E_a} \quad \text{Equação 3.14}$$

Em que:

I_a – Momento de inércia do tubo de ferro fundido;

A_{pr} – seção reduzida do tubo de ferro fundido, calculado considerando os efeitos da corrosão.

$$A_{pr} = \frac{\pi}{4} \times ((d_e - 2 \times r_e)^2 - d_i^2) \quad \text{Equação 3.15}$$

d_e - Diâmetro exterior nominal do tubo de ferro fundido;

r_e – Redução da armadura provocado pela corrosão;

d_i – Diâmetro interior nominal do tubo de ferro fundido;

f_{yd} – Resistência de cálculo do tubo de ferro fundido;

E_a – Módulo de elasticidade do tubo de ferro fundido dúctil;

KD – O seu valor depende da resistência unitária do terreno a penetração estática q_c , obtidos na Tabela 3.4.

Tabela 3.4. Fator KD , sugerido por MF (2005)

Tipo de terreno	Solos coerentes	Solos arenosos	Solos arenosos saturados
KD (MPa)	$0,29 \times q_c$	$0,40 \times q_c$	$0,28 \times q_c$

q_c é a resistência unitária (penetração estática) na parte superior até a profundidade de quinze diâmetros (15D)

A aplicação de métodos estáticos na análise do comportamento das fundações à flexão, considera que a ação do solo se transforma em um tipo de apoio estrutural (encastramento fictício) a uma determinada profundidade que impede o movimento de rotação e translação da micro-estaca (EN 14199). Essa profundidade do encastramento fictício (L_{ef}) é determinada pela Equação 3.16.

$$L_{ef} = 1,2 \times f \times L_e \quad \text{Equação 3.16}$$

e

$$L_e = \left(\frac{3 \times E_a \times I_a}{E_L} \right)^{1/4} \quad \text{Equação 3.17}$$

Em que:

L_{ef} – Profundidade do encastramento fictício;

L_e – longitude elástica da micro-estaca;

E_a - Módulo de elasticidade do tubo de ferro fundido dúctil;

I_a - Momento de inércia da seção do aço;

E_L – Módulo de elasticidade do terreno a uma profundidade L , sendo L o comprimento da micro-estaca;

E_0 – Módulo de elasticidade do terreno à superfície;

f - Coeficiente que depende da relação entre o módulo de elasticidade do terreno à superfície e à uma profundidade L ; estes valores estão indicados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5. Coeficiente da relação (f) entre os módulos de elasticidade a superfície e a uma dada profundidade (MF, 2005)

E_0/E_L	0	0,5	1
f	1,70	1,25	1

O efeito do grupo aumenta a profundidade do encastramento fictício L_{ef} , para os espaçamentos mais habituais, compreendidos entre 3 e 4 diâmetros ($3D \leq S \leq 4D$), por isso nestas situações estes, devem ser afetados pelo coeficiente α_g indicados na Tabela 3.6.

Tabela 3.6. Coeficiente da relação (f) entre os módulos de elasticidade à superfície e a uma dada profundidade (MF, 2005)

Dimensão do grupo	2 x 1	2 x 2	4 x 4	> 4 x 4
α_g	1,10	1,25	1,40	1,50

Para analisar o efeito da encurvadura na capacidade resistente das micro-estacas à compressão, MF (2005) sugere o cálculo da carga crítica de encurvadura através da equação 3.18.

$$N_c = \pi^2 \times \frac{E_a \times I_a}{(L_l + L_{ef})^2} \times A \quad \text{Equação 3.18}$$

Em que:

N_c – carga crítica de encurvadura;

E_a – Módulo de elasticidade do tubo;

I_a – Momento de inércia da seção do tubo;

L_l - Comprimento livre da micro-estaca sem terreno envolvente;

A – Constante que depende do tipo de coação a cabeça do micro-estaca e pode ser obtido da Tabela 3.7.

Tabela 3.7. Constante A em função do tipo de coação a cabeça da micro-estaca (MF, 2005)

Tipo de coação à cabeça	Articulada	Livre	Encastrada	Sem rotação e com deslocamento
A	2,045	0,250	4,000	1,000

A resistência por encurvadura também pode ser obtida através da fórmula carga crítica de Euler, indicado na Equação 3.19, mas desta vez considerando alguns parâmetros do solo.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI}{l^2} + \frac{E_s \times l^2}{\pi^2} \quad \text{Equação 3.19}$$

Em que:

P_{cr} - Carga crítica de encurvadura;

EI - Rigidez de flexão da micro-estaca;

l - Comprimento da micro-estaca, confinada pelo solo;

E_s - Módulo de deformabilidade do solo que confina a micro-estaca.

3.2.5 Capacidade resistente estrutural por atrito lateral de micro-estaca cravada por “via húmida” à compressão

A capacidade resistente à compressão das micro-estacas que funcionam fundamentalmente por atrito (como as de ferro fundido dúctil instaladas pela via húmida) é determinada, verificando se a razão da carga transmitida por atrito lateral, $E_{v,d}$, determinada pela Equação 3.20, não é superior à tensão tangencial de cálculo existente na ligação entre o ferro fundido dúctil e o microbetão, $R_{v,d}$, (Caetano, 2014).

$$E_{v,d} = \left(\frac{E_d}{R_d} \right) \times R_{s,d} \quad \text{Equação 3.20}$$

Em que:

$E_{v,d}$ - Carga transmitida por atrito lateral;

E_d – Carga de cálculo numa micro-estaca;

R_d – Resistência de cálculo da micro-estaca proveniente da capacidade de carga exterior;

$R_{s,d}$ – Percentagem da R_d mobilizada por resistência lateral (quando não é possível obter $R_{s,d}$, admite-se um $E_{v,d} = E_d$).

A tensão tangencial de cálculo existente na ligação entre o ferro fundido dúctil e o microbetão é dada pela equação 3.21.

$$R_{v,d} = \tau_{R,d} \times \pi \times d \times l_{eff} \quad \text{Equação 3.21}$$

Em que:

$R_{v,d}$ - tensão tangencial de cálculo existente na ligação entre o ferro fundido dúctil e o microbetão;

$T_{R,d}$ – Tensão tangencial de cálculo da selagem exterior;

d – Diâmetro do tubo de ferro fundido dúctil;

L_{eff} – Comprimento efetivo da micro-estaca.

A tensão tangencial de cálculo da selagem exterior é dado pela equação 3.22.

$$T_{R,d} = \frac{\tau_{Rk}}{\gamma_{M,v}} + \mu k \times \sigma_h \quad \text{Equação 3.22}$$

Em que:

$T_{R,k}$ - Considera-se igual a 0.32 N/mm²;

$\gamma_{M,v}$ – Fator parcial de segurança de 2.1 (situação mais condicionante pelo EC 7, EN14199);

μ_k - Coeficiente de fricção entre microbetão e o ferro fundido dúctil (usualmente igual a 0.5).

σ_h – Menor valor característico da tensão horizontal do solo na micro-estaca (N/mm²).

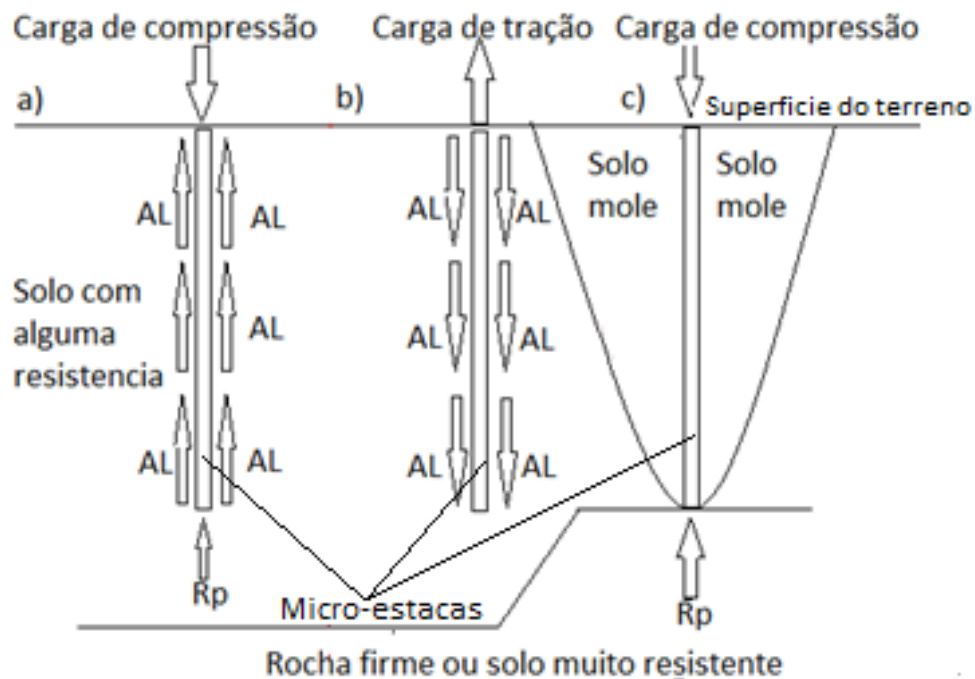
3.3 Dimensionamento geotécnico

Neste projeto utilizam-se vários métodos empíricos e semi-empíricos para determinar a capacidade de carga da fundação dos cais, baseado nos resultados dos ensaios executados no local no âmbito da caracterização geotécnica.

A capacidade de carga de micro-estacas, no contexto de fundações, é definida como sendo o valor da força correspondente à máxima resistência que o sistema (micro-estaca - solo) pode oferecer, em termos geotécnicos (Júnior et al., 2017).

3.3.1 Micro-estacas sob cargas axiais

A capacidade de carga de micro-estacas axialmente carregadas no terreno, à compressão pode ter duas componentes, o atrito lateral ao longo do fuste e a resistência de ponta na base da estaca (Brito, 1999), como ilustra a Figura 3.2.



- a) estaca sob compressão com reação mista - atrito lateral (AL) e carga de ponta (Rp);
 b) estaca sob tração com reação por atrito lateral; c) estaca sob compressão com reação por carga de ponta

Figura 3.2. Mecanismos de transferência de carga estaca-solo em micro-estacas verticais sob cargas axiais de acordo com a bibliografia de referência (adaptado de Fleming, 2009)

3.3.2 Dimensionamento segundo o Eurocódigo 7

Segundo a NP EN 1997-1: 2010, o dimensionamento de micro-estacas à compressão puramente axial e permanente, incide na determinação da capacidade resistente de cálculo ($R_{c,d}$) de ponta e atrito lateral, obtidos por métodos analíticos, empíricos, semi-empíricos ou ensaios de cargas e por fim, a verificação da ocorrência de estado limite por assentamentos totais e diferenciais através da Equação 3.23.

$$F_{c,d} \leq R_{c,d} \quad \text{Inequação 3.23}$$

Em que:

$F_{c,d}$ – valor da força correspondente à ação de cálculo;

$R_{c,d}$ - Capacidade resistente de cálculo ($R_{c,d}$).

Nos casos em que existe solos com baixa resistência abaixo do nível da ponta da micro-estaca, deve ser verificada a rotura por punção e nos

grupos de estacas devem ser consideradas o menor valor correspondente dos dois tipos de rotura seguintes:

- Rotura de uma estaca individual por capacidade resistente insuficiente à compressão (pode ser dispensada essa verificação em caso de micro-estacas que suportam estruturas rígidas, dado que só ocorrerá o estado limite último se um número significativo de estaca entrarem em rotura conjuntamente);
- Rotura do compósito solo micro-estaca, por capacidade resistente insuficiente à compressão.

Para obter uma margem de segurança em relação à rotura, o Eurocódigo impõe o uso dos fatores de segurança global (F_{sg}) à tensão limite, que reduz a capacidade resistente característica da fundação, passando a ter a tensão admissível para os parâmetros resistentes. Por outro lado, a mesma norma considera ainda os coeficientes de segurança parciais de majoração para os valores característicos das ações (γ_F) e de minoração (γ_M) para as propriedades resistentes dos materiais.

3.3.3 Capacidade resistente do terreno devido à compressão nas micro-estacas

A natureza do carregamento, bem como o tipo de solo que está envolvido são os maiores condicionantes na previsão do comportamento das estacas isoladas ou de grupo de estacas.

O valor de cálculo da capacidade de carga ($R_{c,d}$) à compressão de uma micro-estaca segundo o EC7 é dado pela soma das duas parcelas (Equação 3.24), referentes à resistência por atrito lateral e por carga de ponta (Equação 3.25 e 3.26) assegurados com os respetivos coeficientes de segurança parciais.

$$R_{c,d} = R_{b,d} + R_{s,d} \quad \text{Equação 3.24}$$

Com

$$R_{b,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} \quad \text{Equação 3.25}$$

e

$$R_{s,d} = \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} \quad \text{Equação 3.26}$$

e assim,

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{Y_t} = \frac{R_{s,k}}{Y_s} + \frac{R_{b,k}}{Y_b} \quad \text{Equação 3.27}$$

Em que:

$F_{c,d}$ – Valor de força correspondente à ação de cálculo;

$R_{c,d}$ - Resistência de cálculo da micro-estaca à compressão;

$R_{c,k}$ - Resistência característica da micro-estaca à compressão;

$R_{b,k}$ - Resistência característica de ponta à compressão;

$R_{s,k}$ - Resistência característica do atrito lateral à compressão;

Y_t - Coeficiente parcial para capacidade resistente total de compressão;

Y_b - Coeficiente parcial para capacidade resistente de ponta;

Y_s - Coeficiente parcial para capacidade resistente lateral.

O cálculo da resistência aos assentamentos em micro-estaca, pode ser feito considerando ou não a contribuição da resistência de ponta. Para se considerar a resistência de ponta nos solos granulares é preciso que o solo seja denso ou muito denso com $N_{SPT} > 30$ e nos solos coesivos é necessário que tenha uma consistência dura a muito dura ou seja, uma resistência à compressão maior do que 100 kPa (MF, 2005).

Quando não se verificam as condições acima referidas, não é considerado a resistência de ponta na determinação dos valores da resistência de cálculo da micro-estaca e assim o dimensionamento é feito considerando apenas a resistência por atrito lateral, dado pela Equação 3.28.

$$R_{c,d} = R_{s,d} = A_l \times r_{f,c,d} \quad \text{Equação 3.28}$$

Em que:

$R_{c,d}$ - Resistência de cálculo relativo aos esforço de compressão axial;

$R_{f,c,d}$ - Resistência do atrito lateral ao longo do fuste;

$r_{f,c,d}$ - Capacidade resistente lateral unitária;

A_l - Área lateral da micro-estaca mobilizada.

3.3.4 Capacidade resistente do terreno por tração nas micro-estacas

O dimensionamento de micro-estacas à tração segundo EN 1997-1: 2010, consiste na demonstração que a fundação é capaz de suportar com adequada

segurança uma rotura por tração ou forças verticais susceptíveis de provocar o levantamento da fundação e para todos os casos deve satisfazer a Equação 3.29.

$$F_{t,d} \leq R_{t,d} \quad \text{Equação 3.29}$$

Em que:

$F_{t,d}$ - Valor da força de tração correspondente à ação de cálculo;

$R_{t,d}$ - Resistência de cálculo da fundação à tração.

Nesses casos deve se comprovar a resistência segundo os dois seguintes mecanismos de rotura:

- Arrancamento (levantamento por atrito negativo) de estacas relativamente ao terreno;
- Levantamento global do compósito.

O valor de cálculo da capacidade de carga última à tração deve ser determinado pela Equação 3.30.

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{Y_{s,t}} \quad \text{Equação 3.30}$$

Em que:

$R_{t,k}$: O valor característico da capacidade resistente do terreno à tração;

$Y_{s,t}$ - fator de segurança para capacidade resistente lateral à tração.

O valor característico da capacidade resistente do terreno à tração pode ser determinado pelo somatório do produto da área pelo atrito gerado em todos os estratos atravessados como demonstra a equação 3.31.

$$R_{t,k} = \sum A_{s,i} \times q_{s,t,k} \quad \text{Equação 3.31}$$

Em que:

$A_{s,i}$ - Área lateral da micro-estaca na camada i ;

$q_{s,t,k}$ - Atrito lateral mobilizada á tração na camada i .

3.4 Métodos estático de previsão da capacidade de carga de fundações em micro-estacas

Existem inúmeros métodos teóricos, semi-empíricos e enfim, para a previsão da capacidade de carga de fundações em micro-estacas, propostos por vários autores, alguns são expostos mais adiante no presente capítulo. Os métodos teóricos de baseiam-se nos parâmetros do solo para a previsão da capacidade de carga de micro-estacas e por outro lado os métodos semi-empíricos baseiam-se nos resultados dos ensaios in situ, como SPT CPT para a previsão da capacidade de carga.

O mecanismo de rotura do solo na ponta da micro-estaca à compressão varia para cada autor, assim como a formulação na determinação do atrito lateral máximo mobilizado.

3.4.1 Métodos teóricos

3.4.1.1 Proposto por Vésic (1972)

Segundo Vésic (1972), a previsão da resistência ao atrito lateral pode ser feita teoricamente a partir do conhecimento da coesão e do ângulo de atrito das camadas envolvidas, assumindo o comportamento do sistema semelhante a um deslizamento de um sólido em contato com o solo baseado no critério de rotura de Mohr-Coulomb e um modelo constitutivo do solo elástico perfeitamente plástico. O autor assume que em termos de mecânica do solo, a força de atrito lateral máxima mobilizada (tensão de cisalhamento) está relacionada com a tensão horizontal efetiva presente e o ângulo de fricção efetivo na interface entre a micro-estaca e o solo. Para os solos coesos a força de atrito máximo unitário é calculada pela função linear da equação 3.32.

$$\tau = C_a + \sigma_h \times tg\delta \quad \text{Equação 3.32}$$

Em que:

τ - Força de atrito lateral máxima mobilizada

C_a – Aderência entre a estaca e o solo ($\alpha \times c$);

α – Coeficiente de adesão;

c – Coesão do solo;

σ'_h – Tensão horizontal efetiva média na superfície lateral da estaca;

δ – Ângulo de resistência ao corte entre a micro-estaca e o solo.

Para os solos granulares ($C_a = 0$), adota-se um δ igual ao ângulo (ϕ') de resistência ao corte interno do solo perturbado em termos de tensões efetivas. A tensão horizontal efetiva (σ'_h) pode ser relacionada com a tensão vertical efetiva em profundidade, através de um coeficiente de repouso K_s , e com base na lei de Coulomb o atrito lateral é dado pela equação 3.33.

$$\tau_1 = K_s \times \sigma_v \times \operatorname{tg} \phi \quad \text{Equação 3.33}$$

O coeficiente de impulso (K_s), depende, do método de execução da estaca e do estado de tensões iniciais do solo. Em areias, para estacas cravadas curtas e de grande deslocamento, o K_s pode se aproximar do coeficiente de impulso passivo K_p ($K_p = \operatorname{tg} (45^\circ + \phi'/2)$).

Na análise da resistência de ponta este método considera a teoria da expansão de cavidades, que relaciona o mecanismo da rotura do solo na ponta da estaca com a expansão de uma cavidade em meio elasto-plástico e assim o autor propõe a previsão da resistência de ponta unitária (q_p) da micro-estaca em qualquer solo pela equação 3.34.

$$q_p = c \times N_c + \sigma_o \times N_q \quad \text{Equação 3.34}$$

e

$$\sigma_o = \frac{1+2 \times K_o}{3} \times \sigma'_v \quad \text{Equação 3.35}$$

Em que:

c – Coesão do solo;

N_c, N_q – Fatores de capacidade de carga em função do ângulo de atrito interno e rigidez do solo;

σ_o – Tensão média do solo na ponta da estaca;

K_o – Coeficiente de repouso;

σ'_v – Tensão vertical efetiva no nível da ponta da estaca.

Note-se que para solos argilosos sem atrito a equação passa a depender somente do fator de capacidade de carga (N_c) e da coesão, por outro lado, nos solos granulares ($c = 0$) a resistência de ponta é dada pela segunda parcela da equação. O valor de N_c sugerido por Barata (1984) é de 9 para solos argilosos e

o valor de N_q para solos granulares pode ser deduzido de figuras que ilustram a relação entre a capacidade de carga e o ângulo de atrito, proposta por vários autores.

3.4.1.2 Proposto por MF (2005)

De acordo com Mf (2005), a resistência do atrito lateral limite no fuste, numa determinada profundidade z , é dado pela Equação 3.36, baseado na teoria de Mohr-Coulomb e é adotado um fator de segurança de 1,5 para c' e ϕ (F_c e F_ϕ) para as fundações de caráter permanente.

$$r_{fc,d}(z) = \frac{c'}{F_c} + \sigma'_h(z) \times \frac{\tan(\delta)}{F_\phi} \quad \text{Equação 3.36}$$

Em que:

$r_{fc,d}$ - Atrito lateral unitário mobilizado à compressão;

z - Profundidade medida verticalmente desde a superfície do terreno;

c' – Coesão efetiva do terreno natural a profundidade z

δ - Ângulo de atrito do contacto terreno-fuste da micro-estaca a profundidade z , é uma fração do atrito interno efetivo do terreno ϕ' ; ($\delta = k_r \times \phi'$);

k_r -Relação entre os ângulos de atrito do contacto terreno-fuste e o angulo de atrito interno do terreno, ($2/3 \leq k_r \leq 1$).

$\sigma'_h(z)$ – Tensão horizontal efetiva do terreno a profundidade z , depende do tipo de injeção e da tensão vertical efetiva, para uma injeção do tipo IR ou IRS e $z \geq 5m$ é dada pela Equação 3.37 e nos restantes casos pela Equação 3.38.

$$\sigma'_h(z) = k_0 \times \sigma'_v(z) + \frac{p_i}{3} \quad \text{Equação 3.37}$$

E para os restantes casos

$$\sigma'_h(z) = k_0 \times \sigma'_v(z) \quad \text{Equação 3.38}$$

Em que:

$\sigma'_v(z)$ –Tensão vertical efetiva do terreno a profundidade Z ;

p_i - Pressão de injeção tem de ser diferente de zero ($p_i \neq 0$) para $Z \geq 5m$ e do tipo IRS ou IR, caso contrário $p_i = 0$;

k_0 - Coeficiente de impulso em repouso, varia com a consolidação do solo.

- Terreno normalmente consolidado,

$$k_0 = (1 - \text{sen } \varphi') \quad \text{Equação 3.39}$$

- Terreno sobreconsolidado

$$k_0 = (1 - \text{sen } \varphi') \times \sqrt{Roc} \quad \text{Equação 3.40}$$

φ' – Ângulo de atrito interno efetivo do terreno

Roc – Razão de sobre consolidação.

3.4.2 Métodos semi-empíricos

3.4.2.1 Proposto por Aoki & Veloso (1975)

Este método advém da comparação de resultados de prova de carga em estacas com resultados de ensaios de cone, mas pode ser aplicado a ensaios de penetração dinâmica, utilizando um coeficiente de conversão, k , da resistência da ponta do cone para N_{SPT} , e um coeficiente α , que expressa a relação entre a resistência de ponta e lateral (Aoki & Veloso, 1975).

A capacidade de carga última por este método é dada pela Equação 3.41.

$$Q_u = A_p \times \frac{k \times N_p}{F_1} + U \times \sum \frac{\alpha \times k \times N_m}{F_2} \times \Delta L \quad \text{Equação 3.41}$$

Em que:

A_p – Área da secção transversal da micro-estaca (m^2);

K - Coeficiente de conversão da resistência da ponta do cone para N_{spt} (kPa);

N_p – N_{spt} da ponta;

F_1 - Fator de correção da resistência de ponta;

U – Perímetro da micro-estaca (m);

α – Relação entre a resistência ponta e lateral;

N_m – N_{spt} médio ao longo da estaca;

F_2 - Fator de correção da resistência lateral;

ΔL – Segmento de estaca em causa (m).

Os fatores de correção da resistência lateral de ponta, F_1 e F_2 , propostos por Aoki & Veloso (1975), Laprovitera (1988) & Benegas (1993) e Monteiro

(1993), considerando a diferença de escala entre o cone estático e micro-estacas de diferentes tipos, estão representados na Tabela 3.8.

Tabela 3.8. Fatores de correção da resistência lateral de ponta, F1 e F2, propostos por Aoki & Veloso (1975), Laprovitera (1988), Benegas (1993) e Monteiro (1993)

Tipo de Estaca	Aoki & Veloso (1975)		Laprovitera (1988) & Benegas (1993)		Monteiro (1993)	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Franki de fuste apilado	2,5	5,0	2,5	3,0	2,3	3,0
Franki de fuste fibrado					2,3	3,2
Metálica	1,75	3,5	2,4	3,4	1,7	3,5
Pré-moldada de concreto cravada à percussão					2,5	3,5
Pré-moldada de concreto cravada por prensagem	1,75	3,5	2,0	3,5	1,2	2,3
Escavada com lama bentonítica	3,5	7,0	4,5	4,5	3,5	4,5
Strauss					4,2	3,9
Raiz	-	-	-	-	2,2	2,4
Hélice contínua	-	-	-	-	3,0	3,8

Os valores de coeficiente de conversão da resistência da ponta do cone para N_{SPT} (k) e a percentagem da relação entre a resistência ponta e lateral (α) representados na tabela 3.9, foram propostos por Aoki & Veloso (1975), Laprovitera (1988) e Monteiro (1997), estes parâmetros dependem do tipo de solo.

Tabela 3.9. Valores de k e α propostos por Aoki & Veloso (1975), Laprovitera (1988) e Monteiro (1997)

Tipo de Solo	Aoki & Veloso (1975)		Laprovitera (1988)		Monteiro (1997)	
	k (MPa)	α (%)	k (MPa)	α (%)	k (MPa)	α (%)
Areia	1,0	1,4	0,60	1,4	0,73	2,1
Areia Siltosa	0,60	2,0	0,53	1,9	0,68	2,3
Areia Silto-argilosa	0,70	2,4	0,53	2,4	0,63	2,4
Areia Argilosa	0,60	3,0	0,53	3,0	0,54	2,8
Areia Argilo-siltosa	0,50	2,8	0,53	2,8	0,57	2,9
Silte	0,40	3,0	0,48	3,0	0,48	3,2
Silte Arenoso	0,55	2,2	0,48	3,0	0,5	3,0
Silte Areno-argiloso	0,45	2,8	0,38	3,0	0,45	3,2
Silte Argiloso	0,23	3,4	0,30	3,4	0,32	3,6
Silte Argilo-arenoso	0,25	3,0	0,38	3,0	0,4	3,3
Argila	0,20	6,0	0,25	6,0	0,25	5,5
Argila Arenosa	0,35	2,4	0,48	4,0	0,44	3,2
Argila Areno-siltosa	0,30	2,8	0,30	4,5	0,30	3,8
Argila Siltosa	0,22	4,0	0,25	5,5	0,26	4,5
Argila Silto-arenosa	0,33	3,0	0,30	5,0	0,33	4,1

3.4.2.2 Proposto por Décourt & Quaresma (1982)

Este método de previsão da capacidade de carga é baseado exclusivamente em resultados do ensaio SPT e dada pela Equação 3.42:

$$Q_u = \alpha \times K \times N_p \times A_p + U \times \beta \times \sum 10 \times \left(\frac{N_m}{3} + 1 \right) \times \Delta L \quad \text{Equação 3.42}$$

Em que:

Q_u – Capacidade de carga da micro-estaca;

N_p – N_{SPT} médio da ponta;

A_p – Área da secção transversal da ponta da estaca (m^2);

K – Coeficiente da relação entre a resistência de ponta e o valor de N_p em função do tipo de solo;

U – Perímetro da micro-estaca (m);

N_m – N_{SPT} médio ao longo do fuste;

ΔL – comprimento efetivo da micro-estaca (m);

α e β – Fatores em função do método de execução.

Os coeficientes α , K e β propostos por Décourt & Quaresma (1978) são expostos nas Tabelas 3.10 e 3.11. Para a determinação do N_m , os valores inferiores a 3 tem de ser considerados como 3, assim como os superiores a 50 tem de ser igualados a 50.

Tabela 3.10. Valores de k propostos por Décourt & Quaresma (1978)

Tipo de solo	K (kN/m ²)
Argilas	120
Siltes Argilosos (solos residuais)	200
Siltes Arenosos (solos residuais)	250
Areias	400

Tabela 3.11. Valores de α propostos por Décourt & Quaresma (1996)

Solo/Estaca	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (com bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argilas	1,0	0,85	0,85	0,30	0,85	1,0
Solos Residuais	1,0	0,60	0,60	0,30	0,60	1,0
Areias	1,0	0,50	0,50	0,30	0,50	1,0

3.4.2.3 Correlações empíricas para obtenção do atrito lateral unitário (MF, 2005)

Segundo série normativa de Espanha (MF, 2005), a capacidade de carga por atrito lateral unitário da micro-estaca em solos, pode ser obtido empiricamente pela razão entre o atrito lateral admissível obtido pelas correlações impostas na figura, e os coeficientes de minoração da Tabela 3.12, como indica a Equação 3.43.

$$r_{f,c,d} = \frac{r_{f,lim}}{F_r} \quad \text{Equação 3.43}$$

Em que:

$r_{f,c,d}$ - Atrito unitário lateral de calculo;

$r_{f,lim}$ - Atrito lateral admissível obtido por correlação no ábaco da figura;

F_r – Coeficiente de minoração que tem em conta a duração da função estrutural da micro-estaca, estão representados na Tabela 3.12.

Tabela 3.12. Coeficiente de minoração F_r (EN 14199)

Duração da fundação em micro-estacas	F_r
Para uma função estrutural inferior a 6 meses	1,45
Para uma função estrutural superior a 6 meses	1,65

Por este método de correlação o atrito lateral unitário ($r_{f,lim}$) é obtido por correlação de uma serie de parâmetros geotécnicos representativos como o N_{SPT} e P_{lim} para solos granulares na Figura 3.3 e q_u e P_{lim} para os solos coesivos na Figura 3.4. Cada figura inclui três curvas correspondentes a micro-estacas executados por injeção do tipo IU, IR e IRS.

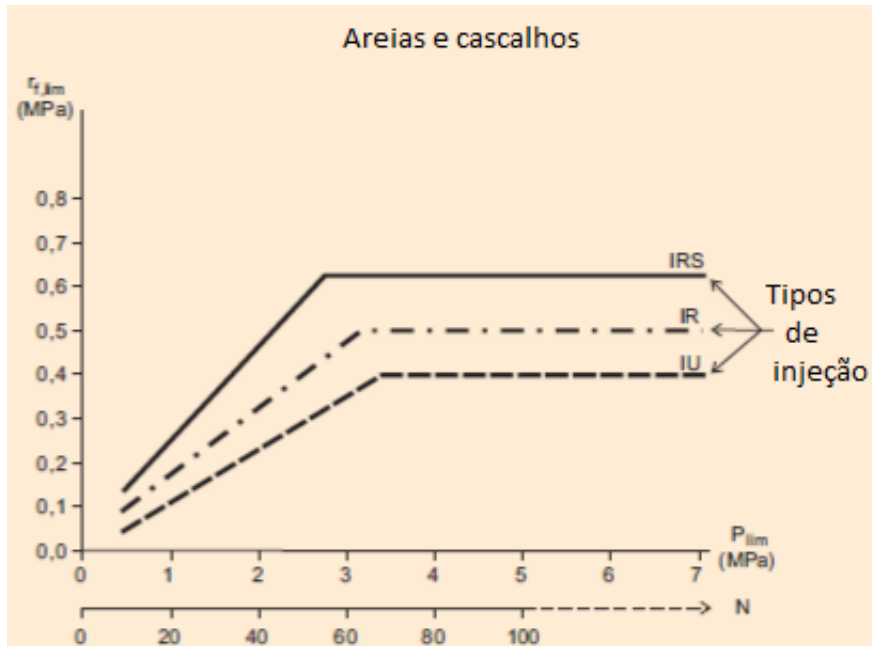


Figura 3.3. Abaco de correlação N_{SPT} , P_{lim} e atrito lateral unitário (MF, 2005)

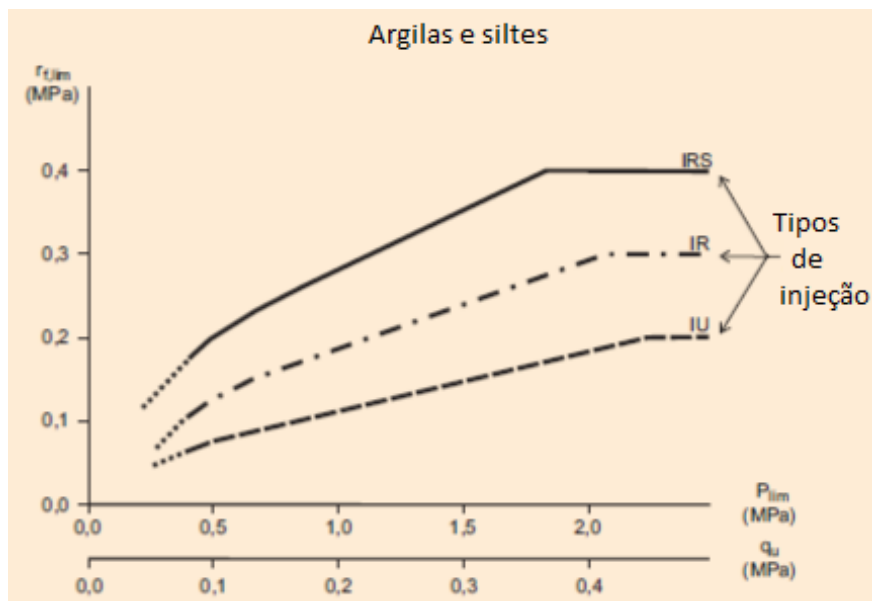


Figura 3.4. Abaco de correlação q_u , P_{lim} e atrito lateral unitário (MF, 2005)

Embora muitas vezes não considerada para os cálculos de dimensionamento devido a sua esbelteza, a resistência de ponta (R_{bd}), também pode ser estimado como sendo 15% da resistente de atrito lateral (R_{sd}) como ilustra a equação 3.44.

$$R_{bd} = 0.15 \times R_{sd} \quad \text{Equação 3.44}$$

3.4.2.4 Método previsão da capacidade de carga de micro-estacas proposto por Lizzi (1985)

Este método empírico para calcular a carga limite de uma micro-estaca à compressão com base nos parâmetros ilustrados na Tabela 3.13, só contabiliza a resistência por atrito lateral, ignorando a carga de ponta; para as micro-estacas convencionais, admite-se um valor de 100 kPa para o atrito lateral máximo mobilizado. Segundo Lizzi (1985), a carga limite é dado pela equação seguinte:

$$Carga\ limite = \pi \times D \times L \times K \times I \quad \text{Equação 3.45}$$

Em que:

Carga limite- carregamento limite da estaca à compressão;

D - Diâmetro nominal de perfuração;

L - Comprimento da micro-estaca;

K - Coeficiente que representa o atrito lateral entre o solo-micro-estaca;

I - Coeficiente adimensional que depende do diâmetro de perfuração.

Tabela 3.13. Diâmetros de perfuração e coeficientes da fórmula de Lizzi (1985) para diferentes tipos de solo grosseiros

Solo	Diâmetro (cm)	K	I
Brando	10	50	1
Solto	15	100	0.9
Compacidade média	20	150	0.85
Muito compacto	25	200	0.8

3.4.2.5 Proposto por Bustamante e Doix (1985)

Este é um método que resulta de uma síntese de vários modelos de cálculos e também foi aferido com resultados de numerosos ensaios de verdadeira grandeza realizados em trabalho sistemático do LCPC (Brito 1999).

A determinação da capacidade de carga da micro-estaca de armadura tubular e concretamente do valor do atrito lateral limite unitário máximo mobilizado, depende dos seguintes fatores (Brito 1999):

- A técnica de injeção do material da selagem (sistema IRS ou IGU);
- A pressão efetiva de injeção do material de selagem, P_i ;

- Medida na cabeça da micro-estaca, e a sua relação com a pressão limite do terreno, P_1 (é usual adotar $P_i \geq P_1$ para o sistema IRS e $P_1/2 < P_i < P_1$ para o sistema IGU);
- A natureza e consistência do solo.

A capacidade de carga limite é dada por:

$$Q_l = Q_p + Q_s \quad \text{Equação 3.46}$$

e

$$Q_{\text{calculo}} = Q_l / FS \quad \text{Equação 3.47}$$

Em que:

Q_l – Carga limite na cabeça da estaca;

Q_p - Resistência de ponta;

Q_s – Resistência mobilizada pelo atrito lateral;

$Q_{\text{cálculo}}$ – Carga de cálculo;

FS – Coeficiente de segurança.

O atrito lateral de cada parcela é obtido pela seguinte equação:

$$Q_s = \sum \pi \times D_{si} \times L_{si} \times q_{si} \quad \text{Equação 3.48}$$

Em que:

$D_{Si} = \alpha_i \times D_{ni}$ – diâmetro médio real na camada i ;

D_{ni} - diâmetro de perfuração da micro-estaca;

α_i - coeficiente função do sistema de injeção;

L_{si} - comprimento da camada i que a micro-estaca atravessa;

q_{si} – atrito lateral limite unitário.

Os coeficientes (α_i) para a estimação do diâmetro real, do volume ou da quantidade mínima de injeção aconselhada (V_i) tendo em conta o tipo de solo, estão expostos na Tabela 3.14, enquanto que a estimação do atrito lateral unitário de areias e cascalhos na Figura 3.5 e nas argilas e siltes na Figura 3.6.

Tabela 3.14. Coeficiente de incremento do diâmetro nominal de uma micro-estaca injetada (Bustamante,1985; Sacadura, 2009)

Solo	Coeficiente α		Quantidades mínimas de calda aconselhada
	IRS	IGU	
Seixo	1,8	1,3 a 1,4	1,5 Vs
Seixo arenoso	1,6 a 1,8	1,2 a 1,4	1,5 Vs
Areia com seixo	1,5 a 1,6	1,2 a 1,3	1,5 Vs
Areia grossa	1,4 a 1,5	1,1 a 1,2	1,5 Vs
Areia média	1,4 a 1,5	1,1 a 1,2	1,5 Vs
Areia fina	1,4 a 1,5	1,1 a 1,2	1,5 Vs
Areia siltosa	1,4 a 1,5	1,1 a 1,2	1,5 a 2 Vs para IRS e 1,5 Vs para IGU
Silte	1,4 a 1,6	1,1 a 1,2	2 Vs para IRS e 1,5 Vs para IGU
Argila	1,8 a 2,0	1,2	2,5 a 3 Vs para IRS e 1,5 a 2 para IGU
Marga ou calcário margoso	1,8	1,1 a 1,2	1,5 a 2 Vs para camada compacta
Rocha alterada ou fragmentada	1,2	1,1	1,1 a 1,5 Vs para camada finamente fissurada e 2 Vs ou mais para camada fracturada

V_s volume do bolbo de selagem; IRS - injeção seletiva repetitiva; IGU injeção única global

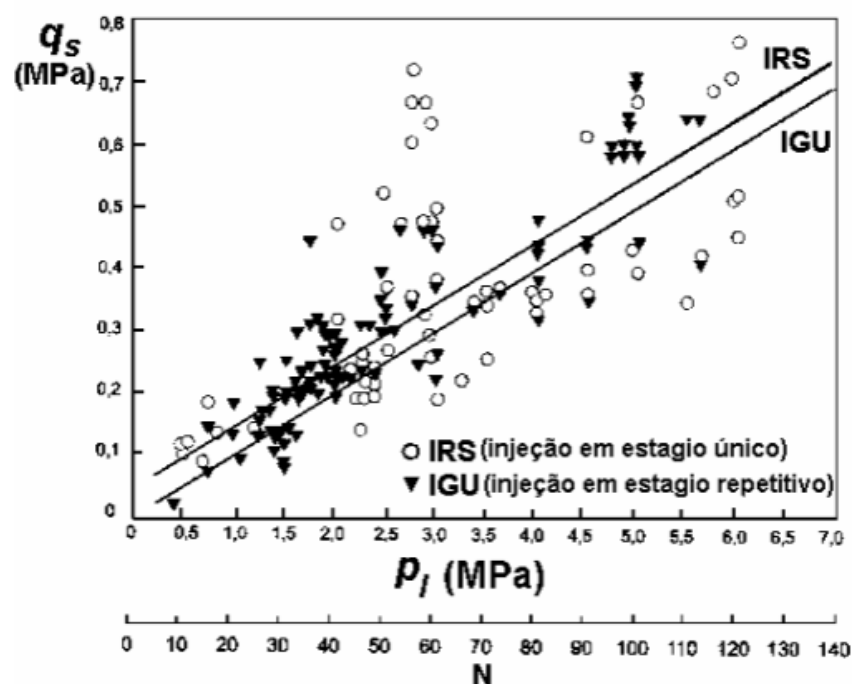


Figura 3.5. Atrito lateral unitário(q_s) de areias e cascalhos com base N_{SPT} (adaptado de Bustamante et al., 1985).

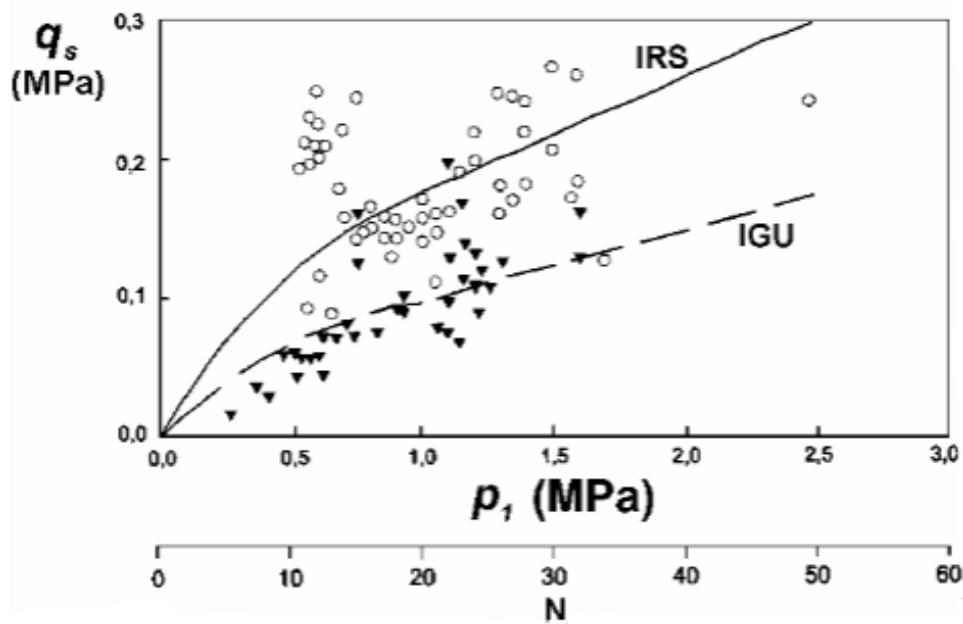


Figura 3.6. Atrito lateral unitário (q_s) de argilas e siltes com base no N_{SPT} e pressão limite de ensaio pressiométrico (adaptado de Bustamante & Doix, 1985).

Por este método a resistência de ponta (Q_p) pode ser estimada pela Equação 3.49 ou como sendo $\leq 15\%$ da carga do atrito lateral (Q_s) como indicada na Equação 3.50.

$$QP = sp \times kp \times pl \quad \text{Equação 3.49}$$

ou

$$Qp = 0.15 \times Qs \quad \text{Equação 3.50}$$

Em que:

Q_p - Resistência de ponta;

s_p - Secção da ponta do bolbo de injeção de diâmetro D_s ;

k_p - Fator de capacidade de carga na ponta;

p_L - Pressão limite do solo, medida no ensaio pressiométrico;

Q_s - Resistência mobilizada pelo atrito lateral.

Os fatores da capacidade de carga em solos comuns estão indicados na Tabela 3.15.

Tabela 3.15. Fator de capacidade de carga em solos (Bustamante e Doix, 1985).

	Areias e seixos	Siltes	Argilas e margas	Rochas alteradas e fraturadas
K_p	1.2	1.6	1.8	1.5

Bustamante e Doix (1985) propõem diferentes valores de coeficientes de segurança para o cálculo dos valores de cargas estáticas limites, para estacas provisórias e permanentes, indicados na Tabela 3.16.

Tabela 3.16. Coeficientes de segurança globais adotados (Bustamante e Doix, 1985)

Duração da fundação	Tração FS	Compressão FS
Permanente	2,2	2,0
Provisório	2,0	1,8

Não obstante, aqueles autores referem que estes valores podem ser aumentados ou reduzidos nos casos que envolvam ações cíclicas ou ensaios de carga representativos, respetivamente.

Para o cálculo de resistência à tração, não se considera a resistência de ponta; assim, a resistência última à tração será igual ao atrito lateral ($Q_L = Q_S$).

3.4.2.6 Proposto pela Deep Foundation Institute (2016)

A capacidade de carga geotécnica das micro-estacas de ferro fundido dúctil é gerada pela carga de ponta num estrato competente e/ou por fricção ao longo da zona de ligação entre a micro-estaca e o solo. Para as estacas que funcionam por carga de ponta, o dimensionamento capacidade de carga geotécnico é influenciado pela propriedade do estrato portante e do critério de paragem adotado. O dimensionamento é feito empiricamente e baseia-se significativamente em resultados de ensaios de carga. Os resultados obtidos ao longo do tempo mostraram que este tipo de micro-estacas, quando impulsionados com um martelo de energia adequada para o tamanho específico de micro-estacas em solos muito densos ou rochas competentes normalmente atingirá a capacidade geotécnica necessária para corresponder à capacidade estrutural permitida, com um critério de paragem definido como uma taxa de cravação de menos de 25 mm em 50 s em condições normais de cravação com os equipamentos usuais de cravação mencionados anteriormente.

Os autores deste método, tal como os outros, assumem que capacidade geotécnica das micro-estacas que funcionam por atrito lateral, é uma função do atrito mobilizado (α_{bond}) pelo solo na zona de ligação com a micro-estaca e da

área lateral da micro-estaca em contato com o solo, como mostrado na Equação 3.51. O comprimento da ligação é estimado com base nas características resistentes das camadas atravessadas pelo micro-estaca.

Os valores de atrito da zona de ligação do tubo de ferro fundido dúctil, são consistentes com os padrões industriais aceites para as micro-estacas do Tipo B, como resultado de a instalação por deslocamento do solo e operação de injeção sob pressão (FHWA, 2005). Embora não sendo muito usado como fator de controle, também pode ser realizada uma verificação da ligação entre o tubo de ferro fundido dúctil e o microbetão através da equação 3.51.

$$P_{friction} = \pi \times d_{endcap} \times L_b \times \alpha_{bond} \quad \text{Equação 3.51}$$

Em que:

$P_{friction}$ - Atrito mobilizado entre a micro-estaca e o solo;

d_{endcap} - Diâmetro da sapata de injeção;

L_b - Comprimento de ligação estimado;

α_{bond} - Atrito mobilizado pelo solo ao longo da micro-estaca.

3.4.2.7 Resistência de micro-estacas à tração

MF (2005) propõe uma forma empírica de determinar a resistência da micro-estaca à tração, indicado na Equação 3.52, através da relação, em que a resistência à compressão por atrito lateral é multiplicada por um coeficiente, que toma valores em função dos ciclos de carga de tração e compressão.

$$R_{ft,d} = \eta \times r_{fc,d} \quad \text{Equação 3.52}$$

Em que:

η – Coeficiente de alternância do tipo de carga:

- Alternância de tração e compressão – $\eta = 0.60$
- Unicamente esforços de compressão – $\eta = 0.75$.

3.4.2.8 Resistência da micro-estaca ao arranque (levantamento)

A determinação da resistência ao arranque da micro-estaca submetido a esforços de tração é a soma da resistência lateral com a componente do próprio peso da micro-estaca.

$$R_{t,d} = R_{ft,d} + W_e/F_{we} \quad \text{Equação 3.53}$$

Em que:

R_{td} – Resistência de cálculo ao arranque;

W_e – Componente do próprio peso da micro-estaca;

$R_{f,td}$ – Resistência de cálculo por atrito lateral;

F_{we} – Coeficiente de minoração (normalmente é assumido o valor de 1,2).

3.5 Capacidade resistente última das micro-estacas nos programas Microestaca (Geo5, 2019) e MP (Geostru, 2018)

Para complementar a verificação da capacidade de carga da micro-estaca, recorreu-se aos programas Microestaca da GEO5 (2019) e MP da Geostru (2018). O GEO5 é um pacote de programas que oferece soluções para a maioria dos problemas geotécnicos, em que cada programa do pacote referido aborda um tipo específico de construção. Os programas referidos, abordam análises às fundações em micro-estacas com vários métodos de autores reconhecidos e segundo várias normas internacionais, pelo que no presente projeto será feito segundo o EC7.

O programa Microestacas, foi utilizado mais propriamente para o cálculo das resistências à compressão de micro-estacas isoladas, tanto a nível estrutural como geotécnico com base na teoria do Estado Limite ou de fatores de Segurança. A nível estrutural pode ser verificada a estabilidade da secção transversal na micro-estaca através da carga crítica de Euler e quanto a nível geotécnico o programa utiliza vários métodos nomeadamente o método de Lizzi (1985) e Vesíc (1972), que foram utilizados no presente projeto para a determinação da resistência à compressão das micro-estacas. Não obstante,

com recurso aos programas MP e Grupo de Estacas realizaram-se análises semelhante ao programa anteriormente referido

3.6 Cálculo de assentamentos de micro-estacas isoladas

Para determinar os assentamentos das micro-estacas deve-se recorrer ao ensaio de carga, mas quando não é possível realizar ensaios pode ser calculado de modo aproximado para solos granulares e coesivos segundo as equações que serão ilustradas posteriormente.

É importante lembrar que o cálculo de assentamento em fundações novas que atravessam solos granulares e coesivos, o trabalho principal será para as camadas de solos menos deformáveis, que são os primeiros a suportar as cargas de modo significativo. A norma recomenda considerar para os cálculos unicamente os solos coesivos com $q_u > 0,35$ MPa e os granulares com SPT > 20 . Quando as camadas diferentes possuem deformabilidade semelhante, em ausência de modelos numéricos mais precisos pode-se calcular o assentamento através da média ponderada dos assentamentos, calculados considerando o terreno puramente granular e puramente coesivas.

Para as micro-estacas em terrenos granulares, não considerando a resistência de ponta e o encurtamento elástico, o assentamento é dada pela seguinte Equação 3.54 (MF, 2005).

$$S_N = \left(9 \times \frac{N_{c,Ek}}{R_{c,d}} - 2 \right) \times \frac{D}{90} \quad \text{Equação 3.54}$$

Em que:

S_N - Assentamento da micro-estaca submetido ao esforço em terreno granular

$N_{c,Ek}$ - Esforço característicos, não considerando ações majoradas;

$R_{c,d}$ - Resistência de cálculo perante a rotura por assentamento da micro-estaca, conforme anteriormente referido;

D - Diâmetro nominal da micro-estaca.

Meyerhof (1959) sugere uma fórmula para o cálculo de assentamentos de micro-estacas em areia submetidas a uma carga inferior a 1/3 da carga de rotura.

$$s = \frac{db}{30F} \quad \text{Equação 3.55}$$

Em que:

S - Assentamento da cabeça da estaca;

d_b - Diâmetro da base da estaca;

F - Fator de segurança.

Com o fator de segurança F determinado pela equação 3.60.

$$F = \frac{Q_{ult}}{P} \quad \text{Equação 3.56}$$

Em que:

F - Fator de segurança global;

Q_{ult} – Carga de rotura;

P - Carga aplicada.

3.7 Assentamento de grupos de micro-estacas por formulações teóricas

O efeito de grupo pode ser analisado através de um coeficiente de majoração denominado de razão de grupo (rg), que relaciona o assentamento individual e de grupos de micro-estacas, sugeridos por Skempton (1953) e Meyerhof (1959).

$$rg = \frac{s_g}{s_1} \quad \text{Equação 3.57}$$

Em que:

s_g - Assentamento do grupo de micro-estacas;

s_1 - Assentamento de uma micro-estaca isolada.

Skempton (1948) sugere o cálculo da razão de assentamentos pela equação:

$$rg = \left(\frac{13.1 \times B + 9}{3.3 \times B + 12} \right)^2 \quad \text{Equação 3.58}$$

Em que:

rg - Razão de assentamentos entre grupo e uma micro-estaca individual;

B - Largura do grupo.

Meyerhof (1959) sugere o cálculo da razão de assentamentos através da Equação 3.59.

$$rg = \frac{\frac{s}{d} \times \left(5 - \left(\frac{s}{3 \times d} \right) \right)}{\left(1 + \frac{1}{r} \right)^2} \quad \text{Equação 3.59}$$

Em que:

s - Espaçamento entre estacas;

d - Diâmetro de cada estaca;

r - Número de fiadas de estacas.

3.8 Resistência e assentamento de grupos de micro-estacas nos programas Microestaca (Geo5 2019) e MP (Geostru 2018)

O pacote Grupo de Estacas do programa da Geo5 (2019) e o programa MP da Geostru (2018), são ferramentas de análise de assentamentos de grupos de micro-estacas, bem como a verificação de segurança do grupo. Estes programas utilizam vários métodos de cálculos para a determinação da resistência da fundação e a verificação de segurança baseia-se em normas internacionalmente reconhecidas, como verificação de acordo com Fator de Segurança Global, Estado Limite – NP EN 1997-1, LRFD, entre outros, semelhantes ao que acontece para uma estaca isolada.

A análise do grupo de micro-estacas no pacote Grupo de Estacas é feita com base na teoria linear de assentamento de Poulos (1980), em que o solo é caracterizado pelo módulo de elasticidade, E , e o coeficiente de Poisson, ν , permitindo a obtenção da curva de assentamento tanto para o grupo e como para uma micro-estaca isolada. Por outro lado, o programa MP utiliza os métodos de Poulos e Davis (1968) e o de Fleming (1992). O método de Fleming (1992) é hiperbólico, modificado, que foi originalmente desenvolvido por Chin (1970, 1972, 1983), em que é assumido uma curva carga - assentamento do tipo hiperbólico.

3.9 Efeito do grupo de micro-estacas

O comportamento de grupos de micro-estacas é muito difícil de ser calculado com precisão dependem de um grande número de fatores, como o número de micro-estacas, espaçamento, características do terreno, tipo de micro-estaca sequencia de execução, etc. Uma aproximação do comportamento de micro-estacas submetidos a cargas verticais (C_e) é a comparação da micro-estaca isolada com o coeficiente de eficácia do grupo determinada pela equação seguinte:

$$C_e = \frac{R_{cg,d}}{n \times R_{cd}} \quad \text{Equação 3.60}$$

Em que:

C_e - Coeficiente de eficácia do grupo submetido a cargas verticais;

$R_{cg,d}$ - Resistência de calculo perante o modo de rotura por assentamento do grupo de micro-estaca;

n - Números de micro-estacas no grupo;

R_{cd} - Resistência de calculo perante o modo de rotura por assentamento de uma micro-estaca isolada.

Um efeito do grupo é a promoção de confinamento do solo pelas micro-estacas, quando são em grandes números, tem um efeito positivo (por exemplo, em areia promovem a sua densificação e um aumento de resistência perante as cargas verticais).

Segundo os resultados dos ensaios obtidos na elaboração de MF (2005), o efeito ótimo do grupo é atingido no espaçamento micro-estacas a uma distância entre os eixos das de 2,5 a 4,0 do seu diâmetro ($2,5 \leq S/D \leq 4$). Para valores inferiores costumam provocar a rotura do compósito e para valores superiores o confinamento se reduz, a resistência do grupo tende para o de uma micro-estaca isolada ($C_e = 1$).

Em geral a capacidade resistente do grupo de micro-estacas do tipo IR IRS aumenta se as forem executadas segundo a sequencia ilustrada na Figura 3.7.

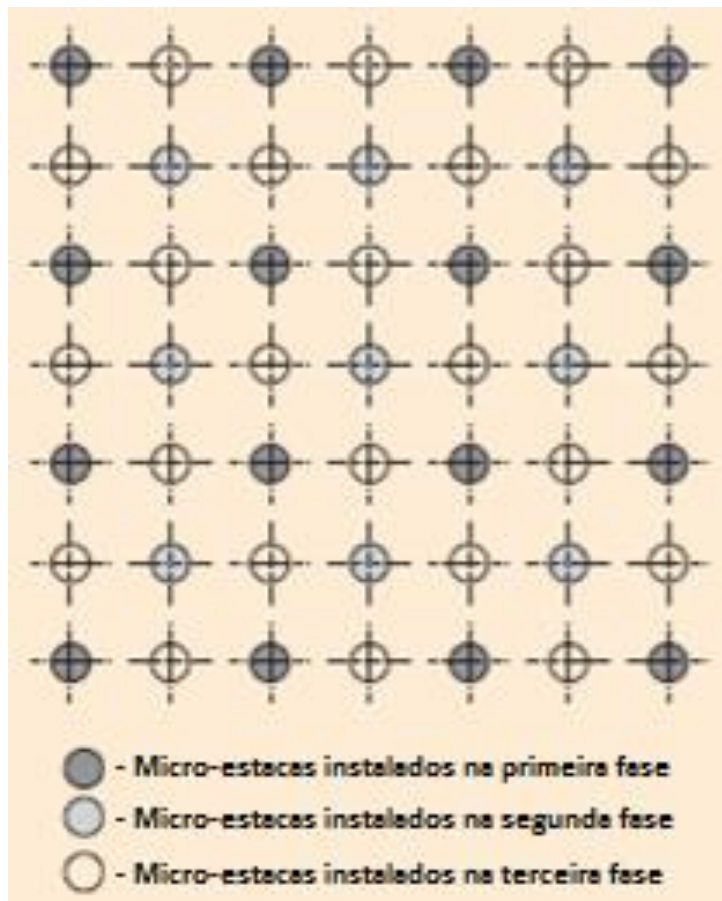


Figura 3.7. Geometria e sequencia de execução de micro-estacas (MF, 2005)

4 CASO DE ESTUDO: PORTO DE PESCA DE TAVIRA

Este capítulo é direcionado a apresentação do caso de estudo da presente dissertação, respeitante ao projeto de porto de pesca em Tavira, bem como a exposição dos ensaios realizados, em várias campanhas de prospeção realizadas no local e a abordagem de cálculo utilizada para as fundações. O dimensionamento das fundações no presente trabalho é realizado segundo o EC7 e a análise de capacidade de carga da fundação por diferentes métodos teóricos, semi-empíricos e ainda com o recurso a programas informáticos (MP da Geostru, Microestacas e Grupo de Estacas da Geo5). Por fim, é feita a comparação entre os resultados aqui obtidos e os obtidos no dimensionamento da técnica de reforço de solos por inclusão de estacas de brita estudada por Rocha (2012).

4.1 Considerações gerais

O caso de estudo situa-se em Tavira, mais precisamente na margem direita do rio Gilão. Esta infraestrutura de apoio ao porto de pesca, está incluída no Plano Geral de Aproveitamento e Valorização da Zona Fluvial Marítima do Rio Gilão, sob jurisdição da Direção Geral de Recursos Naturais, Segurança e Serviços Marítimos (DGRM).

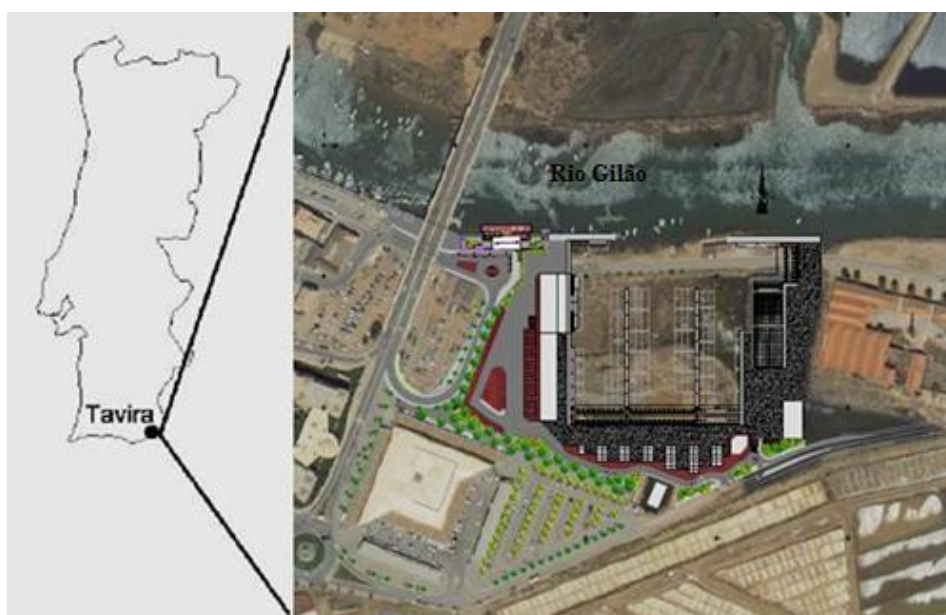


Figura 4.1. Localização e a planta do projeto do porto de pesca de Tavira (Rocha, 2012).

Para a implementação do projeto foram realizados vários estudos ao longo dos anos e a planta do projeto sofreu muitas alterações; no entanto, com o projeto de alteração de 2002 e o de execução em final de 2010, o consórcio Eptisa-Intecsa, elaborou a planta definitiva da Figura 4.1 com a localização do porto de pesca de Tavira e as seguintes infraestruturas, distribuídas em torno da bacia portuária (Rocha, 2012):

- Um cais acostável com comprimento de 70 m destinado a reparação das embarcações;
- Dois passadiços de estacionamento, para embarcações de comprimentos de 12 a 18 m, totalizando nas duas faces, um comprimento de acostagem de cerca de 370 m e um outro passadiço de estacionamento para pequenas embarcações com 48 m de comprimento, acostável numa só face;
- Rampa varadouro com a largura de 20 m;
- Retenção marginal no limite sul da bacia com 130 m de comprimento;
- Cais de abastecimento de combustíveis flutuante, com 35 m de comprimento, localizado em frente da rampa varadouro;
- Cais de carga e avitualhamento, com 20 m de comprimento, localizado junto ao cais de descarga de pescado;
- Cais de embarque e desembarque de passageiros, localizado imediatamente a montante da entrada do porto, exteriormente ao porto propriamente dito. Destinado essencialmente às embarcações que fazem a carreira fluvial para a ilha de Tavira;
- Entrada da bacia com cerca de 60 m de largura, limitada por dois cais verticais de blocos de betão pré-fabricados;
- Estaleiros de reparação naval;
- Instalações para a Docca Pesca.

Para a implementação das infraestruturas e garantir a navegabilidade o fundo da bacia será dragado até à cota -3.50 (ZH) e a cota nominal dos terraplenos será de +5.50 (ZH), (*op. cit.*).

Os dois quebra-mar verticais, cais Este e Oeste, estarão situados em cima de aluviões e solos com fraca capacidade de suporte. Para a solução do problema é proposto a utilização de micro-estacas para transmitir as cargas para as camadas que se encontram à maior profundidade.

4.2 Campanhas de prospeção

Foram realizadas duas campanhas de prospeção, a primeira em 1997 e a segunda em 2008. Na primeira campanha foram realizadas 9 sondagens à percussão (indicados a preto na Figura 4.2, com o total de 33 m perfurados), acompanhados de 9 ensaios com penetrómetros dinâmicos ligeiros (com 72,8 m ensaiados) e 11 ensaios SPT, sem recolha de amostras (Rocha, 2012).

Na segunda campanha realizaram sondagens (indicados a vermelho na figura 4.2) ao longo da margem direita do Rio Gilão e em zona seca (5 sondagens 108 m perfurados com recolha de 10 amostras intactas), também foram realizados 71 ensaios SPT e 6 com o molinete (*op. cit.*). Os resultados dos ensaios incluem as tabelas da secção seguinte.

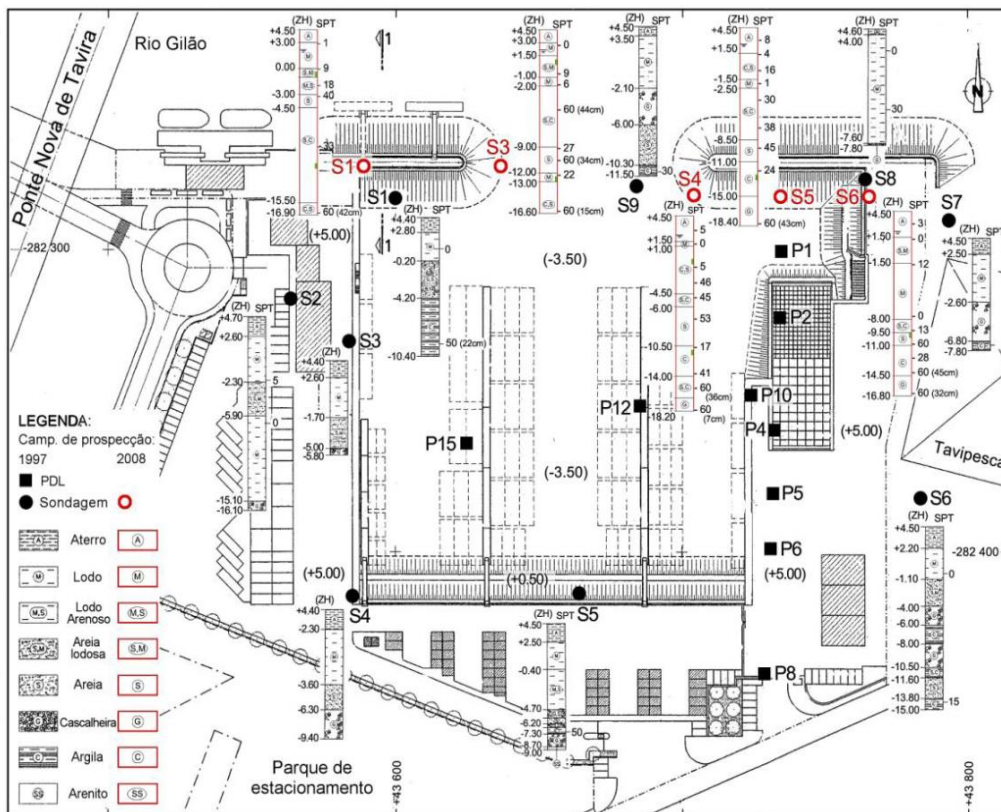


Figura 4.2. Localização dos ensaios realizados nas duas campanhas de reconhecimento geológico – geotécnico (Rocha, 2012).

4.3 Caracterização geológica e geotécnica do terreno

A caracterização geológica e geotécnica dos materiais para o local de estudo, foi levado a cabo pelas empresas anteriormente referidas, igualmente os mesmos resultados foram alvo de críticas e reformulações por parte de Rocha (2012). Para que a presente dissertação seja comparável, são adotados os valores das características geotécnicas do terreno determinados por Rocha (2012) e Santos-Ferreira et al. (2014).

Segundo a interpretação de Rocha (2012), baseado na bibliografia disponível, nos resultados das sondagens e ensaios, identificaram-se duas unidades geológicas no local (*op. cit.*):

- I. Aluviões lodosas (H);
- II. Areias finas siltosas; siltes-arenosos e cascalhos (P).

As sondagens indicaram a existência de uma camada de aterro antrópico de espessura máxima de 3 m, sobrejacente às duas unidades acima referidas (H e P), constituídos por materiais areno-argilosos com cascalhos dispersos, mal compactados (*op. cit.*).

A formação (H), corresponde às formações aluvionares, holocénicas, com de espessuras de 0,5 a 20 m. São constituídas por lodos e areias finas e lodosas, cinzentas, esverdeadas, por vezes, castanhas a amareladas. Encontra-se também cascalheira dispersa, mais frequente com o aumento da profundidade, bem como abundantes bioclastos.

Subjacentes às formações aluvionares (H), encontram-se as formações do Plistocénico (P), com uma constituição muito heterogénea, constituídas por areias finas siltosas, siltes-arenosos e cascalheiras. Esta unidade geológica também aparece nas sondagens com espessura variável (*op. cit.*), assim como, parece existir um aumento de espessura das areias finas e siltes em direção ao rio, sendo que em profundidade são frequentes depósitos de cascalheiras.

O zonamento geotécnico do terreno ilustrada na Tabela 4.1, tem por base os resultados obtidos com os ensaios PDL, SPT e de identificação realizados nas campanhas de prospeção. Os resultados dos ensaios foram analisados no programa Dynamic Probing, da Geostru, da qual resulta a distinção de quatro

unidades geotécnicas designadas por UG1 a UG4, caracterizadas de seguinte modo:

- UG1 – Aterro Argilo-arenoso. Esta unidade que se encontra à superfície não é relevante para o projeto, dado que será objeto de remoção, por se situar a uma cota maior do que -3.5 m;
- UG2 – Lodo e lodo arenoso a areia lodosa. Subjacente a UG1 esta é uma das unidades determinantes do dimensionamento da fundação, dado que é destacado pela sua alta deformabilidade;
- UG3 – Areias, argila arenosa e areia argilosa. Outra das unidades determinantes, subjacente a UG2, mas com uma deformabilidade menor do que esta, pelo NSPT segundo a classificação EN 1997- 2: 199; pode ser considerado uma areia de média densidade;
- UG4 – Cascalheira. Esta unidade que se encontra à maior profundidade e por vezes intercalado com UG3; apresenta menor deformabilidade do que as restantes.

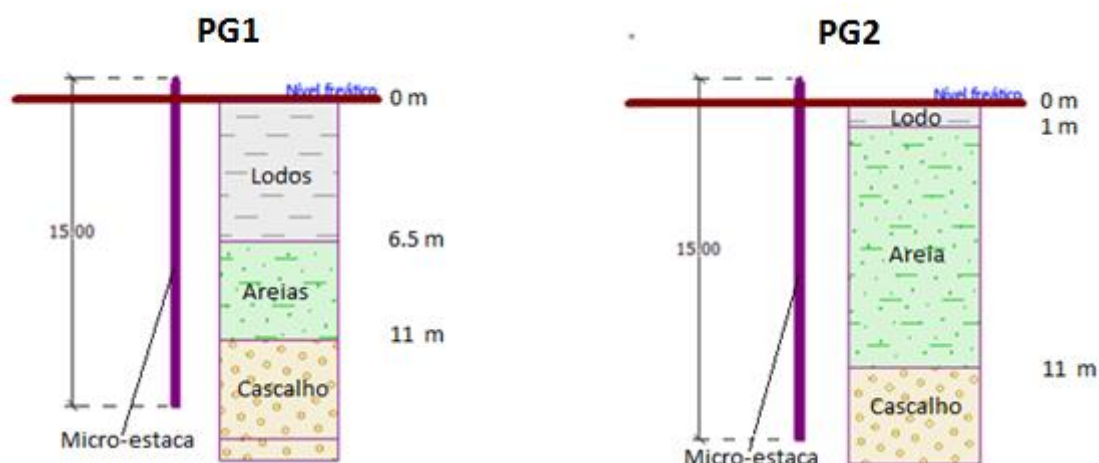
Tabela 4.1. Principais características e parâmetros das unidades geotécnicas (UG) da fundação (Rocha, 2012)

Unidade geotécnica	UG1	UG2	UG3	UG4
Profundidade da unidade na sondagem S6 (cais Leste)	- 0.50	-10.00	-14.50	-18.80
Profundidade da unidade na sondagem S1 (cais Oeste)	+ 1.00	- 4.50	- 14.50	-18.80
N (SPT)	3	5	25	60
Peso volúmico(kN/m ³)	17.30	16.00	19.80	20.5
C _u (KPa)	2.00	1.00	5.00	0.00
(°)	25.00	20.0	30	37.00
E(MPa)	20.00	1.00	15.00	170.00
Coeficiente de Poisson	0.33	0.33	0.30	0.29

Para o âmbito do presente projeto foi considerado a interpretação dos resultados da caracterização geotécnica da área de estudo ilustrados na Tabela 4.1, elaborado por Rocha (2012) e também expostos por Santos-Ferreira et al. (2014), para o efeito de comparação de resultados e da aplicabilidade dos métodos de reforço de terreno abordados pelo autor e por Rocha (2012).

4.4 Descrição do modelo e da metodologia aplicada

Para efeitos de análise geotécnica das fundações dos 2 cais verticais, designadamente cais Leste e cais Oeste, foram utilizados os dados expostos na tabela 4.1, referentes à caracterização geotécnica, obtidos a partir da interpretação das informações obtidas na sondagem S6 (2008), dando origem ao perfil geotécnico 1 (PG 1) para o cais Leste e ao perfil geotécnico 2 (PG 2) para o cais Oeste, considerando a sondagem S1, com o propósito de obter o pior cenário possível para as fundações em questão, dado que estas sondagens evidenciam maior espessura de lodos nos solos de fundação dos respetivos cais (Rocha, 2012; Santos-Ferreira et al 2014), como ilustrado na figura 4.3 e 4.4.



a) Perfil geotécnico 1 (PG1), fundação do cais Leste . b) PG2, fundação do cais Oeste

Figura 4.3. Disposição das camadas das fundações considerada na análise

Ambos os cais terão uma largura de 5 m e uma altura de 8,5 m, construído em betão, espessura com peso volúmico de 23 kN/m^3 , igualmente assentes numa camada de regularização (enrocamento) com 0.5 m de espessura, todavia o cais Leste terá um comprimento de 72,5 m e o cais Oeste de 52,5 m.

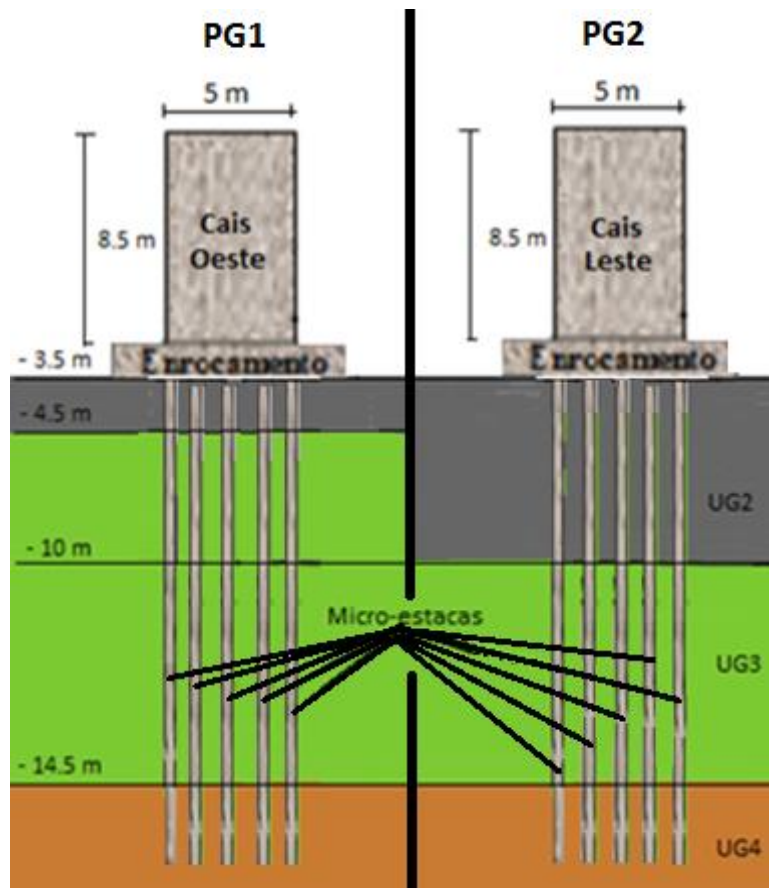


Figura 4.4. Modelo geotécnico utilizado na análise das capacidades de carga e os assentamentos sob os muros-cais

Com base nos resultados da previsão da capacidade de carga das micro-estacas isoladas decidiu-se adotar para o projeto, uma distribuição de micro-estacas em malha quadrada de 1 m × 1 m (ver Figura 4.5), para ambas as fundações, contabilizando 73 × 5 micro-estacas para cais Leste e 53 × 5 elementos para cais Oeste.

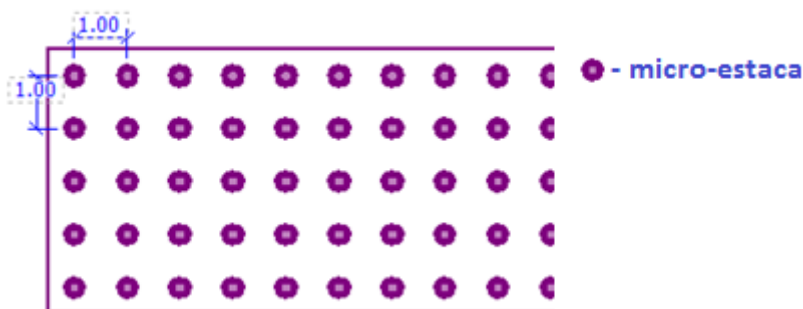


Figura 4.5. Malha de distribuição e o espaçamento das micro-estacas adotado nesta dissertação

A solução adotada no presente trabalho foi a determinação da capacidade de carga das fundações em questão, por vários métodos teóricos, empíricos, analíticos, bem como o recurso aos programas informáticos de Microestacas e

Grupos de Estacas do programa da Geo5, como também o programa MP da Geostru, com o objetivo de encontrar várias situações e dimensionar de maneira mais segura as fundações dos cais verticais.

Para efeito dos cálculos, foram consideradas as micro-estacas com dimensões de diâmetro do tubo de ferro fundido dúctil (118 e 170 mm) e o diâmetro das ponteiros de injeção anteriormente referidas no Capítulo 2.

4.5 Resultados obtidos

Os cálculos para a determinação da capacidade de carga da fundação da presente dissertação tem uma forte componente teórico e empírico, dado que não foi realizado qualquer ensaio de carga nas micro-estacas “in situ”, daí, a capacidade de carga da fundação foi determinada de acordo com os métodos descritos no capítulo anterior, com base nos resultados da caracterização geotécnica obtidas por Rocha (2012) e Santos-Ferreira et al (2014), algumas correlações empíricas com ábacos e valores tabelados, para obtenção de alguns parâmetros e resistente do solo, como também para determinar os parâmetros resistentes da fundação.

4.5.1 Definição da carga de cálculo aplicada às micro-estacas

A malha de distribuição das micro-estacas sugerida na presente análise é quadrangular de 73 × 5 elementos cais Oeste e 53 × 5 para o cais Leste. A carga teórica atribuída a cada micro-estacas (E_{cd}) devido ao peso dos cais, foi determinada a partir do quociente entre o peso total do cais e o número de micro-estacas envolvidas e esse valor é afetado ainda por um coeficiente de majoração de 1.5, como ilustrado na Equação 4.1.

$$E_{cd} = \frac{\text{carga total do cais}}{\text{números de microestacas}} \times \text{coef de majoração} \quad \text{Equação 4.1}$$

Carga total considerando ao peso do cais oeste como uma estrutura maciça de comprimento L, largura B e altura H, de peso volúmico $Y_{betão}$ de 23 kN/m³.

$$\begin{aligned} \text{carga total} &= B \times L \times H \times Y_{betão} && \text{Equação 4.2} \\ &= 72,5 \times 5 \times 8,5 \times 23 \end{aligned}$$

$$= 70869 \text{ kN}$$

A carga teórica atribuída a uma micro-estaca isolada no PG 2, obtida através do quociente entre carga total devido ao peso do cais Oeste e o número de micro-estacas será de:

$$E_{cd} = \left(\frac{70869}{73 \times 5} \right) \times 1.5 = 291,24 \text{ kN}$$

Igualmente, a carga total devido ao peso do cais Leste será:

$$\text{carga total} = B \times L \times H \times Y_{\text{betão}} \quad \text{Equação 4.3}$$

$$= 52,5 \times 5 \times 8,5 \times 23$$

$$= 51319 \text{ KN}$$

A carga teórica atribuída a uma micro-estaca isolada no PG 1 obtida através do quociente da carga total devido ao peso do cais Leste e o número de micro-estacas:

$$E_{cd} = \frac{51319}{53 \times 5} \times 1.5 = 290,48 \text{ kN}$$

Em que:

E_{cd} – Valor da capacidade de carga de cálculo para as micro-estacas isoladas (kN);

B – Comprimento da base do cais;

L – Largura da base do cais;

H – Altura do cais;

$Y_{\text{betão}}$ – peso volúmico do betão.

Com base na malha pretendida para a fundação (micro-estaca / metro quadrado), a ação correspondente a uma micro-estaca isolada é de 291,24 kN, referente ao cais Oeste, e 290,48 kN, para o cais Leste. Assim, adota-se o valor maior (291,24 kN) para os cálculos de dimensionamento de uma estaca isolada. Não obstante, para efeito de comparação, determinaram-se as cargas para uma micro-estaca isolada considerando as três hipóteses ilustrados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2. Carga teórica (E_{cd}) atribuídas para cada micro-estaca isolada, em função do número de micro-estacas por metro de comprimento do cais

Nº de micro-estacas / metro de comprimento do cais	E_{cd} para as micro-estacas (kN)		
	3	4	5
Cais Leste	485.4	364.1	291.2
Cais Oeste	484.1	363.1	290.5

4.5.2 Capacidade de carga interna de micro-estacas à compressão

Na Tabela 4.3 apresentam-se os resultados obtidos nos cálculos da previsão da capacidade de carga interna das micro-estacas ($N_{c,Rd}$) para uma resistência de 320 MPa para o tubo de ferro fundido dúctil e 25 MPa para o microbetão, calculados por diferentes formulações teóricas. Os fatores de segurança global adotados nos cálculos foram de 1,5 para o microbetão e 1,1 para ferro fundido dúctil, exceto no método da Deep Foundation Institute (2016), em que é adotado um coeficiente de 0,4 para ambos.

Tabela 4.3. Resultados obtidos no cálculo da capacidade de carga interna das micro-estacas isoladas (N_d) de vários diâmetros e espessuras à compressão.

Tubo Diâmetro*espessura (D*e)	$N_{c,Rd}$ (kN)			
	118*7.5	118*9	170* 9	170*10.6
EN 14199:2005	875.00	1007.31	1580.53	1789.64
MF (2005)	543.96	626.21	982.56	1112.56
Deep Foundation (2016)	441.61	489.27	831.72	907.05
FHWA (2005)	757.03	896.10	1323.60	1543.41

4.5.3 Carga crítica de encurvadura e seu efeito na capacidade resistente das micro-estacas à compressão

A Tabela 4.4 inclui os resultados obtidos nos cálculos das cargas críticas de encurvadura pelo método proposto por MF (2005). Uma das particularidades do método, é a não dependência da espessura das camadas envolvidas, sendo que os resultados são semelhantes para os dois perfis geotécnicos.

Tabela 4.4. Cargas crítica de encurvadura das micro-estacas isoladas (Nc) de vários diâmetros e espessuras (MF, 2005)

TUBO D * e	Nc (kN)		
	lodo	Areia	Cascalho
118 * 7.5	3255.72	8069.98	14688.37
118 * 9	3499.54	8674.34	15788.39
170 * 9	6270.35	27848.22	28289.03
170 * 10,6	6706.39	16623.20	30256.29

As Tabelas 4.5 e 4.6 apresentam os resultados obtidos na determinação das cargas críticas de encurvadura através da aplicação da formulação de Euler para os diferentes tubos de ferro fundido dúctil consoante as camadas atravessadas nos respetivos perfis geotécnicos, 1 e 2.

Tabela 4.5. Cargas crítica de encurvadura das micro-estacas isoladas no PG 1, de vários diâmetros e espessuras obtidos pelo método de Euler.

TUBO D*e	Carga crítica de Euler (Nc) (kN)		
	Lodo	Areia	Cascalho
118*7.5	4443.5	31137.8	319167.7
118 *9	4468.1	31189.1	319223.9
170*9	4872.3	32032.6	320147.7
170*10.6	4956.8	32208.9	320340.8

Tabela 4.6. Cargas crítica de encurvadura obtidos para as micro-estacas isoladas no PG 2, de vários diâmetros e espessuras pelo método de Euler.

TUBO D*e	Carga crítica de Euler (P _{crit}) (kN)		
	Lodo	Areia	Cascalho
118* 7,5	6789,2	152202,9	319167,7
118 *9	7828,4	152213,3	319223,9
170*9	24908,2	152384,1	320147,7
170* 10,6	28478,4	152419,8	320340,8

4.5.4 Resistência estrutural à compressão da ligação entre o tubo de ferro fundido e o microbetão da micro-estaca (via húmida)

Os parâmetros e os resultados do cálculo da tensão tangencial de cálculo existente na ligação entre o tubo de ferro fundido dúctil e o microbetão (R_{vd}), estão representados nas Tabelas 4.7 e 4.8 respetivamente.

Tabela 4.7. Parâmetros utilizados nos cálculos da tensão tangencial de cálculo existente na ligação entre o ferro fundido dúctil e o microbetão (R_{vd}).

solo	k_0	U_k	T_{Rk}	Y_{Mv}
Lodo	0,6	0,5	0,32	2,1
Areia	0,4	0,5	0,32	2,1
Cascalho	0,3	0,5	0,32	2,1

Tabela 4.8. Resultados para tensão tangencial considerando a ligação entre o ferro fundido dúctil e o microbetão (R_{vd}).

Diâmetro dos tubos	R_{vd} (kN)			
	118 mm		170 mm	
Zona	cais oeste	cais Leste	cais oeste	cais Leste
Lodo	80,91	588,81	116,57	848,28
Areia	885,72	391,39	1276,04	563,87
Cascalho	364,47	343,28	525,09	494,56

4.5.5 Capacidade portante das micro-estacas isoladas à compressão obtidos pelos vários métodos

Os resultados os cálculos das resistências de cálculo (R_d) das micro-estacas isoladas à compressão através dos vários métodos aplicados, serão apresentados em forma de gráficos antecedidos pelas respectivas tabelas com os respectivos parâmetros utilizados.

a) *Vésic (1972)*.

Tabela 4.9. Parâmetros do cálculo, utilizados no método de *Vésic (1972)*.

Solo	C(kPa)	k_0	Δ	ϕ'	N_q
Lodo	1	0,593263	11	20	-
Areia	5	0,412215	25	30	-
Cascalho	0	0,300337	35	37	100

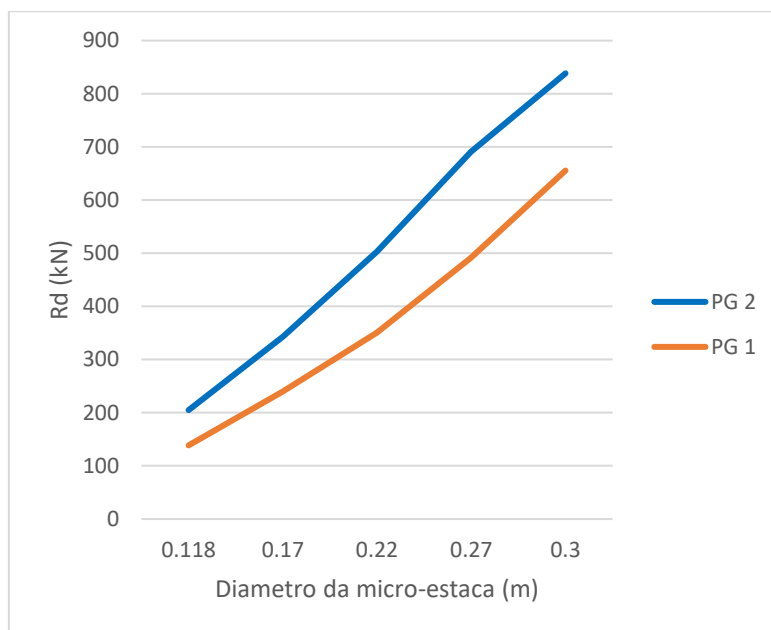


Figura 4.6. Rd obtidos com método proposto por Vésic (1972).

b) MF (2005)

Tabela 4.10. Parâmetros para a obtenção de atrito lateral unitário (MF, 2005)

Solo	k_0	p_i (kPa)	δ	F_c	$F_{\phi'}$
Lodo	0,59	0	11	1,5	1,5
Areia	0,41	300	25	1,5	1,5
cascalho	0,30	300	35	1,5	1,5

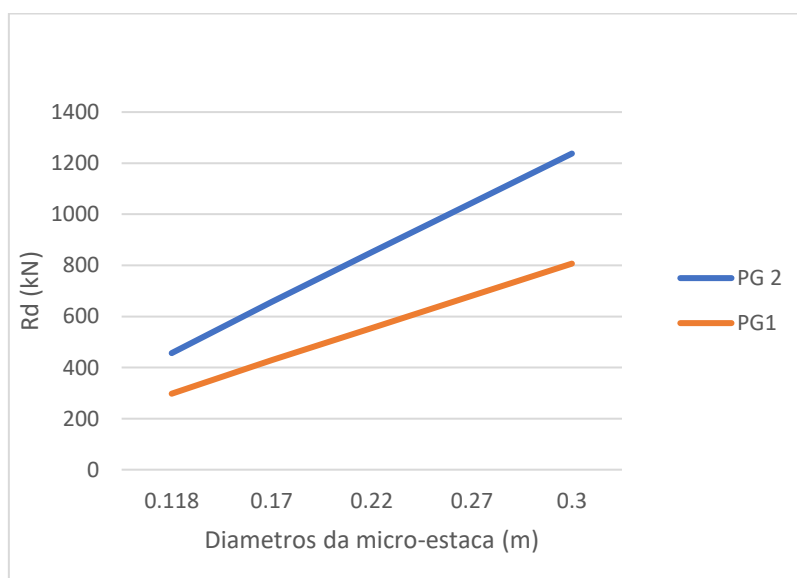


Figura 4.7. Rd obtido segundo o método teórico proposto por (MF, 2005)

c) Obtenção de atrito lateral unitário (MF, 2005)

Tabela 4.11. Atrito lateral unitário e fator de segurança (MF, 2005)

Solo	Atrito lateral unitário (kN/m ²)	Fr
Lodo	30,30	1,65
Areia	127,27	1,65
cascalho	278,78	1,65

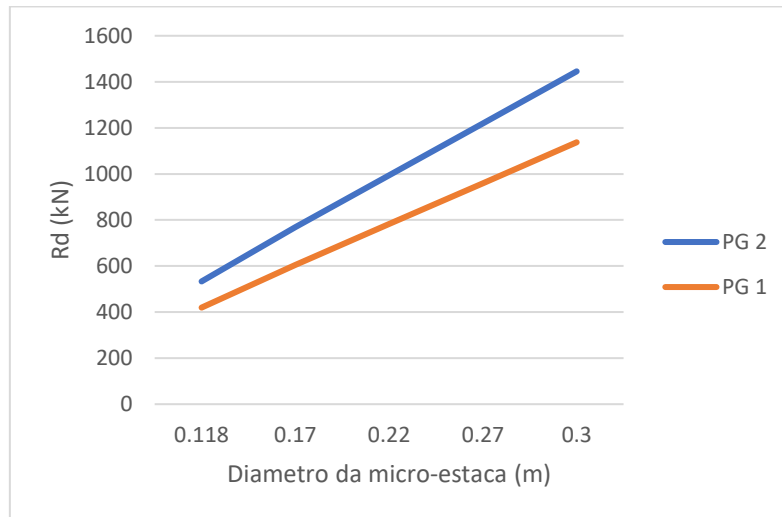


Figura 4.8. Resistência obtida, considerando apenas o atrito lateral retirado de MF (2005)

d) *Previsão da capacidade de carga das micro-estacas por Aoki & Veloso (1975)*

Tabela 4.12. Parâmetros utilizado nos cálculos do método de Aoki & Veloso (1975).

Solo	K	Np	F1	α	Nm	F2
Lodo	1	60	1,75	6	5	3,5
Areia	1	80	1,75	3	15	3,5
Cascalho	1	100	1,75	3	30	3,5

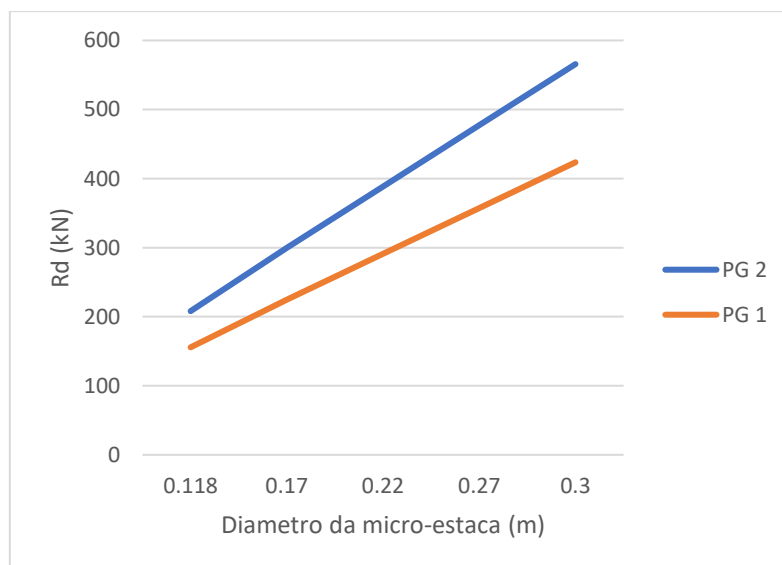


Figura 4.9. Rd obtido com o método proposto por Aoki & Veloso (1975).

e) *Previsão da capacidade de carga por Décourt & Quaresma (1982)*

Tabela 4.13. Parâmetros para a obtenção de resistência da micro-estaca a compressão segundo Décourt & Quaresma (1982).

Solo	α	K	Np	B	Nm	FS
Lodo	1	120	60	1	5	2
Areia	1	250	60	1	15	2
Cascalho	1	400	60	1	23,33	2

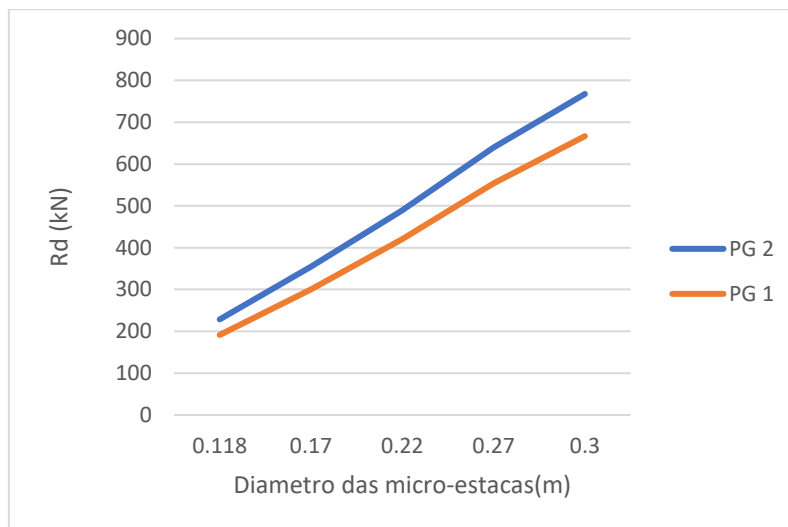


Figura 4.10. Rd obtido com o método proposto por Décourt & Quaresma (1982).

f) *Previsão da capacidade de carga segundo Lizzi (1985)*

Tabela 4.14. Parâmetros para a obtenção de resistência da micro-estaca a compressão com o método de Lizzi (1985).

Solo	L	K	I
Lodo	14,5	50	1
Areia	14,5	100	0,9
Cascalho	14,5	150	0,8

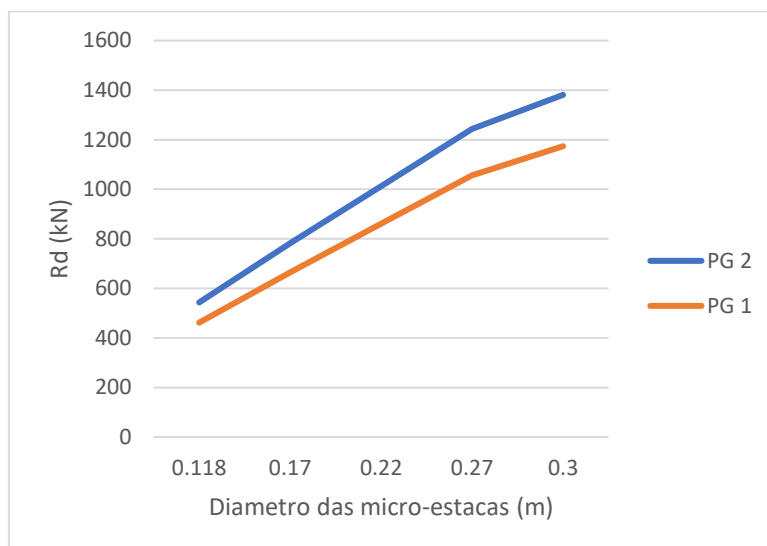


Figura 4.11. Rd obtido com o método proposto por Lizzi (1985).

g) Capacidade de carga segundo Bustamante e Doix (1985)

Tabela 4.15. Parâmetros para a obtenção de resistência da micro-estaca a compressão segundo Bustamante e Doix (1985)

Solo	qsi	Ai	kp	pl Menard (1975)
Lodo	20	1,1	1,8	50
Areia	110	1,2	1,2	1000
Cascalho	260	1,4	1,2	2000

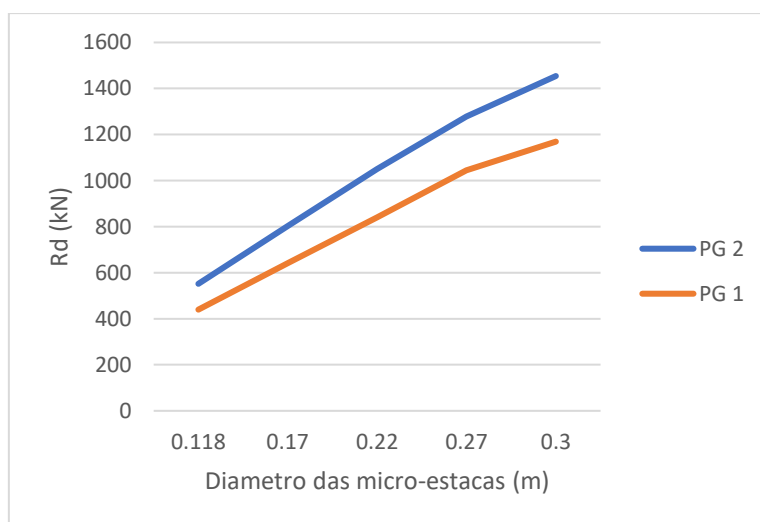


Figura 4.12. Rd obtido com o método proposto por Bustamante e Doix (1985).

h) Capacidade de carga segundo Deep Foundations Institute (2016)

Tabela 4.16. Atrito lateral unitária por camada segundo os ábacos da EN 14199 e da TRM (2014)

Solo	Resistência lateral unitária (TRM 2014) (kN/m ²)
Lodo	18,18
Areia	72,72
Cascalho	127,27

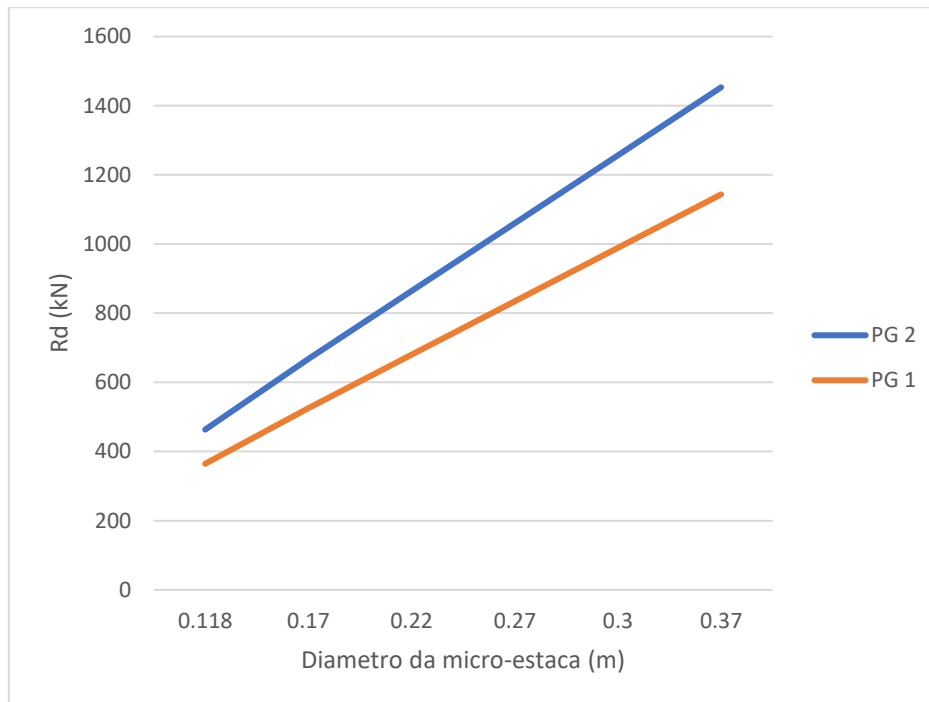


Figura 4.13. Rd obtido com o método proposto pela Deep Foundation Institute (2016), considerando o atrito lateral unitário do ábaco TRM (2014).

i) Resultados da previsão da capacidade de carga geotécnica das micro-estacas no programa Microestacas da Geo5 (2019)

Para complementar os cálculos recorreu-se ao programa Microestacas da GEO5 2019 para determinar as resistências mobilizadas para cada micro-estaca, com base nas características resistentes dos materiais e nos parâmetros dos solos obtidos na caracterização geotécnica da área de estudo como o γ , ϕ e C_u . Para a análise, consideraram-se micro-estacas com 15 m de comprimento e os parâmetros geotécnicos da Tabela 4.17, para os dois perfis geotécnicos PG 1 e PG 2, referentes às fundações dos cais Leste e Oeste, respetivamente.

Tabela 4.17. Parâmetros utilizados no modelo criado no programa da Geo5

Solo	γ	ϕ	Cu	ν	Espessura		Ábaco para o atrito lateral unitário	
					PG 1	PG 2	TRM	EN 14199
Lodo	16,0	20	1	0,33	6,50	1,00	18,18	30,30
Areia	19,8	30	5	0,30	4,50	10,00	72,73	127,27
Cascalho	20,5	37	0	0,29	4,30	4,30	127,27	278,78

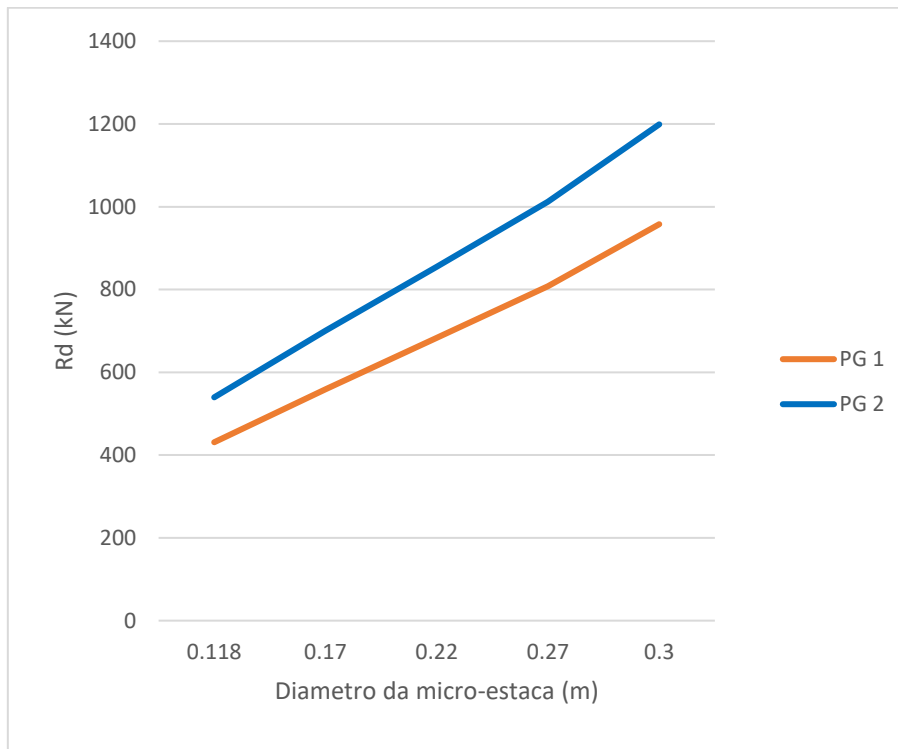


Figura 4.15. Resultados obtidos na análise das resistências das micro-estacas isoladas no programa Geo5

j) Comparação dos resultados obtidos pelos vários métodos para os perfis geotécnicos 1 e 2

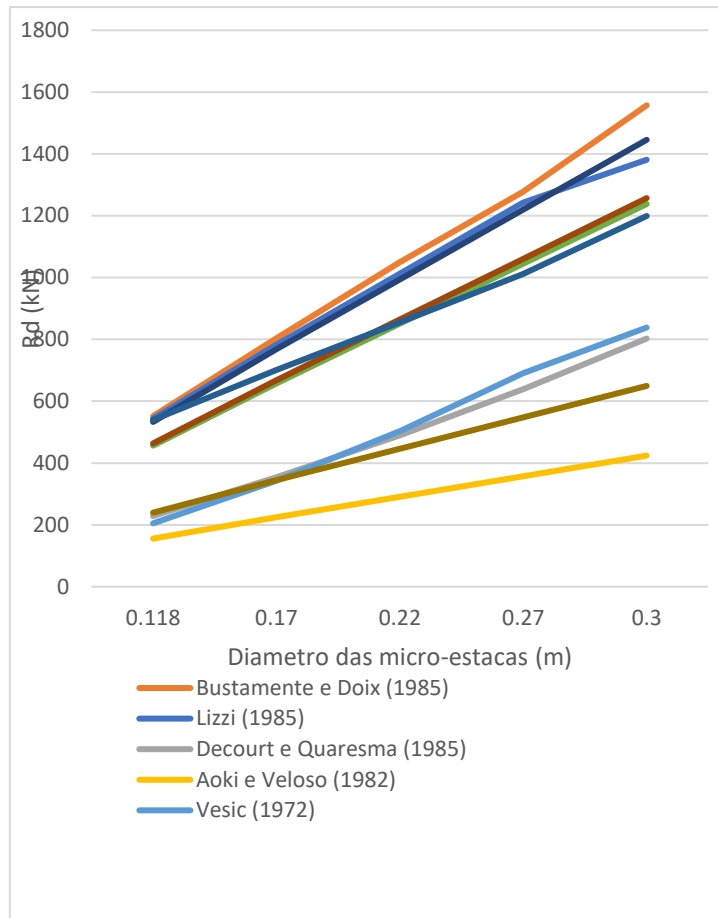


Figura 4.16. Resistências limites (R_d) de micro-estacas isoladas na fundação cais Oeste (PG 2), obtidos pelos vários métodos de cálculo

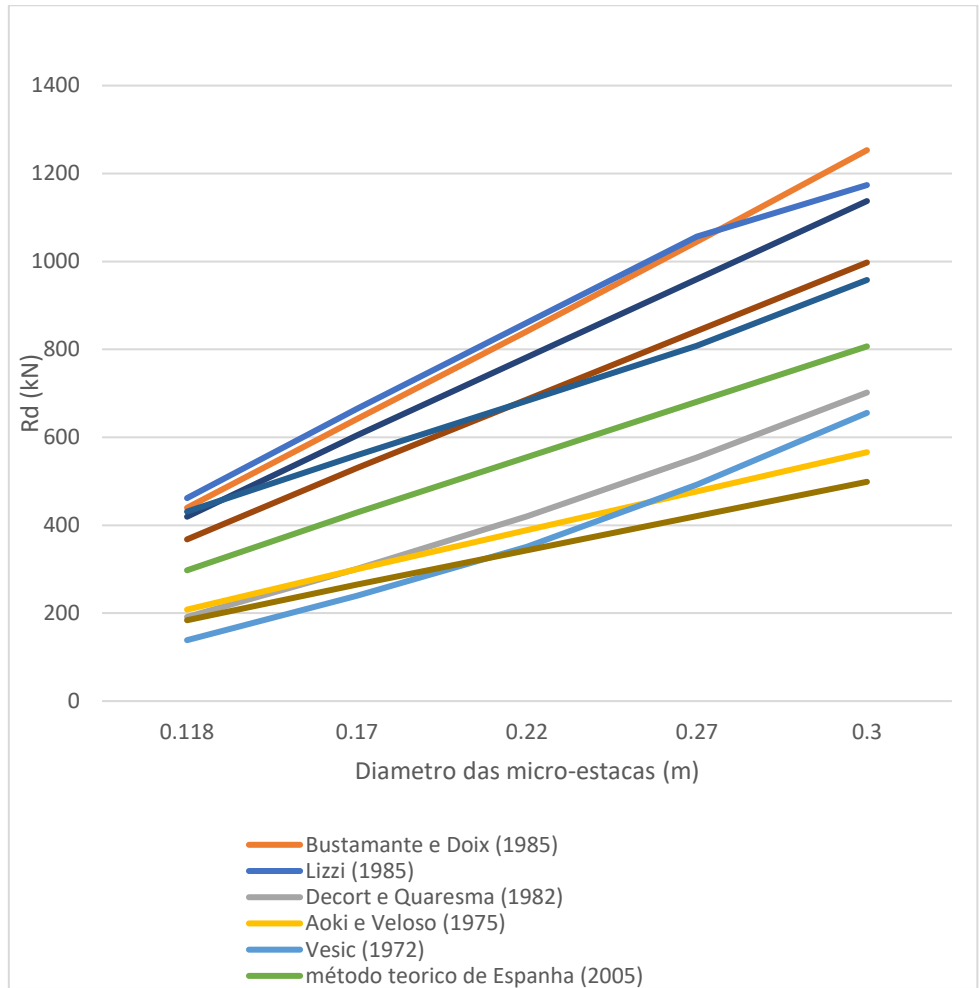


Figura 4.17. Resistências Limites (Rd) de micro-estacas isoladas obtidos pelos vários métodos de cálculo para a fundação do cais Leste (PG 1)

l) Comparação dos resultados das resistências geotécnicas de micro-estacas isoladas de 300 mm de diâmetro obtidos no programa MP da Geostru 2018

Tabela 4.18. Resistências obtidas no programa Geostru

Programa MP		
Perfis geotécnicos	PG 1	PG 2
Rd (kN)	584	1016

4.5.6 Assentamentos de micro-estacas isoladas

Os cálculos dos assentamentos de micro-estacas isoladas, foram realizados de acordo com as fórmulas propostas por Mf (2005), Meyerhof (1959), tendo-se considerado as resistências mobilizadas por diferentes diâmetros de micro-estacas, obtidos pelos vários métodos apresentados nesta dissertação e ilustrados nas Figuras 4.18 a 4.21.

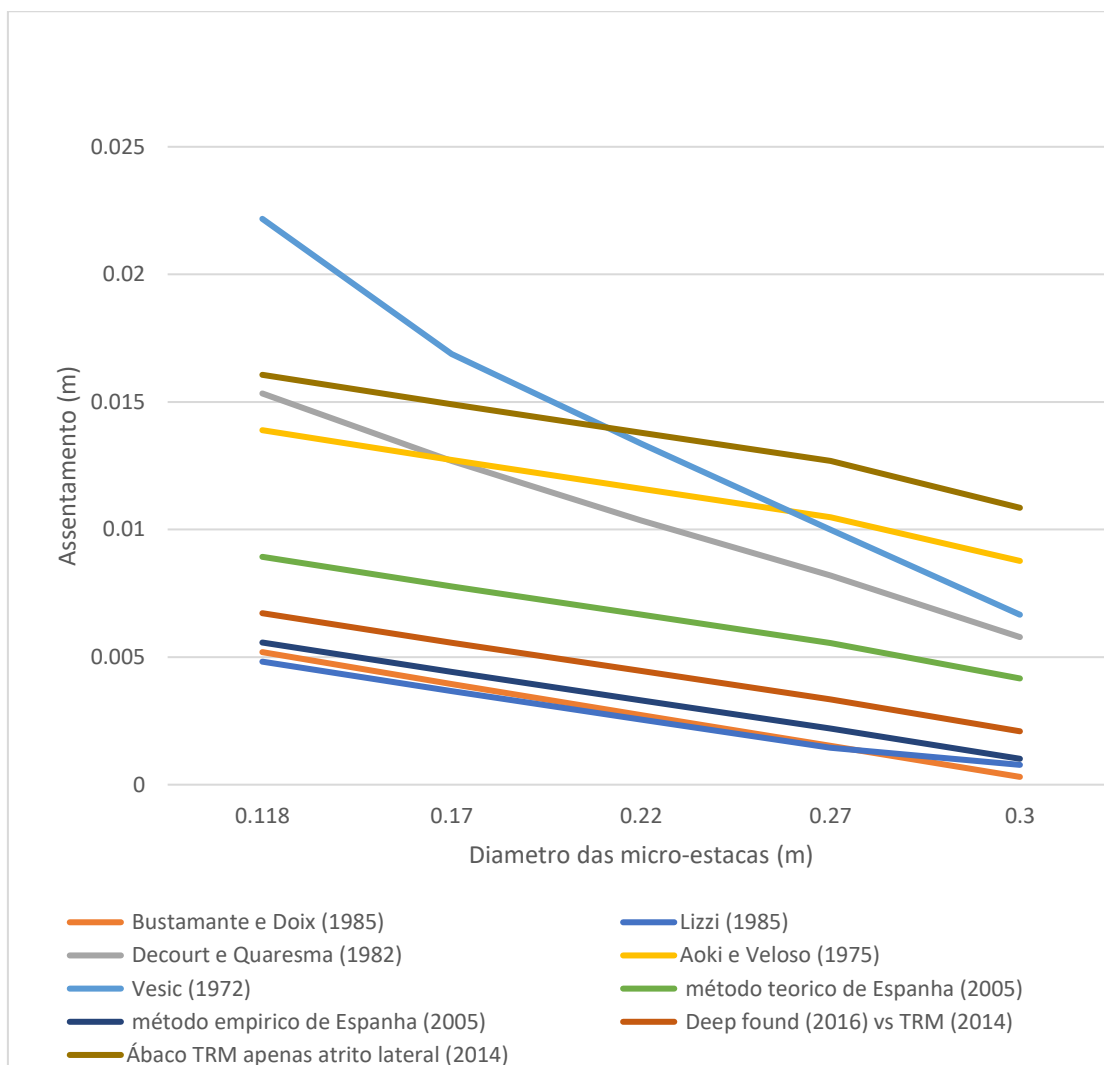


Figura 4.18. Assentamento de micro-estacas isoladas para o PG 1 de acordo com a EN 14199, utilizando as capacidades de carga obtidas por vários métodos e a carga do peso dos cais, 291,24 kN, em cada micro-estaca

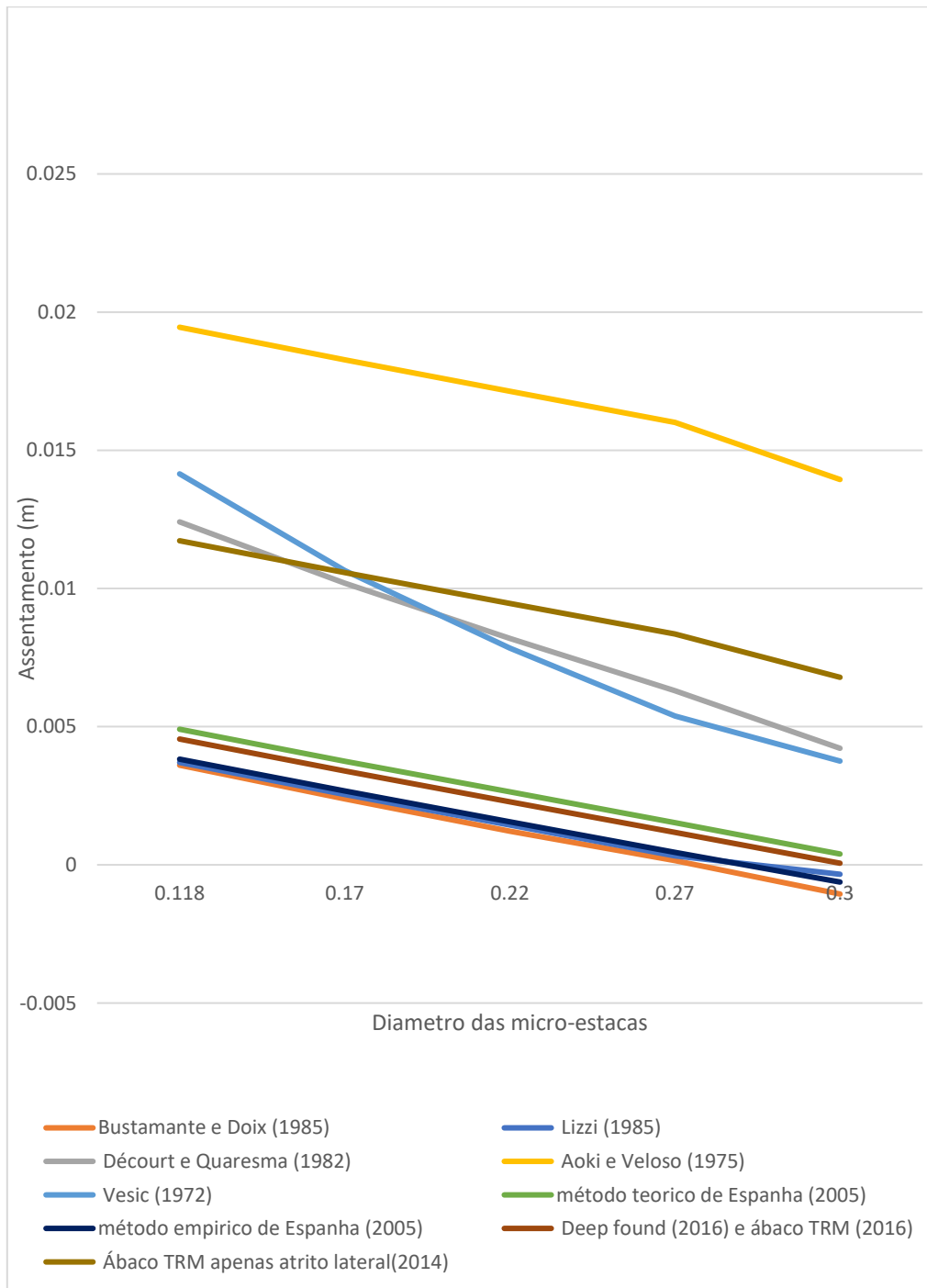


Figura 4.20. Assentamento de micro-estacas isoladas para o PG 2 de acordo com a EN 14199, utilizando as capacidades de carga obtidas por vários métodos e a carga do peso dos cais, 291,24 kN, em cada micro-estaca

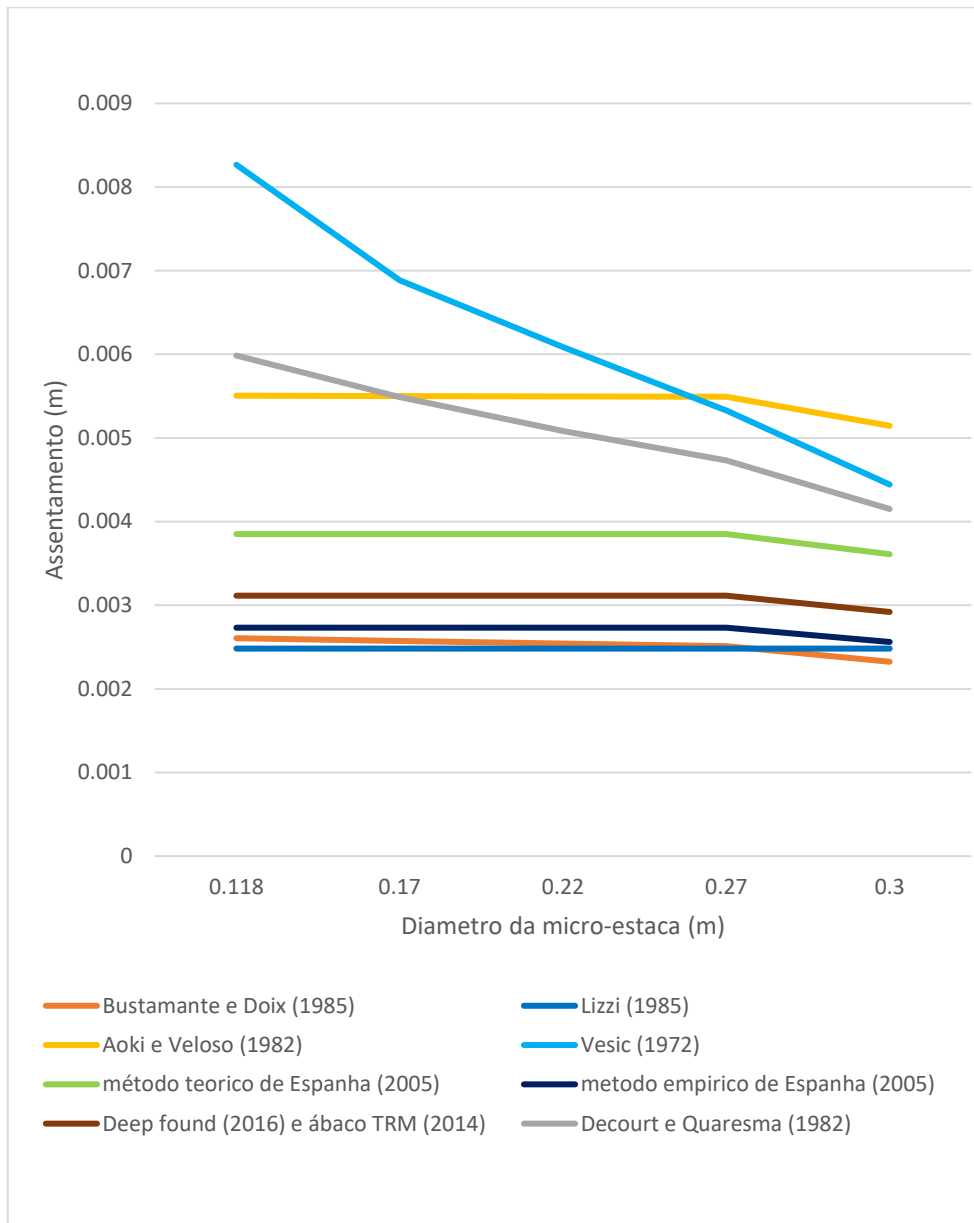


Figura 4.19. Assentamento de micro-estacas para o PG 1 calculado segundo Meyerhof (1959), utilizando as capacidades de carga obtidas por vários métodos e a carga do peso dos cais, 291,24 kN, em cada micro-estaca

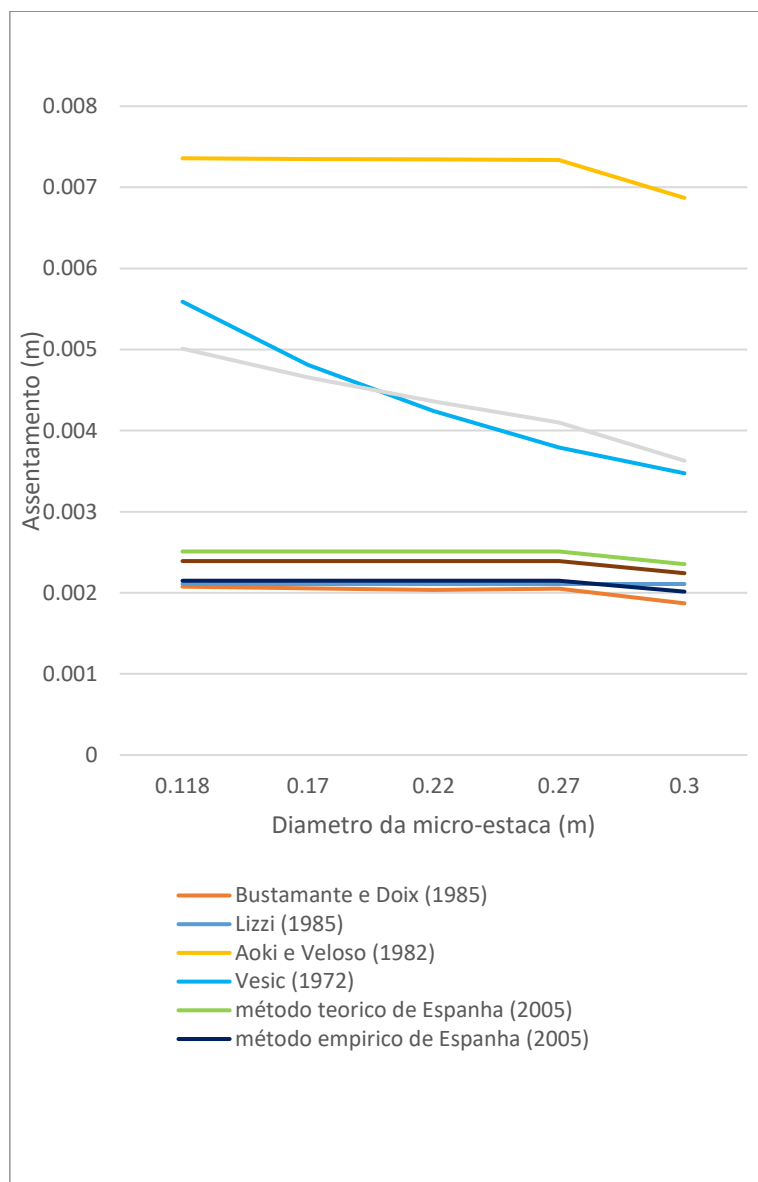


Figura 4.21. Resultado de assentamento de micro-estacas isoladas para o PG 2 calculado segundo Meyerhof (1959), utilizando as capacidades de carga obtidas por vários métodos e a carga do peso dos cais, 291,24 kN, em cada micro-estaca

e) *Assentamentos de micro-estacas isoladas de 300 mm de diâmetro, calculado no programa MP da Geostru*

Tabela 4.19. Assentamentos de micro-estacas isoladas de 300 mm de diâmetro no programa MP da Geostru segundo Poulos e Davis (1968)

Assentamentos no programa MP		
Perfil geotécnico	PG 1	PG 2
Coefficiente de influência	0,14	0,14
Assentamento total (mm)	0,8	0,2
Força vertical (KN)	291,24	291,24

Tabela 4.20. Assentamentos de micro-estacas isoladas de 300 mm de diâmetro no programa MP da Geostru segundo Fleming (1992)

Assentamentos no programa MP		
Perfil geotécnico	PG 1	PG 2
Assentamento rígido (mm)	2,01	0,16
Assentamento elástico (mm)	0,17	0,76
Assentamento total (mm)	2,18	0,92
Força vertical (KN)	291,24	291,24

4.5.7 Assentamento de grupo das micro-estacas

Para a previsão dos assentamento de grupos de micro-estacas, devido a sobrecarga do peso dos cais, foi realizado segundo o método de Meyerhof (1959), considerado os assentamentos de micro-estacas isoladas, calculados anteriormente com o método de Meyerhof (1959) para micro-estacas isoladas, afetados pela razão de grupo (r_g) sugeridos por Meyerhof (1959), não obstante, conjuntamente, recorreu-se ao programa Grupo de Estacas, da Geo5 2019, para uma verificação analítica do comportamento da fundação.

Para os métodos de cálculo de assentamento acima referidos foi considerada uma razão do grupo (R_g), calculada segundo Meyerhof (1959), tomando valores de 6 a 10 de acordo com o diâmetro das micro-estacas.

Os assentamentos obtidos para ambos os perfis geotécnicos segundo os métodos anteriormente referidos, considerando encontram-se expostos nas Figuras 4.22 e 4.23.

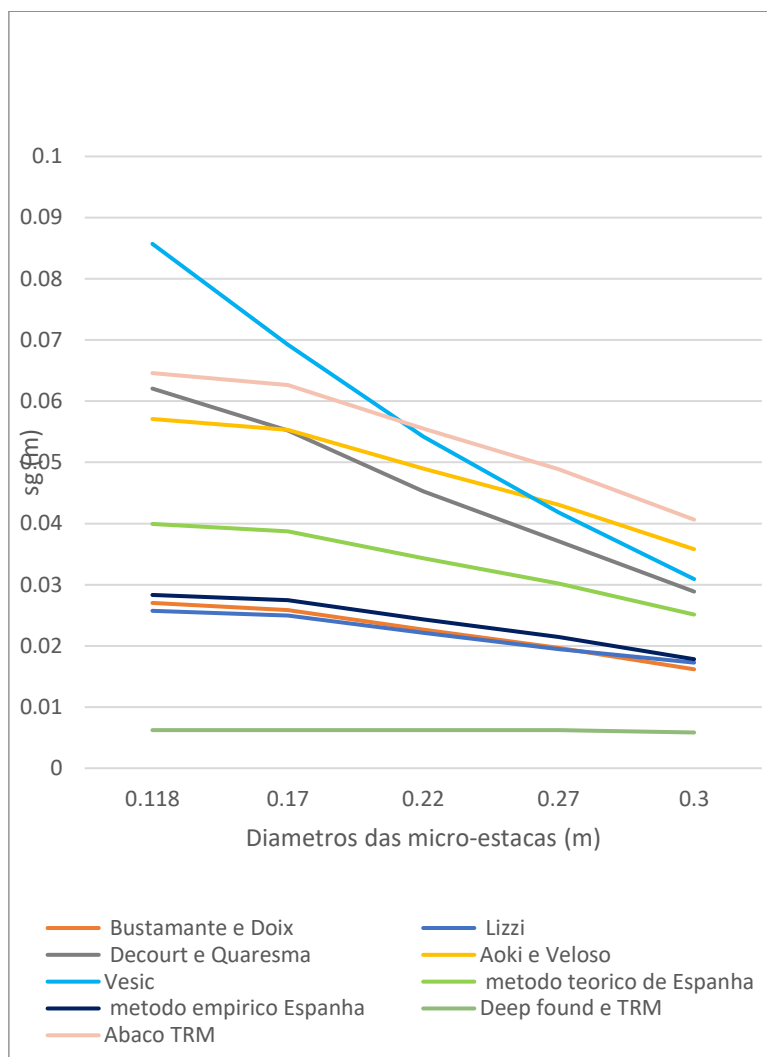


Figura 4.22. Assentamento de grupo de micro-estacas (73x5 elementos) para o PG 1 segundo Meyerhof (1959), utilizando as capacidades de carga obtida pelos vários métodos e a carga equivalente do peso do cais

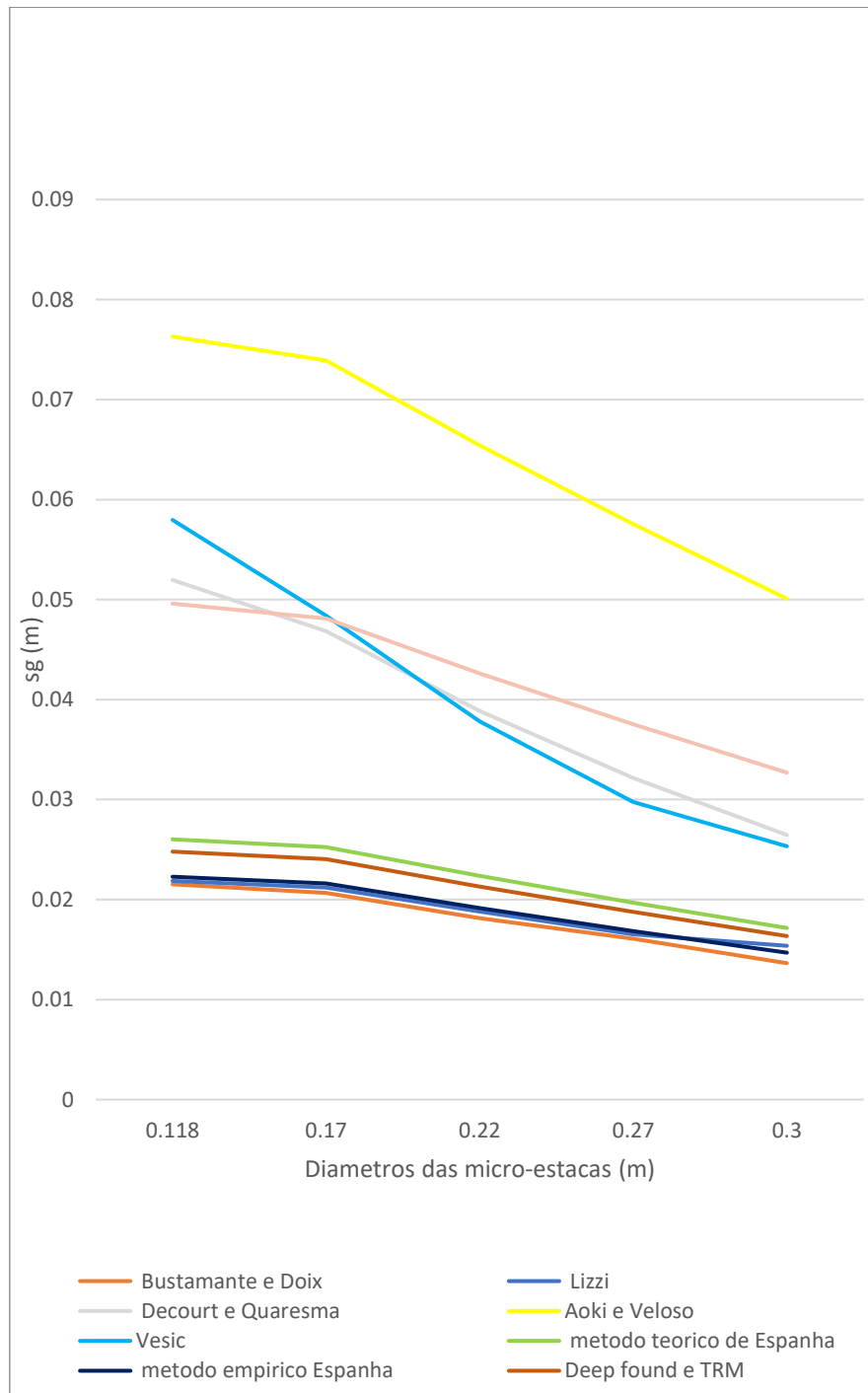


Figura 4.23. Assentamento de grupo de micro-estacas (53x5 elementos) para o PG 2 segundo Meyerhof (1959), utilizando as capacidades de carga obtida pelos vários métodos, a razão de grupo (r_g) do método de Meyerhof (1959) e a carga equivalente do peso dos cais

4.5.8 Resistências de grupo das micro-estacas no programa da Geo5

Na análise efetuada no programa Grupo de Estacas da Geo5 para a determinação das resistências dos grupos de micro-estacas, utilizaram-se os parâmetros do solo descritos no projeto. Devido a limitação do programa, a

análise incidu sobre grupos de 20 × 5 micro-estacas para ambos os cais e considerou-se como carga de serviço, o peso dos próprios cais.

Tabela 4.21. Resultados da análise da capacidade de carga e assentamento de grupo das micro-estacas de 300mm de diâmetro no programa da Geo5

Resultados	PG 1	PG 2
Rs - Resistência lateral (kN))	569	614,03
Rb -Resistência da ponta (kN)	27,42	37,48
Rc -Resistência da micro-estaca isoladas (kN)	596,54	651,51
Rg -Resistência do grupo (kN)	40283,87	43995,95
Ng– Eficiência do grupo	0,68	0,6
V _{d,s} - Força da ação de serviço (kN)	29325	29325
V _{dp} - Força da ação de projeto (kN)	19550	19550
gf - Fator assentamento do grupo	4,08	4,08
R _{yu} - Carga no início da mobilização do atrito lateral (kN)	2696,09	4013,72
s _{R_{yu}} - Assentamento para força R _{yu} (mm)	0,4	0,7
sg _{máx} - Assentamento máximo para a carga de projeto (mm)	70,1	65,5
sg _{máx} - Assentamento máximo para a carga de serviço (mm)	43,3	40,02

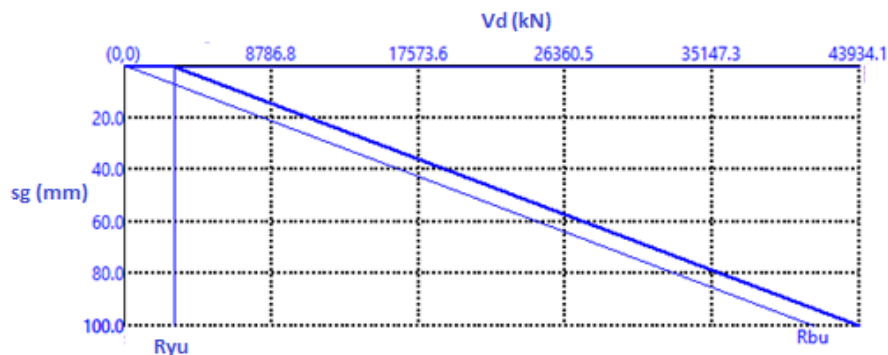


Figura 4.24. Curva carga-assentamento para o PG 1, obtido no programa Geo5

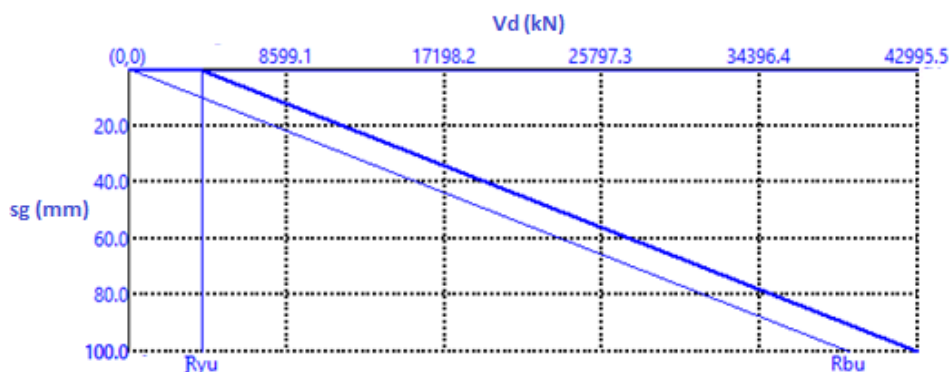


Figura 4.25. Curva carga-assentamento para o PG 2, obtido no programa Geo5

4.6 Discussão dos resultados

4.6.1 Fundamento do cálculo

A análise das duas fundações do caso de estudo, foi realizada, considerando os parâmetros da caracterização geotécnica assumidos por Rocha (2012), expostos na Tabela 4.17 e os parâmetros resistentes dos materiais constituintes da micro-estacas, nomeadamente o tubo de ferro fundido dúctil e microbetão incluídos nas Tabelas 2.5 e 2.6, de acordo com as normas vigentes.

A carga de cálculo considerado na análise foi 291,24 kN por micro-estacas, sendo que, esse valor foi obtido a partir do valor do peso do cais a dividir pelo número de micro-estacas (5 micro-estacas / m de comprimento do cais) da malha adotada no projeto, considerando um peso volúmico de 23 kN/m³ e um fator de majoração de 1,5.

A capacidade de carga e o assentamento das fundações foram determinados segundo vários métodos descritos na presente dissertação e para os diferentes diâmetros de micro-estacas, com objetivo de escolher o diâmetro e o método mais adequado, assim como a aplicabilidade da técnica de fundações em micro-estacas para o caso do estudo.

4.6.2 Dimensionamento estrutural

a) Resistência à compressão simples

Os valores mais elevados de resistência à compressão simples das micro-estacas, foram obtidos com o método de cálculo sugerido pelo Eurocódigo 4 EC4, com resistências 875 kN para o tubo de menor diâmetro (118 mm) e 1789,6 kN para os diâmetro e espessuras maiores (170 mm). Estes resultados obtidos para a capacidade de carga interna à compressão de micro-estacas através do método proposto pelo EN 14199:2005, verificam os requisitos de segurança do projeto com FS maior do que 3, para todos os diâmetros de micro-estacas analisados, como também são semelhantes aos valores oferecidos

pelas empresas fabricantes deste tipo de micro-estacas como a TRM (TRM, 2014) expostos na tabela A.4 do Anexo 1 e próximos aos valores obtidos pela formulação sugeridas pela FHWA.

Os menores valores de capacidade de carga interna à compressão simples de micro-estacas, foram obtidos pelos métodos proposto pela série normativa de Espanha (MF, 2005) e pela Deep Foundation Institute (2016) e com cerca de metade dos valores obtidos com o método proposto por EN 14199:2005, devido a influência dos fatores de redução considerados nesses métodos, mas ainda assim apresentaram valores semelhantes aos do fabricante DYWIDAG expostos no Quadro 2.6 (DYWIDAG, 2004), com a exceção do método da Deep Foundation Institute (2016), que apresenta valores de FS desfavoráveis para os diâmetros de 118 mm como indica a Tabela 4.18.

Tabela 4.22. Fatores de segurança obtidos para diferentes tipos de tubos de ferro fundido dúctil com métodos aplicados.

Tubo (D*e)	Fatores de segurança			
	118*7,5	118*9	170* 9	170*10,6
EN 14199:2005	3,0	3,5	5,4	6,2
Série Normativa (MF, 2005)	1,9	2,2	3,4	3,8
Deep Foundation Institute (2016)	1,4	1,6	2,6	2,9
FHWA (2005)	2,6	3,1	4,5	5,3

Analisando a Tabela 4.18, a pior situação advém dos resultados obtidos pelo método da Deep Foundation Institute (2016), para a carga do projeto (291,24 kN). Obteve-se coeficientes de segurança superior a 2 para os tubos de diâmetros de 170 mm excluindo, assim, a possibilidade do uso de tubos com diâmetros menores para o projeto.

b) Verificação da estabilidade interna (carga crítica de encurvadura)

As cargas de encurvadura calculadas pelos métodos propostos pela série normativa de Espanha (MF, 2005) e pela formulação da carga crítica de Euler, demonstraram que as micro-estacas desse tipo possuem uma resistência à carga crítica de encurvadura, bastante favoráveis para todos os diâmetros e

espessuras de tubos, mas com valores menores para os resultados calculados com o método proposto em MF (2005). Para as micro-estacas de diâmetros 170 mm, obteve-se valores de resistência à encurvadura que oferecem fatores de segurança globais (FS), que variam de 20 a 100, embora esses valores sejam bastante inferiores aos resultados oferecidos pelos fabricantes nas diversas literaturas disponíveis.

c) Resistência entre o microbetão e o tubo de ferro fundido dúctil

Na verificação da resistência à tensão tangencial entre o microbetão no exterior e o tubo de ferro fundido dúctil de 170 mm de diâmetro, supondo que toda a carga será suportada pela ligação microbetão e tubo em cada camada singular, obtém-se valores favoráveis em quase todos os casos, como apresentados na Tabela 4.19, com a exceção da zona da primeira camada do cais oeste (1 m de Lodo) que apresenta uma resistência inferior a metade a carga de serviço, devido a sua dependência da tensão horizontal efetiva que neste caso é reduzido, assim como a espessura da camada em questão, mas esta interpretação não é bastante irrealista, dado que a carga será distribuída ao longo da micro-estaca em diversas proporções por camadas e dificilmente seria suportada por uma só camada isolada, daí pode-se afirmar que a resistência da micro-estaca é favorável no conjunto das camadas para ambos os cais, principalmente nas areias onde apresenta valores de fatores de segurança (FS) mais elevados.

Tabela 4.23. Fatores de segurança obtidos no cálculo da tensão tangencial entre os tubos de ferro fundido dúctil e o microbetão.

Solo	Tubo de ferro fundido dúctil de 170 mm	
	PG1	PG 2
Lodo	2,91	0,40
Areia	1,94	4,38
Cascalho	1,70	1,80

4.6.3 Capacidade portante das micro-estacas isoladas à compressão obtidos pelos vários métodos utilizados

a) Perfil Geotécnico 1 (PG1)

Na análise das resistências mobilizadas pelas micro-estacas de 3 diâmetros diferentes de apresentados na Tabela 4.20, os valores das resistências obtidas variam de 342,9 kN para a micro-estacas de 0,22 m e 1253,9 kN para as micro-estacas de 0,3 m. Estes valores estão dentro do intervalo com os valores determinados por outros autores em casos de solos com características semelhantes.

Os menores valores foram obtidos pelo método de correlação empírica com o ábaco TRM (2014), pelo método de Vésic (1972) e pelo programa MP (que também utiliza o método de Vésic). Os valores máximos foram obtidos pelos métodos de Bustamante e Doix (1985) e Lizzi (1985), donde resultaram valores muito semelhante entre si, como ilustrado na Figura 4.17.

Analisando os resultados constata-se que os valores médios das resistências, satisfazem os requisitos de segurança, com um coeficiente de segurança superior a 2 para todos os diâmetros de micro-estacas analisadas, enquanto que para os valores mínimos de resistências encontrados, o único valor mínimo que satisfaz os requisitos de segurança ($FS = 2$), diz respeito as micro-estacas de diâmetro igual a 300 mm.

Tabela 4.24. Valores médios, máximos e mínimos de resistências mobilizadas nas micro-estacas isoladas para o PG 1.

Diâmetro da micro-estaca (m)	PG 1			
	Rd médio (kN)	Desvio padrão	Rd mínimo (kN)	Rd máximo (kN)
0,22	598,7	187,4	342,9	860,7
0,27	745,1	221,5	420,7	1056,4
0,3	888,0	244,9	498,7	1253,9

b) Perfil Geotécnico 2 (PG2)

A Tabela 4.21, apresenta os valores das resistências obtidas pelos vários métodos aplicados, variando de 290,8 kN para a micro-estacas de 0,22 m a 1557,0 kN para as micro-estacas de 0,3 m.

Os menores valores, foram obtidos pelo método de Aoki & Veloso (1982) e pela correlação empírica com o ábaco TRM (2014) e os máximos foram obtidos pelos métodos de Bustamante e Doix (1985) e Lizzi (1985) donde resultaram valores muito semelhante entre si, como ilustrado na Figura 4.17.

Analisando os resultados constata-se que os valores médios das resistências, satisfazem os requisitos de segurança, com um coeficiente de segurança superior a 2 para todos os diâmetros de micro-estacas analisadas, enquanto que, para os valores mínimos de resistências de micro-estacas isoladas obtida, o maior valor vai para as micro-estacas de diâmetro igual a 300 mm, 423,9 kN, calculada pelo método de Aoki & Veloso (1982), com um coeficiente de segurança de 1.5, embora o desvio padrão seja maior para esse diâmetro (347,9 kN).

Tabela 4.25. Valores médios, máximos e mínimos de resistências mobilizadas nas micro-estacas isoladas para o PG 2.

Diâmetro da micro-estaca (m)	PG 2			
	Rd médio (kN)	Desvio padrão	Rd mínimo (kN)	Rd máximo (kN)
0,22	750,8	253,4	290,8	1049,7
0,27	930,6	300,5	357,3	1277,9
0,3	1104,4	347,9	423,9	1557,0

A análise da capacidade de carga geotécnica das micro-estacas isoladas, evidencia que o diâmetro que oferece maior segurança para o dimensionamento da fundação do caso de estudo é o de 300 mm, uma vez que oferece valores mais elevados de resistências tanto nos mínimos, como nos médios e máximos de capacidade de carga das micro-estacas isoladas. Para o PG 2, o método de

Aoki & Veloso oferece valores muito pequenos em relação aos restantes métodos aplicados na previsão da capacidade de carga, daí se pode considerar o seu valor mínimo obtido para o diâmetro 300 mm, como um valor anómalo ou erros de cálculos, dado que se trata do PG 2, onde os solos demonstraram melhores características geotécnicas do que o PG 1.

4.6.4 Assentamentos de micro-estacas isoladas

Tendo em conta os valores obtidos no cálculo de resistência de micro-estacas isoladas, optou-se neste projeto por calcular os assentamentos, apenas para micro-estacas de diâmetros igual a 300 mm e uma força equivalente de 291,24 kN. Assim, o assentamento máximo de uma micro-estaca isolada de 300 mm de diâmetro, obtido para os dois cais foi de 1 cm, calculados método proposto pela série normativa de Espanha (MF, 2005), utilizando as resistências obtida da correlação com o ábaco TRM (2014) para o PG 1 e com a resistência obtida método de Aoki & Veloso (1982) para o PG 2. Os assentamentos calculados pelo método de Meyerhof (1959) forneceu valores de cerca de metade (6 mm) de que os obtidos pelo método de MF (2005).

O método indicado na NP EN 14199 apresenta valores maiores de assentamentos, bem como maior desvio padrão em ambos os casos, como se verifica nas Tabela 4.22 e 4.23.

Analisando os resultados obtidos no programa MP, observa-se que valores são muito reduzidos em relação aos valores médios obtidos com os restantes métodos e ainda ligeiramente inferior aos valores mínimos obtidos. Este programa ofereceu resultados de assentamentos muito inferior aos restantes métodos utilizados na previsão, com o método de Poulos e Davis (1968) obteve-se valores de 0,9 e 0,2 mm para PG1 e PG 2, respetivamente; segundo o método de Fleming (1992), obtém-se no mesmo programa valores de 2,18 e 0,92 mm para aqueles perfis geotécnicos.

Tabela 4.26. PG1: Valores médios, máximos e mínimos de assentamentos previstos

	MF (2005)				Meyerhof (1959)			
	Mín	Méd	Máx	Desvpad	Mín	Méd	Máx	Desvpad
Assentamento de micro-estacas isoladas (m)	0,0003	0,004	0,01	0,003	0,002	0,004	0,006	0,001

Tabela 4.27. PG2: Valores médios, máximos e mínimos de assentamentos previstos

	MF (2005)				Meyerhof (1959)			
	Mín	Méd	Máx	Desvpad	Mín	Méd	Máx	Desvpad
Assentamento de micro-estacas isoladas (m)	0,001	0,002	0,01	0,004	0,002	0,003	0,006	0,001

4.6.5 Assentamento e resistências de grupo de micro-estacas

a) Método de Meyerhof (1959)

A previsão do assentamento de grupos de micro-estacas, devido a sobrecarga do peso dos cais, segundo o método de Meyerhof (1959), considera os assentamentos de micro-estacas isoladas, calculados anteriormente com o método de Meyerhof (1959) para micro-estacas isoladas, afetados pela razão de grupo (R_g) de 6.9.

Os resultados obtidos indicam assentamentos máximos de 4 cm, para o PG 1, e 5 cm, para o PG 2, embora as médias dos valores se situarem em 2 cm, com desvio padrão de 1 cm.

Tabela 4.28. PG 1: valores médios, máximos e mínimos de assentamentos de grupo de micro-estacas

PG 1				
	Mínimo	Médio	Máximo	Desvio padrão
Assentamento de grupo (m)	0,0058	0,024	0,051	0,01

Tabela 4.29. PG2: valores médios, máximos e mínimos de assentamentos de grupo de micro-estacas

PG 2				
	Mínimo	Médio	Máximo	Desvio padrão
Assentamento de grupo (m)	0,0045	0,022	0,041	0,012

Os assentamentos máximos obtidos por este método situam-se dentro dos intervalos de valores admitidos para o projeto, e como seria de esperar são superiores aos valores calculados para micro-estacas isoladas pelos métodos de MF (2005) e de Meyerhof (1959), que são de 1 cm e 6 cm, respetivamente.

b) Resistências e assentamento calculados pelo programa da Geo5

A análise efetuada no programa Grupo de Estacas da Geo5 incidiu sobre a determinação das resistências e assentamentos de grupos (20 × 5) de micro-estacas com 300 mm de diâmetro, para ambos os perfis geotécnicos. As micro-estacas isoladas indicam uma resistência superior à força de ação considerada, com o valor de 596,5 kN para o PG 1 e 651,5 kN para o PG 2, valores muito próximos aos obtidos pelos métodos de Vésic (1972), Décourt & Quaresma (1985), Aoki & Veloso (1982) e da correlação com o ábaco TRM (2014).

O programa considerou uma eficiência de grupo de 0,68, apresentando valores de resistências de 40284 kN para o cais Leste e 43996 kN para o cais Oeste, valores superiores ao que foi considerado para a força de ação (29325 kN) correspondente ao peso dos cais, com uma área em planta de 20 m × 5 m.

Segundo a análise das curvas carga-assentamento obtidos no programa para o Grupo de Estacas, a carga para o início da mobilização da resistência lateral do grupo no PG1 é da ordem de 2696 kN, valor inferior ao que é necessário para o efeito no PG2 (4014 kN), com um assentamento correspondente de 0,4 e 0,7 mm, respetivamente em PG 1 e 2.

O assentamento máximo do grupo de micro-estacas de 300 mm para a carga de serviço (peso do cais majorado 1,5 vezes), obtido para o PG 1 é de 7,1 cm; por outro lado, para o PG 2 obteve-se um valor 6,5 cm, ambos com uma razão de grupo calculado no programa de 4,08. Estes valores de assentamento de grupos obtidos no programa, são muito próximos dos valores obtidos no método de previsão de assentamento para o grupo proposto por Meyerhof (1959), considerando as resistências de micro-estacas isoladas calculadas pelos

métodos de Vésic (1972), Aoki & Veloso (1982), Décourt & Quaresma (1985) e ábaco TRM (2014).

Os resultados dos assentamentos calculados são todos inferiores aos 20 cm estipulados no projeto como o máximo admissível, e portanto são satisfeitos os requisitos de projeto para micro-estacas de 300 mm de diâmetro, com um coeficiente de segurança global maior do que 3.

Relacionando os resultados de assentamento e resistências obtidos, para grupo e para micro-estacas isoladas de 300 mm de diâmetro, nota-se que os resultados apresentam valores diferentes, sendo que os grupos apresentam valores maiores do as micro-estacas isoladas. Os resultados obtidos na previsão de resistência de micro-estacas isoladas são próximos uns dos outros para os diferentes métodos - Vésic (1972), Aoki & Veloso (1982), Décourt & Quaresma (1985), ábaco TRM (2014); e os obtidos no programa Grupo de Estacas. Os restantes métodos assim como o programa Microestacas, apresentaram valores muito superiores de resistências e inferiores de assentamento do que estes.

4.6.6 Comparação entre reforço por micro-estacas e reforço por estacas de brita (Rocha 2012)

No contexto da compreensão, aplicação e viabilidade de diferentes técnicas de reforço de terrenos, comparam-se os resultados dos assentamentos máximos da fundação em micro-estacas aqui obtidos, expostos na Tabela 4.30, com os resultados obtidos no dimensionamento de outra técnica de reforço de solos moles, estudado em Rocha (2012) e que incluem a Tabela 4.31, referente ao dimensionamento de estacas de brita para o mesmo caso de estudo.

Tabela 4.30. Valores de assentamentos previstos com reforço por micro-estacas

PG 1		PG 2	
Assentamento de grupo de micro-estacas (cm)		Assentamento de grupos de micro-estacas (cm)	
Meyerhof (1959) (cm)	Programa Grupo de Estaca (cm)	Meyerhof (1959) (cm)	Programa Grupo de Estaca (cm)
4,1	7,1	5,1	6,5

Tabela 4.31. Valores de assentamentos previstos por Rocha (2012) para solo com e sem reforço de estacas de britas.

	PG 1				PG 2			
	Assentamento antes do reforço (cm)		Assentamento depois do reforço (cm)		Assentamento antes do reforço (cm)		Assentamento depois do reforço (cm)	
	Priebe (1995)	FEM	Priebe (1995)	FEM	Priebe (1995)	FEM	Priebe (1995)	FEM
Rocha (2012)	65,15	54,6	14,8	13,6	19,75		6,09	-
Projeto	56	-	20	-	-	-	-	-

Conclui-se que os resultados de assentamentos aqui obtidos, são ligeiramente inferiores, mas da mesma ordem de grandeza, principalmente para o PG 2, evidenciando assim, uma certa igualdade, no que diz respeito à eficácia das técnicas de reforço propostas perante ações verticais. Todavia, é de realçar que a nível de deformações, principalmente quando se tratam de ações horizontais, como no caso dos sismos, as estacas de britas conseguem suportar deformações significativas por expansão lateral sem atingir a rotura, o que não acontece nas micro-estacas, devido às propriedades dos seus materiais constituintes e a sua esbelteza.

5 CONCLUSÃO

A aplicação de fundações indiretas, mais precisamente micro-estacas, como técnica de construção em terrenos onde as camadas superficiais apresentam fraca qualidade geotécnica, tem sido cada vez mais adotada, devido à sua eficácia, versatilidade e rapidez de execução. O caso estudado respeitava à fundação de muros-cais em solos moles, no âmbito da ampliação do Porto de Tavira.

A presente dissertação abrange uma análise do comportamento de fundações em micro-estacas sob esforços verticais, estáticos, por vários métodos teóricos e semi-empíricos. A metodologia adotada passou por fazer uma recolha bibliográfica e pesquisas em diversas publicações sobre o tema, com o objetivo de aprofundar conhecimentos das tipologias, classificações, aplicações, métodos de dimensionamento e execução de micro-estacas e assim escolher da melhor forma o tipo de micro-estacas e os métodos de dimensionamento a adotar nas condições previstas do projeto.

Devido às limitações do projeto, respeitantes às condições de execução de obra na presença de um rio e dos solos presentes no terreno, optou-se por analisar com mais profundidade e, por fim, dimensionar micro-estacas de ferro fundido dúctil, cravadas com injeção em simultâneo de microbetão. Este tipo de micro-estacas escolhido para o projeto funciona principalmente por atrito lateral, o que traz maior incerteza nos métodos de previsão do comportamento da fundação, à custa da complexidade e dificuldade na previsão das forças de interação entre as micro-estacas e o solo em toda a sua extensão, assim como a interação entre as micro-estacas.

A análise da fundação do caso de estudo teve início com a previsão da resistência interna das micro-estacas à compressão simples com os métodos propostos pelo EC4, MF (2005), FHWA (2005), e Deep Foundation Institute (2016). Tendo em conta a carga de projeto, os resultados obtidos são favoráveis para todos os diâmetros e espessuras analisados, assim como os resultados da análise dos efeitos de encurvadura, com a carga crítica de encurvadura

determinada pelos métodos de MF (2005) e pela formulação da carga crítica de Euler.

Os constrangimentos para o projeto na escolha dos diâmetros de tubo de ferro fundido dúctil surgiram com os resultados da previsão da resistência da ligação entre o ferro fundido dúctil e o microbetão para as cargas de serviço, que resulta em valores favoráveis, unicamente para tubos de ferro fundido dúctil com diâmetros de 170 mm, do mesmo modo que a análise das resistências à compressão de micro-estacas isoladas no terreno obteve valores desfavoráveis para micro-estacas com diâmetros inferiores a 300 mm. Os resultados desfavoráveis das duas análises anteriormente referidas fez com que se prosseguisse o estudo apreciando, especificamente, sobre aquele tipo de tubo metálico, dado que é o único que é utilizado para construção de micro-estacas de ferro fundido dúctil, cravados por “via humida”, com 300 mm de diâmetro.

Pelo tipo de carregamento a que a fundação vai estar sujeita durante a sua vida útil, não se considera necessário realizar a análise à sua resistência ao levantamento ou arranque por forças de tração.

O assentamento de grupos de micro-estacas de 300 mm de diâmetro foi calculado inicialmente de acordo com o método de Meyerhof (1959), considerando os assentamentos calculados para elementos isolados com todos os métodos adotados no projeto e, posteriormente, foi calculado com o programa Grupo de estacas.

Os resultados do cálculo de assentamentos de grupo de micro-estacas pelo método de Meyerhof (1959), apresentam valores de 4 cm para o perfil geotécnico PG 1 e 5 cm para o PG 2, isto é, bastante próximos aos obtidos no programa Grupo de Estaca, de que resultaram valores de assentamentos na ordem de 7 cm para PG 1 e de 6.5 cm para PG 2.

Todos os métodos utilizados no projeto para o cálculo de assentamentos apresentam resultados inferiores ao máximo admissível de 20 cm estipulado no projeto. Portanto são satisfeitos os requisitos de projeto pelas micro-estacas de 300 mm de diâmetro, com um coeficiente de segurança maior do que 3.

Ao comparar os resultados dos assentamentos de uma fundação em micro-estacas aqui obtidos com os resultados obtidos por Rocha (2012), referentes ao dimensionamento de reforço por estacas de brita para o mesmo caso de estudo – Tabelas 4.30 e 4.31, pode-se concluir que novos resultados são ligeiramente inferiores, para o PG 1, onde a situação é mais problemática, e muito próximos para o PG 2, evidenciando assim uma certa igualdade no que diz respeito à eficácia de ambas as técnicas de construção propostas para o caso de estudo.

Outro fator importante a considerar no projeto de qualquer obra e que não é mencionado na presente dissertação, tem a ver com os custos de fundação em micro-estacas. Reserva-se esse assunto para estudos futuros a fim de servir como parâmetro económico para uma comparação mais consistente da adequabilidade das técnicas de reforço de terreno propostas para o mesmo caso de estudo.

Embora as técnicas apresentem uma eficácia na capacidade de carga perante as ações de compressão vertical e axial previstas para o caso de estudo, a escolha da melhor técnica deve ser temperada com mais estudos de resistência aos esforços não mencionados que não vêm no âmbito do presente estudo, como ensaios de carga nas micro-estacas “in situ” e análises de resistências aos esforços horizontais e dinâmicos para uma melhor previsão do comportamento da fundação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Concrete Institute – ACI, Committee 222 (2010) Protection of Metal in Concrete Against Corrosion.

ACI Committee 222 (1996). Corrosion of Metals in Concrete.

Afonso A. F. G. (2016). Correlações entre Resultados de Ensaios In Situ de Penetração Dinâmica DP com o Ensaio Standard Penetration Test. Relatório Final de Projeto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia da Construção, Escola Superior de Tecnologia e Gestão, Instituto Politécnico de Bragança.

Baligh, MM & Levadoux, J-N. (1980). "Pore Pressure Dissipation After Cone Penetration." Research Report R80-11, Dept. of Civil Engineering, MIT, Cambridge, MA.

Brito, J. (1999). Construção de Edifícios Estacas Cravadas, Mestrado Avançado em Construção e Reabilitação. Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Bruce, D. A., Cadden, A. W., & Sabatini, P. J. (2005). Practical advice for foundation design—micropiles for structural support. Contemporary Issues in Foundation Engineering.

Bruce, D. A., DiMillio, A. F., & Juran, I. (1995). Introduction to Micropiles: An International Perspective. Proceedings of the Conference of the Geotechnical Engineering Division of the ASCE in Conjunction with the ASCE Convention. ASCE.

Bruce, D. A., Juran, I., & Dimillio, A. F. (2002). High Capacity grouted micropiles: the state of practice in the United States. Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (vol. 2, pp. 851-854). AA Balkema Publishers.

Bustamante, M. e Doix, B. (1985). Une méthode pour le calcul des tirants et des Micropieux injectés. Bulletin de Liaison des laboratoires des ponts et chaussées (LCPC), Paris.

Caetano M. F. J (2014). Igreja Nossa Senhora dos Navegantes, Parque das Nações: Fundações Indiretas por Microestacas Cravadas. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Chaves D. F. (2016). Caracterização das Propriedades Mecânicas do Ferro Fundido Nodular GGG-40 para Modelagem Computacional em Componentes Automotivos. Monografia para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Automotiva, Faculdade UnB/FGA, Universidade de Brasília.

Deep Foundation Institute 2016, Innovative Deep Foundation Support Using Ductile Iron Piles.

DYWIDAG (2004). Geotechnics Ductile Driven Piles – Report no.58. Systems international LTD.

DYWIDAG (2012). Ductile Iron Piles. Systems international LTD.

EN 14199:2005. Execution of special geotechnical works — Micropiles. CEN, Brussels.

Elaziz, A. Y. A., & El Naggar, M. H. (2011). Axial behaviour of hollow core micropiles under monotonic and cyclic loadings. *Geotechnical Testing Journal*, 35(2), 249-260.

Farouk, A. (2009). Behavior of Micropiles Under Vertical Tension and Compression Loads.

Ferreira Gomes, L. M. (2007). Sebenta da Unidade Curricular Fundações, Curso de Engenharia Civil da Universidade da Beira Interior; DECA/UBI.

FHWA (2000). Micropile design and construction guidelines. Publication no. FHWA – SA – 97 – 070.

FHWA (2005). Micropile design and construction guidelines. Publication no. FHWA NHI-05-039.

Fleming, K.; Weltman, A.; Randolph, M. and Elson, K. (2009) *Piling Engineering* Oxon: Taylor & Francis.

FOREVER Projet Nacional (2004), FOREVER - Opération du Réseau Génie civil et urbain - Synthèse des résultats et recommandations du Projet national sur les micropieux, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

Frank Schmidt¹, Thomas N. Dobras (2009) Driven Ductile Iron Pipe Piles Design, Installation and Performance, International Foundation Congress and Equipment Expo, Contemporary Topics in Deep Foundations, ASCE.

Goda, Y. (2010). Random seas and design of maritime structures (Vol. 33). World Scientific Publishing Company.

Hernandez del Pozo, J. C. (2002). Micropilotes inyectados. Técnica y Cálculo. Departamento de Ingeniería Civil. Universidade de Granada.

I. Juran, D.A. Bruce, A. Dimillio & A. Benslimane (1997). Micropiles: the state of Practice Part 1: Characteristics, definitions and classifications.

Juran D.A., Bruce A., Dimillio I., Benslimane A. (1999). Micropiles: the state of practice. Part II: design of single micropiles and groups and networks of Micropiles.

IBC: International Building Code 2009.

Júnior A. S S. & Lima E.E. (2017). Engenharia Civil- Temas, Técnicas e Aplicações - Volume II. Análise Comparativa dos Tipos de Estacas.

Lizzi, F., (1985). The pali radice (root piles) and reticulated pali radice, Underpinning,

Milititsky, J., Consoli, N. C., & Schnaid, F. (2015). Patologia das fundações. Oficina de textos.

Ministerio de Fomento - MF, 2005. Guia para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera. Guia técnico, Séries Normativas.

- NP EN1993-1-1:2009. Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço – Parte 1.1: Regras gerais e regras gerais para edifícios. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- NP EN1994-1:2007. Eurocódigo 4: Projeto de estruturas mistas aço-microbetão –Parte 1.1: Regras gerais e regras gerais para edifícios. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- NP EN1997-1:2010. Eurocódigo 7: Projeto geotécnico – Parte 1: Regras gerais. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- Patel, A. (2019). *Geotechnical Investigations and Improvement of Ground Conditions*, Woodhead Publishing.
- Pereira, J. P. V. V. (2013). *Reforço de fundações com micro-estacas: ligação aço-calda-betão* (Doctoral dissertation).
- Poulos, H. G., & Davis, E. H. (1980). *Pile Foundation analysis and design* (No. Monograph).
- Reis, J. H. C. D. (2006). *Modelo de atrito estático em interfaces de contato entre concreto e areia* (Doctoral dissertation, Universidade de São Paulo).
- Robinsky, E.I. & Morrison, C.F. (1964) “Sand displacement and compaction around friction piles” *Canadian Geotechnical Journal*, 1, 81-93.
- Rocha, C. D. J. T. (2012). *Comparação de alguns métodos para o dimensionamento de estacas de brita: Aplicação a um caso de estudo* (Doctoral dissertation, Faculdade de Ciências e Tecnologia).
- Sacadura, T. M. D. S. (2009). *Estabilização de um aterro de uma obra ferroviária com recurso a micro-estacas*.
- Santos-Ferreira, A., Silva, A. P. F., & Dias, E. (2014). *Harbour Geotechnics: the Case of the Portuguese Small Harbours. Application of Nanotechnology in Pavements, Geological Disasters, and Foundation Settlement Control Technology GSP*, 244.
- Sharma, B., Zaheer, S., & Hussain, Z. (2014). *Experimental Model for Studying the Performance of Vertical and Batter Micropiles*. In *Geo-Congress 2014: Geo-characterization and Modeling for Sustainability* (pp. 4252-4264).
- Skempton A. W. (1948). *A Study of the Geotechnical Properties of Some Post-Glacial Clays*.
- Teixeira A. C. C. L. (2014). *Dimensionamento de Microestacas de acordo com o Eurocódigo 7 e 3*, Dissertação para o grau de mestre em engenharia civil, especialização em geotecnia, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Tomlinson, M., & Woodward, J. (2007). *Pile design and Construction practice*.
- TRM (2014)., *Piling Systems for Deep Foundations*. Tiroller Rohrer GmbH, Austria.
- TRM (2018), *Ductile Iron Piles. The Piling System – Data sheet*. Tiroller Rohrer GmbH, Austria.

Van Impe, W. F., & Reese, L. C. (2010). Single piles and pile groups under lateral loading. CRC press.

Vésic, A.S. (1963) 'Bearing capacity of Deep Foundations to sand,' Stresses in Soils and Layered Systems, Highway Research Board, nº 39, 112-153.

Webliografia

<http://trm.at/en/> 2014; acedido em dezembro 2018.

<http://www.kellerholding.com/micropiles.html>; acedido em janeiro, 2019

<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2013/06/MARANGON-2018-Cap%C3%ADtulo-06-Empuxos-de-Terra-20181.pdf>; acedido em dezembro 2018.

<https://duroterra.com/applications/>; acedido em janeiro 2019.

https://www.dsiunderground.com.br/fileadmin/downloads/dsi_underground.at/dsi-underground-brasil-dywi-drill-hollow-bar-system-pt.pdf; acedido em janeiro 2019.

<https://www.earthtech.com/commercial/services/ductile-piles/>; acedido em 2019.

<https://www.pieux-battus.fr/images/telechargements/coulon-pieux-battus-download-sales-brochure.pdf>; acedido em dezembro 2018.

<https://www.solcon.fi/wp-content/uploads/2019/02/TRM-Piling-System-in-General.pdf>; acedido em janeiro 2019.

<https://www.solcon.fi/wp-content/uploads/2019/02/TRM-Piling-System-in-General.pdf>; acedido em dezembro 2018.

ANEXOS

ANEXO 1

Especificações, características resistentes do tubo e da micro-estaca de ferro fundido dúctil.

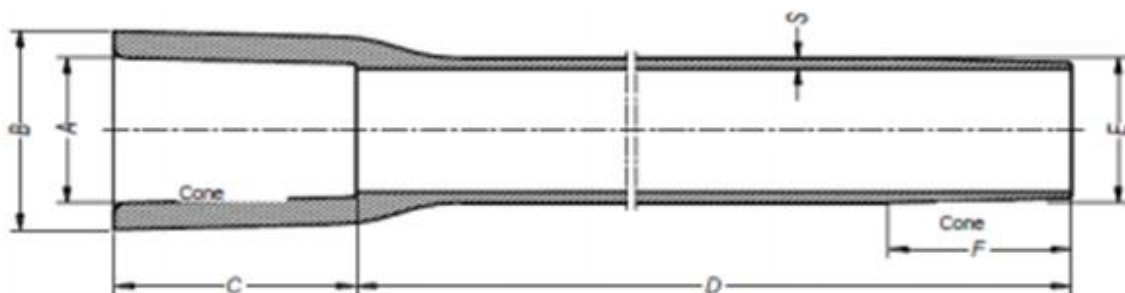


Figura A.1. Desenho em planta to tubo de ferro fundido dúctil. Fonte: <https://www.solcon.fi/wp-content/uploads/2019/02/TRM-Piling-System-in-General.pdf>

Tabela A.1. Principais dimensões do tubo ilustrado na Figura 6.1.

Fonte: <https://www.solcon.fi/wp-content/uploads/2019/02/TRM-Piling-System-in-General.pdf>

Section	Main dimension	Dimensions	Type 118	Type 170
Pile tube	Outside diameter <i>E</i>	mm	118	170
	Pile tube length <i>D</i>	mm	5000, 5500, 6000	5000, 5500, 6000
Socket	Inside diameter <i>A</i>	mm	118.5	171.5
	Outside diameter <i>B</i>	mm	≥ 162	≥ 220
	Cone		1 : 10 to 1 : 18	1 : 12 to 1 : 18
	Cone length <i>C</i>	mm	155	215
Pile shaft	Wall thickness ^a <i>S</i>	mm	7,5	9,0
			9,0	10,6
			10,6	-
	Straightness		according to ÓNORM EN 545:2011, clause 4.2.4	according to ÓNORM EN 545:2011, clause 4.2.4
Spigot	Cone		1 : 10 to 1 : 18	1 : 12 to 1 : 18
	Cone length <i>F</i>	mm	110	150
^a The wall thickness values shown are standard values; in case of (prior) structural analysis, other wall thickness values are also acceptable.				
NOTE Pile tube length <i>D</i> is the effectively useable length of the pile not considering cone length <i>C</i> .				

Tabela A.2. tolerâncias admissíveis para os tubos de ferro fundido dúctil.

Fonte: <https://www.solcon.fi/wp-content/uploads/2019/02/TRM-Piling-System-in-General.pdf>

Section	Main dimension	Dimensions	Type 118	Type 170
Socket	Inside diameter	A	mm	± 0,5
	Cone length	C	mm	± 1,0
Pile shaft	Outside diameter	E	mm	+1,5 or -1,0
	Wall thickness	S	mm	-0,8
	Pile tube length	D	mm	± 100
	Straightness			according to ONORM EN 545:2011, clause 4.2.4
Spigot	Outside diameter	E	mm	+1,5 or -1,0
	Cone length	F	mm	-20,0

NOTE A shipment of ductile cast iron piles may contain up to 10% short lengths. Shortening in 0,5-m-increments is permissible up to 1m.

Tabela A.3. Propriedades do material do ferro fundido dúctil.

Fonte: <https://www.solcon.fi/wp-content/uploads/2019/02/TRM-Piling-System-in-General.pdf>

Characteristics	Material characteristics ^a
Tensile strength	≥ 450 MPa
Proportionality limit; 0,2% yield strength	≥ 320 MPa
Elongation at rupture	≥ 10%
Brinell hardness	≤ 250 HB
Compressive strength	≥ 900 MPa
Elasticity modulus <i>E</i>	170000 MPa ^b

^a The values shown are 5 % fractile values.
^b Orientation values for structural analysis

Tabela A.4. Valores de resistência de cálculo de micro-estacas de ferro fundido dúctil.

Fonte: <https://www.solcon.fi/wp-content/uploads/2019/02/TRM-Piling-System-in-General.pdf>

Type	Nominal wall thickness	Normal load-bearing capacity design value N_{sd}		
		Pile	Pile + Concrete (C20/25)	Pile + Concrete (C25/30)
mm		kN		
118	7,5	833	944	972
	9,0	986	1091	1117
	10,6	1144	1243	1267
170	9,0	1457	1699	1759
	10,6	1699	1930	1988

A empresa filial da Keller Group Inc em França disponibiliza quadro com especificações no site www.pieux-battus.fr, incluindo algumas especificações dos tubos de ferro fundido dúctil certificados pela norma Francesa indicados na Tabela A.5.

Tabela A.5. Características dos tubos de ferro fundido dúctil de acordo com a norma Francesa

Fonte: <https://www.pieux-battus.fr/images/telechargements/coulon-pieux-battus-download-sales-brochure.pdf>

d	outside diameter	[mm]	118	118	118	170	170	170	170
t	wall thickness	[mm]	7.5	9.0	10.6	7.5	9.0	10.6	13.0
	construction length	[m]	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
	commercial weight	[kg/m]	21.0	24.4	28.0	33.8	37.2	42.6	52.0
	commercial weight	[kg/tube]	105	122	140	169	186	213	260
	commercial weight	[kg/bundle]	1,575	1,830	2,100	1,352	1,488	1,704	2,080
	packing unit	[tubes/bundle]	15	15	15	8	8	8	8
	packing unit	[m/bundle]	75	75	75	40	40	40	40
	bundle length	[m]	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5
	bundle width	[m]	620	620	620	720	720	720	720
	bundle height	[m]	420	420	420	375	375	375	375
Aa	section of ductile iron	[mm ²]	2,604	3,082	3,577	3,829	4,552	5,308	6,412
Ac	section of concrete	[mm ²]	8,332	7,854	7,359	18,869	18,146	17,390	16,286
Ia	moment of inertia of ductile iron	[cm ⁴]	399	461	521	1,267	1,480	1,693	1,989
Ic	moment of inertia of concrete	[cm ⁴]	552	491	431	2,833	2,620	2,406	2,111
Wei	elastic section modulus	[cm ³]	68	78	88	149	174	199	234
Wpi	plastic section modulus	[cm ³]	92	107	123	198	234	270	321
Npl,Rd	compression resistance	[kN]	972	1,117	1,267	1,540	1,759	1,988	2,323
Vpl,Rd	shear resistance	[kN]	306	362	421	450	535	624	754
MRd	bending moment	[kNm]	29.3	34.3	39.3	63.4	74.7	86.3	102.8
EI	bending stiffness	[kNm ²]	679	783	885	2,153	2,515	2,879	3,382

The resistances of the tubes are determined according to the French design standard NF P 94-262 for the implementation of Eurocode 7 (deep foundations) and the Eurocodes that relate to them. The calculations are conducted with the following cast iron specifications: yield strength $R_{p0.2}=320$ MPa, module of elasticity $E=170,000$ MPa.

A Tabela A.6 ilustra resultados de cargas admissíveis estabelecidos pela norma (z-34-25-202, (2009)), ensaio de carga estático de compressão aos tubos de ferro fundido dúctil, TRM, de diferentes diâmetros e espessuras.

Tabela A.6. Carga de compressão máxima a ser aplicado nos ensaios de compressão de micro-estacas de ferro fundido dúctil estabelecido pela norma z-34-25-202, 2009, adaptado de Caetano (2014).

Tipo de microestaca TRM	Carga de compressão máxima
	[kN]
Ø118,0 x 7,5	750
Ø118,0 x 9,0	890
Ø118,0 x 10,6	1030
Ø170,0 x 9,0	1310
Ø170,0 x 10,6	1520

A Tabela A.7 contem valores de resistência á compressão para diferentes calculados para micro-estacas de ferro fundido dúctil contabilizando as contribuições do tubo de ferro fundido dúctil e do preenchimento interior com microbetão indicados na Tabela A.8, admitindo um coeficiente de segurança de 1,5 e 11 respetivamente.

Tabela A.7. Resistência à compressão calculadas para as micro-estacas TRM (adaptado de Caetano, 2014).

Microestaca	A_s [mm ²]	A_b [mm ²]	N [kN]
118 x 7,5 mm	2604	8332	897
118 x 9,0 mm	3082	7854	1028
170 x 9,0 mm	4552	18146	1628
170 x 10,6 mm	5308	19557	1835

Tabela A.8. Valores intrínsecos dos materiais da micro-estaca, Caetano (2014)

Selagem C25/30	Ferro fundido dúctil
f_{ok} [MPa]	f_{yk} [MPa]
25	320

A Tabela A.9 ilustra os parâmetros utilizados na determinação da resistência da ligação entre o ferro fundido dúctil e o microbetão.

Tabela A.9. Parâmetros utilizados na determinação da resistência entre o ferro fundido dúctil e o microbetão, Caetano (2014)

$T_{r,k}$	[N/mm ²]	0,32
$\gamma_{M,v}^{(3)}$	--	2,1
μ_k	--	0,5

⁽³⁾ A norma z-34.25-202 estabelece dois valores, 2,1 e 1,8, valores mais condicionantes aos estabelecidos pela EC7 e EN14199.

ANEXO 2

Propriedades resistentes do terreno e correlações empíricas

A empresa fabricante de tubos TRM também disponibiliza os ábacos indicados na Figura A.2 para determinar as forças de atritos laterais entre a micro-estaca e o solo baseado nos resultados do SPT.

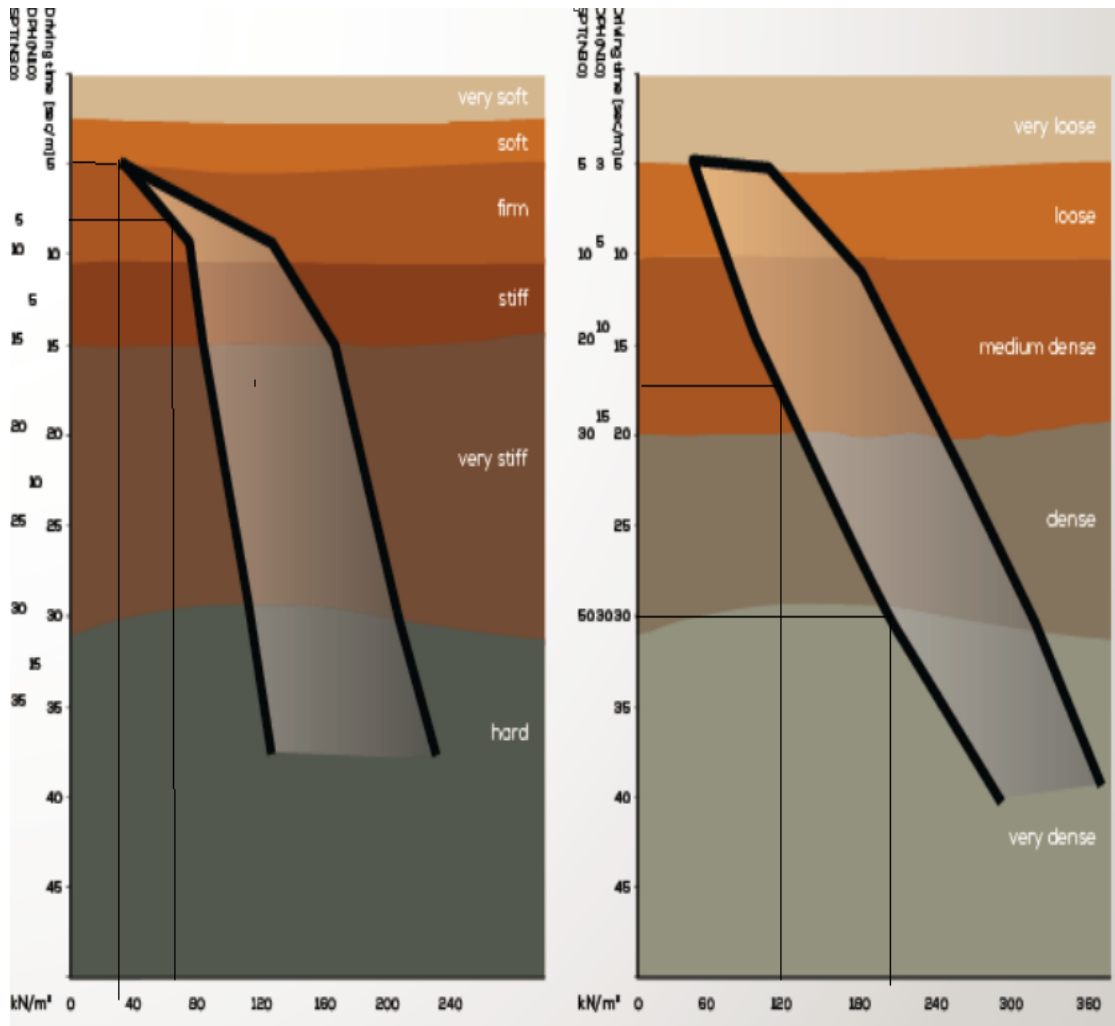


Figura A.2. Ábaco de correlação para obtenção de atrito lateral. Fonte: Tiroler Röhren- und Metallwerke, (TRM 2014).

Nas tabelas seguintes (A.10 a A.12) encontram-se os valores de resistências, de ângulos de atrito e coeficiente de adesão entre o solo e vários materiais de construção.

Tabela A.10. Valores de resistência na ligação entre os micro-estacas e diferentes tipos de solos. Adaptado FHWA, 2005.

Soil/Rock Description (1)	Range of Grout-to-Ground Bond Strength (kPa)			
	Type A (2)	Type B (3)	Type C (4)	Type D (5)
Silts and Clays	35-120	35-190	50-190	50-190
Sands and Gravels	70-265	70-360	95-360	95-385
Soft to Medium Rock	205-2,070	N/A	N/A	N/A
Hard Rock	1380-4,200 (maximum)	N/A	N/A	N/A

Tabela A.11. Ângulo de atrito da interface entre solo/rocha e vários materiais de construção segundo Bowles 1988. Adaptado de Reis (2006).

Tipos de interface	ϕ (graus)
Concreto massa	
Rocha sã	35
Pedregulho a areia grossa	29-31
Areia fina a areia média, silte médio a grosso, pedregulho siltoso.	24-29
Areia fina siltosa ou argilosa, silte e arenoso.	19-24
Silte arenoso	17-19
Argila rija a dura ou pré-adensada	22-26
Argila mediamente rígida	17-19
Aço	
Pedregulho a areia grossa	22
Areia fina a areia média, silte médio a grosso, pedregulho siltoso.	17
Silte arenoso a areia fina siltosa ou argilosa, silte arenoso.	11-14
Concreto moldado com forma	
Pedregulho a areia grossa	22-26
Areia fina a areia média, silte médio a grosso, pedregulho siltoso.	17-22
Silte arenoso a areia fina siltosa ou argilosa, silte arenoso.	14-17
Madeira em solo	14-16

Tabela A.12. Ângulo de atrito da interface estaca-areias, segundo Randolph 1985. Adaptado de Reis (2006).

Tipos de interface	ϕ (graus)
Areia muito fofa e silte arenoso médio compacto	15
Areia fofa a mediamente compacta e silte compacto	20
Areia mediamente compacta a compacta	25
Areia compacta a muito compacta	30
Pedregulo compacto e areia muito compacta	35

As Tabelas A.13 e A.14 propõe diversos métodos de estimação do coeficiente de empuxo em repouso do solo (k_0).

Tabela A.13. Correlações empíricas para a estimação do coeficiente de empuxo em repouso (ko). Fonte: <http://www.ufjf.br/nugeo/files/2013/06/MARANGON-2018-Cap%C3%ADtulo-06-Empuxos-de-Terra-20181.pdf>

Equação	Utilização	Autor
$K_0 = (1 - \text{sen } \varphi')$	Areias	Jaky (1944) Expressão simplificada
$K_0 = \left(1 + \frac{2}{3} \text{sen } \varphi'\right) \cdot \frac{1 - \text{sen } \varphi'}{1 + \text{sen } \varphi'}$	Argilas normalmente adensadas (Bishop, 1958)	Jaky (1944) Expressão original
$K_0 = (1 - \text{sen } \varphi') \cdot (\text{OCR})^{\text{sen } \varphi'}$	Argilas pré-adensadas	Extensão da fórmula de Jaki (1944)
$K_0 = 0,5 (\text{OCR})^{0,5}$		Extensão da fórmula de Jaki (1944) Expressão simplificada ($\varphi = 30^\circ$)
$K_0 = (0,95 - \text{sen } \varphi')$	Argilas normalmente adensadas	Brooker Ireland (1965)
$K_0 = 0,19 + 0,233 \cdot \log (\text{IP})$	Argilas normalmente adensadas	Alpan (1967)

Sendo: φ' = ângulo de atrito efetivo, OCR = razão de pré-adensamento, IP = índice de plasticidade (em %)

Tabela A.14. Valores genéricos de coeficiente de empuxo em repouso (ko)
Fonte: <http://www.ufjf.br/nugeo/files/2013/06/MARANGON-2018-Cap%C3%ADtulo-06-Empuxos-de-Terra-20181.pdf>

Solo	K_0
argila	0,70 a 0,75
Areia solta	0,45 a 0,50
Areia compacta	0,40 a 0,45