



FEUP Universidade do Porto
Faculdade de Engenharia

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS
SUJEITAS A COMPRESSÃO AXIAL.
APLICAÇÕES NA REGIÃO ADMINISTRATIVA ESPECIAL DE
MACAU**

Tiago Alberto Bonucci Pias Pereira

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de mestre em
Estruturas de Engenharia Civil

Dissertação realizada sob a supervisão do Professor Manuel Matos Fernandes do
Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
e do Professor Henrique Novais Ferreira, do Laboratório de Engenharia Civil de Macau

RESUMO

O conhecimento da forma como as estacas transmitem esforços ao terreno é essencial para um dimensionamento consciente de fundações. A prática corrente em Macau (e no vizinho território de Hong Kong) continua a ser o dimensionamento através de factores globais de segurança. À parte desta inconsistência em termos de fiabilidade, a prática corrente em termos de cálculo é caracterizada por simplificações que contrastam com o detalhe associado ao dimensionamento estrutural. Enquanto empirismo é inevitável, fruto das incertezas relativas à caracterização do material solo/rocha, à determinação do estado de tensão e dos efeitos do processo de instalação, assim como da própria complexidade do problema, é fundamental identificar os principais factores que afectam o desempenho das estacas.

À Engenharia exige-se segurança e eficiência na gestão de recursos. Ambas só podem ser satisfeitas em simultâneo quando o processo decisório é assente em bases racionais.

No dimensionamento de fundações, sendo a adopção de simplificações inevitável, é indispensável conhecer as hipóteses subjacentes, por forma a averiguar a aplicabilidade desses métodos e perceber o nível de incerteza associado.

No presente trabalho exploram-se os vários aspectos do comportamento de estacas individuais, estudando-se diferentes métodos para o cálculo das resistências lateral e de ponta, assim como o cálculo de assentamentos. Uma metodologia para avaliação de assentamentos e esforços ao longo da estaca e que permite o estudo dos efeitos do atrito negativo mediante a consideração da interacção solo-estaca é introduzida. As condições específicas da região de Macau são analisadas, tanto no que se refere à sua geologia como aos tipos de soluções de fundação utilizadas. Para esse efeito, fez-se um levantamento das características geológicas e geotécnicas desta região e dois exemplos de cálculo são apresentados.

ABSTRACT

Knowledge of the mechanism through which piles transmit loads to the soil or rock is essential for a conscious foundation design. Current practice in Macau (and in the neighbour territory of Hong Kong) is still based in global safety factor design. Apart from this inconsistency in terms of reliability, it is often the case that calculations are characterized by simplifications that are in contrast with the detail associated with structural design.

Although empiricism is unavoidable, due to uncertainties in the characterization of the soil/rock material, determination of stress state, installation effects, as well as the complexity of the problem itself, it is important that the main factors that influence pile performance be identified.

Safety and efficient management of resources is demanded of Engineering. These can only be satisfied simultaneously when the decision making process has a rational basis.

In foundation design, whereas adoption of simplifications is inevitable, it is essential to understand the assumptions that underlie these simplifications, so as to study their applicability and understand the risk associated with their adoption.

In the present work, various aspects of individual pile behaviour are explored. Different methods for calculation of pile skin friction and point resistances as well as settlements are studied. A methodology for evaluation of forces and settlements along the pile and that allows for the effects of negative skin friction via soil-pile interaction analysis is introduced. Specific conditions of the Macau region are analysed, these referring to geology as well as typical pile solutions. A review of geotechnical data was performed and two calculation examples are presented.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho só foi possível devido à ajuda e apoio dos meus Orientadores, da minha Família e de Amigos e Colegas de profissão. Aqui vos dedico a minha sincera gratidão.

- ❖ À minha Família – por tudo.

- ❖ Professor Henrique Novais Ferreira – pela amizade, pela insistência em seguir em frente com este trabalho. Pelos ensinamentos. Pelo exemplo como pessoa e profissional.

- ❖ Professor Manuel Matos Fernandes – por todo o seu apoio e motivação e por ter aceite orientar-me nestas difíceis condições.

- ❖ Joana Alves Cardoso – que mais que ninguém, me acompanhou e ajudou nesta difícil “batalha”.

- ❖ Dr. Mário Cardoso e Fernanda Cardoso – que me receberam melhor e ajudaram mais do que poderia imaginar ou sei agradecer.

- ❖ Amigos – pela vossa compreensão, amizade, sugestões e apoio contínuo. Vocês sabem quem são.

Aos meus Pais

ÍNDICE DE TEXTO

SIMBOLOGIA.....	27
Capítulo 1 – Introdução	33
1.1 – Fundações profundas	33
1.2 – Estados limites. Relação carga – assentamento.	34
1.3 – Capacidade de carga	35
1.4 – Atrito negativo	36
1.5 – Região Administrativa Especial de Macau (RAEM).....	37
1.5 – Fundações em Macau.....	39
1.6 – Objectivos e enquadramento da dissertação	40
Capítulo 2 – Características geológicas e geotécnicas da região de Macau.....	43
2.1 – Introdução	43
2.2 – Substrato granítico	44
2.2.1 – Alteração dos granitos.....	44
2.2.2 – Granitos são a pouco alterados (Graus I e II).....	50
2.2.3 – Estratos saprolíticos (Grau V).....	51
2.3 – Depósitos superficiais	54
2.3.1 – Solos residuais e coluviões (Grau VI)	54
2.3.2 – Aluviões plistocénicas	54
2.3.3 – Depósitos fluvio-marinhas.....	57
2.4 – Correlações	61
2.4.1 – Areias e saprólitos.....	61
2.4.2 – Argilas.....	68
2.4.3 – Rochas.....	72
2.5 – Análise estatística de parâmetros geotécnicos	79
Anexo 2.1 – Unidades geotécnicas da região de Macau.....	83
Capítulo 3 – Generalidades sobre o comportamento de estacas sob carregamento vertical.....	87
3.1 - Introdução	87
3.2 - Classificação de estacas	92
3.3 - Estacas cravadas.....	93
3.4 - Estacas moldadas	95
3.5 - Carga última de estacas.....	95
3.6 - Atrito negativo, forças residuais e profundidade crítica	98
3.7 – Procedimentos regulamentares	99
3.7.1 - Generalidades	99
3.7.2 – Verificação da capacidade de carga.....	99
Capítulo 4 – Resistência lateral de estacas sob compressão axial.....	107
4.1 – Análise em tensões totais e efectivas	107
4.2 – Solos não coesivos	108
4.2.1 - Generalidades	108
4.2.2 - Estacas Cravadas	109
4.2.3 – Estacas Moldadas	118

4.3 – Solos coesivos	120
4.3.1 – Estacas cravadas de grandes deslocamentos	120
4.3.2 – Estacas cravadas de pequenos deslocamentos	132
4.3.3 – Estacas moldadas	133
4.4 – Quadros resumo	135
4.5 – Profundidade Crítica	139
Capítulo 5 – Resistência de ponta de estacas	145
5.1 – Introdução	145
5.2 – Resistência de ponta em solos não coesivos	147
5.2.1 - Introdução	147
5.2.2 – Mecanismos associados à formação de superfícies de deslizamento	148
5.2.3 – Mecanismos associados à expansão plástica de uma cavidade esférica na base da estaca	153
5.2.5 – Resistência mobilizada para um determinado assentamento	163
5.3 – Resistência de ponta em solos coesivos	164
5.4 – Resistência de estacas de base aberta	166
5.4.1 – Introdução	166
5.4.2 – Estacas tubulares	167
5.4.3 – Estacas H	173
Anexo 5.1 – Gráficos para obtenção de q_b de acordo com Fleming et al (1992) e Randolph et al/Carter (1993)	177
Anexo 5.2 – Valores de X_p , A_b e perímetro de acordo com De Beer et al	191
Capítulo 6 – Cálculo de estacas isoladas baseado em ensaios de campo	193
6.1 – Introdução	193
6.2 – Método de Meyerhof	194
6.3 – Método ICP	195
6.3.1 – Introdução	195
6.3.2 – Estacas cilíndricas em areias	197
6.3.3 – Estacas cilíndricas em argilas	200
6.3.4 – Estacas H em areias e argilas	204
Capítulo 7 – Assentamento de estacas isoladas. Atrito negativo.....	207
7.1 – Introdução	207
7.2 – Proposta de Fleming (1992) para avaliação de assentamentos	209
7.2.1 – Estacas rígidas	209
7.2.2 – Deformação Elástica	212
7.2.3 - Método simplificado	213
7.2.4 – Método rigoroso	220
7.3 – Atrito Negativo	225
Capítulo 8 – Estacas PHC – exemplo de cálculo.....	235
8.1 – Introdução	235
8.2 – Caracterização geotécnica	241
8.2.1 - Introdução	241
8.2.2 – Descrição dos estratos	244
8.3 – Análise das estacas (valores médios dos parâmetros)	256
8.3.1 - Generalidades	256

8.3.2 – Resultados de ensaios de carga. Comparação com valores estimados	257
8.4 – Capacidade das estacas (valores característicos dos parâmetros).....	269
8.5 – Resistência estrutural	270
8.6 – Verificação da segurança relativamente ao estado limite último.....	272
8.6.1 – EN 1997 - Procedimento “estaca-modelo”	272
8.6.2 – Regulamento de Fundações de Macau.....	274
8.6.3 – EN 1997 - Procedimento Alternativo	276
8.6.4 – EN 1997 – Abordagem 3	278
8.6.5 – Conclusões	279
8.7 – Verificação da segurança relativamente aos estados limites de utilização	282
8.7.1 - Verificação sem considerar atrito negativo	284
8.7.2 – Verificação considerando o atrito negativo	291
Anexo 8.1 – Resultados de ensaios SPT (anteriores às dragagens)	303
Anexo 8.2 – Análise estatística de parâmetros geotécnicos	309
A.8.2.1 – Aluviões Argilosas	310
A.8.2.2 – Aluviões Arenosas	312
A.8.2.3 –Estratos saprolíticos (CDG)	313
Anexo 8.3 – Cálculo das estacas “virtuais”. Análise com valores médios dos parâmetros	315
A.8.3.1 – Cálculo da estaca virtual BH-1D	316
A.8.3.2 – Cálculo da estaca virtual BH-3A	329
A.8.3.3 – Cálculo da estaca virtual BH-3D	335
Anexo 8.4 – Cálculo das estacas “virtuais”. Análise com valores característicos dos parâmetros.....	341
A.8.4.1 – Cálculo da estaca virtual BH-1D	342
A.8.4.2 – Cálculo da estaca virtual BH-3A	352
A.8.4.3 – Cálculo da estaca virtual BH-3D	357
Capítulo 9 – Estacas encastradas em rocha	363
9.1 – Introdução. Propriedades relevantes para o dimensionamento.....	363
9.2 – Resistência de ponta.....	364
9.2.1 - Geral	364
9.2.2 – Rocha maciça	364
9.2.3 – Maciço rochoso com diaclases verticais	366
9.2.4 – Maciço rochoso com diaclases inclinadas	369
9.2.5 – Maciço com duas ou mais direcções de descontinuidades	371
9.2.6 – Outras expressões.....	375
9.3 – Resistência lateral	376
9.3.1 – Considerações gerais.....	376
9.3.2 – Fórmulas para o cálculo da resistência atrítica	380
9.4 – Cálculo de assentamentos	385
9.4.1 – Considerações gerais.....	385
9.4.2 – Proposta de Kulhawy e Carter	387
9.4.3 – Método de Rowe e Armitage (1987a).....	390
9.5 – Exemplo de cálculo.....	393
9.6 – Observações	398

Anexo 9.1 – Gráficos de Rowe e Armitage (1987a) para o cálculo de assentamentos de estacas encastradas em rocha.	400
Capítulo 10 – Conclusões	405
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	413
Anexo A – Código (Visual Basic for Applications) – Pressão limite de cavidades cilíndricas ou esféricas de acordo com a formulação de Carter et al (1986)	423
Anexo B – Código (Visual Basic for Applications) – Expansão de uma cavidade cilíndrica ou esférica de acordo com a formulação de Yu & Houlsby (1991)	427
Anexo C – Código (Visual Basic for Applications) – Método Rigoroso.....	433

ÍNDICE DE QUADROS

Capítulo 2

Quadro 2. 1 – Unidades geotécnicas de Macau. Descrição e idade geológica	43
Quadro 2. 2 – Classificação do material rochoso relativamente ao grau de alteração.....	47
Quadro 2. 3 – Classificação de maciços rochosos	48
Quadro 2. 4 – Classificação de maciços rochosos (ISRM).....	49
Quadro 2. 5 – Parâmetros mecânicos de complexos graníticos de Macau (graus I e II) ..	51
Quadro 2. 6 – Localização dos estudos efectuados.....	51
Quadro 2. 7 – Características geotécnicas típicas de saprólitos em Hong Kong 1/2 (GEO No. 1/2007)	52
Quadro 2. 8 - Características geotécnicas típicas de saprólitos em Hong Kong 2/2 (GEO No. 1/2007)	52
Quadro 2. 9 – Parâmetros geotécnicos de um depósito saprolítico em Hong Kong (Schnaid et al, 2000)	53
Quadro 2. 10 - Parâmetros geotécnicos (Marques, 1988).....	53
Quadro 2. 11 – Análise estatística de resultados de ensaios triaxiais em Macau (16 ensaios)	53
Quadro 2. 12 - Parâmetros geotécnicos (Marques, 1988).....	55
Quadro 2. 13 - Granulometria das aluviões plistocénicas no AIM (Novais Ferreira, 1997)	56
Quadro 2. 14 - Índices físicos das aluviões plistocénicas (Argila) no AIM (Novais Ferreira, 1997).....	56
Quadro 2. 15 - Índices físicos das aluviões plistocénicas (Areia Siltosa) no AIM (Novais Ferreira, 1997).....	56
Quadro 2. 16 - Parâmetros de resistência e de compressibilidade das aluviões plistocénicas (Areia Siltosa) no AIM (Novais Ferreira, 1997)	56
Quadro 2. 17 – Parâmetros mecânicos das aluviões no AIM (Novais Ferreira, 1997).....	56
Quadro 2. 18 – Parâmetros geotécnicos (Marques, 1988)	58
Quadro 2. 19 – Granulometria do depósito marinho no AIM - Aeroporto Internacional de Macau (Novais Ferreira, 1997)	58
Quadro 2. 20 – Índices físicos dos depósitos sedimentares marinhos no AIM (Novais Ferreira, 1997).....	58
Quadro 2. 21 – Parâmetros de compressibilidade dos depósitos marinhos no AIM (Novais Ferreira, 1997).....	59
Quadro 2. 22 - Parâmetros resistentes dos depósitos marítimos no AIM (Novais Ferreira, 1997)	59
Quadro 2. 23 – Valores indicativos para areias (GDF, 1998).....	61
Quadro 2. 24 – Valores de ER_r (GDF, 1998).....	62
Quadro 2. 25 – Factor de correcção para o comprimento das varas (GDF, 1998)	62
Quadro 2. 26 – Propostas para ϕ' (em Das, 1999).....	63
Quadro 2. 27 - Valores indicativos do ângulo de atrito de volume constante e de pico (M. Fernandes, 2006).....	64
Quadro 2. 28 – Valores do coeficiente S	67

Quadro 2. 29 – Consistência de argilas em função da resistência não drenada (GDF, 1998)	69
Quadro 2. 30 – Razão de resistência correspondente a um ensaio de corte directo simples (DSS) e a compressão não drenada em condições de confinamento “in situ” (CK ₀ U) – Kulhawy, 1993	70
Quadro 2. 31 - Classificação RMR ₈₉ – GEO No. 1/2006 e Turner (2006)	72
Quadro 2. 32 – Diversas propostas para estimativa de E _M	75
Quadro 2. 33 – Base de dados da GEO No. 1/2006 e valores derivados de E _M	77
Quadro 2. 34 – Coeficientes k _n (Frank et al, 2004)	80
Quadro 2. 35 – Valores de COV (Duncan, 2000)	81
Quadro 2. 36 - Valores de COV (Baecher e Christian, 2000)	81

Capítulo 3

Quadro 3. 1 – Razão entre a resistência de ponta mobilizada em estacas moldadas e cravadas para determinados valores de assentamento	90
Quadro 3. 2 – Coeficientes parciais de segurança – estacas comprimidas (Regulamento de Fundações de Macau, 1998)	101
Quadro 3. 3 – Coeficientes parciais de segurança para a resistência da estaca (EN 1997-1)	104
Quadro 3. 4 – Coeficientes parciais de segurança para as acções (EN 1997-1)	104
Quadro 3. 5 – Coeficientes parciais de segurança para as propriedades do solo/rocha (EN 1997-1)	104
Quadro 3. 6 – Coeficientes ξ_3 e ξ_4 (EN 1997-1)	105

Capítulo 4

Quadro 4. 1 - Propostas para valores de K – Braja Das (1999)	109
Quadro 4. 2 – Características das areias utilizadas neste estudo (Pando et al, 2006)	114
Quadro 4. 3 – Ângulos de atrito de volume constante e de pico das areias estudadas (Pando et al, 2006)	114
Quadro 4. 4 - Parâmetros de rugosidade das superfícies (Pando et al, 2006)	114
Quadro 4. 5 – Resultados para a Areia 1 (I _D = 64.4 %)	115
Quadro 4. 6 - Resultados para a Areia 2 (I _D = 63.1 %)	115
Quadro 4. 7 – Valores de β para estacas cravadas em areias soltas a medianamente densas e saprólitos em Hong Kong (GEO No.1/2006)	117
Quadro 4. 8 – Valores obtidos do ângulo de atrito solo-estaca (expresso em função do ângulo de atrito do solo)	123
Quadro 4. 9 – Valores de α segundo o Guia de Dimensionamento de Fundações (Novais Ferreira et al. 1998)	125
Quadro 4. 10 – Estacas cravadas em areias	135
Quadro 4. 11 – Estacas cravadas em argilas	136
Quadro 4. 12 – Estacas cravadas em argilas (continuação)	137
Quadro 4. 13 - Estacas moldadas em areias	138
Quadro 4. 14 – Estacas moldadas em argilas	138

Capítulo 5

Quadro 5. 1 – Valores do coeficiente S em função da percentagem de finos.....	155
Quadro 5. 2 – X_p para perfis HP de acordo com De Beer et al (1979)	192

Capítulo 6

Quadro 6. 1 – Método de Meyerhof: coeficientes m e n.	194
Quadro 6. 2 - Resistência Lateral de Estacas Cilíndricas Fechadas	197
Quadro 6. 3 - Resistência lateral de Estacas Tubulares de Base Aberta.....	198
Quadro 6. 4 - Resistência de Ponta de Estacas de Base Fechada	199
Quadro 6. 5 - Resistência de Ponta de Estacas de Base Aberta.....	199
Quadro 6. 6 - Resistência Lateral de Estacas Cilíndricas Fechadas	201
Quadro 6. 7 - Resistência lateral de Estacas Tubulares de Base Aberta.....	202
Quadro 6. 8 - Resistência de Ponta de Estacas de Base Fechada	203
Quadro 6. 9 - Resistência de Ponta de Estacas de Base Aberta.....	204

Capítulo 7

Quadro 7. 1 - Estacas moldadas em argilas	216
Quadro 7. 2 - Estacas moldadas em areias.....	216
Quadro 7. 3 - Estacas moldadas em margas e xistos argilosos.....	216

Capítulo 8

Quadro 8. 1 – Propriedades dos materiais	240
Quadro 8. 2 – Dimensões; Estribos; Massa	240
Quadro 8. 3 – Propriedades mecânicas	240
Quadro 8. 4 – Aluvião (Argila).....	244
Quadro 8. 5 – Aluvião (Argila) (continuação).....	245
Quadro 8. 6 - Valores dos parâmetros utilizados na análise	245
Quadro 8. 7 – Aluvião (Areia)	247
Quadro 8. 8 – Resultados dos ensaios SPT e valores derivados.....	248
Quadro 8. 9 – Valores médios obtidos do SPT em cada sondagem	248
Quadro 8. 10 – Valores dos parâmetros utilizados na análise	249
Quadro 8. 11 – CDG (Granito Completamente Decomposto).....	251
Quadro 8. 12 – Valores dos parâmetros utilizados na análise	254
Quadro 8. 13 – Resistência lateral e de ponta – estimativas para cada sondagem	258
Quadro 8. 14 – Resistência lateral obtida no ensaio de carga dinâmico (DLT)	258
Quadro 8. 15 – Resultados do ensaio de carga estático (SLT)	260
Quadro 8. 16 - Método simplificado: Resultados – $M_s= 0,001$	261
Quadro 8. 17 - Método simplificado: Resultados – $M_s= 0,004$	262
Quadro 8. 18 - Método simplificado: Resultados – $M_s= 0,01$	263
Quadro 8. 19 – Assentamentos calculados e medidos.	265
Quadro 8. 20 – Análise com base no método rigoroso para um carregamento de 6109 kN ($E_b = 750$ MPa)	267

Quadro 8. 21 – Valores característicos da capacidade das estacas	269
Quadro 8. 22 – Coeficientes parciais de segurança para as propriedades do solo.....	278
Quadro 8. 23 – Valores de cálculo dos parâmetros	278
Quadro 8. 24 – Valores de cálculo da resistência obtidos	279
Quadro 8. 25 – Resumo: resistência obtida com os vários métodos.....	279
Quadro 8. 26 – Resistências mobilizadas para um assentamento de 41,9 mm.....	281
Quadro 8. 27 – Resistências mobilizadas para um assentamento de 50 mm.....	281
Quadro 8. 28 – Resumo: verificação considerando a resistência mobilizada para assentamentos limites.....	282
Quadro 8. 29 – Parâmetros obtidos considerando valores característicos dos parâmetros do solo.....	283
Quadro 8. 30 – Parâmetros considerados (método simplificado).....	285
Quadro 8. 31 – Resultados (Método Simplificado)	286
Quadro 8. 32 – Resultados para um carregamento de $G_k + Q_k = 2700$ kN.....	286
Quadro 8. 33 – Valores da resistência característica, determinada a partir da curva carga- assentamento estimada anteriormente em 8.3.2.1	287
Quadro 8. 34 – Resultados (Método rigoroso).....	288
Quadro 8. 35 - Valores da resistência característica, determinada a partir da curva carga- assentamento estimada anteriormente em 8.4.2.2.....	290
Quadro 8. 36 – Resistência lateral ao longo do fuste adoptada	293
Quadro 8. 37 – Parâmetros e resultados do cálculo	294
Quadro 8. 38 – Resistência lateral adoptada no cálculo	300
Quadro 8. 39 - Resultados.....	300
Quadro 8. 40 – APL (Argila) – Análise estatística	310
Quadro 8. 41 – APL (Argila) – Análise estatística (continuação)	310
Quadro 8. 42 – APL (Argila) – Análise estatística (continuação)	311
Quadro 8. 43 - Análise estatística dos parâmetros da APL (Areia)	312
Quadro 8. 44 - Análise estatística dos parâmetros da APL (Areia) - continuação	312
Quadro 8. 45 - Análise estatística dos parâmetros da APL (Areia) - continuação	312
Quadro 8. 46 – Valores médios obtidos do SPT em cada sondagem	313
Quadro 8. 47 – Análise estatística dos parâmetros do CDG.....	313
Quadro 8. 48 – Análise estatística dos parâmetros do CDG (continuação).....	313
Quadro 8. 49 – Análise estatística dos parâmetros do CDG (continuação).....	314
Quadro 8. 50 – Estratigrafia (BH-1D)	316
Quadro 8. 51 – Descrição dos estratos; Estado de tensão e parâmetros	317
Quadro 8. 52 – Método α	318
Quadro 8. 53 – Método β	319
Quadro 8. 54 – Resultados	320
Quadro 8. 55 – q_b de acordo com as propostas de Berezantzev et al, Hansen e Fleming et al.....	323
Quadro 8. 56 – q_b obtido com a metodologia de Randolph et al, com p_{Lim} calculado com a solução de Carter et al.....	324
Quadro 8. 57 - q_b obtido com a metodologia de Yasufuku et al; q_b para a aluvião argilosa	325
Quadro 8. 58 – Resultados	326
Quadro 8. 59 - Estratigrafia (BH-3A).....	329

Quadro 8. 60 – Descrição dos estratos; Estado de tensão e parâmetros	330
Quadro 8. 61 – Resultados	331
Quadro 8. 62 – Resultados	333
Quadro 8. 63 -Estratigrafia (BH-3D)	335
Quadro 8. 64 – Descrição dos estratos; Estado de tensão e parâmetros	336
Quadro 8. 65 – Resultados	337
Quadro 8. 66 – Resultados	339
Quadro 8. 67 – Descrição dos estratos; Estado de tensão e parâmetros	342
Quadro 8. 68 – Método α	343
Quadro 8. 69 – Método β	344
Quadro 8. 70 – Resultados	345
Quadro 8. 71 – q_b de acordo com as propostas de Berezantzev et al, Hansen e Fleming et al.....	347
Quadro 8. 72 – q_b obtido com a metodologia de Randolph et al, com p_{Lim} calculado com a solução de Carter et al.....	348
Quadro 8. 73 - q_b obtido com a metodologia de Yasufuku et al; q_b para a aluvião argilosa	349
Quadro 8. 74 – Resultados	350
Quadro 8. 75 – Descrição dos estratos; Estado de tensão e parâmetros	352
Quadro 8. 76 – Resultados	353
Quadro 8. 77 – Resultados	355
Quadro 8. 78 – Descrição dos estratos; Estado de tensão e parâmetros	357
Quadro 8. 79 – Resultados	358
Quadro 8. 80 – Resultados	360

Capítulo 9

Quadro 9. 1 – Classes de rugosidade da interface estaca-rocha.....	381
Quadro 9. 2 – Factor redutor da resistência lateral devido ao processo construtivo e qualidade de execução, η_c	385
Quadro 9. 3 – Análise estatística (91 ensaios)	393
Quadro 9. 4 – Quantificação do RMR ₈₉ e do GSI (Capítulo 2).....	394
Quadro 9. 5 – Comparação de diversas propostas para a resistência de ponta (valores característicos e de cálculo)	394
Quadro 9. 6 – Resistência lateral e de ponta em função do comprimento do encastramento	395

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 1

Figura 1. 1 – Delta do Rio das Pérolas (Macau; Hong Kong)	37
Figura 1. 2 – Macau, Taipa e Coloane	37
Figura 1. 3 – Estaleiro na Ilha da Taipa	38
Figura 1. 4 – Cravação de estacas PHC	39
Figura 1. 5 – Estacas PHC	39
Figura 1. 6 – Ensaio estático (vista geral).....	40
Figura 1. 7 – Disposição do macaco hidráulico e sistema de reacção	40

Capítulo 2

Figura 2. 1 – Perfis geológicos: Macau e Taipa.....	45
Figura 2. 2– Perfis geológicos: Coloane	46
Figura 2. 3 – Transformações químicas resultantes do processo de alteração de granitos (Irfan 1996, em GEO No.1/2007)	50
Figura 2. 4 – Resistência não drenada para depósitos fluvio-marinhos (DFM) – comparação de várias propostas ($\gamma' = 5,44 \text{ kN/m}^3$)	60
Figura 2. 5 – Ângulo de dilatância para diferentes níveis de compactidade, derivado a partir da correlação de Bolton (1986)	65
Figura 2. 6 – Ângulo de dilatância para diferentes níveis de compactidade, derivado a partir da correlação de Bolton (1986) – $p' \leq 1 \text{ MPa}$	66
Figura 2. 7 – Ângulo de atrito de pico em função do índice de plasticidade - Terzaghi, Peck e Mesri, 1996 (em Matos Fernandes, 2006).....	70
Figura 2. 8 - Ângulo de atrito residual em função de w - Stark e Eid, 1994 (em Sabatini et al, 2002)	71
Figura 2. 9 – Relação entre o ângulo de atrito residual, ϕ'_r , e o ângulo de atrito de pico, ϕ' - Mesri et al, 1986, (em Ortigão, 2007)	71
Figura 2. 10 - Correlação de Bieniawski	74
Figura 2. 11 - Correlações de Liang & Yang e Hooke & Diederichs ($D = 1$; $D = 0,5$)... ..	75
Figura 2. 12 – Comparação das três propostas em função do RMR_{89} (equação de Hoek & Diederichs com $D = 1$).....	76
Figura 2. 13 – Comparação das propostas da GEO No.1/2006 e de Hoek & Diederichs ($D = 1$)	76
Figura 2. 14 – Correlação obtida com os valores derivados de E_M	78
Figura 2. 15 – Proposta simplificada de Hoek & Diederichs ($D = 1$); comparação com a base de dados da GEO No.1/2006	79
Figura 2. 16 - Mapa de unidades geotécnicas - Macau (Marques em Lamas e Garanito, 2002)	84
Figura 2. 17 – Mapa de unidades geotécnicas - Taipa (Marques em Lamas e Garanito, 2002)	84
Figura 2. 18 - Mapa de unidades geotécnicas - Coloane (Marques em Lamas e Garanito, 2002)	85

Capítulo 3

Figura 3. 1 – Mecanismo de transferência de carga de estacas solicitadas axialmente	87
Figura 3. 2 – Diagrama carga-assentamento de uma estaca solicitada axialmente (adaptado de Fleming et al, 1992).....	89

Capítulo 4

Figura 4. 1– Factor de carga N_q segundo Berezantzev et al (1961).....	110
Figura 4. 2– Ângulo de atrito solo-estaca (estacas metálicas) de volume constante; propostas de Jardine et al (1992), Shell UK Ltd e CUR; adaptado de Jardine et al (2005)	112
Figura 4. 3 – Gama de valores de K deduzida dos valores de β referentes a saprólitos indicados pela GEO No. 1/2006	117
Figura 4. 4 - Gama de valores de K/K_0 deduzida dos valores de β referentes a saprólitos indicados pela GEO No. 1/2006 e assumindo $0,4 \leq K_0 \leq 0,6$ (Capítulo 2)	118
Figura 4. 5 – Limites inferiores de δ_p e δ_r em função do índice de plasticidade IP [%]. Adaptado de Jardine et al (2005).....	124
Figura 4. 6 - Comparação dos valores propostos por Novais Ferreira et al (1998) - GDF - e Braja Das (1999)	126
Figura 4. 7 – Factor de adesão de pico em função da razão de resistência (c_u / σ'_v).....	127
Figura 4. 8 – Factor de “esbelteza”	127
Figura 4. 9 – Factor de adesão em função da razão de resistência – proposta do API (2000)	130
Figura 4. 10 – Valores de λ (Bowles, 1996).....	131
Figura 4. 11 – Resistência lateral de estacas num maciço homogéneo –distribuição real e consideração da profundidade crítica.....	139
Figura 4. 12 – Típica medição da distribuição da carga instalada na estaca	140
Figura 4. 13 – Degradação da resistência lateral com a penetração de uma estaca cravada num maciço homogéneo	142

Capítulo 5

Figura 5. 1 – Factor de carga N_q segundo Berezantzev et al (1961).....	148
Figura 5. 2 – Propostas de Berezantzev e Hansen	150
Figura 5. 3 – Mecanismo de expansão de uma cavidade esférica associada à carga máxima na base de uma estaca (adaptado de Randolph et al, 1993)	153
Figura 5. 4 – Degradação de G em função da distorção e da tensão efectiva, para uma areia sem finos – $I_p=0$	160
Figura 5. 5 - Degradação de G em função da distorção e da tensão efectiva, para uma areia siltosa – $I_p=10$	160
Figura 5. 6 – Comparação das 3 propostas.	161
Figura 5. 7 – Variação de β com ϕ' e δ	169
Figura 5. 8 – Variação da resistência drenada do rolhão com a razão L_p/D_{estaca}	171
Figura 5. 9 – Resistência anelar em função do assentamento da base e da tensão vertical efectiva em repouso segundo Lehane e Randolph (2002)	172

Figura 5. 10 – Propostas de Fleming et al (1992 - tracejado) e Randolph et al/ Carter (1993 – G_0 obtido através da correlação de Lo Presti); $\phi'_{cv} = 27^\circ$; $I_D = 25\%$	178
Figura 5. 11 – Propostas de Fleming et al (1992 - tracejado) e Randolph et al/ Carter (1993 – G_0 obtido através da correlação de Lo Presti); $\phi'_{cv} = 27^\circ$; $I_D = 50\%$	179
Figura 5. 12 – Propostas de Fleming et al (1992 - tracejado) e Randolph et al/ Carter (1993 – G_0 obtido através da correlação de Lo Presti); $\phi'_{cv} = 27^\circ$; $I_D = 75\%$	180
Figura 5. 13 – Propostas de Fleming et al (1992 - tracejado) e Randolph et al/ Carter (1993 – G_0 obtido através da correlação de Lo Presti); $\phi'_{cv} = 27^\circ$; $I_D = 100\%$	181
Figura 5. 14 – Propostas de Fleming et al (1992 - tracejado) e Randolph et al/ Carter (1993 – G_0 obtido através da correlação de Lo Presti); $\phi'_{cv} = 30^\circ$; $I_D = 25\%$	182
Figura 5. 15 – Propostas de Fleming et al (1992 - tracejado) e Randolph et al/ Carter (1993 – G_0 obtido através da correlação de Lo Presti); $\phi'_{cv} = 30^\circ$; $I_D = 50\%$	183
Figura 5. 16 – Propostas de Fleming et al (1992 - tracejado) e Randolph et al/ Carter (1993 – G_0 obtido através da correlação de Lo Presti); $\phi'_{cv} = 30^\circ$; $I_D = 75\%$	184
Figura 5. 17 – Propostas de Fleming et al (1992 - tracejado) e Randolph et al/ Carter (1993 – G_0 obtido através da correlação de Lo Presti); $\phi'_{cv} = 30^\circ$; $I_D = 100\%$	185
Figura 5. 18 – Propostas de Fleming et al (1992 - tracejado) e Randolph et al/ Carter (1993 – G_0 obtido através da correlação de Lo Presti); $\phi'_{cv} = 33^\circ$; $I_D = 25\%$	186
Figura 5. 19 – Propostas de Fleming et al (1992 - tracejado) e Randolph et al/ Carter (1993 – G_0 obtido através da correlação de Lo Presti); $\phi'_{cv} = 33^\circ$; $I_D = 50\%$	187
Figura 5. 20 – Propostas de Fleming et al (1992 - tracejado) e Randolph et al/ Carter (1993 – G_0 obtido através da correlação de Lo Presti); $\phi'_{cv} = 33^\circ$; $I_D = 75\%$	188
Figura 5. 21 – Propostas de Fleming et al (1992 - tracejado) e Randolph et al/ Carter (1993 – G_0 obtido através da correlação de Lo Presti); $\phi'_{cv} = 33^\circ$; $I_D = 100\%$	189

Capítulo 6

Figura 6. 1 - Correlação entre q_c e N , com base em D_{50}	196
---	-----

Capítulo 7

Figura 7. 1 - Relações Deformação – Flexibilidade do Sistema Solo-Estaca, propostas para o fuste e para a ponta.....	209
Figura 7. 2 – Definição de $E_b = E_{25}$	210
Figura 7. 3 – Diagramas carga-assentamento total na cabeça da estaca	215
Figura 7. 4 –Modelação do sistema estaca-solo.....	221
Figura 7. 5 – Variação do parâmetro M_s em profundidade para o exemplo	223
Figura 7. 6 – Carga instalada na estaca.....	224
Figura 7. 7 – Assentamento da estaca.....	224
Figura 7. 8 – Comparação dos resultados obtidos com os dois métodos.....	224
Figura 7. 9 – Esforços na estaca do exemplo anterior sujeita a atrito negativo e um carregamento de 500 kN	229
Figura 7. 10– Assentamento da mesma estaca e do solo	229
Figura 7. 11– Carga transferida para o solo - distribuições correspondentes à situação em estudo e à resistência máxima da estaca	230

Capítulo 8

Figura 8. 1 – Planta de localização do Centro de Ciência de Macau	235
Figura 8. 2 – Perspectiva do futuro Centro de Ciência	236
Figura 8. 3 – Perspectiva do futuro Centro de Ciência	236
Figura 8. 4 – Corte esquemático do Centro de Ciência	237
Figura 8. 5 – Planta de Fundação do Centro de Exposições	238
Figura 8. 6 – Corte (NW-SE) do terreno afecto ao Centro de Ciência	239
Figura 8. 7 – Planta da zonade aterro com localização das sondagens. Área em estudo.	242
Figura 8. 8 – Comparação das estimativas de G_0 para as diferentes combinações de N_{60} e de tensão efectiva octaédrica em repouso, p'_0 , obtidas das sondagens.....	252
Figura 8. 9 – Correlações de Imai e Tonouchi (1982) & Stroud (1988) e Ohsaki e Iwasaki (1973) – valores obtidos no caso em estudo	252
Figura 8. 10 Correlação de Viana da Fonseca et al (2006), considerando $e = 0,64$ e $e = 0,92$	253
Figura 8. 11 – Relação entre $(N_1)_{60}$ e a profundidade do estrato (medido do seu topo).	253
Figura 8. 12 – Relação entre N_{60} e a profundidade do estrato (medido do seu topo)	254
Figura 8. 13 – Sondagens realizadas na zona em estudo - estratigrafia.....	256
Figura 8. 14 – Resistência lateral medida e calculada	259
Figura 8. 15– Diagrama carga-assentamento (SLT)	260
Figura 8. 16 – Método simplificado – estudo paramétrico ($M_s = 0,001$).....	261
Figura 8. 17 - Método simplificado – estudo paramétrico ($M_s = 0,004$)	262
Figura 8. 18 - Método simplificado – estudo paramétrico ($M_s = 0,01$)	263
Figura 8. 19 – Diagramas carga-assentamento obtidos com o método simplificado, assumindo $E_b = 750$ MPa e $M_s = 0,01$	265
Figura 8. 20 – Método rigoroso ($E_b = 750$ MPa) – comparação com os resultados do ensaio estático	266
Figura 8. 21 – Distribuição da carga ao longo da estaca estimada com o método rigoroso ($E_b = 750$ MPa), para um carregamento na cabeça da estaca de 6109 kN.....	268
Figura 8. 22 – Abordagem 1: Combinação 1 - resultados	273
Figura 8. 23 – Abordagem 1: Combinação 2 - resultados	273
Figura 8. 24 – Abordagem 2 – resultados	274
Figura 8. 25 – Verificação segundo o Regulamento de Fundações de Macau – Caso B	275
Figura 8. 26 – Verificação segundo o Regulamento de Fundações de Macau – Caso C	275
Figura 8. 27 – Procedimento Alternativo – Abordagem 1 – Combinação 1.....	276
Figura 8. 28 – Procedimento Alternativo – Abordagem 1 – Combinação 2.....	277
Figura 8. 29 – Procedimento Alternativo – Abordagem 2.....	277
Figura 8. 30 - Diagramas carga-assentamento obtidos com o método simplificado	285
Figura 8. 31 – Diagrama carga-assentamento. Valores característicos e médios	287
Figura 8. 32 – Carga instalada na estaca.....	289
Figura 8. 33 – Resistência atrítica por unidade de área: mobilizada e total.....	289
Figura 8. 34 – Cálculo através do método rigoroso	290
Figura 8. 35 – Carga instalada na estaca.....	295
Figura 8. 36 – Assentamentos ao longo da estaca	295
Figura 8. 37 – Carga instalada na estaca.....	296
Figura 8. 38 – Assentamentos ao longo da estaca	296

Figura 8. 39 – Resistência atrítica por unidade de área: mobilizada e total.....	297
Figura 8. 40 – Assentamentos da estaca e do solo.....	297
Figura 8. 41 – Carga instalada na estaca.....	298
Figura 8. 42 – Assentamentos ao longo da estaca.....	298
Figura 8. 43 – Carga adicional instalada na estaca.....	301
Figura 8. 44 – Assentamento adicional da estaca.....	301
Figura 8. 45 – Atrito mobilizado ao longo do fuste para a carga total (2700 kN); Atrito total mobilizável.....	302
Figura 8. 46 – Tensões totais e efectivas em profundidade.....	316
Figura 8. 47 – Resistência acumulada em profundidade.....	320
Figura 8. 48 – Resistência lateral – comparação das diferentes propostas.....	321
Figura 8. 49 – Coeficiente de impulso radial, K.....	322
Figura 8. 50 – Valores de δ	322
Figura 8. 51 – Coeficiente β	322
Figura 8. 52 – Resistência de ponta – variação em profundidade (Yasufuku et al).....	326
Figura 8. 53 – Comparação dos vários métodos.....	327
Figura 8. 54 – Tensões totais e efectivas em profundidade.....	329
Figura 8. 55 – Resistência acumulada em profundidade.....	331
Figura 8. 56 – Coeficiente de impulso radial, K.....	332
Figura 8. 57 – Valores de δ	332
Figura 8. 58 - Coeficiente β	332
Figura 8. 59 - Resistência lateral – comparação das diferentes propostas.....	332
Figura 8. 60 – Resistência de ponta – variação em profundidade (Yasufuku et al).....	333
Figura 8. 61 – Comparação dos vários métodos.....	334
Figura 8. 62 - Tensões totais e efectivas em profundidade.....	335
Figura 8. 63 – Resistência acumulada em profundidade.....	337
Figura 8. 64 – Coeficiente de impulso radial, K.....	338
Figura 8. 65 – Valores de δ	338
Figura 8. 66 - Coeficiente β	338
Figura 8. 67 - Resistência lateral – comparação das diferentes propostas.....	338
Figura 8. 68 – Resistência de ponta – variação em profundidade (Yasufuku et al).....	339
Figura 8. 69 – Comparação dos vários métodos.....	340
Figura 8. 70 – Resistência acumulada em profundidade.....	345
Figura 8. 71 – Coeficiente de impulso radial, K.....	346
Figura 8. 72 – Valores de δ	346
Figura 8. 73 - Coeficiente β	346
Figura 8. 74 - Resistência lateral – comparação das diferentes propostas.....	346
Figura 8. 75 – Resistência de ponta – variação em profundidade (Yasufuku et al).....	350
Figura 8. 76 – Comparação dos vários métodos.....	351
Figura 8. 77 – Resistência acumulada em profundidade.....	353
Figura 8. 78 – Coeficiente de impulso radial, K.....	354
Figura 8. 79 – Valores de δ	354
Figura 8. 80 - Coeficiente β	354
Figura 8. 81 - Resistência lateral – comparação das diferentes propostas.....	354
Figura 8. 82 – Resistência de ponta – variação em profundidade (Yasufuku et al).....	355
Figura 8. 83 – Comparação dos vários métodos.....	356

Figura 8. 84 – Resistência acumulada em profundidade	358
Figura 8. 85 – Coeficiente de impulso radial, K.....	359
Figura 8. 86 – Valores de δ	359
Figura 8. 87 - Coeficiente β	359
Figura 8. 88 - Resistência lateral – comparação das diferentes propostas.....	359
Figura 8. 89 – Resistência de ponta – variação em profundidade (Yasufuku et al)	360
Figura 8. 90 – Comparação dos vários métodos	361

Capítulo 9

Figura 9. 1 – Rotura por punçoamento da base	365
Figura 9. 2 – Mecanismo de rotura para estacas com pequena penetração na rocha.....	365
Figura 9. 3 – Diaclases verticas abertas, com espaçamento inferior ao diâmetro da estaca	366
Figura 9. 4 – Factores de capacidade de carga.....	367
Figura 9. 5 – Rotura num maciço com diaclases verticais abertas ou fechadas, com espaçamento superior ao diâmetro da estaca.	368
Figura 9. 6 – Rotura da base de uma estaca assente num maciço com diaclases inclinadas paralelas	369
Figura 9. 7 – Rotura na base de uma estaca, assente num maciço com duas direcções de descontinuidades	371
Figura 9. 8 – Mecanismo de rotura considerado. 1 – cunha activa; 2 – cunha passiva ..	372
Figura 9. 9 – Capacidade de carga em função do GSI ($D = 1,0$)	374
Figura 9. 10 – Capacidade de carga em função do RMR_{89} ($D = 1,0$).....	374
Figura 9. 11 – Nomenclatura utilizada.....	377
Figura 9. 12 - Variação da tensão efectiva radial com a razão E_M/E_c	378
Figura 9. 13 – Carga instalada na estaca à profundidade y . Simulação de comportamento em fase elástica. $\phi' = 70^\circ$	379
Figura 9. 14 - Carga instalada na estaca à profundidade y . Simulação do comportamento pós-pico. $\phi' = 30^\circ$	379
Figura 9. 15 – Valores da resistência atrítica obtida com as expressões anteriormente apresentadas.	383
Figura 9. 16 – Diagrama carga-assentamento para uma estaca encastrada em rocha (com resistência de ponta	386
Figura 9. 17 – Dados referentes à estaca em estudo	393
Figura 9. 18 – Cálculo de assentamentos (valores característicos da resistência)	396
Figura 9. 19– Cálculo de assentamentos (valores de cálculo da resistência).....	397

SIMBOLOGIA

Considerou-se útil apresentar uma lista com o significado dos símbolos utilizados ao longo do texto.

Letras latinas

A_b área da base de uma estaca

$A_{l,i}$ área da superfície lateral de uma estaca no estrato i

a_{v1-2} coeficiente de compressibilidade avaliado para uma gama de tensões efectivas de 100 a 200 kN/m²

c' coesão em tensões efectivas

C_c índice de compressibilidade – declive do ramo virgem da curva $\log \sigma'_v - e$

c_{fv} resistência ao corte não drenada do solo intacto, obtida através do ensaio de molinete

c_{rv} resistência ao corte não drenada do solo remexido, obtida através do ensaio de molinete

c_u resistência ao corte não drenada

c_{v1-2} coeficiente de consolidação ($k/(m_v \times \gamma_w)$), avaliado para uma gama de tensões efectivas de 100 a 200 kN/m²

D_{50} diâmetro das partículas relativamente ao qual 50 % em peso destas têm diâmetro inferior

e índice de vazios – razão entre o volume de vazios e o volume de partículas sólidas (V_v/V_s)

$c_{u,d}$ valor de cálculo da resistência ao corte não drenada

$F_{c,d}$ valor de cálculo da carga axial de compressão numa estaca ou num grupo de estacas

F_d valor de cálculo de uma acção

F_k valor característico de uma acção

$F_{t,d}$ valor de cálculo da carga axial de tracção numa estaca à tracção ou num grupo de estacas à tracção

- G densidade das partículas sólidas (γ_s/γ_w)
- G_k valor característico das cargas permanentes
- I_D índice de compactidade ($w_L - w_P$)
- I_P índice de plasticidade ($w_L - w_P$)
- K_0 coeficiente de impulso em repouso
- k_{1-2} coeficiente de permeabilidade, avaliado para uma gama de tensões efectivas de 100 a 200 kN/m²
- L_{emb} comprimento de estaca embebida
- m_{v1-2} coeficiente de compressibilidade volumétrica ($a_v/(1+e_0)$), avaliado para uma gama de tensões efectivas de 100 a 200 kN/m²
- p' tensão efectiva média (octaédrica) na rotura
- p'_0 tensão efectiva média (octaédrica) em repouso = $\sigma'_{v0} \times (1+2 \times K_0)/3$
- Q_k valor característico das cargas variáveis
- $q_{b,k}$ valor característico da capacidade resistente unitária na ponta
- $q_{l,i,k}$ valor característico da capacidade resistente unitária lateral no estrato i
- $R_{b,cal}$ capacidade resistente na ponta de uma estaca no estado limite último, calculada por meio de resultados de ensaios do terreno
- $R_{b,d}$ valor de cálculo da capacidade resistente na ponta de uma estaca
- $R_{b,k}$ valor característico da capacidade resistente na ponta de uma estaca
- R_c capacidade resistente do terreno no contacto com uma estaca à compressão, no estado limite último
- $R_{c,cal}$ valor calculado de R_c
- $R_{c,d}$ valor de cálculo de R_c
- $R_{c,k}$ valor característico de R_c
- $R_{c,m}$ valor medido de R_c num ou vários ensaios de estacas
- $R_{l,d}$ valor de cálculo da capacidade resistente lateral de uma estaca

- $R_{l,cal}$ capacidade resistente lateral última, calculada utilizando parâmetros do terreno obtidos de resultados de ensaios
- $R_{l,k}$ valor característico da capacidade resistente lateral de uma estaca
- R_t capacidade resistente última à tracção de uma estaca isolada
- S_r grau de saturação (V_w/V_v)
- u pressão na água dos poros
- w teor em água (W_w/W_s – razão entre o pesos das fases líquida e sólida do solo)
- w_L limite de liquidez (para valores de w superiores, o solo comporta-se como um líquido, enquanto que para valores inferiores tem comportamento moldável)
- w_P limite de plasticidade (para valores superiores de w , o solo tem comportamento moldável, enquanto que para valores inferiores de w , tem comportamento friável – separa-se em fragmentos quando se tenta moldá-lo)
- X_d valor de cálculo de uma propriedade de um material
- X_k valor característico de uma propriedade de um material

Letras gregas

- Δ assentamento da cabeça da estaca
- δ ângulo de atrito no contacto terreno-estrutura
- δ_d valor de cálculo de δ
- γ peso volúmico
- γ' peso volúmico submerso
- γ_b coeficiente parcial para a capacidade resistente na ponta de uma estaca
- γ_c coeficiente parcial para a coesão em tensões efectivas
- γ_{cu} coeficiente parcial para a resistência ao corte não drenada
- γ_E coeficiente parcial para o efeito de uma acção
- γ_F coeficiente parcial para uma acção

- γ_G coeficiente parcial para uma acção permanente
- γ_m coeficiente parcial para um parâmetro do terreno (propriedade de um material)
- γ_Q coeficiente parcial para uma acção variável
- γ_{qu} coeficiente parcial para a resistência à compressão uniaxial
- γ_R coeficiente parcial para uma capacidade resistente
- γ_l coeficiente parcial para a capacidade resistente lateral de uma estaca
- $\gamma_{l,t}$ coeficiente parcial para a capacidade resistente à tracção de uma estaca
- γ_t coeficiente parcial para a capacidade resistente total de uma estaca
- γ_w peso volúmico da água
- γ_ϕ coeficiente parcial para o ângulo de atrito interno ($\tan \phi'$)
- γ_γ coeficiente de segurança parcial para o peso volúmico
- ξ coeficiente de correlação, dependente do número de estacas ensaiadas ou do número de perfis de ensaios
- $\xi_1; \xi_2$ coeficientes de correlação para avaliar os resultados de ensaios de carga estática de estacas
- $\xi_3; \xi_4$ coeficientes de correlação para determinar a capacidade resistente de uma estaca a partir de resultados de estudos de caracterização geotécnica que não sejam ensaios de carga de estacas
- $\xi_5; \xi_6$ coeficientes de correlação para determinar a capacidade resistente de uma estaca a partir de ensaios dinâmico
- ψ ângulo de dilatância
- ϕ' ângulo de atrito interno (ou de resistência ao corte) em tensões efectivas
- ϕ'_{cv} ângulo de atrito interno (ou de resistência ao corte) no estado crítico
- ϕ'_p ângulo de atrito interno (ou de resistência ao corte) de pico
- ϕ'_{ps} ângulo de atrito interno (ou de resistência ao corte) em estado plano de deformação

ϕ'_r ângulo de atrito interno (ou de resistência ao corte) residual

ϕ'_{tr} ângulo de atrito efectivo, obtido a partir de ensaios triaxiais

Abreviaturas

ALP Aluviões Plistocénicas

CDG Granito Completamente Decomposto (saprólito)

CID Ensaio triaxial de compressão com consolidação isotrópica e corte drenado

CIU Ensaio triaxial de compressão com consolidação isotrópica e corte não drenado

CK₀D Ensaio triaxial de compressão com consolidação sob o estado de tensão de repouso e corte drenado

CK₀U Ensaio triaxial de compressão com consolidação sob o estado de tensão de repouso e corte não drenado

CFA Estacas construídas com trado contínuo

DFM Depósitos Fluvio-Marinhos

DSS Ensaio de corte directo simples

OCR Razão de sobreconsolidação

Capítulo 1 – Introdução

1.1 – Fundações profundas

O comportamento de fundações profundas é possivelmente um dos assuntos mais estudados da área de Engenharia Civil. Apesar da extensa investigação já realizada, é um campo em contínuo desenvolvimento, em que a actualização do conhecimento é constante.

Este é, de resto, um aspecto comum a tantas outras áreas da Engenharia Geotécnica. No entanto, poucas estarão tão intimamente ligadas à Engenharia Estrutural.

Na verdade, a análise das fundações é um problema de interacção solo-estrutura. Esta interacção pode ser considerada pouco relevante para construções correntes. Ganha, no entanto, progressiva importância à medida que a complexidade do sistema de fundação aumenta.

O estudo destes sistemas, que envolve grupos de estaca e interacção com a super-estrutura, ultrapassa o âmbito deste trabalho. É no entanto fulcral, antes de proceder a esse estudo, um conhecimento claro do comportamento da estaca isolada. Porque em muitos casos o comportamento global é determinado pelo comportamento individual das estacas, porque é fundamental como base para avaliação do desempenho em grupo, e porque o controlo da construção é feito através da avaliação individual da adequabilidade das estacas.

1.2 – Estados limites. Relação carga – assentamento.

A conformidade com adequado comportamento estrutural é a questão nuclear no dimensionamento de fundações, não só no que se refere à capacidade de transmissão de esforços para o solo, mas também em termos de limitação de assentamentos. Esta articulação entre fundação e estrutura implica uma filosofia de dimensionamento idêntica para ambas.

No entanto, não é o que acontece actualmente. Enquanto a filosofia de estados limites está já estabelecida na Engenharia Estrutural, o mesmo não se pode dizer relativamente ao dimensionamento de fundações. No Sudeste Asiático, a prática mais corrente continua a ser o dimensionamento baseado em cargas de serviço, através da consideração de coeficientes globais de segurança.

As principais justificações para esta dificuldade parecem ser alguma inércia em abandonar a prática tradicional, o facto de o cálculo de fundações ter uma natureza mais empírica do que o cálculo estrutural, e a necessidade de se efectuar análises de assentamentos. De facto, é certo que na maioria dos casos a capacidade de carga necessária é verificada, sendo a deformabilidade da estaca a variável determinante. Poder-se-ia até ir mais longe, ao ponto de considerar que o dimensionamento (geotécnico) de estacas poderia ser efectuado em termos de assentamentos ao invés de forças, isto é, estabelecendo assentamentos máximos para cada estado limite para os quais se verificaria se a resistência mobilizada era a necessária. Refira-se que a regulamentação actual permite que esta filosofia seja adoptada.

A consideração de estados limites exige a avaliação do comportamento em serviço (assentamentos) – estados limites de utilização – e a verificação de que as estacas possuem a capacidade de carga necessária de forma a evitar o colapso da estrutura – estados limites últimos (nesta avaliação deve-se ter presente a capacidade do sistema fundação-estrutura de redistribuir esforços entre estacas). No entanto, assentamentos exagerados poderão levar a uma situação de estado limite último estrutural. Nessa

situação, a resistência da estaca a considerar seria não a correspondente à capacidade de carga, mas sim a resistência mobilizada para o assentamento máximo compatível com a segurança estrutural.

A ideia corrente é que a avaliação de assentamentos através do cálculo é complexa e pouco fiável. A verdade, no entanto, é que o cálculo pode ser efectuado de forma relativamente simples e com uma fiabilidade semelhante à do cálculo da capacidade de carga.

Em serviço, as estacas exibem comportamento aproximadamente linear, pelo que se podem utilizar métodos simples de análise cujos parâmetros podem ser facilmente calibrados com os resultados de ensaios de carga.

Para níveis superiores de carregamento, será necessário ter em conta o comportamento não linear do sistema solo – estaca. Para tal, existem métodos mais ou menos sofisticados cuja eficiência é satisfatória.

1.3 – Capacidade de carga

A resistência de estacas tem uma componente atrítica – resistência lateral, mobilizada ao longo do fuste – e uma componente de base – resistência de ponta.

A resistência lateral é definida de acordo com o critério de Mohr – Coulomb, sendo função da tensão efectiva normal à superfície lateral da estaca (tensão efectiva radial) e do ângulo de atrito de contacto solo – estaca

A determinação destes dois parâmetros (estado de tensão e ângulo de atrito) não é imediata. O ângulo de atrito solo – estaca é função fundamentalmente da granulometria do solo e da rugosidade da superfície da estaca. Já o estado de tensão é de mais difícil determinação, fruto principalmente da influência importante do processo de instalação da estaca.

A avaliação da resistência de ponta de estacas é um problema extremamente complexo. Existem várias teorias para o mecanismo de rotura da base de estacas, cujas diferenças podem ser substanciais, não só em termos do mecanismo em si, mas também ao nível dos parâmetros do solo considerados. Estas diferenças reflectem-se, naturalmente, nos resultados.

Hoje em dia existe alguma tendência para a utilização de relações empíricas com resultados de ensaios de campo, principalmente com o ensaio CPT. Estes métodos são extremamente convenientes pela sua simplicidade, devendo-se no entanto ter presente que foram elaborados considerando determinado critério de rotura. Este facto deve estar presente ao comparar os valores calculados com os interpretados em ensaios estáticos.

Um aspecto importante a salientar é o tipo de solos a que se referem. As várias propostas disponíveis na bibliografia especializada referem-se praticamente apenas a solos transportados. A sua utilização em solos residuais merecerá, portanto, algumas reticências, fruto de diferenças importantes do comportamento mecânico destes solos.

Deu-se assim preferência ao estudo da capacidade de carga baseado na resistência ao corte do solo. No presente trabalho, faz-se uma exposição de várias propostas para determinação da capacidade de estacas, escolhidas criteriosamente (entre muitas outras que constam na bibliografia especializada) por forma a apresentar diferentes interpretações do mecanismo de colapso e ilustrar as diferenças que se observam em termos de resultados.

1.4 – Atrito negativo

O facto de o atrito negativo não influenciar a capacidade de carga de estacas (em termos geotécnicos) foi já realçado por vários autores. No entanto, tanto na prática como em termos de regulamentação, este facto não é totalmente reconhecido. No presente trabalho explora-se as consequências da ocorrência de atrito negativo, tentando-se assim avaliar a

metodologia mais adequada para tratar o problema. Trata-se de um tópico importante em Macau, uma vez que as novas construções são executadas na maior parte dos casos em terrenos conquistados ao mar através da execução de aterros, que provocam a consolidação de estratos subjacentes. Estes estratos podem atingir espessuras da ordem das várias dezenas de metros.

1.5 – Região Administrativa Especial de Macau (RAEM)

Macau fica situado no Sudeste Asiático, no litoral da província de Guangdong, no Sul da China, no extremo sul da costa ocidental do Delta do Rio das Pérolas. Tem uma população de cerca de 500 mil habitantes e uma área total de 27.5 km².



Figura 1. 1 – Delta do Rio das Pérolas (Macau; Hong Kong)



Figura 1. 2 – Macau, Taipa e Coloane

Após a transferência de soberania para a China em 1999, Macau embarcou numa política de liberalização do sector do jogo. Consequentemente, verificou-se ao longo dos anos seguintes um grande fluxo de investimento para o território, fruto de novas concessões emitidas pelo governo local para exploração da indústria do jogo.

As novas concessionárias do jogo investiram conjuntamente cerca de 2,2 biliões de dólares americanos em Macau.

O resultado foi um aumento considerável do número de visitantes (22 milhões no ano de 2006) e um vertiginoso crescimento económico: em 2006 o crescimento do PIB (produto interno bruto) foi de 16,6 %, tendo as receitas do Governo rondado os 3,3 mil milhões de dólares americanos (balanço anual positivo de 1,6 mil milhões).

Esta situação provocou uma verdadeira revolução ao nível de actualização das infra-estruturas do território, tendo o Governo apostado numa política de grandes investimentos em obras públicas, que em 2006 rondou os 330 milhões de Euros.

Estas incluíram a construção de aterros, estradas, pontes, viadutos, túneis, parques de estacionamento, estádios, um novo terminal marítimo e diversos edifícios para as mais variadas funções. Foi também necessário efectuar uma actualização das redes de drenagem, de abastecimento de água e de energia, assim como de sistemas de telecomunicações. Tudo isto, claro, articulado com avultados investimentos imobiliários do sector privado.



Figura 1. 3 – Estaleiro na Ilha da Taipa

1.5 – Fundações em Macau

A Engenharia Civil Portuguesa continua presente em Macau, quer em representação de entidades públicas, quer nas áreas de projecto, fiscalização e controlo de qualidade.

Comparando com a realidade portuguesa, a prática de fundações em Macau é substancialmente diferente. As condições específicas da região levam a que haja bastante diversidade de soluções, sendo que raramente se utilizam fundações directas.

A tipologia mais comum consiste em estacas de betão cravadas pré-fabricadas (estacas PHC), cujo comprimento pode variar entre 20 e 60 metros, com diâmetros típicos de 500 e 600 mm.



Figura 1. 4 – Cravação de estacas PHC



Figura 1. 5 – Estacas PHC

A cravação é o método mais utilizado para instalação de estacas. Por vezes são também utilizadas estacas metálicas H, sendo pouco comum a opção por tubos metálicos.

As novas construções são mais complexas, com soluções estruturais mais ousadas por força da nova realidade económica e social. Os edifícios, por exemplo, são mais altos, sendo frequente atingirem alturas superiores a 100 metros, numa filosofia de optimização de ocupação do solo, bem escasso no território.

Assim, estacas moldadas têm vindo a ganhar popularidade, especialmente para edifícios altos, mas sendo também por vezes utilizadas para casos em que a rocha se encontra a profundidades relativamente pequenas.



Figura 1. 6 – Ensaio estático (vista geral)



Figura 1. 7 – Disposição do macaco hidráulico e sistema de reacção

1.6 – Objectivos e enquadramento da dissertação

Pretende-se abordar os vários métodos de análise e dimensionamento de fundações, tendo como pano de fundo a filosofia de estados limites e as condições específicas para a sua prática em Macau.

A situação de Macau exige uma análise especialmente cuidada das fundações. Não só devido às características do solo, mas também devido à complexidade das construções (trata-se de obras invariavelmente importantes), e aos efeitos que a execução de construções novas podem ter em fundações existentes.

No Capítulo 2 é efectuada uma compilação de bases de dados referentes à geologia de Macau e à caracterização das suas unidades geotécnicas. É feita também uma revisão bibliográfica de correlações úteis para a determinação de parâmetros geotécnicos.

No Capítulo 3 analisa-se de forma sintética os aspectos principais do comportamento de estacas isoladas. Aspectos regulamentares são também analisados, nomeadamente os da EN 1997-1 e do Regulamento de Fundações de Macau.

O Capítulo 4 é dedicado à resistência lateral de estacas. Apresentam-se várias propostas para determinação dos principais parâmetros influentes: ângulo de atrito solo-estaca e coeficiente de impulso radial. São também analisados os métodos baseados em tensões totais, utilizados em solos argilosos, assim como aspectos específicos relativos aos diferentes estratos e tipos de estacas.

No Capítulo 5 é estudada a resistência de ponta de estacas, onde se apresentam diferentes propostas de mecanismos de rotura, divididos em dois grandes grupos: mecanismos associados à formação de superfícies de deslizamento, e mecanismos análogos à expansão de uma cavidade esférica. Estacas H e tubulares são também estudadas, com ênfase no estudo da mobilização de um rolhão na base e a resistência de ponta a considerar no cálculo.

No Capítulo 6 são apresentados dois métodos baseados em correlações empíricas com os resultados de ensaios de campo para o cálculo da resistência de estacas: Método de Meyerhof (SPT) e Método ICP (CPT). Apesar das reticências que a aplicação destes métodos em Macau merecem, considerou-se útil a sua inclusão neste trabalho. O Método de Meyerhof, por ser bastante utilizado em Macau (é proposto no Guia de Dimensionamento de Fundações), e o Método ICP, por se tratar do resultado da tendência cada vez maior de efectuar o cálculo da resistência de estacas cravadas a partir de correlações com o CPT.

O Capítulo 7 trata o cálculo de assentamentos de estacas isoladas e a análise dos efeitos do atrito negativo. Com base na metodologia de Fleming (1992), elaborou-se um programa para análise de assentamentos através de funções de transferência hiperbólicas, pretendendo-se assim simular o comportamento não linear das estacas e permitindo estudar os esforços e deformações da estaca ao longo do seu comprimento. Isto permitiu também a análise dos efeitos do atrito negativo, em termos de assentamentos e de esforços instalados na estaca.

O Capítulo 8 é um exemplo de cálculo de estacas PHC, albergando os principais aspectos estudados nos capítulos anteriores. Ilustra-se as dificuldades associadas à caracterização geotécnica, realçando-se a importância do conhecimento prévio de valores típicos (locais) de parâmetros de interesse. Efectua-se um estudo comparativo entre os diferentes métodos de cálculo da capacidade de carga, assim como entre a EN 1997-1 e o Regulamento de Fundações. O cálculo de assentamentos desempenha um papel central na análise, tendo-se realizado estudos paramétricos e comparado a análise com os resultados de ensaios de carga. Efeitos do atrito negativo foram analisados, tendo-se avaliado a influência de factores como a carga aplicada na cabeça da estaca e a magnitude do assentamento do solo.

Devido à crescente popularidade de estacas moldadas encastradas em rocha, considerou-se importante incluir este tópico no presente trabalho. No Capítulo 9, estudam-se metodologias para cálculo da resistência assim como de assentamentos, apresentando-se igualmente um exemplo de cálculo.

Finalmente, no Capítulo 10 apresentam-se as conclusões e traçam-se possíveis linhas gerais para futura investigação.

Em anexo apresenta-se listagens de macros utilizadas para automatização do cálculo.

Capítulo 2 – Características geológicas e geotécnicas da região de Macau

2.1 – Introdução

No presente capítulo, apresentar-se-á uma descrição sumária das características geológicas e geotécnicas da região de Macau.

A estratigrafia do solo caracteriza-se pela existência de um substrato essencialmente granítico e camadas superficiais que englobam as restantes unidades geotécnicas. Estas são descritas no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Unidades geotécnicas de Macau. Descrição e idade geológica

Unidades geotécnicas	Datação geológica
Substrato granítico	
<ul style="list-style-type: none">• Granito são ou pouco alterado	Jurássico superior (> 140 milhões de anos)
<ul style="list-style-type: none">• Granito completamente decomposto ou muito alterado	Pliocénico superior / Plistocénico superior (40 mil a 3 milhões de anos)
Depósitos Superficiais	
<ul style="list-style-type: none">• Solos residuais e coluviões	Pliocénico superior / Plistocénico superior (40 mil a 3 milhões de anos)
<ul style="list-style-type: none">• Aluviões plistocénicas	Plistocénico (8 a 40 mil anos)
<ul style="list-style-type: none">• Depósitos flúvio-marinhos<ul style="list-style-type: none">– Sedimentos flúvio-marinhos holocénicos– Areias de praia– Areias de duna	Holocénico
Aterros	

Os perfis apresentados por Marques (1988), que são reproduzidos nas Figuras 2.1 e 2.2, ilustram a variação da estratigrafia em Macau: a existência de afloramentos rochosos, onde se detectam também camadas superficiais de solos residuais e coluviões; camadas de depósitos fluvio-marinhos e de aluviões, cuja espessura aumenta rapidamente com a distância ao litoral. Em anexo são apresentados mapas de unidades geotécnicas da Macau, Taipa e Coloane.

2.2 – Substrato granítico

2.2.1 – Alteração dos granitos

Os granitos de Macau serão, à semelhança dos do vizinho território de Hong Kong, resultado de intensa actividade vulcânica que se verificou durante o Jurássico superior, há cerca de 163 a 140 milhões de anos (Marques, 1988).

A alteração mais ou menos profunda destas rochas ter-se-á verificado durante grande parte do Quaternário e possivelmente no final do Pliocénico, antes do início da deposição das aluviões (Plistocénico).

O Sudeste Asiático é uma região caracterizada por elevado grau de humidade e por temperaturas elevadas, situação típica de zonas tropicais. Daqui resulta que a alteração das rochas se processe principalmente por decomposição química.

Por esta razão, é comum utilizar o termo “decomposição” em vez de “alteração” para descrever o grau de alteração das rochas.

O GEOGUIDE 3 apresenta o esquema de classificação do grau de alteração do material rochoso resumido no Quadro 2.2.

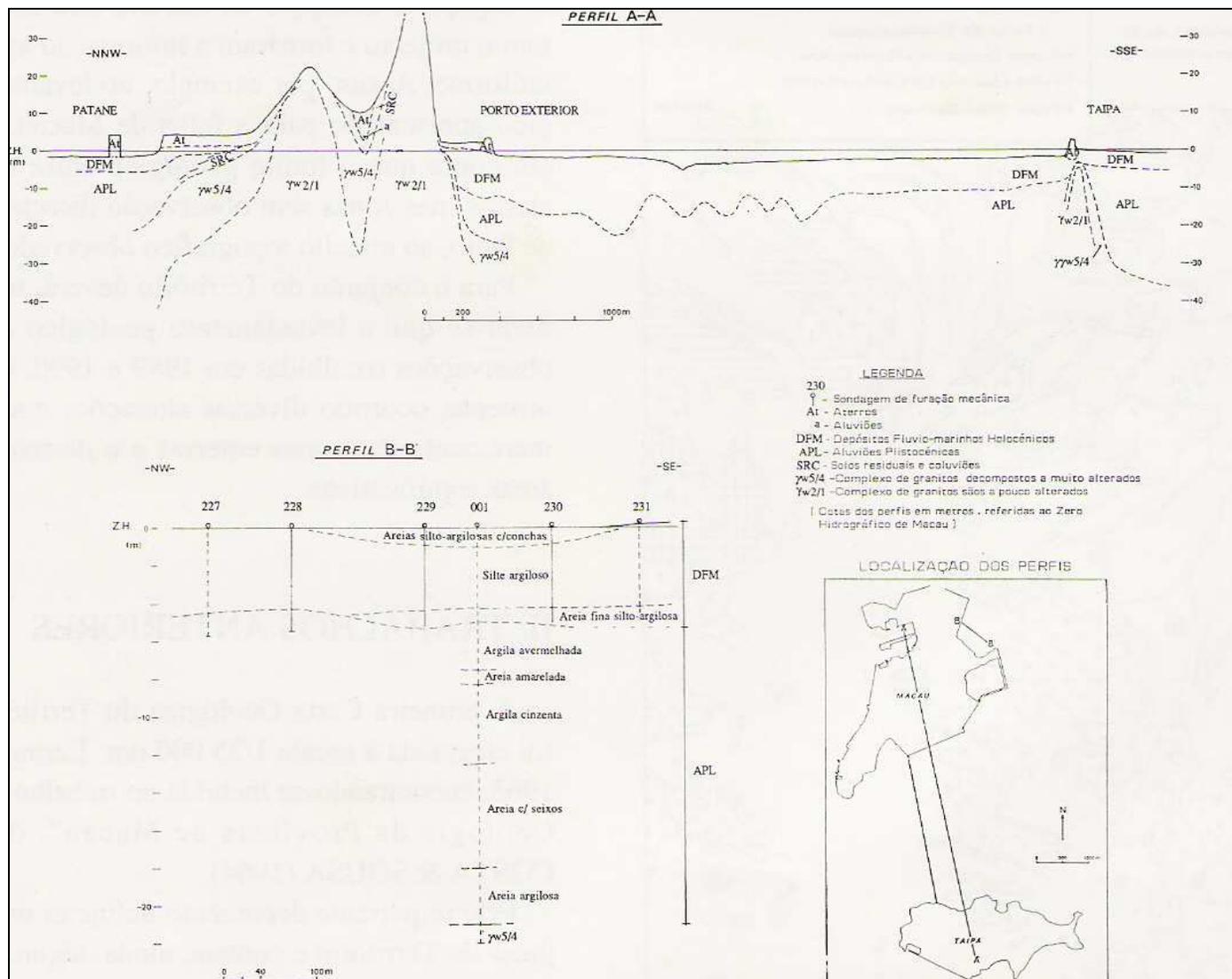


Figura 2. 1 – Perfis geológicos: Macau e Taipa

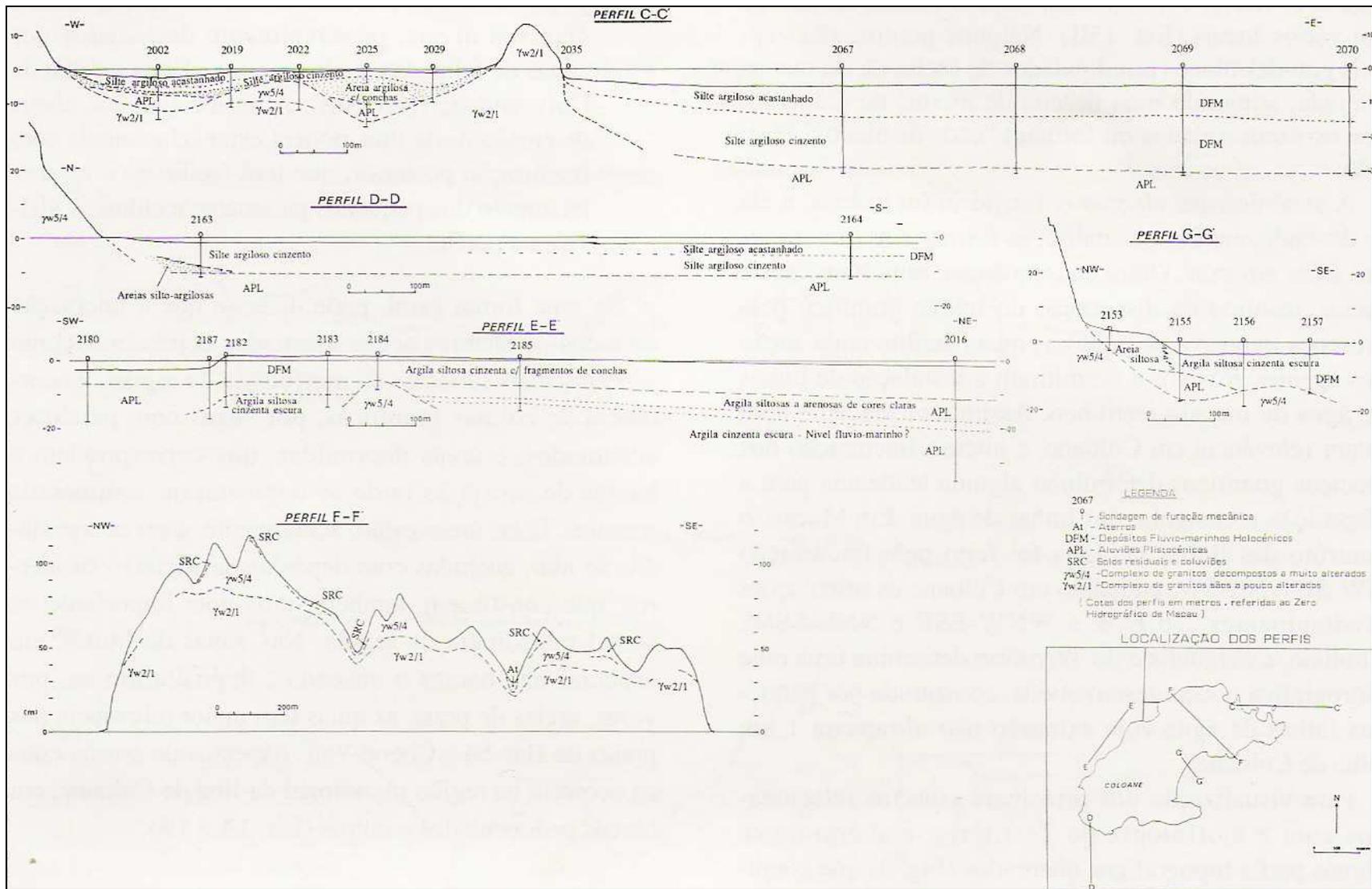


Figura 2. 2– Perfis geológicos: Coloane

Quadro 2. 2 – Classificação do material rochoso relativamente ao grau de alteração

Descrição	Símbolo	Algumas características típicas
Solo residual	VI	Textura original da rocha completamente destruída; pode ser desfragmentada à mão nos seus grão constituintes
Completamente decomposta	V	Textura original da rocha preservada; pode ser desfragmentada à mão nos seus grão constituintes
Muito decomposta	IV	Pode ser partida à mão em pequenos pedaços
Moderadamente decomposta	III	Não se consegue, regra geral, partir a rocha manualmente; facilmente partida com martelo
Ligeiramente decomposta	II	Não se consegue partir facilmente com martelo; rocha apresenta manchas perto da superfície de juntas
Rocha sã	I	Não se consegue partir facilmente com martelo; sem sinais visíveis de decomposição (sem descoloração)

Quanto à classificação de maciços rochosos em relação ao grau de alteração, o GEOGUIDE 3 apresenta o perfil geral de alteração dos granitos de Hong Kong indicado no Quadro 2.3.

Quadro 2.3 – Classificação de maciços rochosos

Descrição	Zona	Características
Solo residual	RS	Estrutura do maciço e textura do material completamente destruídos.
Rocha parcialmente alterada	PW 0/30	Menos de 30 % do maciço é constituído por rocha; solo retém a estrutura original do maciço rochoso.
	PW 30/50	30 a 50 % do maciço é constituído por rocha.
	PW 50/90	50 a 90 % do maciço é constituído por rocha; estrutura imbricada.
	PW 90/100	Mais de 90 % do maciço é constituído por rocha.
Rocha sã	UW	100 % rocha; poderá existir leve descoloração da rocha ao longo de descontinuidades

O Guia de Dimensionamento de Fundações (GDF) – Novais Ferreira et al (1998) – considera a classificação recomendada pela Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas, descrita no Quadro 2.4.

Marques (1988) realça os seguintes aspectos:

- a espessura de alteração, extremamente variável, atinge frequentemente valores da ordem das 3 dezenas de metros;
- a zona de alteração compreende fundamentalmente rocha correspondente ao grau V (completamente decomposta) e, em menor proporção, ao grau IV (rocha muito decomposta), constatando-se frequentemente a existência de blocos de rocha menos alterada (“corestones”), normalmente de graus III e IV;
- a transição entre a zona alterada e rocha sã ou pouco alterada é brusca, passando-se directamente de grau V ou IV para rocha de grau II ou I.

Quadro 2. 4 – Classificação de maciços rochosos (ISRM)

Símbolo	Grau de alteração, %	Designação	Descrição
W0	0	Sã	Sem sinais visíveis de alteração
W1	<25	Levemente alterada	A descoloração na superfície das descontinuidades mais importantes indica alteração da rocha.
W2	25 - 50	Moderadamente alterada	Menos de metade do material rochoso encontra-se decomposto e/ou desagregado em solo. Rocha sã ou descolorida aparece como um reticulado descontínuo ou como bloco de pedras.
W3	50 - 75	Muito alterada	Mais de metade do material rochoso encontra-se decomposto e/ou desagregado em solo. Rocha sã ou descolorida aparece como um reticulado ou como bloco de pedras.
W4	>75	Completamente alterada	A maior parte do material rochoso encontra-se decomposto e/ou desagregado em solo. A estrutura original do maciço rochoso está ainda bastante intacta.
W5	100	Solo residual	Todo o material está decomposto. A estrutura original do maciço rochoso já não está preservada.

Dispensa-se no presente estudo a explicação detalhada dos processos de alteração da rocha. Far-se-á apenas referência a alguns aspectos considerados de maior importância.

Marques (1988) cita Ruxton e Berry, que descrevem o processo de alteração do granito como consistindo, essencialmente, “na transformação dos minerais mais instáveis, feldspatos e micas, em minerais das argilas, sericite e outros minerais secundários pela acção da água”.

A Figura 2.3 (Irfan, 1996), descreve as transformações a níveis mineralógicas que se processam com a alteração dos granitos, assim como a porosidade e microfissuração.

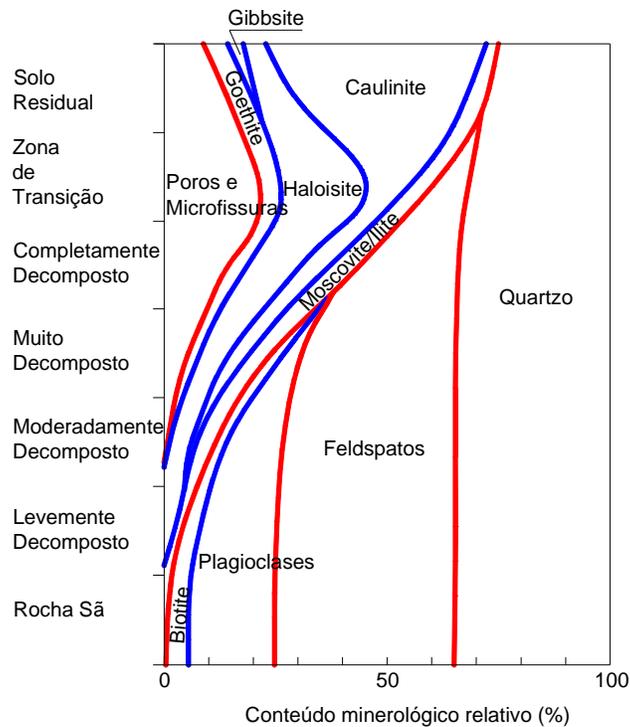


Figura 2.3 – Transformações químicas resultantes do processo de alteração de granitos (Irfan 1996, em GEO No.1/2007)

2.2.2 – Granitos sãos a pouco alterados (Graus I e II)

Os parâmetros de maior interesse para o cálculo de fundações profundas são:

- resistência à compressão da rocha (resistência uniaxial não confinada), q_u ;
- resistência à tracção, q_t ;
- parâmetros resistentes de Mohr-Coulomb (ϕ' ; c') ou de Hoek-Brown (m_b , s , a);
- resistência ao corte de diaclases;
- módulo de elasticidade da rocha intacta, E_R ;
- módulo de elasticidade da rocha *in situ*, E_M ;
- coeficiente de Poisson, ν (considera-se igual a 0,3);
- RQD – “Rock Quality Designation”.

Para classificação dos maciços rochosos, é necessário também conhecer os seguintes valores:

- RMR₈₉ – RMR, “*Rock Mass Rating*”, de acordo com Bieniawski (em Turner, 2006);
- GSI – “*Geological Strength Index*”.

No ponto 2.4.3 é feita uma descrição sucinta destes parâmetros. Normalmente, a informação disponível resume-se a q_u e o RQD. São apresentados no Quadro 2.5 resultados compilados de vários estudos efectuados.

Quadro 2.5 – Parâmetros mecânicos de complexos graníticos de Macau (graus I e II)

	RQD [%]	q_u [MPa]	E_R [GPa]*	ν^*
Número de ensaios	105	126	13	13
Máximo	1,00	211,10	25,00	0,80
Mínimo	0,60	11,20	12,22	0,20
Média	0,89	108,79	18,67	0,37
σ	0,12	36,01	4,26	0,16
COV	0,14	0,33	0,23	0,43

* Coloane (Ka Ho)

Na interpretação destes valores deve-se ter presente que os ensaios realizados não são uniformemente distribuídos pelo território (Quadro 2.6).

Quadro 2.6 – Localização dos estudos efectuados

Local	# ensaios
Leste da Taipa	72
Ka Ho	17
Macau Centro	6
Mong Ha	5

2.2.3 – Estratos saprolíticos (Grau V)

É de particular interesse para o presente estudo a constatação das grandes transformações sofridas pelo material rochoso na transição para solo residual. A importância deste factor reside no facto de em Macau, na maioria dos casos, a base de estacas cravadas ficar assente em granitos completamente decompostos (tipicamente designados por *CDG* –

Completely Decomposed Granite). A variação evidenciada na Figura 2.3 no que concerne a esta transição, reflecte-se na variabilidade das características geotécnicas que se observam em solos que são identificados como CDG. Estas serão diferentes consoante o solo esteja mais próximo da transição para residual ou para rocha muito decomposta (grau IV).

A GEO No.1/2007 apresenta propriedades típicas destes estratos, consoante o estado de alteração, que se apresentam nos Quadros 2.7 e 2.8.

Quadro 2.7 – Características geotécnicas típicas de saprólitos em Hong Kong 1/2 (GEO No. 1/2007)

Granito completamente decomposto - Transição para granito muito alterado	
Designação	Cascalho silto-argiloso ou Areia com cascalho
% Finos	10 - 20
% Areias	30 - 50
% Seixo	30 - 50
e	0,4 - 0,6
γ_d [kN/m ³]	15,7 - 17,7
SPT - N	60 - 120
c' [kN/m ²]	0 - 10
ϕ' [°]	38 - 44

Quadro 2.8 - Características geotécnicas típicas de saprólitos em Hong Kong 2/2 (GEO No. 1/2007)

Granito completamente decomposto - Transição para solo residual	
Designação	Areia argilo-siltosa com cascalho
% Finos	30 - 45
% Areias	30 - 50
% Seixo	10 - 30
e	0,7 - 1,1
γ_d [kN/m ³]	11,8 - 14,7
SPT - N	10-40
c' [kN/m ²]	2 - 6
ϕ' [°]	33 - 36

Schnaid et al (2000), com base num estudo detalhado efectuado em Hong Kong, apresentam os valores de parâmetros mecânicos indicados no Quadro 2.9.

Quadro 2. 9 – Parâmetros geotécnicos de um depósito saprolítico em Hong Kong (Schnaid et al, 2000)

CDG (Areias silto-argilosas com seixo)	
G($\gamma = 0.01-0.1\%$) [MPa]	40 - 100
G($\gamma > 0.1\%$) [MPa]	22 - 40
ϕ'_{ps} [°]	33 - 40 (Variável em profundidade)
ϕ'_{tr} [°]	33,3 - 38
ϕ'_{cv} [°]	31
K ₀	0,4 - 0,6
N _{SPT}	30 - 100

Marques (1988), por sua vez, apresenta resultados obtidos em Macau, cujos valores não diferem significativamente dos de Hong Kong, e que se encontram resumidos no Quadro 2.10.

Quadro 2. 10 - Parâmetros geotécnicos (Marques, 1988)

Complexo de granitos completamente decompostos e muito alterados	
Designação	Areias siltosas
% Finos	11 - 12
% Areias	75 - 80
% Seixo (Fino)	8 - 14
CU	> 16
CC	1,7 - 2,4
w _L [%]	No mar: 27%; 28,5% ; Amostras de superfície: 36-62% (Solos de baixa plasticidade)
I _p [%]	No mar: 1,5%; 11% ; Amostras de superfície: 8-27%
At	0,4<At<2,8 ; Maioria das amostras: At < 0,75 (Pouco activa) ou 0,75 <At<1,25 (Actividade normal)
w [%]	17 - 25,5
n	0,32 - 0,43
e	0,47 - 0,75
γ [kN/m ³]	17,9 - 20,1
γ_d [kN/m ³]	15,2 - 18,1
SPT	Extremamente variável: distribuição quase uniforme a partir de N = 6 até cerca de N = 100. Em muitos casos, N é largamente superior aos limites de validade do ensaio normalmente considerados.
c' _{tr} [kN/m ²]	0 - 27,9
ϕ'_{tr} [°]	30,1 - 36

À base de dados apresentada por Marques, adicionou-se resultados de ensaios triaxiais efectuados recentemente em Macau, obtendo-se os seguintes resultados, incluídos no Quadro 2.11.

Quadro 2. 11 – Análise estatística de resultados de ensaios triaxiais em Macau (16 ensaios)

	c' _{tr} [kN/m ²]	ϕ'_{tr} [°]
Mínimo	0	30,1
Máximo	36,7	41,9
Média [kN/m ²]	12,25	34,69
σ	10,98	3,53
COV	0,90	0,10

2.3 – Depósitos superficiais

2.3.1 – Solos residuais e coluviões (Grau VI)

Em sondagens realizadas fora das proximidades de elevações, raramente são identificados solos residuais (W5). A sua existência é detectada em afloramentos rochosos e em zonas circundantes. Tal poderá ser explicado com o facto de a acção dos agentes de meteorização se ter prolongado por mais tempo nessas zonas, comparativamente com a camada superior do substrato granítico submerso, constituída fundamentalmente por maciços saprolíticos (granito completamente decomposto – W4). Por outro lado, a dificuldade em distinguir solos residuais e coluviões dos depósitos aluviais poderá explicar a não identificação dos primeiros nas sondagens.

Solos coluvionares graníticos contêm blocos de rocha fragmentada (que constituem entre 25 a 75 % do volume total destes solos), acumulados na base ou em depressões de afloramentos rochosos, resultantes de deslizamentos superficiais.

2.3.2 – Aluviões plistocénicas

Depositadas em ambiente fluvial, quando o nível da água do mar se situava bastante abaixo da sua actual posição. A espessura destes depósitos é variável, podendo atingir as três dezenas de metros.

Caracterizam-se por uma acentuada heterogeneidade, podendo no entanto identificar-se com alguma regularidade a seguinte sequência (Marques, 1988):

- Zona superior essencialmente argilosa, encontrando-se frequentemente densamente fissurada e matizada, o que parece indicar emersão e consequente dessecação;
- Zona intermédia constituída por argilas siltosas e siltes argilosos, em geral pouco arenosos;
- Zona inferior, que consiste fundamentalmente em areias silto-argilosas.

Marques refere a possibilidade da existência de um possível nível intermédio flúvio-marinho, cuja deposição terá sido consequência das grandes variações do nível da água do mar durante o Quaternário. Esta possibilidade é fundamentada com a detecção de restos de conchas em zonas intermédias das aluviões, conjugada com valores obtidos de N_{SPT} muito baixos (0 a 2 pancadas).

A ocorrência destes depósitos marinhos intercalados ocorre em Hong Kong na região de Chep Lap Kok (GEO No. 1/2007).

Nos Quadros 2.12 a 2.17 apresentam-se valores de parâmetros geotécnicos destes estratos segundo Marques e Novais Ferreira.

Quadro 2. 12 - Parâmetros geotécnicos (Marques, 1988)

	Aluviões Plistocénicas
Designação	Areias, areias siltosas, argilas arenosas, Argilas e siltes arenosos
% Argilas	7,5 - 51
% Siltes	2 - 76
% Areias	13,5 - 77,5
% Seixo	0 - 42 (predominantemente fino)
w_L [%]	24 - 62 ; 90% das amostras: solos de média e alta plasticidade
I_p [%]	8 - 36
w [%]	13 - 58; em 76 % dos casos: w = 23 a 34%
n	0,25 - 0,58
e	0,33 - 1,38
γ [kN/m³]	17 - 22,5
γ_d [kN/m³]	12 - 20
γ_s [kN/m³]	26 - 26,6
SPT	95% dos casos: 0 a 60 pancadas ; resultados mais frequentes: N = 2 a 32
CPT	No geral: q _c = 0.4 - 3,2 MN/m ² ; topo do estrato: q _c = 1 - 2,5; 1.5m abaixo: q _c = 1,7 - 3,1 ; 3 a 4m abaixo do topo: q _c = 0,7 a 1,8; Maiores profundidades: tendência para aumento de q _c .
c_{fv} [kN/m²]	27 - 100 (13 ensaios)
c'_{tr} [kN/m²]	0 - 17,7
φ'_{tr} [°]	25,1 - 39,6
c_u [kN/m²]	35 - 110
mv [m²/MN]	0,016 - 0,13
Cc	0,16 ; 0,21 ; 0,43 (apenas 3 valores)
cv [m²/ano]	0,6 - 25,6 ; Valores mais frequentes: 0,6 a 3,3
k [m/s]	E-6 ~ E-10

Quadro 2. 13 - Granulometria das aluviões pliocénicas no AIM (Novais Ferreira, 1997)

Camada	Argila	Silte	Areia	Seixo
	< 0,002 mm	0,002 a 0,075 mm	0,075 a 2,00 mm	> 2,00 mm
Argila	26 - 68	38 - 68	6 - 3	0 - 6
Areia Siltosa	4 - 21	14 - 47	45 - 72	10 - 37
Areia	-	2 - 14	38 - 90	8 - 60

Quadro 2. 14 - Índices físicos das aluviões pliocénicas (Argila) no AIM (Novais Ferreira, 1997)

	Camada	# ensaios	Valores médios	Desvio Padrão	COV
G	Mole	20	2,708	0,025	0,01
	Dura	4	2,724	0,019	0,01
γ [kN/m³]	Mole	18	17,47	0,9	0,05
	Dura	3	18,85	0,48	0,03
γ_d[kN/m³]	Mole	18	11,95	1,38	0,12
	Dura	3	14,13	0,767	0,05
e	Mole	12	1,212	0,244	0,20
	Dura	3	0,915	0,187	0,20
w [%]	Mole	21	75,5	5	0,07
	Dura	3	33,6	4,25	0,13
w_L [%]	Mole	19	63,8	10,7	0,17
	Dura	4	61,5	4,2	0,07
w_P [%]	Mole	19	30,3	4,2	0,14
	Dura	4	32,3	1,9	0,06
I_P [%]	Mole	19	33,5		
	Dura	8	29,2		

Quadro 2. 15 - Índices físicos das aluviões pliocénicas (Areia Siltosa) no AIM (Novais Ferreira, 1997)

	# ensaios	Valores médios	Desvio Padrão	COV
G	17	2,696	0,031	0,01
γ [kN/m³]	10	19	0,92	0,05
γ_d[kN/m³]	10	14,46	1,4	0,10
e	6	0,766	0,081	0,11
w [%]	11	34,1	8,56	0,25
w_L [%]	13	43,6	8,5	0,19
w_P [%]	12	23,5	4,2	0,18
I_P [%]	12	20	0,081	0,004

Quadro 2. 16 - Parâmetros de resistência e de compressibilidade das aluviões pliocénicas (Areia Siltosa) no AIM (Novais Ferreira, 1997)

	Valores médios	Desvio Padrão	COV
N_{SPT}	22	8,4	0,38
Cc*	0,24	0,05	0,21
mv* [m²/MN]	7,95E-4 a 0,835E-4		
cv* [m²/ano]	34,72 a 19,32		
k [m/s]	8,06E-9 a 5,92E-10		

* Tensões verticais entre 50 e 800 kPa

Quadro 2. 17 – Parâmetros mecânicos das aluviões no AIM (Novais Ferreira, 1997)

	c' [kN/m ²]	φ' [°]
Argila aluvionar (consistência mole a média)	18	19
Argila aluvionar (rija)	21,2	19
Aluvião silto-arenoso	11,7	31

Estes depósitos exibem sinais de sobreconsolidação no topo do estrato, resultante da variação do nível da água do mar durante o Quaternário, da qual terá resultado a eventual emersão de parte destes estratos com consequente dessecação (Marques, 1988).

Para o ângulo de atrito efectivo das argilas, a GEO No. 1/2007 indica um valor de 28°. Tanto este valor como os de Marques (25,1° a 39,6°) apresentam melhor concordância com os outros índices destes solos. Para um índice de plasticidade de 20%, a correlação de Terzaghi, Peck e Mesri (em Matos Fernandes, 2006) aponta para valores de ϕ' entre 25° e 35°.

2.3.3 – Depósitos fluvio-marinhos

Durante o Holocénico, verificou-se a subida da água do mar, que terá atingido o nível actual há cerca de 6000 anos. À medida que a água subia, as correntes superficiais diminuían e sedimentos lodosos foram sendo progressivamente depositados. Ao mesmo tempo, a água do mar foi provocando erosão nos afloramentos rochosos ao longo da faixa costeira, do qual resultaram depósitos arenosos – Areias de praia e de duna – constituídos por materiais mais grosseiros, sendo os finos transportados para o mar por acção deste.

Assentam sobre as aluviões plistocénicas e, junto ao litoral, directamente sobre o substrato granítico. A espessura destes depósitos ronda, regra geral, a dezena de metros, podendo no entanto atingir 25 metros ou mais (Marques, 1988).

Valores indicativos destes parâmetros são compilados nos Quadros 2.18 a 2.22 (Marques e Novais Ferreira).

Quadro 2. 18 – Parâmetros geotécnicos (Marques, 1988)

	Complexo Lodoso	Complexo Arenoso
Designação	Argilas siltosas/Siltos argilosos	Areias silto-argilosas
% Argilas	6 - 75	3 - 40
% Siltos	20,5 - 72,5	1,5 - 26
% Areias	< 35 (na maioria dos casos < 5)	1,5 - 21
% Seixo		20 - 86
CU		5 - 60 (normalmente seixo fino)
CC		> 3
w _L [%]	33 - 73	> 1
I _p [%]	12 - 44	47,5 - 49
At	0,52 - 4,72 (valores mais frequentes: 0,68 - 1,43)	23 - 26
w [%]	27 - 94; em 50 % dos casos: w > w _L ; em 91,4% das amostras: 0,77w _L < w < 1,38w _L	8 - 35
n	0,44 - 0,72	0,23 e 0,3 (apenas 2 resultados)
e	0,79 - 2,57	0,3 e 0,43 (apenas 2 resultados)
γ [kN/m ³]	14 - 22 (maioria dos casos: 15 - 18)	20,2 - 21
γ _d [kN/m ³]	8,8 - 24 (em 74% dos casos: 8,8 - 12)	17,2 - 19
γ _s [kN/m ³]	24,6 - 24,9	26,1 - 26,8
SPT	85% dos ensaios: 0 a 5 pancadas	80 % dos casos: 0 a 15 pancadas
CPT	(qc) _{min} = 0,04+0,016×Z [MN/m ²]; Z - profundidade [m]	Z entre 0 e 2m: qc = 0,1 a 0,8; Z de 2 a 4m: qc = 0,1 a 1,8; Z de 4 a 7m: qc = 0,2 a mais de 4 MN/m ²
c _v [kN/m ²]	5 - 15; (C _v) _{min} = 3,5 + 0,9 × Z [kN/m ²]	
c _v [kN/m ²]	0,3 - 2	
s _{lv}	na maioria dos casos: > 5 - solos sensíveis	
c ^{tr} [kN/m ²]	0 - 14,7	0 - 14
φ ^{tr} [°]	0 - 37	26,5 - 43,6
mv [m ² /MN]	0,78 - 2,08; Média = 1,49; desvio padrão = 0,36 para Z < 5m: mv = 1,5 - 2; Z > 5m: mv = 0,8 - 1,6	
Cc	0,17 - 0,94; Média = 0,6; Desvio padrão = 0,21	
cv [m ² /ano]	0,57 - 3,0; Média = 1,54; Desvio padrão = 0,64	
k [m/s]	E-9 ~ E-10	E-5 ~ E-7

Quadro 2. 19 – Granulometria do depósito marinho no AIM - Aeroporto Internacional de Macau (Novais Ferreira, 1997)

Camada	Argila	Silte	Areia	Designação
	< 0,002 mm	0,002 a 0,075 mm	0,075 a 2,00 mm	
Superior	42 - 54	52 - 56	2 - 6	Argilas siltosas ; Siltos argilosos
Inferior	32 - 44	60 - 67	3 - 8	

Quadro 2. 20 – Índices físicos dos depósitos sedimentares marinhos no AIM (Novais Ferreira, 1997)

	Camada	# ensaios	Valores médios	Desvio Padrão	COV
G	Superior	32	2,716	0,02	0,01
	Inferior	10	2,697	0,016	0,01
γ [kN/m³]	Superior	17	15,6	0,23	0,01
	Inferior	7	16,47	1,11	0,07
γ_d [kN/m³]	Superior	15	8,94	0,28	0,03
	Inferior	7	10,57	1,96	0,19
e	Superior	15	2,044	0,114	0,06
	Inferior	6	1,753	0,472	0,27
w [%]	Superior	21	75,5	5	0,07
	Inferior	7	59,3	19,3	0,33
w_L [%]	Superior	18	70	4	0,06
	Inferior	8	56,1	14	0,25
w_P [%]	Superior	20	33,9	2	0,06
	Inferior	8	28,8	5,9	0,20
I_p [%]	Superior	18	36		
	Inferior	8	27,3		

Quadro 2. 21 – Parâmetros de compressibilidade dos depósitos marinhos no AIM (Novais Ferreira, 1997)

	Camada	# ensaios	Valores médios	Desvio Padrão	COV
Cc*	Superior	14	0,682	0,085	0,125
	Inferior	6	0,589	0,199	0,338
mv* [m2/MN]	Superior		2,85 - 0,406		
	Inferior		3,13 - 0,336		
cv* [m2/ano]	Superior		3,2 - 1,58		
	Inferior		3,23 - 1,35		
k [m/s]	Superior		2,76E-9 - 1,14E-10		
	Inferior		2,96E-9 a 0,504E-10		

* Tensões verticais entre 50 e 800 kPa

Quadro 2. 22 - Parâmetros resistentes dos depósitos marítimos no AIM (Novais Ferreira, 1997)

	Camada	# ensaios	Valores médios	Desvio Padrão	COV
SPT	Superior		0		
	Inferior	48	2,4	2,6	1,1
c' [kN/m2]	Superior				
	Inferior		2,9		
φ' [°]	Superior				
	Inferior		12		

As seguintes correlações são apresentadas para a resistência não drenada obtida através de ensaios de molinete (Novais Ferreira, 1997) – representação gráfica na Figura 2.4:

$$\text{Solo não remexido: } c_{fv} = 2,82 + 1,29 \times z \quad (\text{unidades em kPa, m}) \quad (2.1)$$

$$\text{Solo remexido: } c_{Rv} = 1,46 + 0,52 \times z \quad (\text{unidades em kPa, m}) \quad (2.2)$$

No exemplo apresentado no presente estudo, foi obtido o seguinte valor para a razão de resistência não drenada:

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_v} \right)_{DSS} = 0,22$$

em que o índice DSS indica que se trata da resistência não drenada referente a ensaios de corte directo simples.

Na Figura 2.4 são apresentadas as várias propostas para a resistência não drenada.

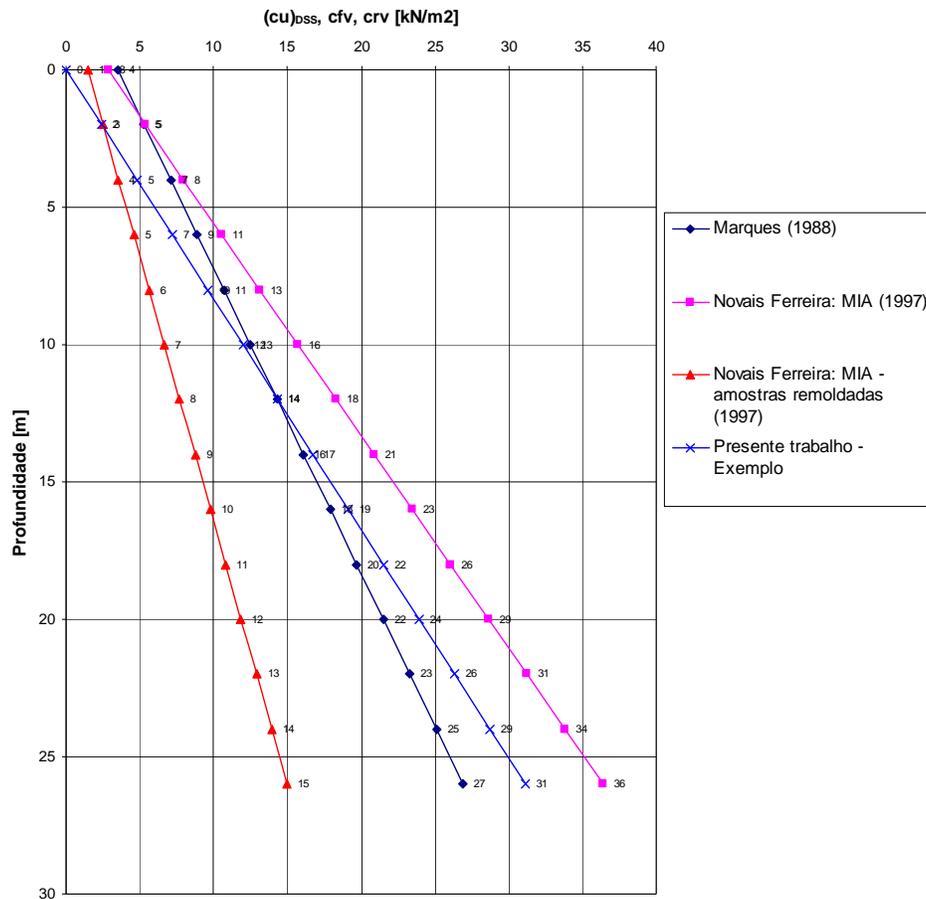


Figura 2. 4 – Resistência não drenada para depósitos fluvio-marinhos (DFM) – comparação de várias propostas ($\gamma' = 5,44 \text{ kN/m}^3$)

Algumas observações a propósito dos resultados que acabam de ser apresentados:

- as propostas de Novais Ferreira e Marques são rectas de correlação obtidas com resultados de ensaios de molinete a várias profundidades;
- a relação obtida no presente trabalho é derivada de resultados de ensaios triaxiais, sendo derivada do ângulo de atrito estimado. O facto de ter abcissa nula está em concordância com o facto de se tratar de um depósito normalmente consolidado, isto é, para um estado de tensão efectiva nulo, a resistência é nula;
- esta relação, $(c_u / \sigma'_v)_{DSS} = 0,22$, corresponde a um declive praticamente igual ao da proposta de Novais Ferreira;
- a correlação de Marques refere-se a valores mínimos deste parâmetro, sendo que é, de facto, a que apresenta um crescimento em profundidade menos pronunciado.

2.4 – Correlações

2.4.1 – Areias e saprólitos

No presente ponto apresentam-se diversas correlações para estimar parâmetros geotécnicos de areias e de argilas. Em certos casos, devidamente referenciados, poderão ser também utilizadas para saprólitos.

Estas correlações, e a análise da sua aplicabilidade e calibração para os solos locais, é fulcral para a análise e dimensionamento de fundações com base no cálculo. Esta importância é ampliada pelo facto de em obras correntes a prospecção realizada muitas vezes se limitar à execução de sondagens com realização de ensaios SPT.

Começarão por ser abordados os solos arenosos e saprólitos. O Quadro 2.23 apresenta, para areias, valores indicativos do número de pancadas do ensaio SPT (valor “bruto”, N_{SPT} , e corrigido, $(N_1)_{60}$) e do ângulo de atrito efectivo, de acordo com o nível de compactidade.

Quadro 2. 23 – Valores indicativos para areias (GDF, 1998)

Descrição	Muito solta	Solta	Média	Densa	Muito densa
Índice de Compactidade, I_p [%]	0-15	15-35	35-65	65-85	85-100
N_{SPT}	0-4	4-10	10-30	30-50	>50
SPT $(N_1)_{60}$	0-3	3-8	8-25	25-42	>42
ϕ' :					
Areia fina	<28	28-30	30-34	33-38	<41
Areia média	<29	30-32	32-36	36-42	<45
Areia grosseira	<30	30-34	33-40	40-46	<50

Ensaio SPT

O ensaio SPT é o mais corrente em prospecções geotécnicas em Macau. Apenas raramente são realizados ensaios CPT.

Muitas correlações disponíveis na bibliografia especializada são referentes a determinada razão de energia de referência, ER_r , o que implica ajustamento do valor de N_{SPT} . Os Quadros 2.24 e 2.25 contêm factores correctivos relativos, respectivamente, à razão de energia de referência e ao comprimento das varas.

Quadro 2. 24 – Valores de ER_r (GDF, 1998)

Correcção do N_{SPT}	ER_r	N_{60}/N	N_{70}/N
Operador experiente e equipamento em bom estado	50	0,833	0,714
Operador não habilitoso ou equipamento em mau estado	45	0,75	0,643

Quadro 2. 25 – Factor de correcção para o comprimento das varas (GDF, 1998)

Comprimento das varas	Factor de correcção λ
> 10	1
6 - 10	0,95
4 - 6	0,85
3 - 4	0,75

É também necessário aplicar uma correcção para ter em conta o estado de tensão efectiva.

$$N_1 = C_N \times N \quad (2.3)$$

Liao & Whitman, 1986 (em Das, 1999):

$$C_N = 9,78 \times \sqrt{\frac{1}{\sigma'_v (kN/m^2)}} \quad (2.4)$$

Resulta, assim, a seguinte expressão:

$$(N_1)_{60} = \frac{ER_r}{60} \times \lambda \times C_N \times N \quad (2.5)$$

Ângulo de atrito efectivo, ϕ'

Quadro 2. 26 – Propostas para ϕ' (em Das, 1999)

Propostas para o ângulo de atrito efectivo	Referências
$\phi' = 27,1 + 0,30 \times N_1 - 0,00054 \times N_1^2 \quad (2.6)$	Peck, Hanson e Thornburn, 1974
$\phi' = \arctg \left(\frac{N}{12,2 + 20,3 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)} \right)^{0,34} \quad (2.7)$ <p>p_a – pressão atmosférica (100 kPa)</p>	Schmertmann, 1975
$\phi' = \sqrt{20 \times N_1} + 20 \quad (2.8)$	Hataka e Uchida, 1996

Destas correlações, observa-se que a proposta de Peck, Hanson e Thornburn se ajusta melhor aos resultados obtidos (Capítulo 8). Embora se refira a solos sedimentares ou transportados, observou-se que os valores que fornece para solos saprolíticos estão em concordância com os resultados de ensaios triaxiais realizados com amostras desses depósitos.

É desejável conhecer o ângulo de atrito de volume constante ϕ'_{cv} , uma vez que se trata de um parâmetro intrínseco do material. Não havendo resultados laboratoriais disponíveis, valores de referência poderão ser utilizados (Quadro 2.27).

Quadro 2. 27 - Valores indicativos do ângulo de atrito de volume constante e de pico (M. Fernandes, 2006)

Tipo de solo	ϕ'_{cv} [°]	ϕ'_p [°]	
		Areia medianamente compacta	Areia compacta
Siltes (não plásticos)	26	28	30
Areias finas e médias mal graduadas	26 a 30	30 a 34	32 a 36
Areias bem graduadas	30 a 34	34 a 40	38 a 46
Areias e cascalhos	32 a 36	36 a 42	40 a 48

Índice de compacidade, I_D

Trata-se de um parâmetro de grande importância, na medida em que pode ser correlacionado com o módulo de distorção para pequenas deformações, G_0 , e o ângulo de dilatância máximo de uma areia, ψ .

A seguinte correlação é proposta - Terzaghi e Peck, 1948 (em Mayne et al, 2001):

$$I_D = 100 \times \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{60}} \quad (2.9)$$

Ângulo de dilatância, ψ - Bolton (1986)

Este autor apresenta uma forma simples de estimar a dilatância, conhecendo ϕ'_{cv} e o índice de compacidade.

$$\phi' = \phi'_{cv} + 0,8 \times \psi = \phi'_{cv} + 3 \times I_r \quad (2.10)$$

em que I_r representa aqui o índice de compacidade corrigido, que pode ser calculado da forma abaixo indicada.

Sendo p' a tensão efectiva média (octaédrica) aquando da rotura:

$$\text{Se } p' \geq 150 \text{ kPa: } I_r = I_D \times \left[5,4 - \ln\left(\frac{p'}{p_a}\right) \right] - 1 \quad (2.11)$$

$$\text{Se } p' < 150 \text{ kPa: } I_r = 5 \times I_D - 1 \quad (2.12)$$

I_D – índice de compacidade [%].

p_a – pressão atmosférica ≈ 100 kPa.

É assim possível exprimir graficamente o ângulo de dilatância em função da tensão efectiva octaédrica (Figuras 2.5 e 2.6).

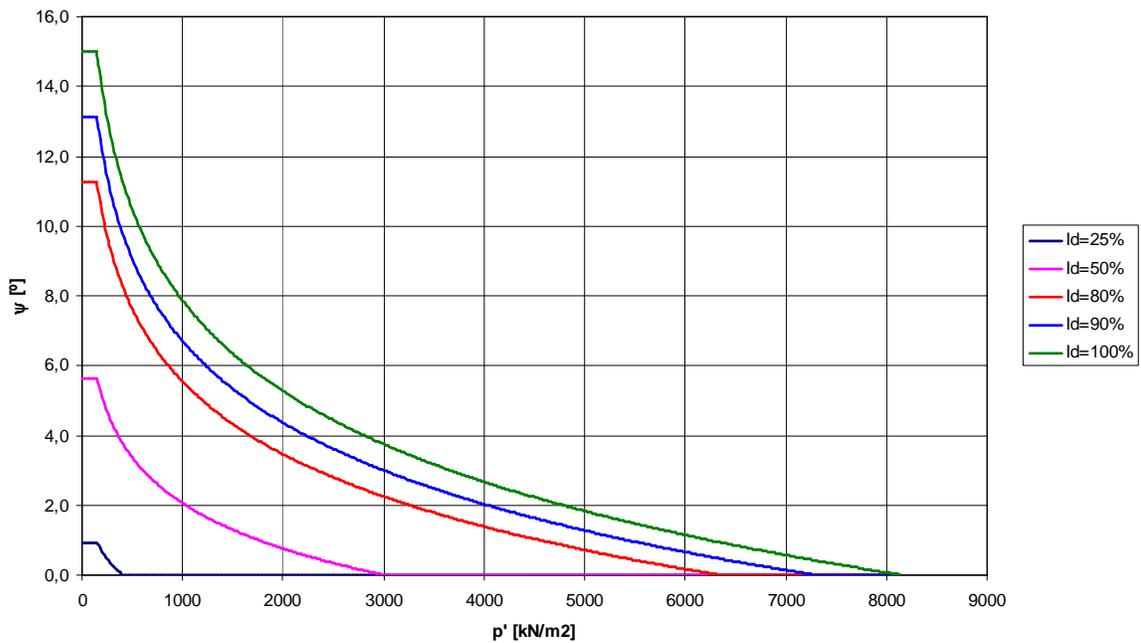


Figura 2.5 – Ângulo de dilatância para diferentes níveis de compacidade, derivado a partir da correlação de Bolton (1986)

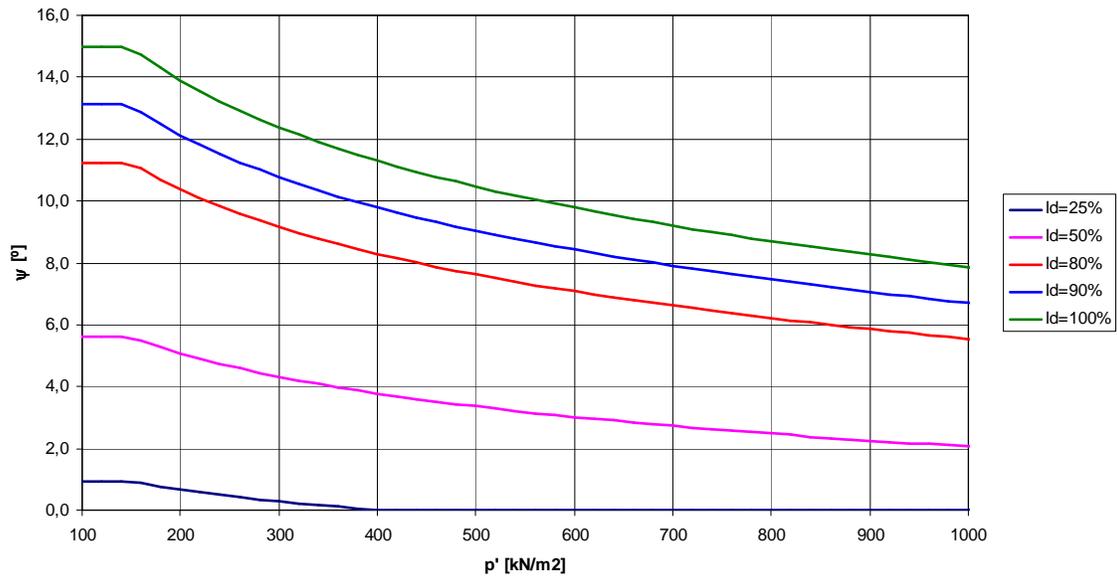


Figura 2. 6 - Ângulo de dilatância para diferentes níveis de compactação, derivado a partir da correlação de Bolton (1986) – $p' \leq 1$ MPa

Módulo de distorção de pequenas deformações

Foi utilizada a formulação de Santos (1999) para quantificação do módulo de distorção de muito pequenas deformações, G_0 . As expressões são consideradas válidas para solos sedimentares e solos reconstituídos em laboratório. Aqui são apresentadas, considerando a seguinte expressão para a tensão média efectiva:

$$p'_0 = \sigma'_{v0} \times \left[\frac{1 + 2 \times K_0}{3} \right] \text{ [MN/m}^2\text{]} \quad (2.13)$$

$$\text{Limite Inferior: } G_0 = 4 \times e^{-1,3} \times \left\{ \sigma'_{v0} \times \left[\frac{1 + 2 \times K_0}{3} \right] \right\}^{0,5} \text{ [MN/m}^2\text{]} \quad (2.14)$$

$$\text{Limite Superior: } G_0 = 8 \times e^{-1,1} \times \left\{ \sigma'_{v0} \times \left[\frac{1 + 2 \times K_0}{3} \right] \right\}^{0,5} \text{ [MN/m}^2\text{]} \quad (2.15)$$

Randolph et al (1994) referem a seguinte expressão proposta por Lo Presti (1987):

$$\frac{G_0}{p_a} = S \times \exp(0,7 \times I_D) \times \left(\frac{p'}{p_a} \right)^{0,5} \quad (2.16)$$

em que S é um coeficiente que é função da percentagem de finos do solo (Quadro 2.28).

Quadro 2. 28 – Valores do coeficiente S

% de grãos que passam no peneiro de 0,2 mm	0 - 5	5 - 10	10 - 15	15 - 30
S	400	200	100	75

Verificou-se, ao comparar os valores obtidos com as diferentes propostas em aluviões arenosos (Capítulo 8), que esta metodologia é mais conservativa que a de Santos. Adoptando um valor de S de 400, obtêm-se valores semelhantes aos fornecidos pela expressão de Santos correspondente ao limite inferior.

Para solos residuais, apresentam-se as seguintes propostas:

Viana da Fonseca et al, 2006:

$$G_0 = \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \times 110 \times p_0^{0,02} \quad (2.17)$$

Imai e Tonouchi, 1982 & Stroud, 1988 (em Viana da Fonseca, 1996):

$$G_0 = 5,8 \times N_{60} \text{ [MPa]} \quad (2.18)$$

Ohsaki e Iwasaki, 1973 (em Viana da Fonseca, 1996):

$$G_0 = 10,4 \times N_{60}^{0,8} \text{ [MPa]} \quad (2.19)$$

Degradação do módulo de distorção com o nível de deformação, G/G_0

A degradação do módulo de distorção pode ser estimada com a formulação de Ishibashi e Zhang (em Santos, 1999), que é a seguinte:

$$\frac{G}{G_0} = \alpha \times p'{}^\beta \quad (2.20)$$

$$\alpha = 0,5 + 0,5 \times \operatorname{tgh} \left\{ \ln \left[\left(\frac{0,000102 + n}{\gamma} \right)^{0,492} \right] \right\} \quad (2.21)$$

$$\beta = 0,272 \times \left\{ 1 - \operatorname{tgh} \left[\ln \left[\left(\frac{0,000556}{\gamma} \right)^{0,4} \right] \right] \right\} \times \exp^{-0,0145 \times I_p^{1,3}} \quad (2.22)$$

O coeficiente n é calculado com as seguintes expressões em função do índice de plasticidade:

- 0, $I_p=0$;
- $3,37 \times 10^{-6} \times I_p^{1,404}$, $0 < I_p \leq 15$;
- $7,0 \times 10^{-7} \times I_p^{1,976}$, $15 < I_p \leq 70$;
- $2,7 \times 10^{-5} \times I_p^{1,115}$, $0 < I_p \leq 15$.

Esta metodologia é válida para solos coesivos e não coesivos. No presente trabalho foi utilizada também para os estratos saprolíticos, tendo-se considerado conservativamente nesses casos $I_p = 0$.

2.4.2 – Argilas

A utilização de correlações para argilas é bastante mais problemática que para areias, principalmente as baseadas no SPT.

Assim, apresentam-se relações entre parâmetros mecânicos e índices físicos do material, nomeadamente os limites de Atterberg.

Quadro 2. 29 – Consistência de argilas em função da resistência não drenada (GDF, 1998)

Descrição	Muito mole	Mole	Média	Dura	Muito dura	Rija
c_u (kN/m ²)	<12	12-25	25-50	50-100	100-200	>200
N _{SPT}	<2	2-4	4-8	8-15	15-30	>30

Resistência não drenada, c_u

Diversos autores chamam a atenção para o facto de este parâmetro não ser uma característica intrínseca do material (Matos Fernandes, 2006; Sabatini et al, 2002; Kulhawy, 1993).

O seu valor varia com a tensão de consolidação da amostra, assim como com o tipo de ensaio realizado. Os ensaios mais comuns em Macau são (por ordem decrescente, do mais para o menos frequente):

- Ensaios de laboratório
 1. Ensaios triaxiais não consolidados não drenados (UU);
 2. Ensaios triaxiais isotropicamente consolidados não drenados (CIU);
 3. Ensaios triaxiais isotropicamente consolidados drenados (CID).
- Ensaios “in situ”
 1. Ensaios de molinete (VST);
 2. Ensaios CPT.

Kulhawy (1993) realça a pouca fiabilidade dos ensaios UU, sugerindo o ensaio CIU como o patamar de qualidade mínimo de ensaios laboratoriais para avaliação de c_u .

Para o dimensionamento de fundações, o valor de c_u de maior interesse é o relacionado com o mecanismo de rotura associado ao fuste das estacas. Para esta situação, interessará a resistência não drenada correspondente ao ensaio de corte directo simples, associada a uma superfície de rotura conhecida à priori (o fuste da estaca).

A variação de c_u com o estado de tensão efectiva, faz com que seja preferível exprimir a resistência não drenada através da razão de resistência: c_u/σ'_v .

Mayne, 1988 (em Sabatini et al, 2002) apresenta a seguinte expressão:

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \right)_{DSS} = \frac{\text{sen} \phi'}{2} \times OCR^{0,8} \quad (2.23)$$

Kulhawy (1993) fornece valores da razão de resistência para diferentes situações de carregamento, em função deste parâmetro obtido em ensaios CIU e do ângulo de atrito efectivo obtido em ensaios triaxiais, como mostra o Quadro 2.30.

Quadro 2. 30 – Razão de resistência correspondente a um ensaio de corte directo simples (DSS) e a compressão não drenada em condições de confinamento “in situ” (CK₀U) – Kulhawy, 1993

Situação de interesse	$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \right) / \left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \right)_{CIU}$		
	$\phi'_{tr} = 20^\circ$	$\phi'_{tr} = 30^\circ$	$\phi'_{tr} = 40^\circ$
DSS	0,64	0,58	0,51
CK ₀ U	0,94	0,85	0,75

Ângulos de atrito de pico, ϕ' , e residual ϕ'_r

O ângulo de atrito efectivo de pico é normalmente obtido em ensaios CIU e CID. Na indisponibilidade de realizar esses ensaios pode-se recorrer a correlações, tendo presente os valores indicativos anteriormente apresentados relativos a solos locais. Terzaghi, Peck e Mesri apresentam uma relação entre ϕ' e I_p (Figura 2.7).

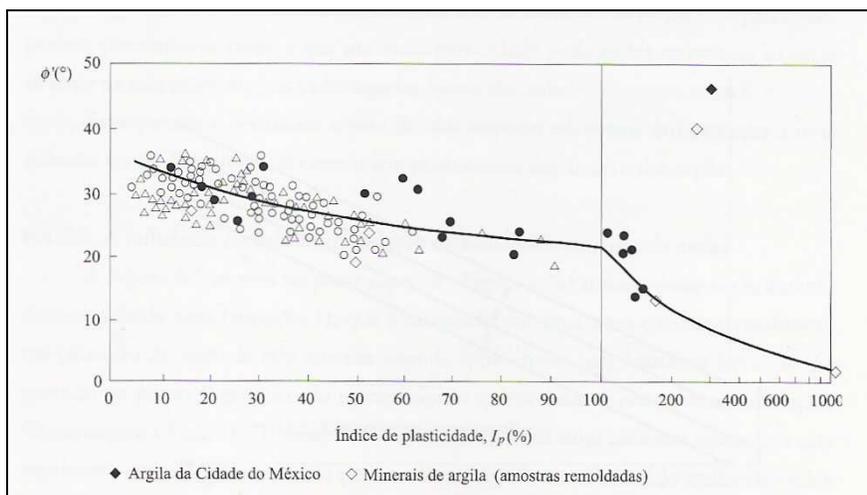


Figura 2. 7 – Ângulo de atrito de pico em função do índice de plasticidade - Terzaghi, Peck e Mesri, 1996 (em Matos Fernandes, 2006)

O ângulo de atrito residual é particularmente difícil de obter. Os gráficos das Figuras 2.8 e 2.9 constituem referências importantes para quantificar este parâmetro.

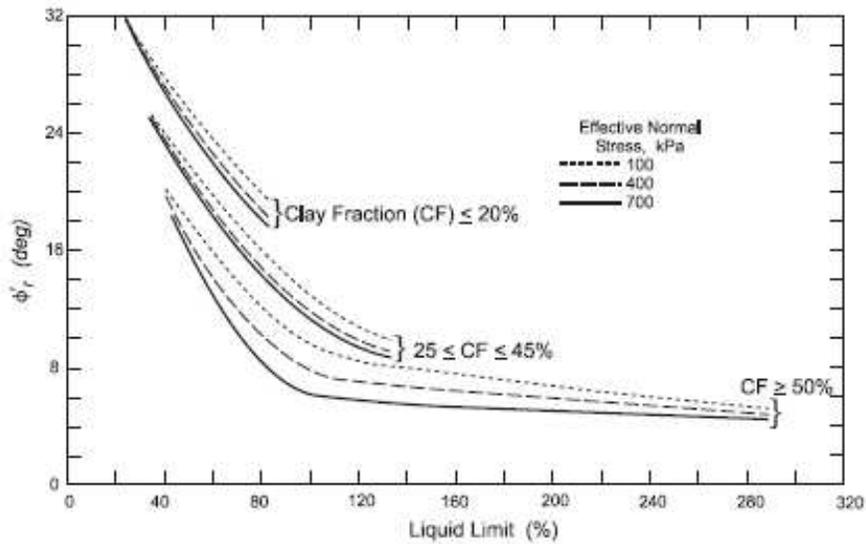


Figura 2. 8 - Ângulo de atrito residual em função de w- Stark e Eid, 1994 (em Sabatini et al, 2002)

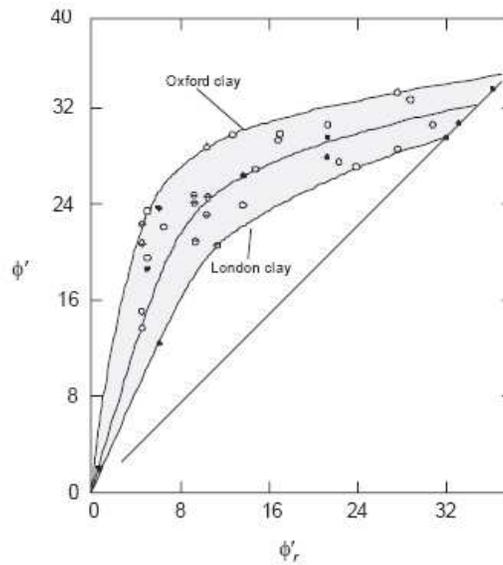


Figura 2. 9 – Relação entre o ângulo de atrito residual, ϕ_r , e o ângulo de atrito de pico, ϕ' - Mesri et al, 1986, (em Ortigão, 2007)

Módulo de distorção de pequenas deformações, G_0

Considera-se a correlação de Keaveny & Mitchell, 1986 (em Mayne et al, 2001).

$$I_r = \frac{G_0}{c_u} = \frac{e^{\left(\frac{137-IP}{23}\right)}}{\left\{1 + \ln\left[1 + \frac{(OCR-1)^{3,2}}{26}\right]\right\}^{0,8}} \quad (2.24)$$

em que I_r é o índice de rigidez.

2.4.3 – Rochas

O RQD (“Rock quality designation”) é obtido com a seguinte expressão [%].

$$RQD = \frac{S_{10}}{S_t} \quad (2.25)$$

S_{10} – soma do comprimento de tarolos são com pelo menos 100 mm de comprimento cada, obtidos a partir da perfuração do maciço rochoso;

S_t – comprimento total carotado.

O RMR₈₉ e o GSI são parâmetros que visam classificar o maciço, isto é, a rocha “in situ”. O RMR pode ser obtido conforme o descrito no Quadro 2.31. Apesar da sua simplicidade, não foi obtido qualquer registo desta classificação efectuada em Macau.

Quadro 2. 31 - Classificação RMR₈₉ – GEO No. 1/2006 e Turner (2006)

A.1 - Resistência da rocha intacta							
qu [MPa]	> 250	250 - 100	100 - 50	50 - 25	25 - 5	5 - 1	< 1
Pontuação	15	12	7	4	2	1	0
A.2 - RQD ("Rock Quality Designation")							
RQD [%]	100 - 90	90 - 75	75 - 50	50 - 25	<25		
Pontuação	20	17	13	8	3		
A.3 - Espaçamento das juntas							
Espaçamento	> 2 m	2 m - 0,6 m	0,6 m - 0,2 m	200 mm - 60 mm	< 60 mm		
Pontuação	20	15	10	8	5		
A.4 - Estado das juntas							
Condição das descontinuidades	Superfícies muito rugosas não contínuas; Junta fechada; Paredes da junta não alteradas	Superfícies ligeiramente rugosas; Juntas com espessura < 1 mm. Paredes ligeiramente alteradas	Superfícies ligeiramente rugosas; Juntas com espessura < 1 mm. Paredes muito alteradas	Juntas com superfícies polidas; Espessura inferior a 5 mm, preenchida com enchimento mole; Juntas com espessura de 1 a 5 mm contínuas	Juntas com espessura > 5 mm e preenchida com material mole; Juntas com espessura superior a 5 mm e contínuas		
Pontuação	30	25	20	10	0		
A.5 - Água no solo							
Pontuação*	7						
* Valor fixo, por se considerar que o parâmetro não é relevante para a avaliação da resistência em maciços rochosos							
B - Ajustamento em função da orientação das juntas							
Orientação e declive das descontinuidades	Muito favorável	Favorável	Satisfatório	Desfavorável	Muito desfavorável		
Pontuação	0	-2	-7	-15	-25		
C - Classificação do maciço rochoso com base no somatório das várias pontuações							
RMR	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20		
Símbolo	I	II	III	IV	V		
Descrição (qualidade da rocha)	Muito boa	Boa	Moderada	Pobre	Muito pobre		

Para valores do RMR_{89} superiores a 23, pode-se obter o GSI através da seguinte relação.

$$GSI = RMR_{89} - 5 \quad (2.26)$$

Critério de rotura de Hoek-Brown

Trata-se de uma forma de quantificar a resistência de maciços rochosos com diferentes graus de alteração (Hoek et al, 2002). O critério de rotura destes autores é traduzido pela seguinte expressão.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + q_u \times \left(m_b \times \frac{\sigma'_3}{q_u} + s \right)^a \quad (2.27)$$

Em que σ'_1 e σ'_3 são respectivamente a maior e menor tensões principais e m_b , s e a são os parâmetros resistentes de Hoek-Brown.

Os parâmetros de Hoek-Brown são obtidos a partir do GSI.

$$\frac{m_b}{m_i} = e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14 \times D} \right)} \quad (2.28)$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3 \times D} \right)} \quad (2.29)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \times \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right) \quad (2.30)$$

Em que m_i é o valor do parâmetro m para rocha intacta. Este parâmetro pode ser obtido a partir de ensaios triaxiais, ou, na falta destes, a partir de valores tabelados. Para granitos, o valor de m_i é 32 ± 3 .

D é o factor de perturbação do maciço, função do processo construtivo. Os valores sugeridos para este factor referem-se principalmente a escavações de túneis. Variam entre 0, para pequena perturbação, até 1, para grandes perturbações.

Quando se utilizar equipamento de percussão para perfurar a rocha, o dano poderá ser considerável, pelo que será legítimo considerar conservativamente $D=1,0$. Para furação de rocha por corte rotativo (pequena perturbação do maciço), adoptar $D = 0,5$ poderá ser aceitável.

Hoek et al (2002) apresentam também equações para obter parâmetros resistentes de Mohr-Coulomb.

$$\phi' = \text{Arcsen} \left[\frac{6 \times a \times m_b \times (s + m_b \times \sigma'_{3n})^{a-1}}{2 \times (1+a) \times (2+a) + 6 \times a \times m_b \times (s + m_b \times \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (2.31)$$

$$c' = \frac{q_u \times [(1+2 \times a) \times s + (1-a) \times m_b \times \sigma'_{3n}] \times (s + m_b \times \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a) \times (2+a) \times \sqrt{\frac{1 + 6 \times a \times m_b \times (s + m_b \times \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a) \times (2+a)}}} \quad (2.32)$$

Adopta-se, $\sigma'_{3n} = 0,25$ (ref. *Roclab Users Guide*).

Um parâmetro de grande interesse para a análise de estacas moldadas encastradas em rocha é o módulo de elasticidade da rocha “in situ”, E_M . Como se realça no Capítulo 9, este parâmetro poderá ser determinante no dimensionamento, uma vez que desempenha papel importante na repartição de carga entre o fuste e a ponta.

No Quadro 2.32 e nas Figuras 2.10 a 2.12 são apresentadas algumas das correlações mais utilizadas. É notória a diferença que se observa entre as várias propostas.

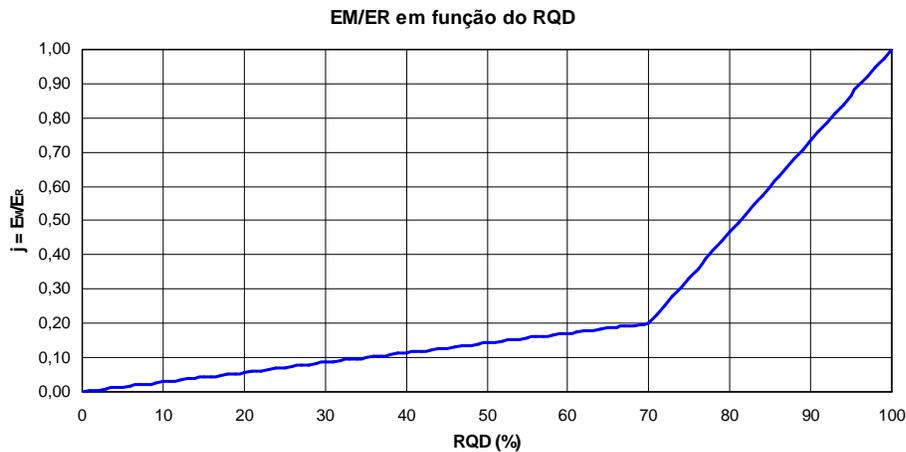


Figura 2. 10 - Correlação de Bieniawski

Quadro 2. 32 – Diversas propostas para estimativa de E_M

Autor	Equação	Notas	Referências
Bieniawski (1978)	$\frac{E_M}{E_R} = \frac{RQD}{350}$; $RQD \leq 70\%$ (2.33)		Turner (2006)
	$\frac{E_M}{E_R} = 0,2 + \frac{(RQD - 70)}{37,5}$; $RQD > 70\%$ (2.34)		
Liang e Yang (2006)	$\frac{E_M}{E_R} = \frac{e^{\frac{GSI}{21.7}}}{100} = 0,01 \times e^{\frac{GSI}{21.7}}$ (2.35)		
Serafim e Pereira (1983)	$E_M = 10^{\frac{RMR_{90} - 10}{40}}$ [GPa] (2.36)	RMR < 90	
Hoek e Diederichs (2006)	$\frac{E_M}{E_R} = 0,02 + \frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{60 + 15 \times D - GSI}{11}}}$ (2.37)		Hoek e Marinos, 2006
	$E_M = 100 \times \left[\frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{75 + 25 \times D - GSI}{11}}} \right]$ [GPa] (2.38)	Versão simplificada	
GEO No. 1/2006	$E_M = 0,06 \times e^{0,05 \times RMR}$ [GPa] (2.39)		GEO No. 1/2006

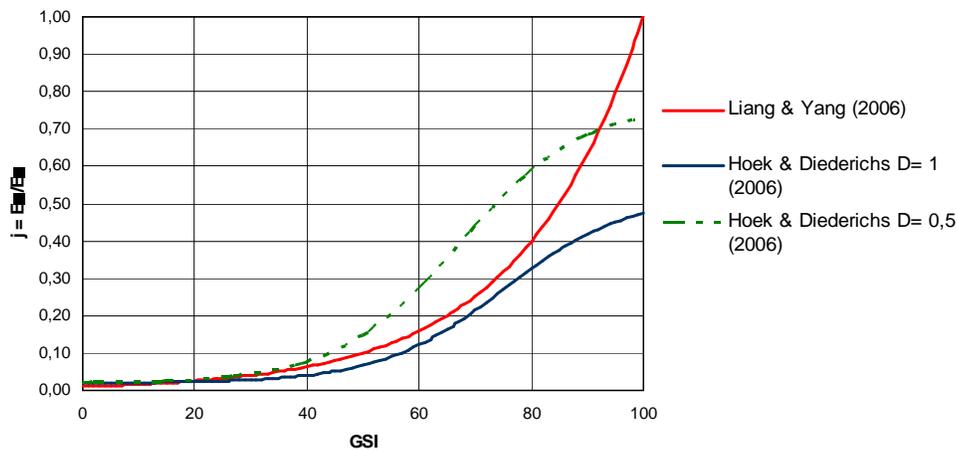


Figura 2. 11 - Correlações de Liang & Yang e Hooke & Diederichs (D = 1; D = 0,5)

Da Figura 2.11 é possível constatar a influência do processo construtivo, retratada por Hoek e Diederichs através do parâmetro D. Confirma-se que a adoção de $D = 1$ será apropriada, principalmente para a prática corrente em Macau para execução de estacas em rocha.

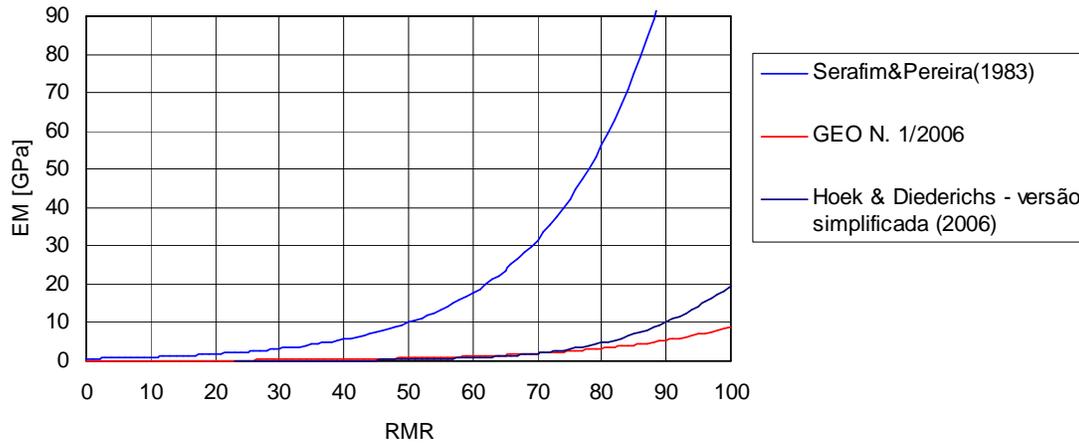


Figura 2. 12 – Comparação das três propostas em função do RMR_{90} (equação de Hoek & Diederichs com $D = 1$)

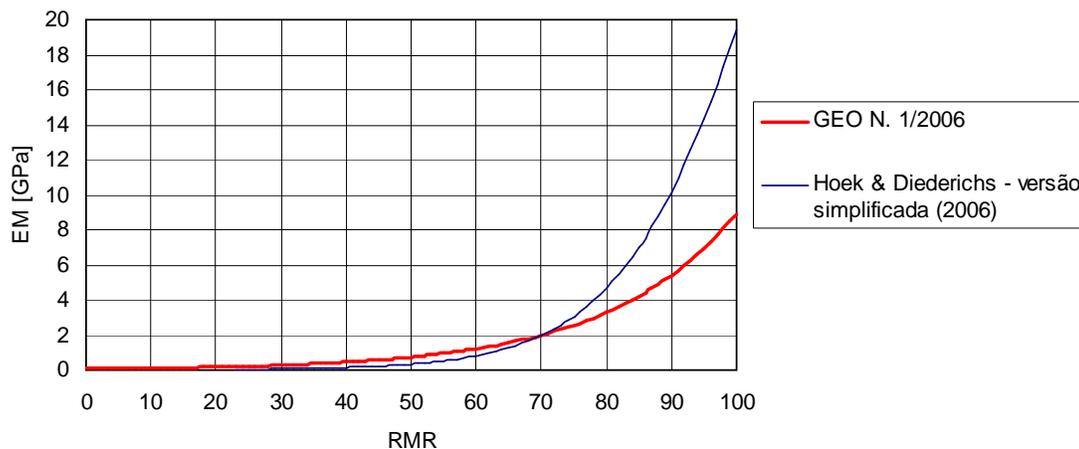


Figura 2. 13 – Comparação das propostas da GEO No.1/2006 e de Hoek & Diederichs ($D = 1$)

A expressão de Serafim & Pereira fornece valores claramente superiores às das duas outras propostas (Figura 2.12), que são separadamente reproduzidas na Figura 2.13.

A correlação apresentada na GEO No. 1/2006 foi obtida com base em resultados de ensaios de carga de estacas instrumentadas realizadas em Hong Kong.

Aquela publicação apresenta também a base de dados utilizada para obtenção da correlação. Embora não explicitado, e analisando a referida base de dados, constata-se que os valores de E_M terão sido obtidos com base nas medições de assentamentos e tensão instalada na base da estaca, através da seguinte expressão (assentamento elástico de uma sapata cilíndrica):

$$\Delta_b = \frac{\pi}{4} \times \frac{\sigma_b}{E_M} \times D_{estaca} \times (1 - \nu_b^2) \times 0,85$$

em que σ_b é a tensão medida na base da estaca, ν_b é o coeficiente de Poisson da rocha sob a base e Δ_b é o assentamento da base da estaca.

Adoptando para o coeficiente de Poisson o valor de 0,3, obtiveram-se os resultados apresentados no Quadro 2.33.

Quadro 2. 33 – Base de dados da GEO No. 1/2006 e valores derivados de E_M

Designação	Tipo de Rocha	RMR89	RQD (%)	qu (MPa)	Destaca (m)	ν_b	σ_b (kPa)	E_M (GPa)	Δ_b (mm)
P1C	Granito	79	95	98	1	0,3	8250	4,18	1,2
P2C	Granito	72	91		1	0,3	20370	1,10	11,3
P3C	Granito	79	96	91,7	1,2	0,3	7950	2,32	2,5
P4	Granito	17	29		1,2	0,3	6192	0,25	18,3
P7-1	tufo	73	56 - 63	202	1,3	0,3	2820	5,57	0,4
P7-2O	tufo	73	57 - 63	202	1,3	0,3	26500	2,79	7,5
P9-1	granodiorite	27	49	15	1,32	0,3	10800	0,14	63,9
P9-3O	granodiorite	27	49	15	1,32	0,3	16000	0,15	86
P10-1	metasiltito		50	62	1,2	0,3	2200	0,19	8,4
P10-2O	metasiltito	59	50	62	1,2	0,3	26530	1,42	13,6
P11-2O	metasiltito	58	88	25,9	1,35	0,3	24000	9,84	2
P13-1	Granito		49	35	1,5	0,3	1906	0,18	9,5
P13-2O	Granito	57	49	35	1,5	0,3	19675	1,16	15,5
P14	Mármore		83	42	1,2	0,3	25000	6,08	3
P15O	Mármore	51	84	29,7	1,2	0,3	25900	1,50	12,6

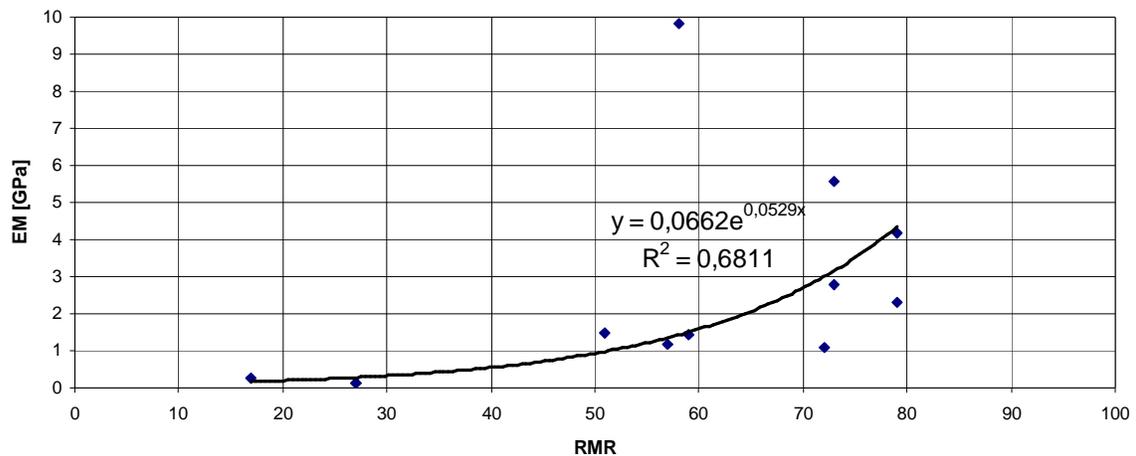


Figura 2. 14 – Correlação obtida com os valores derivados de E_M

A semelhança, tanto da correlação da figura anterior como dos valores obtidos de E_M com o apresentado pela GEO No. 1/2006, parece confirmar o que foi anteriormente referido.

As seguintes observações devem ser feitas relativamente a esta proposta:

- os valores de E_M foram obtidos após instalação das estacas, o que lhes confere maior credibilidade para adopção em análise de estacas;
- em Macau, praticamente só existem granitos. Embora se trate de valores obtidos em Hong Kong, cerca de metade das estacas ensaiadas foram executadas em rochas que não existem em Macau;
- a correlação apresenta elevada dispersão;
- a resistência uniaxial em todos os casos é inferior a 100 MPa, algo modesta como se pode constatar pelos valores indicativos anteriormente apresentados para Macau;
- também o RQD é bastante baixo em quase todos os casos, com apenas duas estacas com RQD superior a 85%;
- os valores do RMR variam entre 17 e 79, levantando dúvidas relativamente à aplicabilidade daquela expressão para valores mais elevados deste parâmetro;
- questiona-se também o contacto entre a base da estaca e a rocha (possível existência de detritos e folgas).

Assim, na opinião do autor, as propostas de Hoek e Diederichs serão preferíveis. Como se pode verificar na Figura 2.15, a versão simplificada deste método fornece valores semelhantes aos da proposta da GEO No. 1/2006 (considerando $D=1$) para a gama de valores de RMR_{89} considerada.

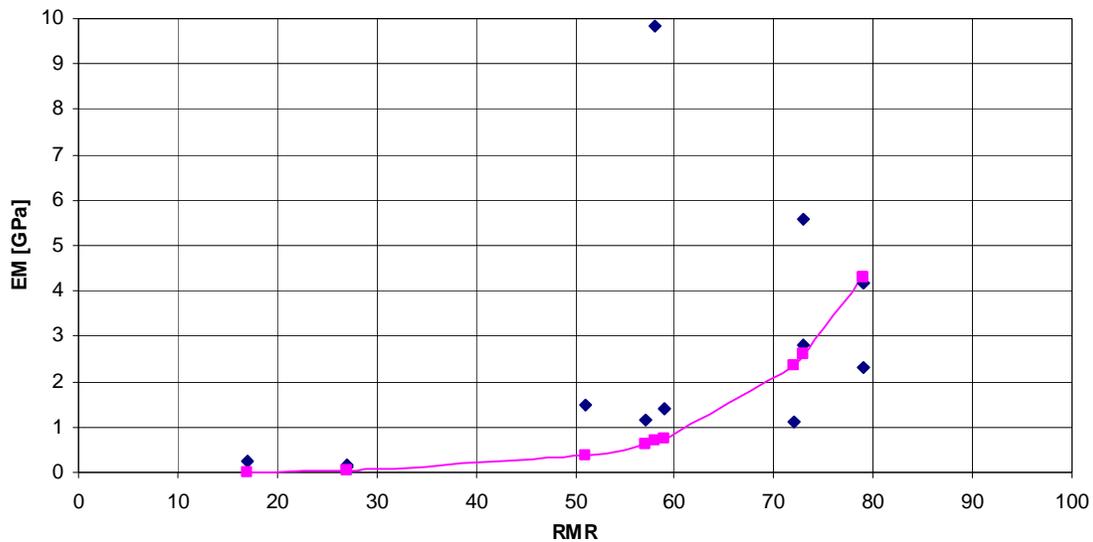


Figura 2. 15 – Proposta simplificada de Hoek & Diederichs ($D = 1$); comparação com a base de dados da GEO No.1/2006

2.5 – Análise estatística de parâmetros geotécnicos

O Regulamento de Fundações e a EN 1997 permitem o dimensionamento baseado em valores característicos dos parâmetros, obtidos através da sua avaliação estatística. Tal permite por um lado bastante flexibilidade, e por outro exige bastante rigor e bom senso da parte do projectista.

A EN 1997 considera valores característicos médios – estimativa cautelosa de um valor médio do parâmetro – e valores característicos correspondentes aos quantilhos de 5 ou 95 % (conforme o efeito for favorável ou desfavorável).

O valor característico médio é apropriado para o cálculo da resistência atrítica ao longo do fuste, uma vez que esta envolve uma grande massa de solo, com os valores mais baixos eventualmente compensados por picos de resistência ao longo do fuste. No caso da resistência de ponta o mecanismo de rotura é localizado, pelo que a resistência é determinada por um volume pequeno de solo. Deve-se, portanto, adoptar para estes casos o valor característico extremo (quantilho de 5%).

Os valores característicos são obtidos através da seguinte expressão:

$$X_k = X_{médio} \times (1 \pm k_n \times COV) \quad (2.40)$$

Em que:

- X_k – valor característico do parâmetro;
- k_n – coeficiente estatístico que depende do numero de ensaios realizados e do tipo de valor característico (médio ou extremo) – Quadro 2.34;
- COV – coeficiente de variação (Desvio padrão / Média)

Os quadros 2.35 e 2.36 contêm valores de referência do coeficiente de variação para diversos parâmetros geotécnicos.

Quadro 2. 34 – Coeficientes k_n (Frank et al, 2004)

n	kn,médio		kn,extremo	
	COV desconhecido	COV conhecido	COV desconhecido	COV conhecido
3	1,69	0,95	3,37	1,89
4	1,18	0,82	2,63	1,83
5	0,95	0,74	2,33	1,8
6	0,82	0,67	2,18	1,77
8	0,67	0,58	2	1,74
10	0,58	0,52	1,92	1,72
20	0,39	0,37	1,76	1,68
30	0,31	0,3	1,73	1,67
∞	0	0	1,64	1,64

Quadro 2. 35 – Valores de COV (Duncan, 2000)

Parâmetro	Duncan, 2000 (em Sabatini et al, 2002)	
	Min	Max
Peso volúmico, γ	0,03	0,07
Ângulo de atrito efectivo, ϕ'	0,02	0,13
Resistência não drenada, c_u	0,13	0,40
Razão de resistência, c_u/σ'_v	0,05	0,15
Índice de compressibilidade, C_c	0,10	0,37
Tensão de pré-consolidação, σ'_p	0,10	0,35
Coefficiente de permeabilidade em argilas saturadas, k	0,68	0,90
Coefficiente de permeabilidade em argilas parcialmente saturadas, k	1,30	2,40
Coefficiente de consolidação, c_v	0,33	0,68
N_{SPT}	0,15	0,45
q_c (CPT)	0,05	0,15

Quadro 2. 36 - Valores de COV (Baecher e Christian, 2000)

Parâmetro	Baecher e Christian, 2003	
	Min	Max
Índice de vazios, e	0,15	0,30
Limite de liquidez, w_L	0,03	0,20
Limite de plasticidade, w_P	0,03	0,20
Índice de plasticidade, I_P	0,07	0,79

Quando suficiente informação estiver disponível, outros valores poderão ser utilizados.
Nos pontos anteriores são apresentados valores de COV obtidos localmente.

Anexo 2.1 – Unidades geotécnicas da região de Macau

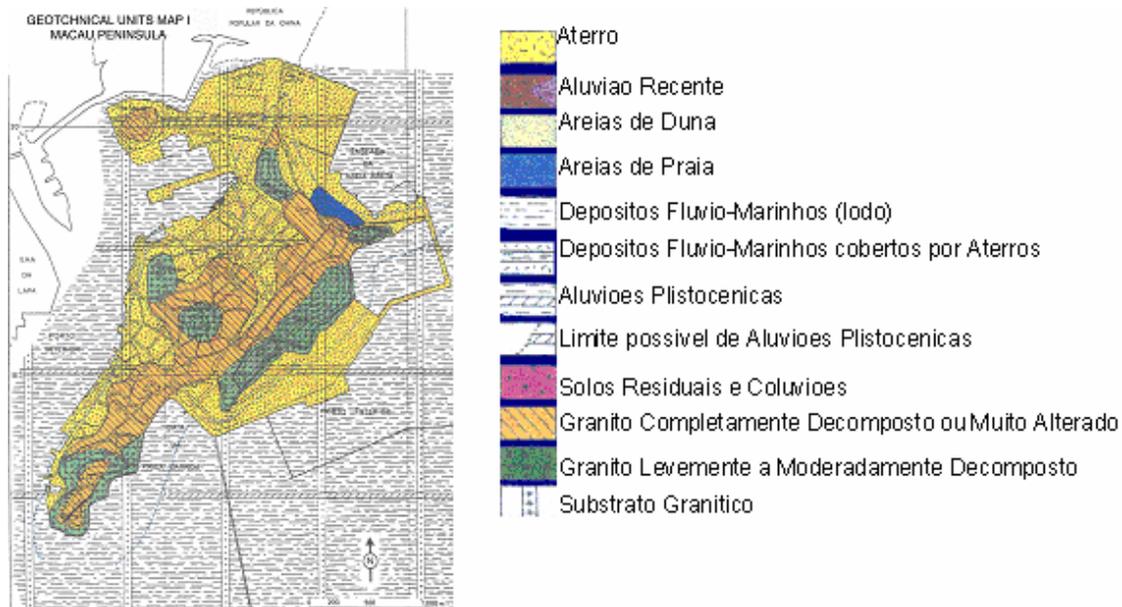


Figura 2. 16 - Mapa de unidades geotécnicas - Macau (Marques em Lamas e Garanito, 2002)

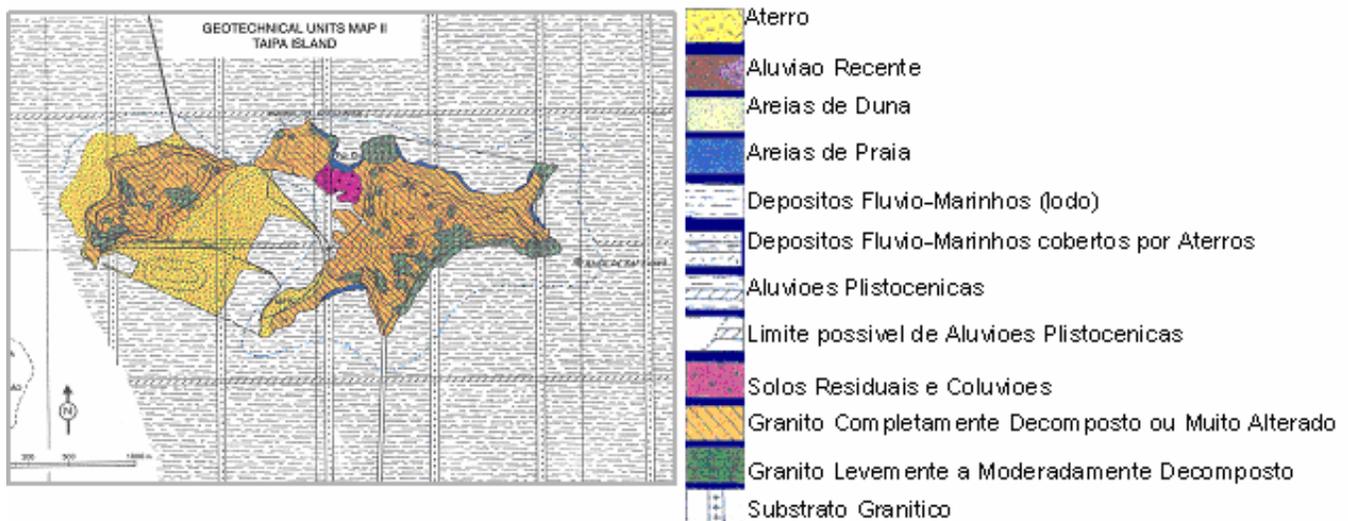


Figura 2. 17 – Mapa de unidades geotécnicas - Taipa (Marques em Lamas e Garanito, 2002)



Figura 2. 18 - Mapa de unidades geotécnicas - Coloane (Marques em Lamas e Garanito, 2002)

Capítulo 3 – Generalidades sobre o comportamento de estacas sob carregamento vertical

3.1 - Introdução

O estudo do comportamento de fundações profundas é um assunto de grande complexidade, sendo esta fruto de incertezas que se podem agrupar nos seguintes grupos:

- [1] caracterização do terreno de fundação;
- [2] efeitos do processo de instalação associados ao tipo de estaca;
- [3] avaliação da carga última de estacas isoladas;
- [4] avaliação da relação carga-assentamento de estacas isoladas;
- [5] avaliação do comportamento global das fundações (estacas em grupo) – esforços e assentamentos das estacas, influência do maciço de encabeçamento.

As características do terreno podem ser altamente variáveis, tanto em profundidade como em planta. A variabilidade em planta e a estratigrafia do solo poderão implicar comprimentos de estaca diferentes e/ou condições de apoio diferenciadas, o que, para além de aspectos económicos e construtivos, é também importante para a análise do comportamento global da fundação.

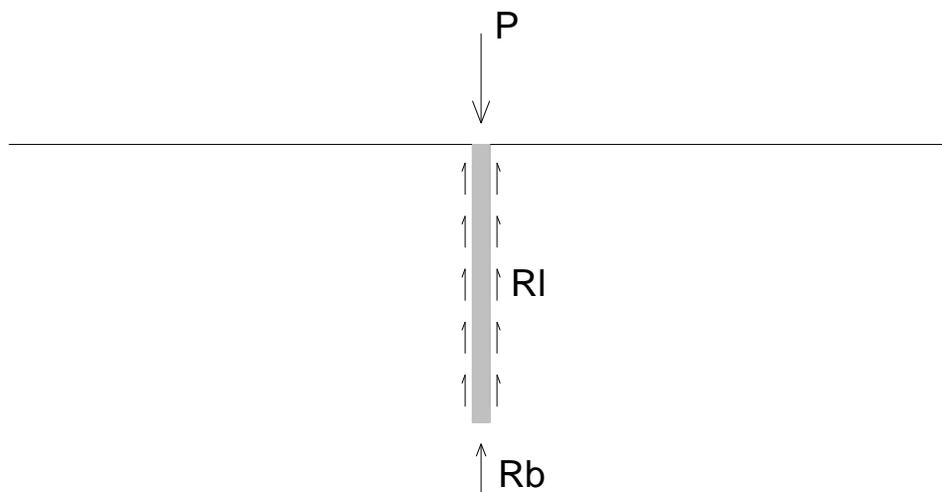


Figura 3. 1 – Mecanismo de transferência de carga de estacas solicitadas axialmente

O método de instalação da estaca, que é função dos tipos de estaca e de terreno, tem um impacto importantíssimo na capacidade de carga, já que, em maior ou menor grau, poderá alterar as características do terreno na vizinhança da estaca assim como o seu estado de tensão.

As estacas transferem carga (Figura 3.1):

- a) para o solo circundante fruto da resistência mobilizada ao longo do fuste – resistência lateral;
- b) para o solo subjacente à base da estaca – resistência de ponta.

A resistência total da estaca é a soma destas duas componentes:

$$R_{total} = R_l + R_b \quad (3.1)$$

Em que R_l e R_b são as resistências lateral e de ponta, respectivamente. Estas, por sua vez, são obtidas com as expressões 3.2 e 3.3:

$$R_l = \sum_{i=1}^n q_{li} \times A_{li} \quad (3.2)$$

$$R_b = q_b \times A_b \quad (3.3)$$

n – nº de camadas;

q_{li} – resistência lateral unitária na camada i [kN/m^2];

A_{li} – área lateral correspondente à camada i [m^2];

q_b – resistência de ponta unitária [kN/m^2];

A_b – área da secção transversal da base da estaca [m^2].

As características resistentes de estacas são distintas consoante o solo for coesivo (argilas) ou não coesivo (areias). Segundo Fleming et al (1992), no caso de argilas, a razão das resistências de ponta e lateral unitárias (q_b/q_l) é da ordem de 10 a 20, enquanto nas areias, é da ordem de 50 a 200.

Desta forma, em solos argilosos a resistência lateral representa parcela preponderante da resistência, enquanto nas areias a repartição da resistência entre as componentes lateral e de ponta é mais equilibrada.

Em Macau os resultados de muitos ensaios de carga, principalmente dinâmicos, indicam que, geralmente, a resistência lateral representa cerca de 50 % da capacidade de carga da estaca isolada. Isto significa que, em serviço, quase toda a carga é transmitida ao solo por meio de resistência lateral.

A repartição de carga entre essas duas componentes é função da rigidez das mesmas, como é ilustrado na Figura 3.2. Devido à natureza não linear do comportamento da estaca, a rigidez dessas componentes será variável consoante o nível de carregamento. Logo, para diferentes escalões de carga, a repartição desta entre fuste e ponta será também diferente.

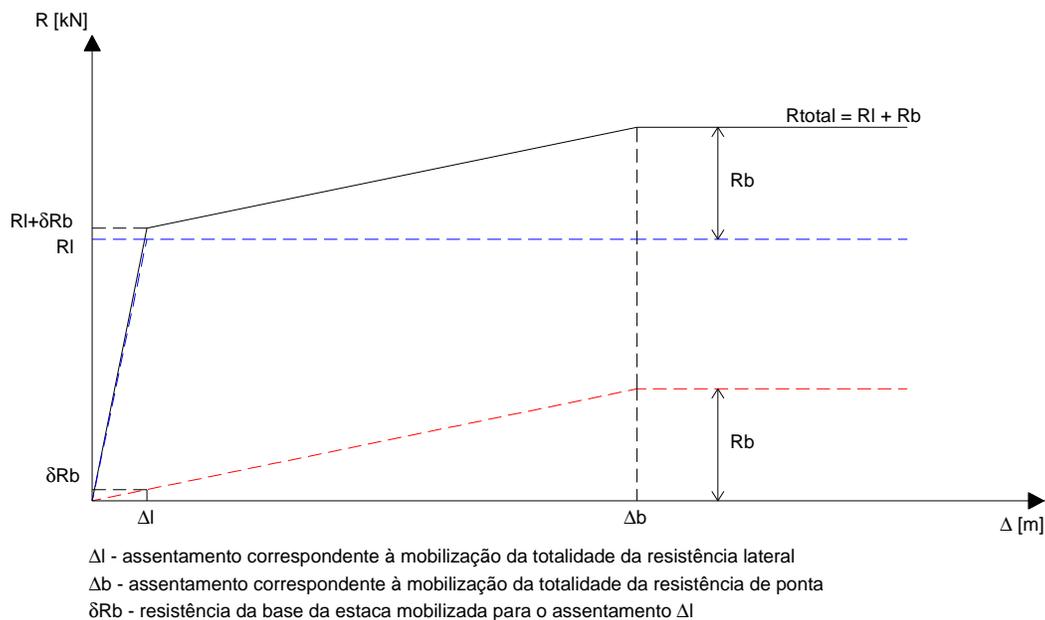


Figura 3. 2 – Diagrama carga-assentamento de uma estaca solicitada axialmente (adaptado de Fleming et al, 1992)

Na Figura 3.2 considera-se simplificada que o comportamento em termos de ponta e de resistência lateral é elasto-perfeitamente plástico. Observa-se o seguinte:

- a) a rigidez da componente lateral do sistema solo-estaca é claramente superior à da componente de ponta;
- b) daí resulta que, até se esgotar a resistência lateral, apenas uma parcela relativamente pequena da resistência de ponta é mobilizada;

- c) a resistência de ponta é mobilizada para assentamentos muito superiores aos necessários para mobilizar a resistência lateral;
- d) para cada nível de carregamento, a rigidez global do sistema solo-estaca corresponde à soma da rigidez lateral e da rigidez de ponta.

A resistência lateral é mobilizada para assentamentos da ordem de $\Delta = (0.5\% \text{ a } 2\%)D_{\text{estaca}}$. O assentamento necessário para mobilizar a resistência de ponta é variável consoante o método de instalação e a natureza do solo (coesivo ou não coesivo):

- a) estacas cravadas de grandes deslocamentos - $\Delta = (5\% \sim 20\%)D_{\text{estaca}}$ (Fleming et al, 1992; Santos e Pereira, 2002);
- b) estacas moldadas (areias) - $\Delta = D_{\text{estaca}}$ (Santos e Pereira, 2002).

De Beer, citado por Santos e Pereira (2002), apresenta os resultados (baseados em ensaios de carga em estacas moldadas e cravadas em areias com diâmetro $D_{\text{estaca}} = 0,60 \text{ m}$ e comprimento $L=12,0 \text{ m}$) reproduzidos no Quadro 3.1.

Quadro 3. 1 – Razão entre a resistência de ponta mobilizada em estacas moldadas e cravadas para determinados valores de assentamento

$\Delta / D_{\text{estaca}}$	$f = (R_b)_{\text{moldada}} / (R_b)_{\text{cravada}}$
0,05	0,15 – 0,21
0,1	0,30 – 0,50
0,25	0,50 – 0,70
$\rightarrow \infty$	1,0

Do exposto, deduz-se que a resistência de ponta mobilizada em estacas moldadas apenas se aproximará da mobilizada em estacas cravadas para grandes deslocamentos. Santos e Pereira (2002) sugerem que estes factos justificam o facto de a EN 1997-1 e o Regulamento de Fundações de Macau (1998) definirem coeficientes parciais de segurança diferentes consoante as estacas forem cravadas ($\gamma_b = 1,3$) ou moldadas ($\gamma_b = 1,6$).

A capacidade de carga de estacas pode ser estimada a partir:

- [1] da resistência ao corte do solo avaliada em laboratório ou in situ;
- [2] dos resultados de ensaios de campo (SPT, CPT, PMT);
- [3] de fórmulas de cravação ou da equação da onda;
- [4] dos resultados de ensaios de carga (estáticos e dinâmicos).

Os métodos baseados em ensaios de campo são tratados no Capítulo 6. As fórmulas de cravação e a equação da onda são sobretudo utilizadas para controlo de capacidade de carga de estacas cravadas durante a instalação e para selecção do equipamento de cravação.

Deve-se sublinhar que os métodos de cálculo utilizados no dimensionamento de estacas apresentam níveis de dispersão bastante elevados. Naturalmente, a dispersão varia com o grau de sofisticação da metodologia utilizada. Esta variabilidade prende-se sobretudo com a dificuldade de determinação dos efeitos de instalação no estado de tensão efectiva e nas características do solo e da interface com a estaca. A isto deve-se somar o facto de na maioria dos casos a caracterização geotécnica não ser tão elaborada como desejável, sobretudo por razões económicas.

O objectivo dos capítulos seguintes não será, portanto, apresentar métodos de cálculo de elevado rigor, que permitam estimar com grande precisão a capacidade de carga de estacas, mas antes compilar e apresentar as bases racionais dos métodos de cálculo mais comuns. Métodos diferentes serão mais adequados consoante a situação (tipo de solo, método construtivo, tipo de estaca). Quando forem calibrados com os resultados de ensaios, a sua fiabilidade é naturalmente maior. No entanto, qualquer que seja o método de cálculo, a capacidade resistente das estacas deverá ser certificada com a realização de ensaios de carga.

O cálculo com base nas características resistentes do solo exige precisão na definição dos parâmetros resistentes do solo. Na opinião do autor, se se pretende ser conservador no cálculo, o conservadorismo deverá incidir nos parâmetros de cálculo considerados e não

nos métodos utilizados. Estes deverão ser sempre seleccionados tendo em conta as situações específicas do projecto (solo, tipo de estaca e método de instalação).

3.2 - Classificação de estacas

Em termos de comportamento mecânico de estacas, as duas formas de classificação seguidamente apresentados são particularmente relevantes.

[1] Material

Consoante o tipo de material, a resistência estrutural e as características da interface solo-estaca serão diferentes. No presente trabalho consideram-se apenas 3 tipos:

- estacas de betão de alta resistência pré-esforçado (pré-fabricadas) – estacas PHC;
- estacas de betão armado moldadas;
- estacas metálicas.

[2] Volume de solo deslocado

O segundo critério refere-se ao deslocamento de solo provocado pelo processo de instalação. Segundo este critério, as estacas tratadas no presente trabalho classificam-se como abaixo se indica.

- *Estacas de grandes deslocamentos*: incluem estacas de secção cheia e estacas tubulares de base fechada (com uma chapa ou um rolhão de solo resultante do processo de instalação) cravadas ou injectadas.
- *Estacas de pequenos deslocamentos*: são estacas também instaladas por cravação ou injeção, mas que provocam menos perturbação no solo, comparativamente com estacas de grandes deslocamentos. Estacas metálicas H e estacas tubulares de base aberta estão incluídas nesta categoria. Caso se forme durante a instalação um rolhão de solo na base, a estaca é considerada de grandes deslocamentos. Refira-se que, relativamente a este aspecto, segundo Tomlinson (2001), no caso de estacas H cravadas em areia, não se formará um rolhão na base, pelo que estas estacas não serão uma opção

aconselhável para estacas fundadas em solos arenosos em que se pretenda que funcionem por ponta.

- *Estacas de substituição*: estacas em que o processo de instalação consiste em retirar solo para em seu lugar ser executada a estaca. A escavação implica a utilização de lamas de estabilização, de um encamisamento (temporário ou definitivo) ou da combinação de ambos para suportar o solo antes da betonagem da estaca.

Seguidamente expõem-se os aspectos gerais que caracterizam o comportamento de estacas instaladas de acordo com as práticas mais comuns em Macau – cravação de estacas (principalmente de grandes deslocamentos – estacas PHC, mas também de pequenos deslocamentos – estacas H) e moldadas.

3.3 - Estacas cravadas

A cravação de estacas provoca sempre a alteração do solo circundante. Cria-se uma zona de perturbação com um raio de cerca de 3 a 5 diâmetros (Bowles, 1996). O volume deslocado densifica o solo à volta da estaca. A tensão radial efectiva actuante será assim superior à tensão horizontal de repouso. O deslocamento radial do solo resultante do processo de cravação gera excessos de pressão neutra na proximidade da estaca.

Em *areias*, esse excesso de pressões neutras é rapidamente dissipado fruto das características de permeabilidade deste material, que permitem uma drenagem rápida da água em excesso.

Em *argilas normalmente consolidadas*, a dissipação desse excesso de pressões neutras (que poderá atingir valores da ordem de 4 a 6 vezes c_u – Das, 1999) é mais lento. Resulta assim que nesta fase há uma diminuição das tensões efectivas e, portanto, da resistência. Qualquer carregamento será resistido pelo solo em condições não drenadas.

Com o tempo o excesso de pressões neutras vai-se dissipando e o solo recupera gradualmente a sua resistência.

Assim, após consolidação, a resistência lateral mobilizada poderá ser superior à resistência inicial do solo, face ao processo de consolidação e também à tendência de argilas moles para preencherem eventuais fissuras que surjam resultantes do processo de cravação. Esta será a razão de no método α para o cálculo de resistência lateral em solos coesivos se considerar a possibilidade de a resistência lateral ser superior à resistência não drenada inicial do solo, para valores de c_u inferiores a cerca de 40 kPa (Bowles, 1996).

No caso de *argilas rijas fortemente sobreconsolidadas* poderá ocorrer fissuração radial na zona superior do maciço, acompanhada de empolamento local do terreno. A vibração lateral das estacas durante a cravação devido ao impacto do martelo poderá provocar o aparecimento de uma folga entre a estaca e o solo circundante, embora este efeito seja apenas significativo para os primeiros 6 diâmetros da estaca (Tomlinson, 2001). Nestes casos, pouca ou nenhuma consolidação ocorre e, nas zonas subjacentes à zona superficial onde ocorre fissuração, a expansão radial da argila poderá induzir excessos de pressão neutra negativos o que poderá aumentar temporariamente as tensões efectivas e consequentemente a resistência.

As grandes deformações a que o solo na interface com a estaca está sujeito devido ao movimento descendente desta poderão fazer com que a resistência mobilizada seja a residual, que poderá ser bastante inferior à resistência de pico.

Os valores baixos do factor de adesão, α , indicados nos métodos α para solos com estas características pretendem traduzir a combinação dos efeitos acima mencionados (fissuração e empolamento do terreno, aparecimento de uma folga entre estaca e o solo e redução da resistência de pico para a residual).

3.4 - Estacas moldadas

A execução deste tipo de estacas, se feita correctamente, provoca perturbações pouco significativas. Eventual relaxação do solo ao longo do fuste que possa ocorrer antes da betonagem será parcialmente compensada pelo impulso lateral do betão fresco, pelo que é prática comum considerar o coeficiente de impulso horizontal (ou no caso das estacas, radial) $K = K_0$, em que K_0 é o coeficiente de impulso do solo em repouso. Fleming et al (1992) sugerem uma redução de cerca de 20% para o valor de K (i.e., $K = 0,8 \times K_0$) para os casos em que K_0 é elevado, isto é, nos casos de argilas fortemente sobreconsolidadas.

Assim, para efeitos de dimensionamento, e ao contrário do que ocorre no caso de estacas cravadas, os parâmetros dos solos, assim como o seu estado de tensão, correspondentes à situação de repouso podem ser considerados representativos do mesmo após instalação da estaca.

3.5 - Carga última de estacas

A definição de carga última de estacas é, ainda hoje, um tópico que gera bastante discussão. Tal será fruto da utilização em ensaios de carga estáticos de critérios de rotura baseados na definição de um assentamento limite, a partir do qual se define a carga máxima, à qual é frequente atribuir a denominação de capacidade de carga da estaca.

Na opinião do autor, existe neste procedimento duas questões importantes a clarificar:

- critérios de rotura, na verdadeira asserção da palavra, são aqueles que visam identificar a cedência (plastificação) do sistema solo-estaca;
- os critérios baseados na limitação de assentamentos estabelecem valores destes (relacionados com a geometria da estaca e/ou com a sua deformabilidade) para os quais, para efeitos práticos, se possa considerar que a estaca atingiu a rotura, sendo claro que a resistência da estaca assim determinada não representa (na generalidade dos casos) a capacidade de carga da estaca, mas sim a mobilizada para esse assentamento limite.

Capacidade de carga é aquela a partir da qual pequenos incrementos de carga correspondem a aumentos consideráveis de deformações – carga assintótica. Corresponde, portanto, à plastificação do sistema solo-estaca.

Este conceito está explicitado na EN 1997-1 – cláusula 7.6.1.1(2):

“Normalmente deverá ser tida em consideração no dimensionamento a margem de segurança em relação à rotura por insuficiência de capacidade resistente do terreno relativamente à compressão ou à tracção das estacas, que é um estado em que a fundação por estacas se desloca significativamente para baixo ou para cima com um aumento ou uma diminuição desprezáveis da capacidade resistente mobilizada”

Fica assim claramente definido que é esta a resistência a considerar em estado limite último de estacas. No entanto, a cláusula seguinte do mesmo documento refere:

”Em estacas trabalhando à compressão é, por vezes, difícil estabelecer um estado limite último a partir de um diagrama carga-assentamento que apresente curvatura contínua. Nestes casos deverá ser adoptado como critério de “rotura” um assentamento da cabeça da estaca igual a 10% do diâmetro da base da estaca.”

Note-se que não é imposto que o assentamento máximo da estaca em estado limite último seja de 10 % do diâmetro da estaca. Antes, trata-se de uma forma de definir a resistência quando a cedência do sistema não é perceptível.

Poder-se-á em estado limite último, se considerado necessário, limitar os assentamentos a valores compatíveis com o comportamento adequado da estrutura suportada, por forma a evitar rotura estrutural por deformações excessivas das fundações. Caberá ao projectista estrutural definir a gama de assentamentos aceitáveis em serviço e em estado limite último.

Nesse caso, será necessário determinar a resistência mobilizada para os assentamentos máximos permissíveis. No Capítulo 8, este procedimento é exemplificado.

O critério de aceitação considerado no Guia de Dimensionamento de Fundações (Novais Ferreira et al. 1998) - GDF – em ensaios lentos com patamares de carga (“*slow maintained-load test*”) é o seguinte:

- o critério de Brinch Hansen tem de ser verificado: o assentamento correspondente a determinada carga tem de ser menor ou igual ao dobro do assentamento correspondente a 90 % dessa carga;
- consideram-se os seguintes valores máximos para os assentamentos:

$$\Delta_t = 0,7 \times \frac{R \times L}{A \times E} + \frac{D_{estaca}}{120} + 4$$

$$\Delta_r = \frac{D_{estaca}}{120} + 4$$

- R – carga máxima mobilizada no ensaio de carga estático (kN);
- Δ_t – assentamento total (mm);
- Δ_r – assentamento residual (representativo do assentamento da base da estaca) (mm);
- A – área da secção transversal da base da estaca (m²);
- E – módulo de elasticidade do material da estaca (kPa).

O GDF exige, para aceitação da estaca, que todos estes requisitos sejam verificados. Trata-se de um critério mais apropriado para estacas esbeltas, tipologia corrente em Macau. A carga máxima tipicamente utilizada nestes ensaios corresponde a duas vezes a carga de serviço (soma das cargas sem afectação com coeficientes parciais de segurança).

Adopta-se, portanto, dois critérios de rotura, com a resistência da estaca a ser definida a partir do critério mais gravoso.

Este procedimento corresponde à verificação da segurança em termos de cargas admissíveis. Assume que a segurança é garantida desde que a carga última da estaca equivala pelo menos ao dobro da carga de serviço. Esta metodologia, por si só, não tem

em linha de conta a maior ou menor variabilidade da resistência. Para um mesmo factor global de segurança, a probabilidade de rotura varia com a dispersão tanto das acções como da resistência. No entanto, a adopção de um factor de segurança de 2 tem-se evidenciado (fruto de extensa experiência) como suficiente para assegurar que a resistência da estaca é adequada.

3.6 - Atrito negativo, forças residuais e profundidade crítica

O fenómeno de atrito negativo ocorre em qualquer situação em que o solo à volta da estaca assenta mais do que a própria estaca, apoiando-se nela e transmitindo-lhe, por atrito, carga. O fenómeno é portanto característico de situações em que as estacas atravessam maciços em processo de consolidação. Tal situação ocorre quando, por exemplo, as estacas são instaladas em solos coesivos sobre os quais existem aterros recentes.

Uma situação que muitas vezes não é tida em conta na análise do comportamento de estacas é o atrito negativo devido à consolidação resultante da cravação de estacas. Como foi atrás descrito, a cravação induz excessos de pressão neutra cuja dissipação implica consolidação do solo circundante da estaca. Esta é uma lógica que é empregue em todos os métodos de análise de resistência lateral, quer nos métodos de tensões totais, em que a recuperação de resistência fruto da consolidação é tida em conta através do valor atribuído ao factor de adesão, quer, obviamente, nos métodos de tensões efectivas nos quais é assumida resistência em condições drenadas.

Fellenius (2004) descreve a existência de forças residuais na estaca como sendo as forças instaladas na estaca imediatamente antes da realização de um ensaio estático. Essas forças resultam de atrito negativo na zona superior da estaca resultante da dissipação do excesso de pressão neutra devido ao processo de instalação. Outra origem para as forças residuais é apontada como sendo deformações residuais da estaca resultantes do processo de cravação (“locked in strain” na literatura inglesa).

Em termos de análise do comportamento de estacas, o maior impacto da existência de forças residuais reside na interpretação dos resultados de ensaios estáticos instrumentados e a perda da validade do conceito de profundidade crítica na avaliação da resistência da estaca. Este assunto será retomado nos capítulos 4,5 e 7.

3.7 – Procedimentos regulamentares

3.7.1 - Generalidades

Os regulamentos considerados neste trabalho são:

- O Regulamento de Fundações de Macau – RF (1998);
- O Eurocódigo 7, Projecto Geotécnico, EN 1997-1.

Ao longo deste trabalho faz-se também referência ao Guia de Dimensionamento de Fundações (Macau), publicação governamental e que serve como apoio e complemento ao Regulamento de Fundações.

Apresentam-se as metodologias para verificação do estado limite último assim como dos estados limites de utilização (no presente estudo, assentamentos em serviço).

3.7.2 – Verificação da capacidade de carga

3.7.2.1 – Regulamento de Fundações

Este regulamento é inspirado na ENV 1997-1:1994. As regras seguidamente descritas são semelhantes às daquela Norma.

A seguinte desigualdade deve ser satisfeita:

$$F_{c,d} \leq R_{c,d} \quad (3.4)$$

$F_{c,d}$ – carga axial de compressão de cálculo;

$R_{c,d}$ – valor de cálculo da capacidade de carga das estacas.

O valor de cálculo da resistência, $R_{c,d}$, corresponde à soma das componentes de ponta ($R_{b,d}$) e lateral ($R_{l,d}$).

$$R_{c,d} = R_{b,d} + R_{l,d} \quad (3.5)$$

Estas, por sua vez, determinam-se dividindo os seus valores característicos pelo respectivo coeficiente parcial de segurança.

$$R_{b,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} \quad (3.6)$$

$$R_{b,k} = q_{b,k} \times A_b \quad (3.7)$$

$$R_{l,d} = \frac{R_{l,k}}{\gamma_l} \quad (3.8)$$

$$R_{l,k} = \int_0^L q_{l,k}(z) \times Perímetro(z) dz \quad (3.9)$$

em que:

- $R_{b,k}$ - valor característico da resistência de ponta (kN);
- $R_{l,k}$ - valor característico da resistência lateral da estaca (kN);
- $q_{b,k}$ - valor característico da resistência de ponta por unidade de área (kPa);
- $q_{l,k}$ - valor característico da resistência lateral por unidade de área (kPa);
- γ_b - coeficiente parcial para a capacidade resistente da ponta da estaca;
- γ_l - coeficiente parcial para a resistência lateral da estaca;
- A_b - Área da secção transversal da base da estaca (m^2).

Os valores característicos adoptados deverão ser escolhidos por forma que a capacidade de carga obtida a partir de $q_{b,k}$ e $q_{l,k}$ não exceda, em termos médios, a capacidade de carga medida em ensaios de carga estática, dividida por 1,5.

$$R_{ck}^{calculado} \leq \frac{R_c^{ensaios}}{1,5} \quad (3.10)$$

Consideram-se três hipóteses de carregamento, às quais estão associados diferentes valores dos coeficientes parciais de segurança, mas a mesma probabilidade de rotura. Descreve-se seguidamente como o dimensionamento de estacas se enquadra nestas três hipóteses.

A hipótese A está associada unicamente a problemas em que as estacas estão sujeitas a esforços de tracção. Tal ocorre frequentemente por acção hidrostática e como resultado das acções do vento e sismos.

A hipótese B corresponde à combinação fundamental utilizada em dimensionamento estrutural. Raramente é condicionante para o estado limite último geotécnico.

A hipótese C é normalmente a que determina o valor de cálculo da capacidade de carga. É frequentemente crítica no que concerne a resistência do terreno.

Quadro 3. 2 – Coeficientes parciais de segurança – estacas comprimidas (Regulamento de Fundações de Macau, 1998)

Hipótese	Acções			Resistência								
	Permanentes (γ_g)		Variáveis (γ_q)	Estacas Cravadas			Estacas Moldadas			Estacas de trado contínuo		
	Desfavoráveis	Favoráveis	Desfavoráveis	γ_b	γ_l	γ_t	γ_b	γ_l	γ_t	γ_b	γ_l	γ_t
A	1,00	0,95	1,50	1,3	1,3	1,3	1,6	1,3	1,5	1,45	1,3	1,4
B	1,35	1,00	1,50	1	1	1	1	1	1	1	1	1
C	1,00	1,00	1,30	1,3	1,3	1,3	1,6	1,3	1,5	1,45	1,3	1,4

Para estacas à tracção, o coeficiente parcial de segurança para a resistência da estaca é $\gamma_m = 1,6$.

Como foi anteriormente referido no ponto 3.5, a capacidade da carga corresponde à resistência assintótica. No entanto, o Artigo 87.º prevê a possibilidade de ocorrência de estado limite último na estrutura suportada devido a assentamentos excessivos das fundações, antes de mobilizada a totalidade da resistência da estaca.

Nessas situações, a verificação da capacidade de carga deverá ser feita considerando a resistência da estaca mobilizada para o assentamento máximo compatível com o comportamento adequado da estrutura (Capítulo 8 – exemplo).

3.7.2.2 – EN 1997-1

Esta norma define 5 tipos de estados limites últimos, cuja definição aqui se transcreve (cláusula 2.4.7.1(1)P):

- *“perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno, considerados como corpos rígidos, em que as propriedades de resistência dos materiais estruturais e do terreno não têm influência significativa na capacidade resistente (EQU)”*;
- *“rotura interna ou deformação excessiva da estrutura ou de elementos estruturais (incluindo, por exemplo, sapatas, estacas ou paredes de contenção de caves), em que as propriedades de resistência dos materiais estruturais têm influência significativa na capacidade resistente (STR)”*;
- *“rotura ou deformação excessiva do terreno, em que as propriedades de resistência do solo ou da rocha têm influência significativa na capacidade resistente (GEO)”*;
- *“perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno devida a levantamento originado por pressão da água (flutuação) ou por outras acções verticais (UPL)”*;
- *“levantamento hidráulico, erosão interna e erosão tubular no terreno causados por gradientes hidráulicos (HYD)”*.

Os tipos aqui considerados são os STR e GEO. Para a verificação destes dois estados limites últimos, a EN 1997-1 propõe as três abordagens seguidamente indicadas:

- **Abordagem 1** – as duas combinações seguintes são consideradas.
 - Combinação 1 – utilizam-se os coeficientes parciais de segurança A1 (acções), M1 (parâmetros do solo) e R1 (resistência da estaca); equivale à hipótese B do Regulamento de Fundações;
 - Combinação 2 – os coeficientes parciais a considerar são: A2 (acções), M1 ou M2 (parâmetros do solo) e R4 (resistência da estaca); a EN 1997-1 refere que os coeficientes M2 devem ser utilizados para acções geotécnicas desfavoráveis, como o atrito negativo (multiplicando estes coeficientes pelos esforços obtidos); o autor não concorda com este procedimento, uma vez que o atrito negativo não existirá em estado limite último geotécnico; esta combinação corresponde à hipótese C do Regulamento de Fundações.
- **Abordagem 2** – considera apenas uma combinação de coeficientes parciais de segurança: A1 (acções), M1 (parâmetros do solo) e R1 (resistência da estaca).
- **Abordagem 3** – a resistência da estaca é determinada com base nos valores de cálculo dos parâmetros geotécnicos; os coeficientes a considerar são: A1 (acções transmitidas pela estrutura) ou A2 (acções geotécnicas – por exemplo, atrito negativo); M2 (parâmetros do solo); R3 (resistência da estaca); A utilização desta abordagem para projectos de estacas é em muitos casos difícil, em grande medida devido ao facto de a caracterização geotécnica realizada não ser elaborada o suficiente para uma caracterização estatística dos parâmetros do solo suficientemente rigorosa (conforme exposto no ponto 2.5, os valores característicos dos parâmetros são definidos em função do número de amostras disponíveis). É também, das três abordagens, a mais conservativa.

Nos Quadros 3.3 a 3.5 são apresentados os coeficientes parciais de segurança para a resistência da estaca, para as acções e para as propriedades do terreno, conforme definido na EN 1997-1.

Quadro 3. 3 – Coeficientes parciais de segurança para a resistência da estaca (EN 1997-1)

	Estacas cravadas				Estacas moldadas				Estacas de trado contínuo			
	R1	R2	R3	R4	R1	R2	R3	R4	R1	R2	R3	R4
γ_b	1,00	1,10	1,00	1,30	1,25	1,10	1,00	1,60	1,10	1,10	1,00	1,45
γ_i	1,00	1,10	1,00	1,30	1,00	1,10	1,00	1,30	1,00	1,10	1,00	1,30
γ_t	1,00	1,10	1,00	1,30	1,15	1,10	1,00	1,50	1,10	1,10	1,00	1,40
γ_m	1,25	1,15	1,10	1,60	1,25	1,15	1,10	1,60	1,25	1,15	1,10	1,60

Quadro 3. 4 – Coeficientes parciais de segurança para as acções (EN 1997-1)

Acção		Símbolo	Conjunto	
			A1	A2
Permanente	Desfavorável	γ_G	1,35	1,00
	Favorável		1,00	1,00
Variável	Desfavorável	γ_Q	1,50	1,30
	Favorável		0,00	0,00

Quadro 3. 5 – Coeficientes parciais de segurança para as propriedades do solo/rocha (EN 1997-1)

Parâmetro do solo	Símbolo	Conjunto	
		M1	M2
Ângulo de atrito efectivo, ϕ' (*)	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesão efectiva, c'	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistência não drenada, c_u	γ_{c_u}	1,00	1,40
Resistência à compressão uniaxial, q_u	γ_{q_u}	1,00	1,40
Peso volúmico, γ	γ_γ	1,00	1,00

(*) Aplicado à tangente de ϕ'

A EN 1997-1 apresenta duas alternativas para efectuar a análise.

Procedimento da “estaca-modelo”

Esta metodologia pode ser resumida nos seguintes passos:

1. divisão da área em estudo em zonas de características mais ou menos semelhantes;
2. em cada zona, considera-se estacas virtuais correspondentes a cada ponto de sondagem – “estaca-modelo”;
3. com base nos resultados dos ensaios realizados ou amostras obtidas em cada sondagem, calcula-se a capacidade de carga de cada “estaca-modelo” – $R_{c,cal}$; esta resistência poderá incluir um factor parcial de segurança referente ao modelo de cálculo, γ_{Rd} ;
4. o valor característico da resistência das estacas é obtido da seguinte forma:

$$a. R_{c,k} = Min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{m\u00e9dio}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{m\u00ednimo}}{\xi_4} \right\}$$

- b. os coeficientes ξ_3 e ξ_4 dependem do n\u00famero de sondagens, conforme indicado no Quadro 3.6; a EN 1997-1 reconhece tamb\u00e9m a possibilidade de a estrutura e o sistema de funda\u00e7\u00e3o terem capacidade de redistribuir esfor\u00e7os de elementos mais fracos para mais resistentes – estacas redundantes; nestas situa\u00e7\u00f5es, os valores apresentados no Quadro 3.6 podem ser divididos por 1,1;
- c. quando for o valor m\u00e9dio da resist\u00eancia calculada o mais gravoso, o coeficiente de varia\u00e7\u00e3o da resist\u00eancia da estaca \u00e9 inferior a 10% e a zona em estudo poder\u00e1 ser considerada “homog\u00e9nea”;
- d. calcula-se o valor caracter\u00edstico das resist\u00eancias de ponta e lateral;
- e. calcula-se os valores de c\u00e1lculo das resist\u00eancias de ponta e lateral.

Quadro 3.6 – Coeficientes ξ_3 e ξ_4 (EN 1997-1)

n	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_4	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

Este método pode ser utilizado para as abordagens 1 e 2, mas não é aplicável à abordagem 3, onde é necessário definir os valores de cálculo das propriedades do solo.

Procedimento alternativo

No procedimento alternativo, a resistência característica é calculada directamente a partir dos parâmetros do solo e/ou de correlações com resultados de ensaios de campo. Não se aplicam, portanto, quaisquer coeficientes ξ . Este método pode ser utilizado com as três abordagens anteriormente descritas.

Capítulo 4 – Resistência lateral de estacas sob compressão axial

4.1 – Análise em tensões totais e efectivas

Os vários métodos de cálculo da resistência lateral dividem-se em dois grandes grupos: os baseados em análise em tensões totais e os que são baseados em análise em tensões efectivas.

Em solos granulares, utilizam-se os métodos baseados em tensões efectivas. Em solos coesivos, podem ser usados ambos.

Métodos baseados em parâmetros de tensões totais - Método α

Este método define o valor da resistência lateral em função da resistência não drenada do solo no seu estado inicial:

$$q_l = \alpha \times c_u \quad (4.1)$$

q_l - resistência lateral unitária.

α - factor empírico de adesão.

c_u – resistência não drenada.

Métodos baseados em parâmetros de tensões efectivas - Método β

A fórmula geral é a seguinte:

$$q_l = \sigma'_r \times \text{tg} \delta = K \times \sigma'_v \times \text{tg} \delta = \beta \times \sigma'_v \quad (4.2)$$

em que

$$\beta = K \times \text{tg} \delta \quad (4.3)$$

e

σ'_r – tensão radial efectiva.

σ'_v – tensão vertical efectiva.

K – coeficiente de impulso horizontal, $K = \sigma'_r / \sigma'_v$.

δ - ângulo de atrito solo-estaca.

Faz-se também referência ao **método λ** (Vijayvergiya & Focht, 1972), de natureza empírica, e que é usado quase exclusivamente para estacas cravadas em depósitos argilosos uniformes.

Seguidamente apresenta-se cada método, de acordo com o tipo de solo e estaca.

4.2 – Solos não coesivos

4.2.1 - Generalidades

Dadas as dificuldades em obter amostras de qualidade deste tipo de solos, alguns autores consideram preferível fazer o cálculo com base em resultados de ensaios de campo, através de correlações directas ou com base em valores dos parâmetros mecânicos obtidos a partir de correlações com esses ensaios. No Capítulo 2 apresentam-se correlações que poderão ser usadas para este efeito. No Capítulo 6 são descritos métodos de cálculo da resistência a partir de ensaios de campo.

Tanto para estacas moldadas como para cravadas, o método utilizado é o método β .

Os valores de K (coeficiente de impulso horizontal) são função do volume de solo deslocado durante a instalação. Será, portanto, diferente, consoante a estaca for moldada ou cravada, como seguidamente se indica:

- estacas de pequenos e grandes deslocamentos – o volume de solo deslocado durante a instalação provoca um aumento da tensão radial efectiva, i.e., de K; este aumento será maior para estacas de grandes deslocamentos;
- estacas de substituição – não é de esperar alterações significativas no estado de tensão do terreno; poderá, eventualmente ocorrer alguma relaxação do solo circundante do fuste durante a instalação; esta relaxação não será, em princípio, significativa, e em parte será compensada aquando da betonagem pela pressão lateral do betão fresco.

O valor de δ é dependente do material constituinte da estaca (nomeadamente, da rugosidade da sua superfície) e da granulometria da areia (dimensão das partículas).

4.2.2 - Estacas Cravadas

4.2.2.1 – Coeficiente de Impulso Horizontal, K

Braja Das (1999) propõe as expressões indicadas no Quadro 4.1.

Quadro 4. 1 - Propostas para valores de K – Braja Das (1999)

Tipo de estaca	K
Cravadas de pequenos deslocamentos	$(1,0 \sim 1,4) \times K_0 = (1,0 \sim 1,4) \times (1 - \text{sen}\phi')$
Cravadas de grandes deslocamentos	$(1,0 \sim 1,8) \times K_0 = (1,0 \sim 1,8) \times (1 - \text{sen}\phi')$

Como será descrito no capítulo seguinte, a resistência de ponta em solos granulares poderá ser calculada com a expressão: $q_b = N_q \times \sigma'_v$, em que q_b é a tensão máxima resistente na base da estaca e N_q é o factor de capacidade de carga. Existem várias propostas para N_q (algumas serão adiante apresentadas). Fleming et al (1992) sugerem os valores propostos por Berezantzev (conforme apresentados por Poulos & Davis, 1980 - Figura 4.1).

Estes autores argumentam que será expectável que K varie de forma similar a N_q . Assim,

$$\text{para estacas de grandes deslocamentos: } K = \frac{N_q}{50} \quad (4.4)$$

$$\text{e para estacas de pequenos deslocamentos: } K = 0,8 \times \frac{N_q}{50} \quad (4.5)$$

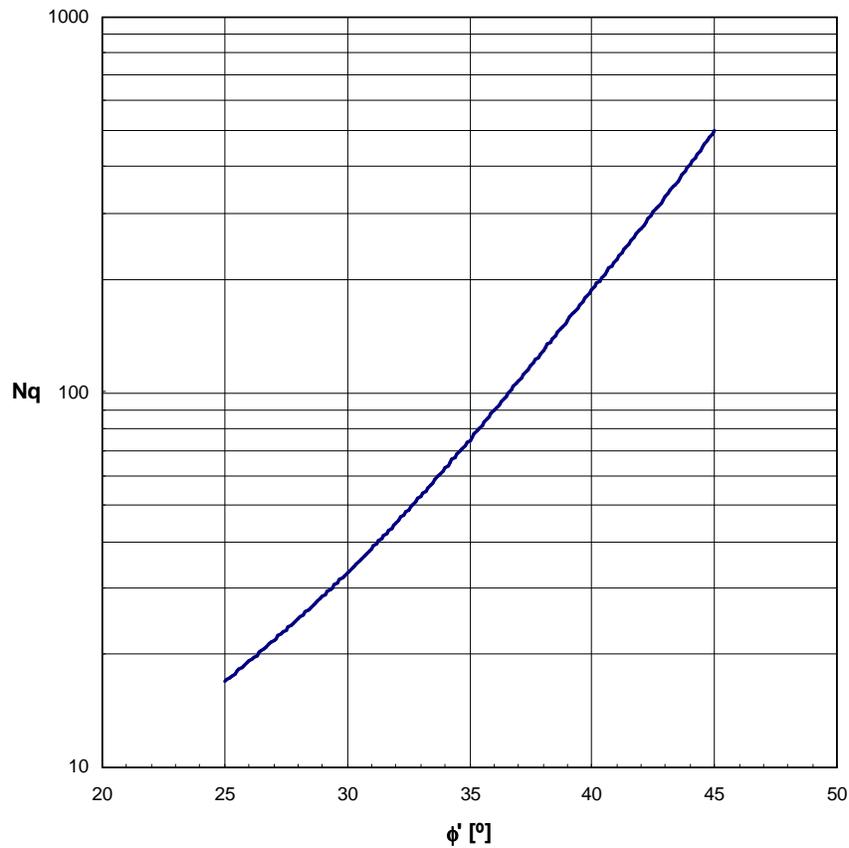


Figura 4. 1– Factor de carga N_q segundo Berezantzev et al (1961)

Assim, a expressão da resistência lateral unitária será:

$$\text{Para estacas de grandes deslocamentos: } q_l = \frac{N_q}{50} \times \sigma'_v \times \text{tg } \delta \quad (4.6)$$

$$\text{Para estacas de pequenos deslocamentos: } q_l = 0,8 \times \frac{N_q}{50} \times \sigma'_v \times \text{tg } \delta \quad (4.7)$$

Comparando as expressões para a resistência de ponta e resistência lateral:

$$\frac{q_b}{q_l} = \frac{N_q \times \sigma'_v}{\frac{N_q}{50} \times \sigma'_v \times \text{tg } \delta} = \frac{50}{\text{tg } \delta} \quad (4.8)$$

fazendo:

- $\delta = 15^\circ: \frac{q_b}{q_l} = 187$
- $\delta = 40^\circ: \frac{q_b}{q_l} = 60$

Estes valores estão de acordo com a gama anteriormente referida para areias (Capítulo 3):

$$\frac{q_b}{q_l} = 50 \sim 200$$

4.2.2.2 – Ângulo de atrito solo-estaca, δ

O ângulo δ depende fundamentalmente da:

- a) granulometria da areia (dimensão das partículas);
- b) rugosidade da superfície da estaca.

Existem diversas propostas para o valor de δ . Na maior parte dos casos é apresentada uma gama de valores com o ângulo de atrito do solo como limite superior.

Vários autores (Fleming et al., 1992; Jardine et al., 2005) consideram $\delta = \delta_{cv}$, correspondendo portanto o ângulo de atrito solo-estaca a uma situação de dilatância nula.

Com base numa série de ensaios de corte directo com interfaces metálicas caracterizadas por uma rugosidade média, R_{cla} (média das cotas dos pontos da superfície, correspondendo a cota zero à linha média), de 0,006 a 0,010 mm (6 a 10 μ), Jardine et al. (2005) apresentam as seguintes conclusões:

- 1) δ_{cv} é independente do índice de compactidade inicial da areia;
- 2) δ_{cv} aumenta com a razão R_{cla}/D_{50} , em que D_{50} é o diâmetro das partículas, relativamente ao qual 50 % em peso destas têm diâmetro inferior.

Shell UK Ltd

A partir dos resultados de 150 ensaios de corte directo com $0.05 < D_{50} < 0.3$ mm, obteve-se uma curva de regressão, verificando-se que: $28^\circ < \delta_{cv} < 30^\circ$. O desvio padrão correspondente a esta curva é de 2° (Figura 4.2).

CUR

É argumentado que a cravação em areias densas provoca abrasão da superfície de estacas metálicas, reduzindo a sua rugosidade, e que todas as areias tenderão para um valor de δ_{cv} de 29° (Jardine et al. 2005).

Estas três propostas são ilustradas na Figura 4.2.

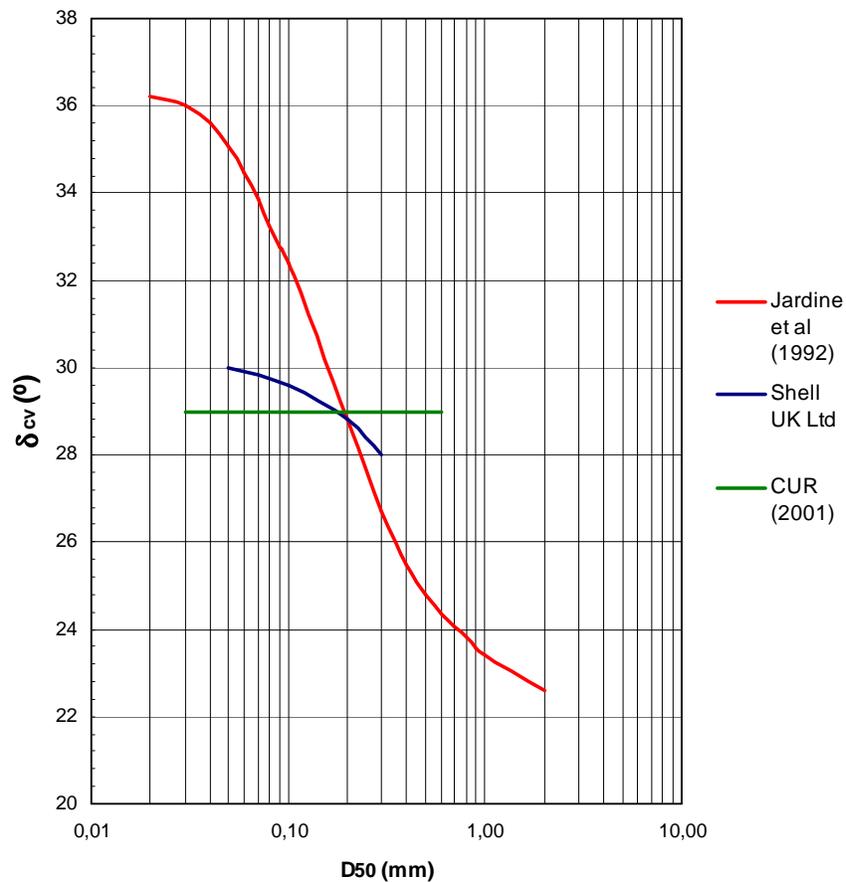


Figura 4. 2– Ângulo de atrito solo-estaca (estacas metálicas) de volume constante; propostas de Jardine et al (1992), Shell UK Ltd e CUR; adaptado de Jardine et al (2005)

Fleming et al. (1992)

Aqueles autores citam Kishida e Uesugi (1987), cujo estudo do efeito da rugosidade de superfícies aponta para valores de δ para superfícies de aço e de betão da ordem de $\delta = (0,75 \sim 1,00) \times \phi'$. É proposta a seguinte igualdade:

$$\delta = \phi'_{cv} \quad (4.9)$$

Valores de referência de ϕ'_{cv} e ϕ'_p (ângulo de atrito de pico – corresponde ao pico do diagrama tensão de desvio – deformação axial) são apresentados no Capítulo 2.

Coyle & Castello (1981), citados por Das (1999):

$$\delta = 0,8 \times \phi' \quad (4.10)$$

No presente estudo considera-se, para aplicação desta proposta, o ângulo de atrito de volume constante, embora Das não o especifique como tal.

Em relação às propostas precedentes considera-se conveniente apresentar os seguintes comentários:

- as recomendações de Jardine et al e Shell UK Ltd, constituem presentemente as melhores referências relativamente a este parâmetro em estacas metálicas;
- a proposta de Fleming et al poderá fornecer valores pouco conservativos;
- os valores obtidos seguindo a proposta de Coyle & Castello (considerando $\phi' = \phi'_{cv}$) são inferiores aos correspondentes à proposta de Fleming et al e estarão, em geral, do lado da segurança;
- para estacas pré-fabricadas de betão cravadas (superfície lisa), poderão também ser usados os valores propostos por Jardine et al. e da Shell UK Ltd; a rugosidade do betão é maior, pelo que ao adoptar esses valores estar-se-á do lado da segurança.

Faz-se referência a um estudo efectuado por Pando et al (2006), no âmbito do qual foram realizados ensaios de corte directo de interfaces entre areias (2 tipos) e superfícies de estacas, entre as quais uma de betão pré-esforçado e outra de aço.

As areias apresentavam as características indicadas no Quadro 4.2. O Quadro 4.3 apresenta os valores medidos dos ângulos de atrito de pico e de volume constante para as duas areias estudadas, enquanto os parâmetros de rugosidade das superfícies de betão e de aço estão incluídos no Quadro 4.4.

Quadro 4.2 – Características das areias utilizadas neste estudo (Pando et al, 2006)

	D ₁₀ [mm]	D ₅₀ [mm]	C _U	C _C	γ _{max} [kN/m ³]	γ _{min} [kN/m ³]	G _s	Descrição
Areia 1	0,3	0,5	1,8	1,1	17,5	15,1	2,65	Areia média/fina
Areia 2	0,08	0,18	2,6	0,8	17	14	2,65	Areia fina

D₅₀, D₃₀, D₁₀ - Diâmetro das partículas, relativamente ao qual 50 %, 30 % e 10 % em peso têm diâmetro inferior, respectivamente;

C_U – Coeficiente de uniformidade. $C_U = D_{60}/D_{10}$;

C_C – Coeficiente de curvatura. $C_C = D_{30}^2/(D_{10} \times D_{60})$;

G_s – Densidade das partículas.

Quadro 4.3 – Ângulos de atrito de volume constante e de pico das areias estudadas (Pando et al, 2006)

	Areia 1		Areia 2 – I _D = 75 %
	I _D = 70%	I _D = 100 %	
φ _p ' [°]	34,7	39,3	43,4
φ _{cv} ' [°]	29,8	29	36,2

I_D – índice de compacidade [%]

Quadro 4.4 - Parâmetros de rugosidade das superfícies (Pando et al, 2006)

	R _t [mm]		S _m [mm]		R _{cla} [mm]	
	Média	Desvio padrão	Média	Desvio padrão	Média	Desvio padrão
Betão pré-esforçado	0,3353	0,0909	1,94	0,59	0,0280	0,0050
Aço	0,0667	0,0032	0,43	0,03	0,0057	0,0003

R_t – valor máximo do desnível entre picos e depressões na superfície;

S_m – valor médio das distâncias entre pontos consecutivos que atravessam a linha média da superfície;

R_{cla} – rugosidade média. Corresponde à média das cotas dos pontos da superfície, correspondendo a cota zero à linha média.

Os resultados obtidos para cada uma das areias são tabelados nos Quadros 4.5 e 4.6. Incluem-se também estimativas de acordo com as propostas de Fleming et al, Jardine et al e Coyle & Castello, assim como as diferenças relativamente aos resultados dos ensaios, em percentagem.

Quadro 4.5 – Resultados para a Areia 1 ($I_D = 64.4\%$)

	Resultados dos ensaios (Pando et al, 2006)		Presente estudo - (δ_{cv}) _{cal} [°]		
	δ_p [°]	δ_{cv} [°]	Fleming et al	Jardine et al	Coyle & Castello
Betão pré-esforçado	33	27,7	29,8 (+7,6 %)	24,8 (-10,5 %)	23,84 (-13,9 %)
Aço	28,2	25,1	29,8 (+18,7 %)	24,8 (-1,2 %)	23,84 (-5,0 %)

Quadro 4.6 - Resultados para a Areia 2 ($I_D = 63.1\%$)

	Resultados dos ensaios (Pando et al, 2006)		Presente estudo - (δ_{cv}) _{cal} [°]		
	δ_p [°]	δ_{cv} [°]	Fleming et al	Jardine et al	Coyle & Castello
Betão pré-esforçado	34,3	28	36,2 (+29,3 %)	29,4 (+5,0 %)	28,96 (+3,4 %)
Aço	31,2	28,6	36,2 (+26,6 %)	29,4 (+2,8 %)	28,96 (+1,3 %)

Deste estudo pode-se extrair as seguintes observações:

- os resultados confirmam a natureza pouco conservativa da proposta de Fleming et al.;
- os valores calculados com as propostas de Jardine et al e Coyle & Castello são, para o aço, muito próximos dos obtidos nos ensaios; no caso do betão pré-esforçado estas propostas revelaram-se também satisfatórias.

Sugere-se, portanto, a utilização destas duas propostas – Jardine et al e Coyle & Castello (considerando $\phi' = \phi'_{cv}$). Tanto uma como outra fornecem valores de δ_{cv} que se podem considerar aceitáveis.

Os valores de Jardine et al serão mais apropriados, principalmente para estacas metálicas, para as quais a sua fiabilidade é superior. Este método apresenta a vantagem de considerar um dos parâmetros dominantes na definição de δ_{cv} , D_{50} . O outro parâmetro dominante, a rugosidade da superfície da estaca, é incluído de forma implícita, já que esta proposta se refere a estacas metálicas.

No caso de estacas PHC, em caso de dúvida, e não sendo possível realizar ensaios de corte directo para caracterização da interface, a melhor solução será calcular δ_{cv} através das duas propostas e, conservativamente, adoptar o menor valor obtido. Para projectos de estruturas comuns esta metodologia será aceitável. Para obras de maior complexidade é todavia aconselhável realizar ensaios de corte da interface.

4.2.2.3 – Outras expressões / valores

Bhushen, citado por Bowles (1996), fornece as seguintes correlações:

$$\beta = K \times tg \delta = 0,18 + 0,0065 \times I_D \quad (4.11)$$

$$K = 0,50 + 0,008 \times I_D \quad (4.12)$$

O departamento de engenharia civil do governo da região administrativa especial de Hong Kong apresenta na publicação GEO No.1/2006 valores indicativos de β para areias soltas a medianamente densas e saprólitos (Quadro 4.7).

Quadro 4.7 – Valores de β para estacas cravadas em areias soltas a medianamente densas e saprólitos em Hong Kong (GEO No.1/2006)

Tipo de estaca	Tipo de solo	β
Cravada de pequenos deslocamentos	Saprólitos	0,1 – 0,4
	Areia solta a medianamente densa	0,1– 0,5
Cravada de grandes deslocamentos	Saprólitos	0,8 – 1,2
	Areia solta a medianamente densa	0,2 – 1,5

Para os saprólitos os valores do coeficiente β para estacas de grandes deslocamentos parecem exageradamente elevados, claramente superiores a valores típicos obtidos com as várias propostas anteriormente apresentadas para K e δ , como se pode constatar nas Figuras 4.3 e 4.4.

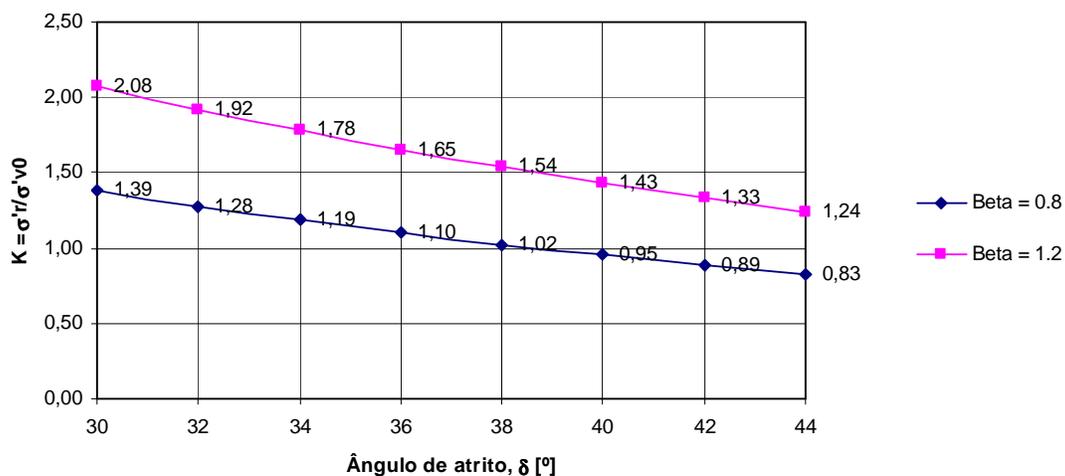


Figura 4.3 – Gama de valores de K deduzida dos valores de β referentes a saprólitos indicados pela GEO No. 1/2006

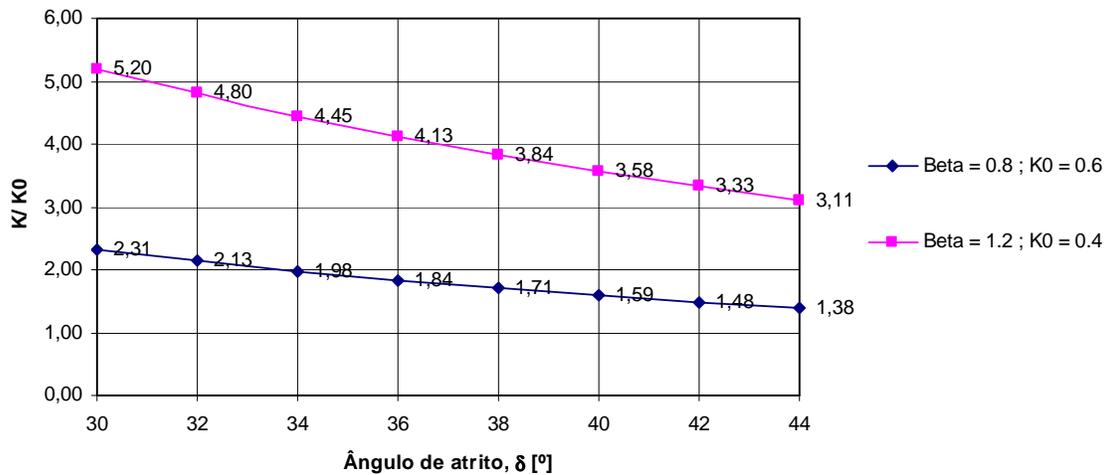


Figura 4. 4 - Gama de valores de K/K_0 deduzida dos valores de β referentes a saprólitos indicados pela GEO No. 1/2006 e assumindo $0,4 \leq K_0 \leq 0,6$ (Capítulo 2)

4.2.3 – Estacas Moldadas

4.2.3.1 – Coeficiente de Impulso Horizontal, K

Fruto da menor perturbação provocada pelo processo construtivo, existe, comparativamente com estacas de grandes deslocamentos, maior consenso nos valores a atribuir aos parâmetros de resistência lateral. Vários autores sugerem:

$$K = K_0 = 1 - \text{sen}\phi_{cv}' \quad (4.13)$$

Fleming et al (1992) indicam valores de K para estacas moldadas convencionais de 0,7 e para estacas moldadas com trado contínuo 0,5 a 0,6 (siltes e areias siltosas) e 0,9 (areias e cascalho).

4.2.3.2 – Ângulo de atrito solo-estaca, δ

Dada a rugosidade da superfície destas estacas, é expectável que a rotura (i.e., deslizamento da estaca) se dê no solo e não na interface. Assim, o ângulo de atrito δ a considerar corresponderá ao ângulo de atrito do solo adjacente à estaca.

As gamas de valores anteriormente apresentadas, relativamente a estacas cravadas, de *Das* (1999) e *Bowles* (1996) são também válidas para estacas moldadas. *Fleming et al* (1992) sugerem: $\delta = \phi$.

Para se ter em conta alguma relaxação durante a instalação, poder-se-á adoptar um valor para δ intermédio entre ϕ_p' e ϕ'_{cv} .

É comum considerar, para estacas moldadas, $\delta = \phi'$. A adopção de $\delta = \phi'_{cv}$ é, no entanto, aceitável e estará do lado da segurança. A magnitude dos assentamentos necessários para mobilizar a resistência de ponta poderá justificar esta opção.

A GEO No.1/2006 indica a seguinte gama de valores do coeficiente β para areias soltas a medianamente densas:

$$\beta = 0,2 - 0,6 \quad (4.14)$$

4.3 – Solos coesivos

4.3.1 – Estacas cravadas de grandes deslocamentos

4.3.1.1 – Generalidades

Argilas normalmente consolidadas e ligeiramente sobreconsolidadas

Os excessos de pressão neutra induzidos pelo processo de cravação (da ordem de 4 a 6 vezes a resistência não drenada, c_u) dissipam-se com relativa rapidez (meses). Assim, na maioria das situações, no final da construção, a consolidação já estará finalizada.

Com base neste raciocínio, vários autores argumentam que será mais apropriado efectuar uma análise em tensões efectivas, com base em parâmetros mecânicos do solo.

Tomlinson (2001), embora reconhecendo que tal procedimento será porventura mais racional, argumenta que as incertezas relativas aos parâmetros mecânicos e ao estado de tensão do solo circundante da estaca são demasiadas, pondo assim em causa a fiabilidade da análise.

O mesmo autor considera que, uma vez que os resultados publicados de ensaios de carga não contêm, na maior parte dos casos, informação relativa a parâmetros mecânicos em condições drenadas ou pressões neutras no solo adjacente à estaca, os métodos de análise em tensões totais continuam, para a fase de dimensionamento, a ser preferíveis.

Argilas sobreconsolidadas

Em argilas rijas os excessos de pressão neutra que resultam da cravação são pequenos e dissipam-se muito rapidamente. No caso de argilas muito rijas (fortemente sobreconsolidadas) poderão ocorrer excessos de pressão neutra negativos, daí resultando um aumento das tensões efectivas no solo adjacente ao fuste e, portanto, um aumento (temporário) da resistência.

O mesmo problema – análise em tensões efectivas ou totais – volta a pôr-se. No Capítulo 3 faz-se referência à perturbação causada pela cravação das estacas em argilas rijas, o que poderá fazer com que a quantificação dos parâmetros efectivos (sobretudo ângulo de atrito solo-estaca e coeficiente de impulso radial) seja difícil, sendo então preferível proceder a análises em tensões totais ou com base em resultados de ensaios de campo.

4.3.1.2 - Análise em Tensões Efectivas

A expressão geral é semelhante à correspondente a areias:

$$q_l = \sigma'_r \times \text{tg} \delta = K \times \sigma'_v \times \text{tg} \delta = \beta \times \sigma'_v \quad (4.15)$$

Coeficiente de impulso horizontal, K

Das (1999) sugere para K expressões análogas às de Jacky para o coeficiente de impulso horizontal em repouso, considerando no entanto o ângulo de atrito correspondente à argila remexida, ϕ'_R . Não fornece todavia qualquer indicação relativamente ao valor a considerar para este ângulo. Tratando-se de argila remexida, assume-se que este ângulo corresponde à argila no estado crítico. Portanto, ϕ'_R corresponderá ao ângulo de atrito residual, ϕ'_r .

Argilas normalmente consolidadas: $K = 1 - \text{sen} \phi'_R \quad (4.16)$

Argilas sobreconsolidadas: $K = (1 - \text{sen} \phi'_R) \times \text{OCR}^{0,5} \quad (4.17)$

Fleming et al (1992) propõem a adopção de um valor de K correspondente a 1,5 vezes o coeficiente de impulso horizontal em repouso.

$$K = 1,5 \times K_0 = 1,5 \times (1 - \text{sen} \phi') \quad (4.18)$$

Esta assumpção foi feita com base em resultados de ensaios de carga (Meyerhof, 1976, e Francescon, 1982).

Esta proposta parece mais credível que a de *Das*, que parece excessivamente conservativa. O volume de solo deslocado irá, concerteza, aumentar de forma significativa as tensões

radiais ao longo do fuste da estaca. Um aumento de 50 % parece ser um valor aceitável. Fleming et al cita Francescon, que realizou ensaios de carga com estacas modelo instrumentadas, tendo verificado que K tinha um valor efectivamente próximo de $1.5 \times K_0$.

Ângulo de atrito solo-estaca, δ

Este é um parâmetro sobre o qual existe actualmente ainda escassa informação. Comparativamente, existe mais informação acerca deste parâmetro em solos granulares.

Bowles (1996) sugere um valor de $11^\circ \pm 2^\circ$ e $14^\circ \pm 2^\circ$ para estacas-prancha em siltes finos e areias siltosas ou argilas, respectivamente, correspondendo estes valores a uma tensão normal de 100 kPa. Para valores superiores de tensão efectiva a variação de δ é semelhante à de ϕ' .

Das (1999) sugere $\delta = \phi'_R$, ângulo de atrito da argila remexida. Tal como foi referido anteriormente, considera-se que este ângulo corresponde a ϕ'_r (ângulo de atrito residual).

Fleming et al (1992) consideram, com base nos resultados de Francescon (1982), $\delta = \phi'_{ss}$, em que ϕ'_{ss} corresponde ao ângulo de atrito obtido num ensaio de corte directo simples, algo inferior ao obtido em ensaios triaxiais.

Outros autores consideram ainda, para estacas metálicas, um ângulo de atrito solo-estaca constante de 20° , e, para estacas de betão, $\delta = 0,75\phi'$.

Ampera & Aydogmus (2005) apresentam um estudo sobre a resistência mobilizada na interface de materiais de construção (aço, betão e madeira) com dois tipos de solos – um com elevado teor de matéria orgânica e outro constituído essencialmente por silte. Estes autores sublinham que os ensaios realizados (ensaio de corte directo) apenas permitiram obter valores correspondentes à resistência de pico. Para o silte, foram obtidos os resultados resumidos no Quadro 4.8.

Quadro 4. 8 – Valores obtidos do ângulo de atrito solo-estaca (expresso em função do ângulo de atrito do solo)

Tipo de superfície	δ / ϕ'
Aço “liso”	0,713 – 0,778
Aço “rugoso”	0,941 – 1,007
Betão “liso” (por exemplo, estaca PHC)	0,741 – 0,904
Betão “rugoso” (betonado contra o terreno – estacas moldadas)	0,977 – 1,024

Dada a escassa informação disponível, poder-se-á, conservativamente, considerar:

$$\text{Aço “liso”}: \quad \delta = 0,67 \times \phi' \quad (4.19)$$

$$\text{Betão “liso”}: \quad \delta = 0,75 \times \phi' \quad (4.20)$$

É de notar que não é aconselhável considerar, pelo menos em fase de dimensionamento e na falta de dados concretos obtidos com a realização de ensaios de interface e de carga, aço “rugoso”, devido à provável abrasão que ocorrerá durante a cravação das estacas.

Estes valores parecem estar de acordo com os propostos em várias fontes bibliográficas. Para elevados níveis de deformações no solo adjacente à estaca poder-se-á considerar o ângulo de atrito residual do solo:

$$\text{Aço “liso”}: \quad \delta = 0,67 \times \phi_r' \quad (4.21)$$

$$\text{Betão “liso”}: \quad \delta = 0,75 \times \phi_r' \quad (4.22)$$

Como exemplo, considere-se uma argila com um ângulo de atrito de pico de 27°. Considerando $\phi_r' \approx 20^\circ$ (Mesri et al, 1986 – Capítulo 2), obtém-se, para uma estaca metálica: $\delta = 0.67 \times 20 = 13.4^\circ$.

Este valor não está longe da gama sugerida por Bowles para estacas prancha em solos finos ($11^\circ \pm 2^\circ$).

Jardine e Chow (1996) apresentam envolventes (limites inferiores) de δ_{pico} e δ_r em função do índice de plasticidade – Figura 4.5. Estas envolventes foram obtidas a partir de ensaios de interface. A dispersão de resultados é, no entanto, elevada. Ainda assim, os valores indicados estarão, a princípio, do lado da segurança.

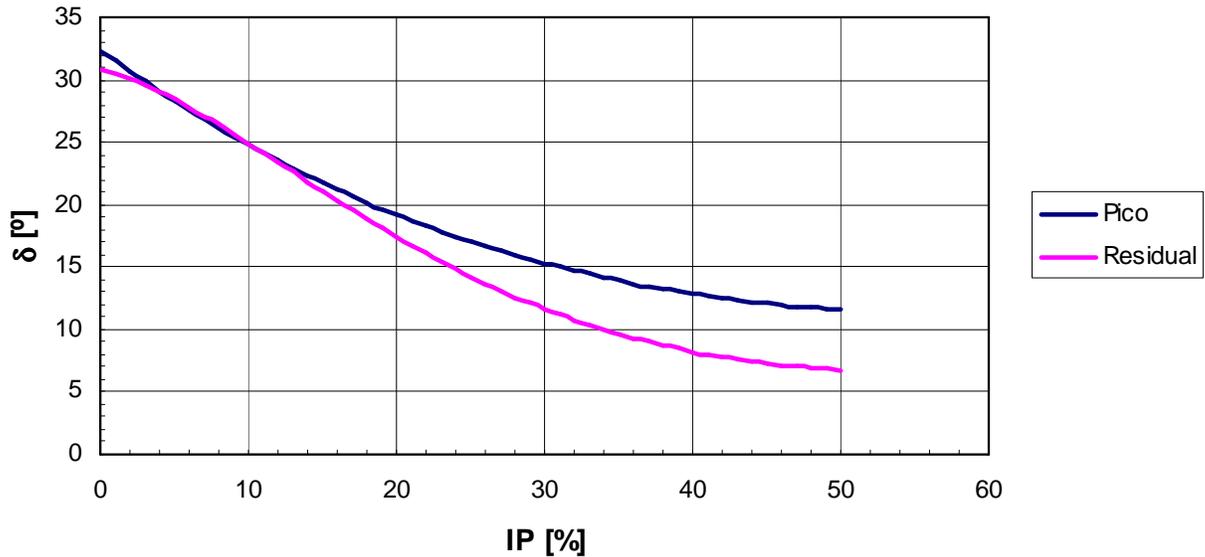


Figura 4.5 – Limites inferiores de δ_p e δ_r em função do índice de plasticidade IP [%]. Adaptado de Jardine et al (2005)

Sublinha-se mais uma vez a escassa informação relativa a este parâmetro. Como tal, as sugestões aqui feitas deverão ser encaradas com prudência.

4.3.1.3 - Análise em Tensões Totais – Métodos α

Estes métodos exprimem a resistência lateral de estacas como correspondendo a uma fracção da resistência não drenada do solo intacto:

$$q_l = \alpha \times c_u \quad (4.23)$$

Existem várias propostas para o valor de α . Seguidamente apresentam-se cinco alternativas. Este elevado número atesta bem a natureza empírica do método, embora algumas das propostas tenham natureza mais empírica que outras, nomeadamente os métodos do Guia de Dimensionamento de Fundações de Macau (Novais Ferreira et al.

1998) e de Das (1999). Estas duas propostas constituem métodos α “puros”, na medida que tratam vários factores que determinam a resistência (a história de tensões - grau de sobreconsolidação; o estado de tensão efectiva; grau de deformação do solo; perturbação provocada pela cravação) de forma implícita. Na utilização destes métodos, para determinar α , apenas se considera o valor da resistência não drenada, c_u .

No Guia de Dimensionamento de Fundações (GDF) são sugeridos os valores para α descritos no Quadro 4.9.

Quadro 4.9 – Valores de α segundo o Guia de Dimensionamento de Fundações (Novais Ferreira et al. 1998)

c_u [kN/m ²]	α
≤ 25	1,00
50	0,90
75	0,80
100	0,76
125	0,69
150	0,63
175	0,55
≥ 200	0,51

Das (1999) apresenta valores de α que podem ser aproximados com a seguinte curva (Wolff, 1995):

$$\alpha = 18 \times c_u^{-0,78} \quad (4.24)$$

É de notar que outros autores consideram a hipótese de, no caso de argilas normalmente consolidadas (para valores de α inferiores a cerca de 40 kN/m²), a resistência mobilizada ser superior a c_u . No entanto, conservativamente, não se considerará essa hipótese.

As duas anteriores propostas são comparadas na Figura 4.6.

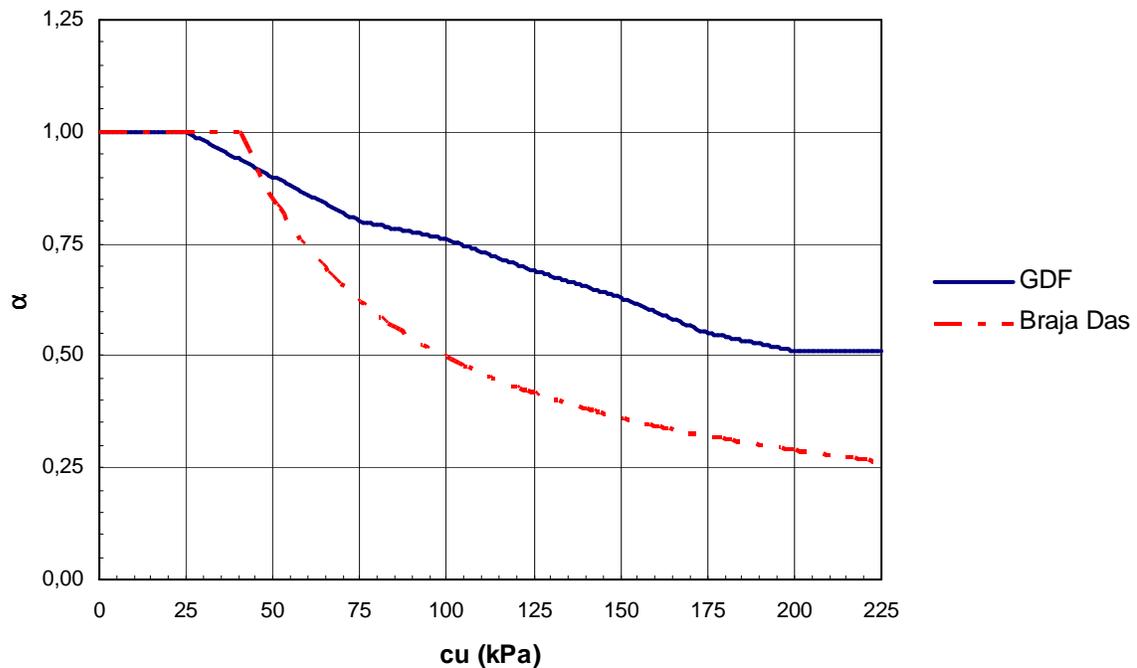


Figura 4. 6 - Comparação dos valores propostos por Novais Ferreira et al (1998) - GDF - e Braja Das (1999)

Estes dois métodos apresentam elevada dispersão dos valores de $(q_l)_{\text{calculado}}/(q_l)_{\text{medido}}$, obtidos a partir dos resultados de ensaios de carga. As propostas seguintes apresentam menor variabilidade, constituindo, por isso, métodos mais fiáveis.

Semple & Rigden (citados por Tomlinson, 2001) apresentam a seguinte expressão geral:

$$\alpha = F \times \alpha_p \times c_u \quad (4.25)$$

α_p – factor de adesão de pico, correspondente a uma estaca rígida (Figura 4.7).

F – factor que tem em conta a flexibilidade da estaca e a sua esbelteza (Figura 4.8).

Incorpora:

- os efeitos relacionados com possíveis vibrações laterais da estaca durante a cravação;
- as grandes deformações a que o solo adjacente à estaca está sujeito (ultrapassada a resistência de pico, esta diminui progressivamente para valores residuais).

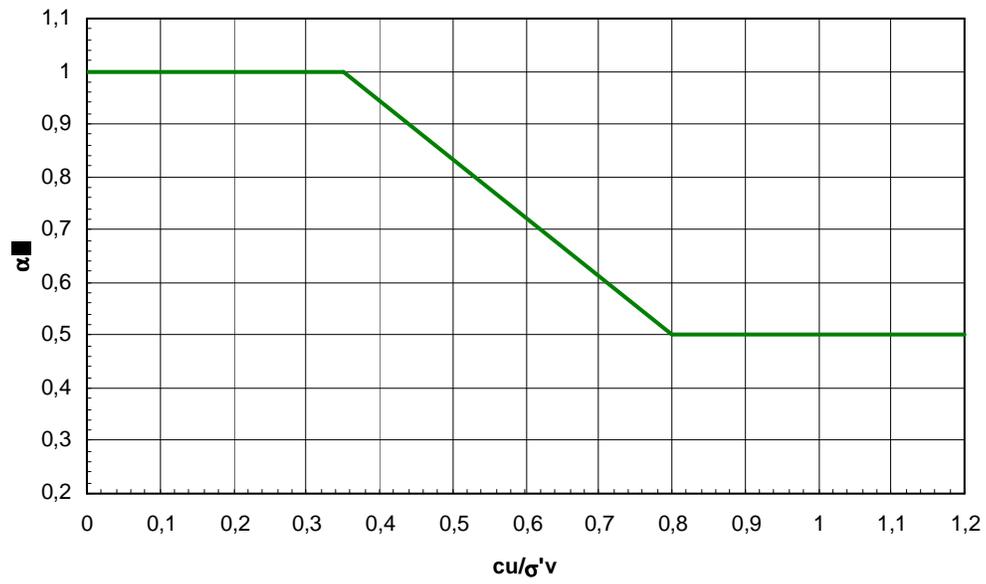


Figura 4. 7 – Factor de adesão de pico em função da razão de resistência (c_u / σ'_v)

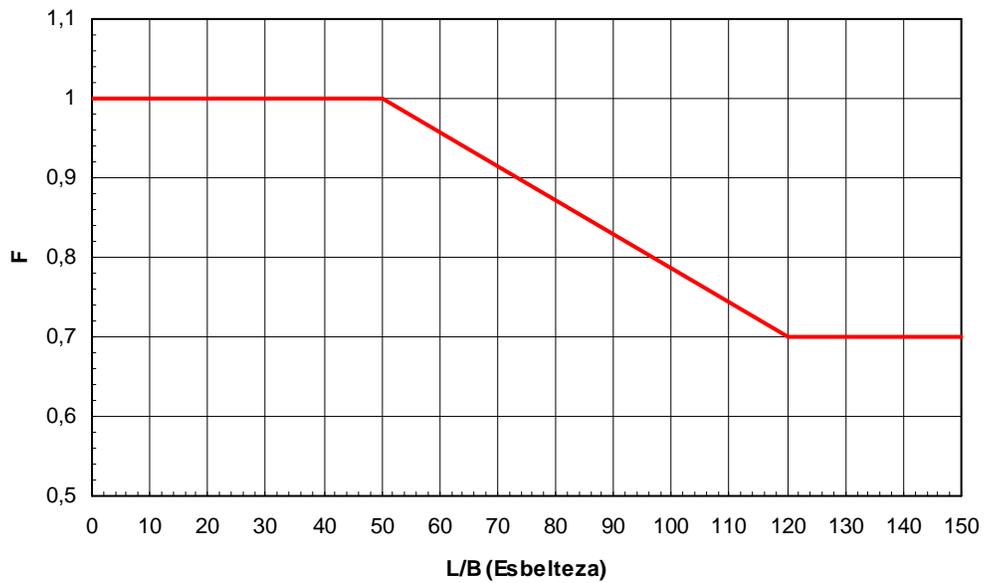


Figura 4. 8 – Factor de “esbelteza”

É de referir que é considerado um valor mínimo de α_P de 0,5, correspondente a valores elevados da razão de resistência c_u/σ'_v e de $F = 0,7$, para valores de esbelteza superiores a 120.

A observação da Figura 4.8 permite concluir que a diminuição global da resistência lateral nunca ultrapassará 30 % da resistência total (resistência correspondente à mobilização da resistência de pico ao longo de todo o fuste da estaca) e que, para esbeltezas inferiores a 50, não há degradação da resistência lateral.

Fleming et al (1992) focam a influência da resistência ao corte do solo e da história de tensões do maciço na resistência lateral. Esta influência é traduzida através da razão de resistência - c_u/σ'_v .

Randolph e Murphy (em Fleming et al, 1992) estudaram os resultados de um grande número de ensaios de carga de estacas cravadas em argilas. Com base nesse estudo, foi proposta a seguinte formulação:

Solos normalmente consolidados: $\alpha = 1$

Solos sobreconsolidados:

$$\bullet \quad c_u/\sigma'_v \leq 1: \alpha = \left(\frac{c_u}{\sigma'_v} \right)_{nc}^{0,5} \times \left(\frac{c_u}{\sigma'_v} \right)^{-0,5} \quad (4.26)$$

$$\bullet \quad c_u/\sigma'_v > 1: \alpha = \left(\frac{c_u}{\sigma'_v} \right)_{nc}^{0,5} \times \left(\frac{c_u}{\sigma'_v} \right)^{-0,25} \quad (4.27)$$

em que $(c_u/\sigma'_v)_{nc}$ corresponde à razão de resistência do solo em estado normalmente consolidado. Uma vez que a cravação da estaca vai remexer o solo, estes autores propõem que se considere para $(c_u/\sigma'_v)_{nc}$, a razão de resistência correspondente ao solo remexido:

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right)_{nc} \cong \left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right)_{remexida} \approx \frac{\phi'}{100} \quad (4.28)$$

em que ϕ' é o ângulo de atrito efectivo ($^\circ$).

Os resultados obtidos com esta formulação foram comparados pelos autores com uma base de dados de ensaios de carga, compilada pelos mesmos. Os valores de $(q_l)_{calculado}/(q_l)_{medido}$ obtidos variavam entre 0,67 e 1,5, o que constitui uma melhoria significativa relativamente aos métodos α clássicos.

Para a maior parte dos solos normalmente consolidados, verifica-se:

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right)_{nc} = 0,20 \sim 0,30 \rightarrow \left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right)_{nc}^{0,5} = 0,45 \sim 0,55$$

O “*American Petroleum Institute*”, com base nesta formulação e em mais ensaios em estacas instrumentadas, adoptou as seguintes expressões para argilas sobreconsolidadas (GEO No.1/2006):

- $c_u/\sigma'_v \leq 1$: $\alpha = 0,5 \times \left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right)^{-0,5}$ (4.29)

- $c_u/\sigma'_v > 1$: $\alpha = 0,5 \times \left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right)^{-0,25}$ (4.30)

Estas expressões são apresentadas graficamente na Figura 4.9.

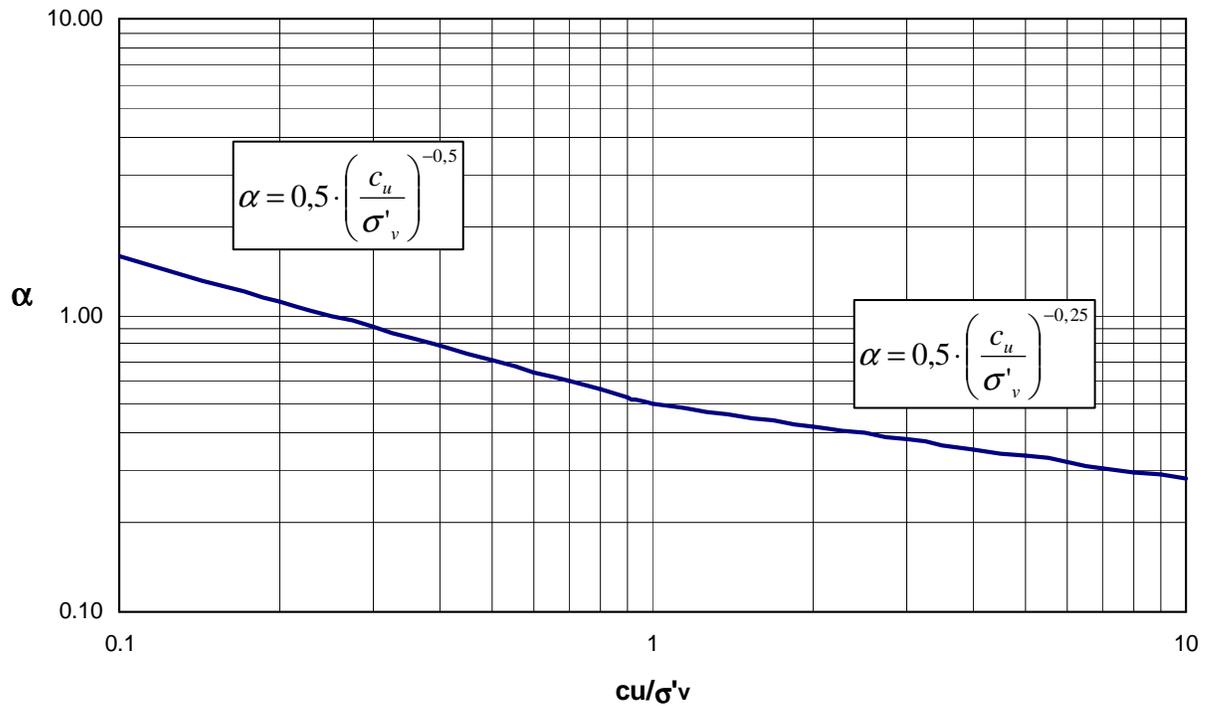


Figura 4. 9 – Factor de adesão em função da razão de resistência – proposta do API (2000)

4.3.1.4 - Análise em Tensões Totais – Método λ

Este método tem a seguinte fórmula geral:

$$q_l = \lambda \times (\overline{\sigma'_v} + 2 \times \overline{c_u}) \quad (4.31)$$

em que:

$\overline{\sigma'_v}$ - tensão vertical média ao longo do fuste da estaca;

$\overline{c_u}$ - resistência não drenada média ao longo do fuste da estaca;

λ - coeficiente dependente do comprimento da estaca com valor único para todo o fuste.

A seguinte aproximação é apresentada por Wolff (1995):

$$\lambda = -0,406 + (3,281 \times L)^{-0,125} \quad (4.32)$$

L – comprimento embebido de estaca.

Este método admite que o deslocamento de solo provocado pela cravação é suficiente para mobilizar resistência passiva não drenada, $\sigma_p = \sigma'_v + 2 \times c_u$, na direcção horizontal, em todo o comprimento embebido de estaca e que a resistência lateral é uma fracção dessa resistência passiva.

Os valores de λ foram obtidos com base nos resultados de um grande número de ensaios de carga, a partir dos quais foi efectuada uma regressão gráfica.

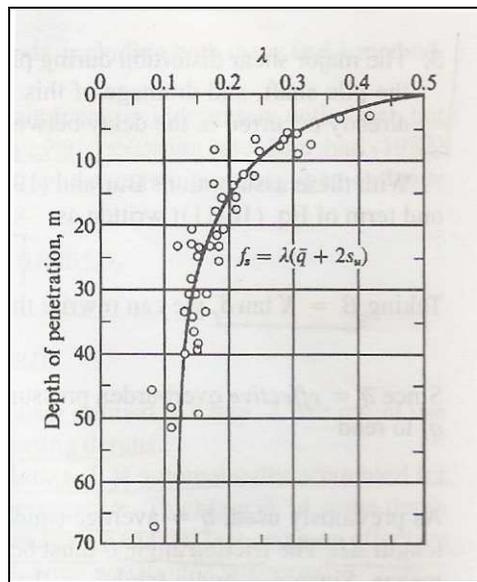


Figura 4. 10 – Valores de λ (Bowles, 1996)

Kraft et al (1981), citados por Bowles (1996), apresentam as seguintes observações:

- o método sobrestima a capacidade das estacas com $L < 15$ m, tanto em solos normalmente consolidados como em solos sobreconsolidados;
- O valor mínimo de λ é 0,14;
- a redução de λ em profundidade poderá ser atribuível à perturbação provocada pelo processo de instalação nas camadas superiores (fissuração radial e aparecimento de uma folga resultante de vibração lateral durante a cravação).

Alguns autores referem-se a este método como sendo preferencialmente direccionado para estacas fundadas em depósitos argilosos sobreconsolidados, com variações das suas características em profundidade pouco pronunciadas.

4.3.2 – Estacas cravadas de pequenos deslocamentos

4.3.2.1 - Análise em Tensões Efectivas e Totais

Análise em tensões efectivas

As propostas anteriormente mencionadas relativamente ao coeficiente de impulso horizontal e ao ângulo de atrito solo-estaca são válidas também para estacas cravadas de pequenos deslocamentos.

No entanto, o coeficiente de impulso de estacas de pequenos deslocamentos deve ter um valor menor do que o correspondente às estacas de grandes deslocamentos. Assim, propõe-se, tal como para solos arenosos, uma redução de 20 % no valor deste parâmetro:

$$q_l = 1,2 \times K_0 \times \sigma'_v \times \text{tg} \delta = 1,2 \times (1 - \text{sen} \phi') \times \sigma'_v \times \text{tg} \delta \quad (4.33)$$

No caso de estacas H que atravessam argilas rijas, Tomlinson (2001) propõe que, conservativamente, a resistência lateral seja calculada considerando um perímetro correspondente a 2 vezes a largura dos banzos.

Análise em Tensões Totais

Os métodos descritos anteriormente para estacas de grandes deslocamentos são também válidos para estacas de pequenos deslocamentos.

4.3.3 – Estacas moldadas

4.3.3.1 - Análise em Tensões Efectivas

O solo adjacente a uma estaca moldada terá, em princípio, características semelhantes às do solo do maciço intacto, e o carregamento será efectuado em condições não drenadas. Daí resulta que a utilização de métodos baseados em análise em tensões totais poderá, porventura, ser considerada apropriada para a generalidade dos solos argilosos.

Exceptua-se o caso de estacas moldadas em depósitos fortemente sobreconsolidados (argilas rijas), em que o carregamento provocará excessos de pressão neutra negativos ou, embora positivos, pouco significativos, sendo que a dissipação desses excessos é muito rápida. Nestes casos, uma análise em tensões efectivas é preferível.

Sugere-se, para o coeficiente de impulso radial, o menor dos valores fornecidos pelas seguintes expressões:

$$K = K_0 = 1 - \text{sen}\phi' \times \text{OCR}^{0,5} \quad (4.34)$$

$$K = \frac{1 + K_0}{2} \quad (4.35)$$

Para o ângulo de atrito solo-estaca considera-se: $\delta = \phi'$

Em argilas sobreconsolidadas, ultrapassada a resistência de pico, a estaca desliza relativamente ao solo e ϕ' terá um valor intermédio entre ϕ'_p e ϕ'_r . A adopção de ϕ'_r para todo o fuste será justificada para determinadas situações – estacas não assentes em rocha, com apreciável percentagem da resistência obtida por ponta. Noutras situações, em que a deformabilidade da base não é grande, ou quando a maior parte da capacidade da estaca é obtida por atrito lateral, esta hipótese será conservativa.

Para argilas rijas (fortemente sobreconsolidadas), Randolph e Wroth, citados por Fleming et al (1992), sugerem:

$$\delta = \phi' = 15^\circ \sim 20^\circ \quad (4.36)$$

Assim, admitindo que a instalação das estacas não altera significativamente o estado de tensão efectiva, a expressão para o cálculo da resistência lateral de estacas moldadas é a seguinte:

$$q_l = K_0 \times \sigma'_v \times \text{tg} \delta = (1 - \text{sen} \phi') \times \sigma'_v \times \text{tg} \delta \quad (4.37)$$

Comparando esta expressão com a equação 4.15, relativa a estacas cravadas de grandes deslocamentos, pode-se deduzir que a resistência de estacas moldadas é cerca de 70 % da correspondente a estacas cravadas.

4.3.3.2 - Análise em Tensões Totais

As propostas anteriormente apresentadas para o valor de α referem-se a estacas cravadas. Fleming et al (1992) sugerem, para estacas moldadas, uma redução de 70 % relativamente aos valores obtidos para estacas cravadas. Tal procedimento é justificado com base na análise em tensões efectivas, como foi descrito anteriormente.

Note-se que o factor F utilizado no método proposto por Semple & Rigden não é aplicável a estacas moldadas.

4.4 – Quadros resumo

Os vários métodos descritos anteriormente são compilados nos Quadros 4.10 a 4.13.

Quadro 4. 10 – Estacas cravadas em areias

Tipo de Análise	Fórmula geral	Coefficientes	Referências
Tensões Efectivas	$q_l = K \times \sigma'_v \times \text{tg} \delta$	Estacas de pequenos deslocamentos: $K = (1,0 \sim 1,4) \times K_0$ Estacas de grandes deslocamentos: $K = (1,0 \sim 1,8) \times K_0$	Braja Das (1999)
		Estacas de pequenos deslocamentos: $K = 0,8 \times N_q / 50$ Estacas de grandes deslocamentos: $K = N_q / 50$ N_q – factor de capacidade de carga (proposta de Berezantzev) $\delta = \phi'_{cv}$	Fleming et al (1992)
		$\delta = 0,8 \times \phi'$	Coyle & Castello (1981)
		<u>Estacas metálicas:</u> $\delta = \delta_{cv} = f(D_{50})$ – ângulo de atrito solo-estaca em função do diâmetro das partículas. (Figura 4.2)	Jardine et al (2005)
		<u>Estacas metálicas:</u> $\delta = \delta_{cv} = f(D_{50})$ (Figura 4.2) $28^\circ < \delta_{cv} < 30^\circ$ $0,05\text{mm} < D_{50} < 0,3 \text{ mm}$	Shell UK Ltd; Jardine et al (2005)
		<u>Estacas metálicas:</u> $\delta_{cv} = 29^\circ$	CUR (2001); Jardine et al (2005)

Quadro 4. 11 – Estacas cravadas em argilas

Tipo de Análise	Fórmula geral	Coeficientes	Referências
Tensões Efectivas	$q_l = K \times \sigma'_v \times \text{tg} \delta$	Argilas normalmente consolidadas: $K = 1 - \text{sen} \phi'_R$ Argilas sobreconsolidadas: $K = (1 - \text{sen} \phi'_R) \times \text{OCR}^{0,5}$ $\delta = \phi'_R$ ϕ'_R – ângulo de atrito da argila remexida. Pode-se considerar ϕ'_r (ângulo de atrito residual)	Braja Das (1999)
		Estacas de pequenos deslocamentos: $K = 1,2 \times K_0 = 1,2 \times (1 - \text{sen} \phi')$ <u>Nota:</u> Trata-se de uma proposta do autor. Fleming et al não especificam procedimento específico para estacas de pequenos deslocamentos. Estacas de grandes deslocamentos: $K = 1,5 \times K_0 = 1,5 \times (1 - \text{sen} \phi')$ $\delta = \phi'_{ss}$ – ângulo de atrito obtido em ensaios de corte simples	Fleming et al (1992)
		Aço: $\delta = 0,67 \times \phi'_r$ Betão liso: $\delta = 0,75 \times \phi'_r$	Valores propostos no presente trabalho
Tensões Totais	$q_l = \alpha \times c_u$	$\alpha = f(c_u)$ (Quadro 4.9)	Novais Ferreira et al (1998)
		$\alpha = 18 \times c_u^{-0,78}$	Braja Das (1999)

Quadro 4. 12 – Estacas cravadas em argilas (continuação)

Tipo de Análise	Fórmula geral	Coeficientes	Referências
Tensões Totais	$q_l = \alpha \times c_u$	Argilas normalmente consolidadas: $\alpha = 1$ Argilas sobreconsolidadas: $\left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right) \leq 1: \alpha = \left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right)_{nc}^{0,5} \times \left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right)^{-0,5}$ $\left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right) > 1: \alpha = \left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right)_{nc}^{0,5} \times \left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right)^{-0,25}$ $\left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right)_{nc} \approx \frac{\phi'}{100}$	Fleming et al (1992)
		Argilas normalmente consolidadas: $\alpha = 1$ Argilas sobreconsolidadas: $\left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right) \leq 1: \alpha = 0,5 \times \left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right)^{-0,5}$ $\left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right) > 1: \alpha = 0,5 \times \left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right)^{-0,25}$	API (2000)
	$q_l = F \times \alpha_P \times c_u$	$\alpha_P = f(c_u / \sigma'_v)$ (Figura 4.5) $F = f(L/B)$ (Figura 4.6)	Semple / Rigden (1984); Citados por Tomlinson (2001)

Quadro 4. 13 - Estacas moldadas em areias

Tipo de Análise	Fórmula geral	Coeficientes	Referências
Tensões Efectivas	$q_l = K \times \sigma'_v \times \text{tg}\delta$	$K = K_0 = 1 - \text{sen}\phi'$	Vários autores
		Estacas moldadas convencionais: $K = 0,7$ Estacas moldadas de trado contínuo: <ul style="list-style-type: none"> • Siltes e areias siltosas: $K = 0,5 \sim 0,6$ • Areias: $K = 0,9$ $\delta = \phi'$ ($=\phi'_{cv}$, conservativamente)	Fleming et al (1992)

Quadro 4. 14 – Estacas moldadas em argilas

Tipo de Análise	Fórmula geral	Coeficientes	Referências
Tensões Efectivas	$q_l = K \times \sigma'_v \times \text{tg}\delta$	Só para argilas fortemente sobreconsolidadas: $K = K_0 = (1 - \text{sen}\phi') \times \text{OCR}^{0,5}$ ou $K = 0,5 \times (1 + K_0)$ (menor dos 2) $\delta = \phi'$ ($=\phi'_r$, conservativamente)	Fleming et al (1992)
Tensões Totais	$q_l = 0,7 \times \alpha \times c_u$	α obtido através de qualquer dos métodos utilizados para estacas cravadas. No método proposto por Semple & Rigden, não se aplica o factor F.	

4.5 – Profundidade Crítica

No passado, vários autores, baseados em resultados de ensaios de carga estáticos em estacas instrumentadas (são frequentemente referenciados os resultados publicados por Vesíc e Meyerhof nas décadas de 60 e 70), adoptaram o conceito de profundidade crítica para estacas em areias.

Este conceito considera a existência de uma profundidade de estaca embebida a partir da qual a resistência lateral deixa de crescer com a tensão efectiva, isto é, mantém-se constante (Figura 4.11).

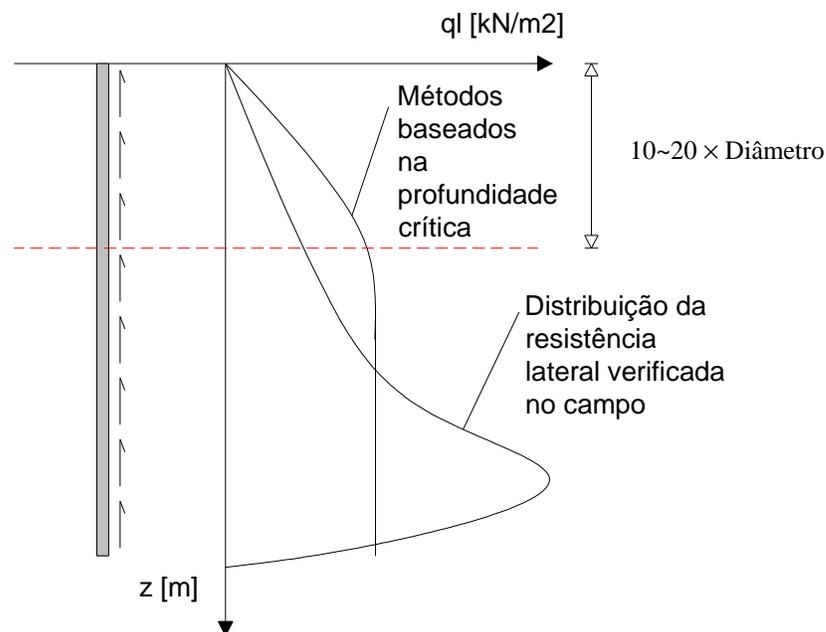


Figura 4. 11 – Resistência lateral de estacas num maciço homogéneo –distribuição real e consideração da profundidade crítica

No Guia de Dimensionamento de Fundações (1998) propõem-se para estacas em areias, tanto cravadas como moldadas, a consideração de uma profundidade crítica correspondente a 15 diâmetros de estaca. Este procedimento é igualmente aconselhado por Das (1999).

As razões que constituem a base deste procedimento não são claras. A principal justificação parece ser os resultados obtidos a partir de estacas instrumentadas, onde se

observa aparentemente uma maior resistência lateral na parte superior da estaca. A partir de certa profundidade – profundidade crítica, verifica-se que a resistência é menor (Figura 4.12).

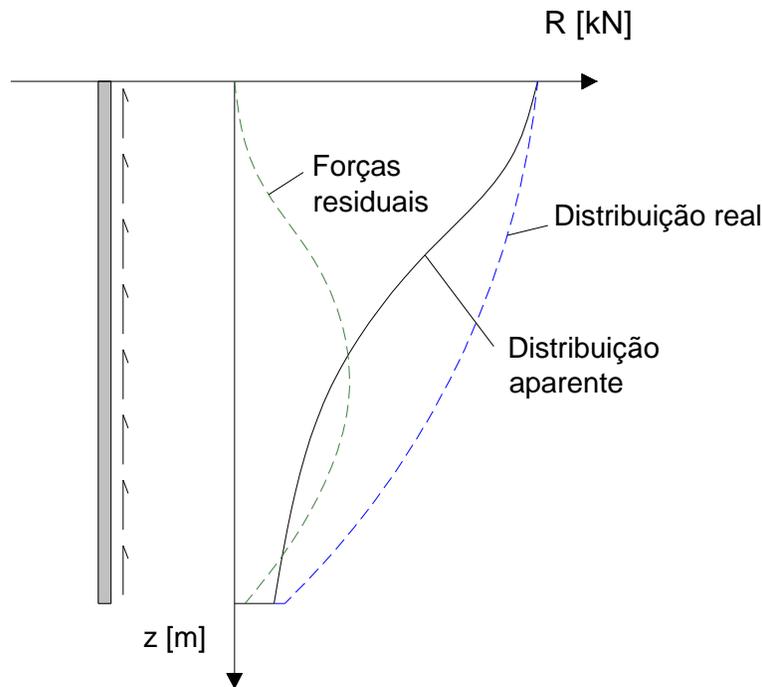


Figura 4. 12 – Típica medição da distribuição da carga instalada na estaca

Esta dedução é feita com base nas medições dos esforços instalados na estaca ao longo do fuste, a partir dos quais foram definidos os diagramas de transferência de carga.

Fellenius e Altaee (1995), no entanto, rejeitam em absoluto esta interpretação. Estes autores consideram que a profundidade crítica não existe. O decréscimo da resistência lateral unitária que é verificada nesses ensaios das estacas é, segundo eles, resultado da existência de forças residuais devido ao processo de instalação, de natureza semelhante a atrito negativo. Uma vez que, aquando da realização dos ensaios instrumentados, não se considerou a existência destas forças já presentes na estaca, estas não foram incluídas na análise, daí resultando uma sobrestimação da resistência lateral na zona superior da estaca, e subestimação da resistência lateral na zona inferior, assim como da resistência de ponta.

Randolph (1993) sublinha o facto de, na realidade, em estacas cravadas:

- os valores máximos da resistência lateral unitária se verificarem na proximidade da base da estaca (Figura 4.11);
- a resistência lateral unitária a determinada profundidade de estaca diminuir com a distância dessa secção à base da estaca.

Este fenómeno foi já estudado por diversas instituições e investigadores, destacando-se o trabalho apresentado por Jardine et al (2005), que resulta de vários anos de investigação na área da execução de estacas cravadas em alto mar.

Segundo estes autores, e conforme sublinhado por Schneider e Lehane (2006), o decréscimo da tensão radial efectiva (e, portanto, da resistência lateral), resulta sobretudo de dois factores:

- as elevadas tensões que se desenvolvem na ponta da estaca durante a cravação ou injeção decrescem acentuadamente com a distância à base da estaca;
- “fadiga atrítica” – fenómeno que resulta da densificação gradual do solo na interface solo-estaca, à medida que a estaca é cravada para além da secção em causa (White, 2005); na interface, forma-se uma camada de pequena espessura de solo que está confinada pelo solo circundante; o carregamento cíclico resultante da cravação contínua para além da secção em causa provoca diminuição de volume (logo, contracções) dessa camada de solo, donde resulta a redução da tensão efectiva radial - $\Delta\sigma'_r = \frac{4 \times G}{D} \times \Delta t$, em que G é o módulo de distorção do

solo, D é o diâmetro da estaca e Δt é a contracção da camada de solo adjacente à interface; devido à sobreconsolidação provocada pela “passagem” da ponta da estaca, G poderá ter um valor bastante elevado, pelo que a diminuição de tensão radial poderá ser significativa, mesmo para contracções muito pequenas.

Destes dois factores, a “fadiga atrítica” parece ser a condicionante preponderante. O método ICP, apresentado no Capítulo 6, e que se baseia no ensaio CPT para a estimativa da capacidade de estacas, trata o problema fazendo com que a tensão radial efectiva seja

dependente da distância da secção à base da estaca. A formulação geral do método, no que se refere ao cálculo da tensão radial efectiva, adopta a seguinte fórmula para estacas de base fechadas cravadas em areias:

$$\sigma'_r = 0,029 \times q_c \times \left(\frac{\sigma'_{vo}}{P_a} \right)^{0,13} \times \left(\frac{h}{R} \right)^c \quad (4.38)$$

q_c , P_a , h e R são a resistência de ponta do CPT, a pressão atmosférica (~ 100 kPa), a distância da secção em causa à base da estaca e o raio externo da estaca, respectivamente.

Na Figura 4.13 apresentam-se os valores do coeficiente c para areias e argilas assim como a variação do factor de redução da tensão radial efectiva com a distância à base da estaca normalizada. É de notar que, como se verá adiante, a expressão proposta no método ICP para argilas é diferente da expressão 4.38, embora inclua também o referido factor.

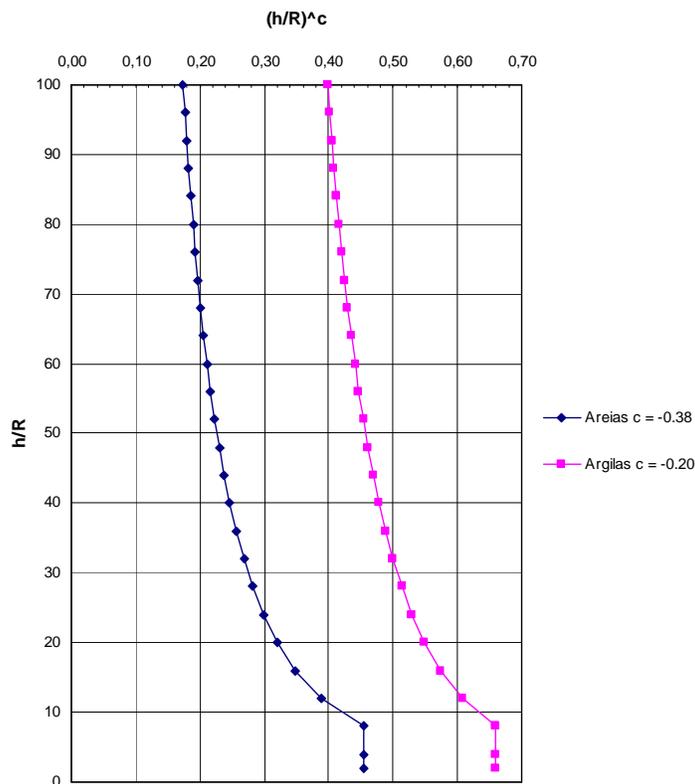


Figura 4. 13 – Degradação da resistência lateral com a penetração de uma estaca cravada num maciço homogéneo

Face ao exposto, o conceito de profundidade crítica parece ter perdido a sua validade, pelo que a sua utilização é dispensável.

Existe sim, em estacas compridas esbeltas cravadas em areias ou em argilas (de pequenos e de grandes deslocamentos), degradação da resistência lateral ao longo do fuste, que será tanto maior quanto mais distante for a secção em causa da estaca em relação à ponta.

A publicação GEO No.1/2006 dispensa a consideração da profundidade crítica, mas é sublinhada a necessidade de avaliar correctamente a tensão efectiva radial ao longo do fuste.

Este fenómeno, como é óbvio, não ocorre em estacas moldadas. Relativamente a estas estacas Fellenius & Altaee (1996) alertam para a hipótese errada de que as forças residuais em estacas moldadas não são significativas, citando curvas de transferência de carga apresentadas por Reese et al (1976), onde se verifica distribuições de carga semelhantes às obtidas em estacas cravadas, distribuições essas anteriormente interpretadas como ilustrativas do conceito de profundidade crítica.

Capítulo 5 – Resistência de ponta de estacas

5.1 – Introdução

A resistência de ponta de estacas é um assunto da maior importância, não só em termos de contribuição para a capacidade das estacas, mas também na forma como define as suas características de deformabilidade.

Será dado maior ênfase para a resistência em solos não coesivos devido ao seu maior interesse prático. Em Macau, fundar estacas em solos argilosos deve ser sempre evitado. As características das aluviões argilosas (argilas normalmente consolidadas ou, nas zonas superiores destes depósitos, ligeiramente sobreconsolidadas por dessecação) não são adequadas para que possam ter uma contribuição fiável para a capacidade de estacas.

Antes de mais, será conveniente definir o que se entende por resistência de ponta. Para tal, há que ter em conta duas perspectivas.

Em primeiro lugar, define-se capacidade de carga como a correspondente à carga a partir da qual, para pequenos incrementos de carregamento, corresponderão deformações adicionais elevadas – carga máxima assintótica ou de cedência.

Em segundo, há que ter em conta a deformação necessária para mobilizar a resistência total de ponta. A resistência última de uma estaca poderá ocorrer para valores elevados do assentamento da base.

Como foi referido no Capítulo 3, para deformações elevadas a resistência de ponta de estacas moldadas tenderá para a de estacas cravadas. Já em estacas cravadas a resistência máxima é atingida para deformações bastante inferiores.

Assim, na maior parte dos casos, a carga última a considerar no dimensionamento tem um valor que não corresponde à verdadeira resistência de ponta, mas antes à capacidade mobilizável para a deformação máxima admissível.

Os métodos apresentados neste capítulo visam obter uma estimativa da resistência de ponta real da estaca (assimptótica).

Existem, no entanto, métodos simplificados para estimar a relação carga-assentamento. Neste capítulo será apresentado um destes métodos. No Capítulo 7 a relação carga-assentamento de estacas isoladas será estudada mais aprofundadamente.

Refira-se que a EN 1997-1 e o Regulamento de Fundações de Macau, para terem em conta os diferentes níveis de deformação para os quais a resistência de ponta em estacas moldadas e cravadas é mobilizada, consideram um coeficiente parcial de segurança para estacas moldadas superior ao correspondente a estacas cravadas. O assentamento de uma estaca moldada necessário para mobilizar uma resistência de ponta semelhante à de uma estaca cravada poderá ultrapassar largamente os limites máximos compatíveis com a segurança da estrutura suportada (Capítulo 3).

Sublinhe-se que, para qualquer dos métodos aqui descritos, se dispensa a consideração do conceito de profundidade crítica. Actualmente, considera-se antes que a resistência de ponta cresce em profundidade, mas a um ritmo progressivamente menor. Tal é justificado de duas maneiras:

- diminuição do ângulo de atrito com a tensão efectiva média;
- o modo de rotura é um modo confinado; a resistência de ponta depende da rigidez do solo e da sua resistência ao corte; o ritmo de crescimento da rigidez distorcional com a tensão efectiva é inferior ao crescimento da tensão efectiva em profundidade, donde resulta que o índice de rigidez ($I_r = G/(p'_0 \times \text{tg}\phi')$, em que p'_0 é a tensão efectiva média em repouso) decresce em profundidade.

5.2 – Resistência de ponta em solos não coesivos

5.2.1 - Introdução

A resistência de ponta de uma estaca é definida com a seguinte expressão:

$$R_b = q_b \times A_b \quad (5.1)$$

Em que q_b , a resistência de ponta por unidade de área, vale

$$q_b = N_q \times \sigma'_v \quad (5.2)$$

sendo σ'_v a tensão vertical efectiva na base da estaca e N_q um factor de capacidade de carga, correspondente a um determinado mecanismo de rotura.

Existem várias propostas para obtenção de N_q , associadas a diferentes mecanismos de rotura.

Estes modos de rotura associados ao esgotamento da resistência de ponta podem ser divididos em dois grandes grupos:

- mecanismos associados à formação de superfícies de deslizamento, ao longo dos quais a resistência ao corte do solo é atingida – a grande maioria das propostas de valores de N_q pertence a este grupo;
- rotura associada à expansão plástica de uma cavidade esférica na ponta da estaca.

Esta última teoria recolhe actualmente o consenso da maioria de especialistas. A resistência de ponta é função do estado de tensão efectiva, da resistência ao corte do solo e também da sua rigidez, que determina o grau de confinamento na base da estaca.

5.2.2 – Mecanismos associados à formação de superfícies de deslizamento

Os métodos clássicos de estimativa da resistência de ponta pertencem a este grupo. Seguidamente apresentam-se três destas propostas. A de Berezantzev et al (1961), por ser muito utilizada, a proposta de Hansen, sugerida por Bowles (1996), por Novais Ferreira et al (1998), e a de Fleming et al (1992), por apresentar certas inovações relativamente às propostas clássicas.

Proposta de Berezantzev et al

Fleming et al (1992) e Poulos & Davis (1980), citando Berezantzev et al apresentam a seguinte relação de N_q com ϕ' :

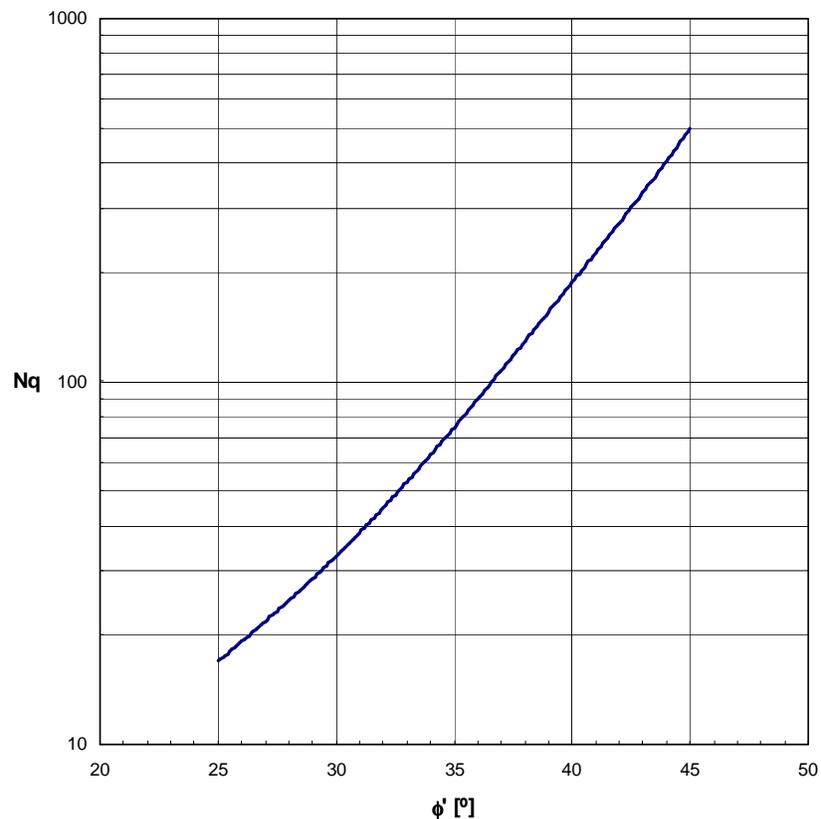


Figura 5. 1 – Factor de carga N_q segundo Berezantzev et al (1961)

Trata-se de uma proposta com ampla aceitação. Estes valores são também sugeridos pela GEO No. 1/2006.

Proposta de Hansen

A expressão para N_q proposta por Hansen, semelhante à proposta por Meyerhof e à de Terzaghi para estacas de base lisa (Santos e Pereira, 2002), é a seguinte:

$$N_q = \exp(\pi \times tg \phi') \times tg^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (5.3)$$

Hansen controla o crescimento da resistência com a tensão efectiva através da adopção de um factor de profundidade d_q , que é função do ângulo de atrito do solo e da esbelteza da estaca:

$$d_q = 1 + 2 \times tg \phi' \times (1 - sen \phi')^2 \times arctg \left(\frac{L}{D} \right) \quad (5.4)$$

em que ϕ' corresponde ao ângulo de atrito efectivo de pico do solo, L ao comprimento de estaca embebida e D ao diâmetro da estaca. A variação de d_q com L/D é muito pequena.

A variação do ângulo de atrito com a tensão efectiva pode ser considerada através da seguinte equação proposta por Zeitlen e Paikowski (1982) (citados por Bowles, 1996):

$$\phi' = \phi'_0 - 5,5 \times \log \left(\frac{p'}{p'_0} \right) \quad (5.5)$$

ϕ' – ângulo de atrito correspondente ao nível de tensão efectiva média (octaédrica) – p' ;

ϕ'_0 – ângulo de atrito obtido num ensaio triaxial realizado para um determinado valor da tensão efectiva média – p'_0 .

Alternativamente, poder-se-á considerar, conservativamente, o ângulo de atrito de volume constante, ϕ'_{cv} .

Na Figura 5.2 comparam-se os 2 métodos anteriormente apresentados.

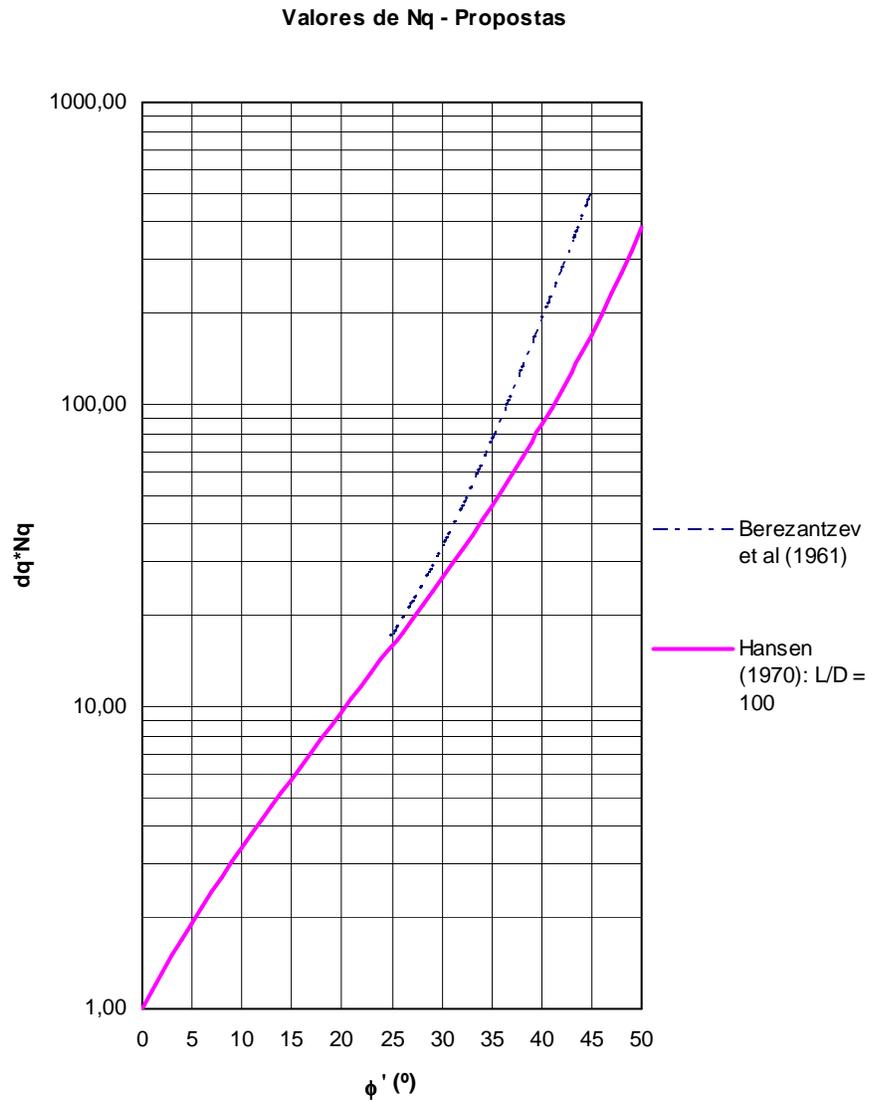


Figura 5. 2 – Propostas de Berezantzev e Hansen

Proposta de Fleming et al (1992)

Fleming et al (1992) propõem uma metodologia de cálculo da resistência de ponta que considera a variação do ângulo de atrito do solo com a tensão efectiva, através da quantificação da dilatância.

A dilatância reflecte a deformabilidade volumétrica do solo quando sujeito a solicitações de corte. Esta propriedade é quantificada através do ângulo de dilatância, ψ , definido como o declive pontual da curva de deformações volumétricas versus distorções. ψ representa também o ângulo definido pelo vector deslocamento total num determinado ponto da interface, com o plano de corte (Matos Fernandes, 2006).

Fleming et al fazem referência a um artigo de Bolton (1986), no qual este autor propõe (Capítulo 2):

$$\phi' = \phi'_{cv} + 0,8 \times \psi = \phi'_{cv} + 3 \times I_r \quad (5.6)$$

Em que I_r representa aqui o índice de compacidade corrigido, que pode ser calculado da forma seguidamente explicada.

Define-se p' como sendo a tensão efectiva média aquando da rotura:

$$p' \approx \sqrt{N_q} \times \sigma'_v \quad (5.7)$$

$$\text{Se } p' \geq 150 \text{ kPa: } I_r = I_D \times \left[5,4 - \ln \left(\frac{p'}{p_a} \right) \right] - 1 \quad (5.8)$$

$$\text{Se } p' < 150 \text{ kPa: } I_r = 5 \times I_D - 1 \quad (5.9)$$

Em que:

I_D – índice de compacidade (%).

p_a – pressão atmosférica ≈ 100 kPa.

Para tensões efectivas elevadas, a expressão (5.7) fornece valores negativos de I_r , pelo que, nessa situação, impõem-se $I_r = 0$. Assim, obtém-se o valor do ângulo de atrito, ϕ' , que deve ser utilizado na quantificação da resistência da base q_b .

Esta proposta implica, devido à definição de p' , o seguinte processo iterativo:

1. são dados ϕ'_{cv} , I_D e σ'_v ;
2. adopta-se, ou calcula-se, um valor inicial de N_q ; Fleming et al sugerem os valores de Berezantzev et al;
3. calcula-se $p' \approx \sqrt{N_q} \times \sigma'_v$;
4. calcula-se I_r ;
5. obtido I_r , obtém-se novo valor de $\phi' = \phi'_{cv} + 3 \times I_r$;
6. com o valor actualizado de ϕ' , calcula-se novamente N_q ; o processo repete-se até ser obtida convergência.

O cálculo pode ser facilmente automatizado em folha de cálculo ou, alternativamente, pode-se recorrer a gráficos que Fleming et al (1992) disponibilizam para ângulos de atrito de volume constante de 27°, 30° e 33°. Para cada um destes ângulos de atrito, são indicados valores de q_b em função da tensão efectiva e do índice de compacidade. No anexo deste capítulo são apresentados gráficos obtidos através desta metodologia de cálculo, mas para uma gama maior de tensões.

Fleming et al sublinham que esta proposta tem forte suporte experimental, citando Neely que, com base em 47 ensaios de estacas com base alargada, obteve uma média da razão $(q_b)_{calculada}/(q_b)_{medida} = 0,92$, com um coeficiente de variação de 0,32.

Como se pode verificar nos gráficos em anexo, para uma areia uniforme, a relação $q_b - \sigma'_v$ é não-linear, com a taxa de crescimento de q_b com σ'_v a diminuir progressivamente com o aumento de σ'_v .

5.2.3 – Mecanismos associados à expansão plástica de uma cavidade esférica na base da estaca

5.2.3.1 – Introdução

Como foi anteriormente referido, é actualmente partilhada por muitos autores a opinião de que o modo de rotura associado à ponta da estaca é local, sendo a zona de influência da ponta idealizável como um volume definido por uma esfera com um raio de poucos diâmetros de estaca.

O modo de rotura é confinado e, portanto, dependente da rigidez do solo. Esta constitui um parâmetro decisivo na definição da resistência da base da estaca.

As metodologias seguidamente descritas incluem parâmetros considerados decisivos para a resistência de ponta: tensão efectiva, resistência ao corte, dilatância e rigidez.

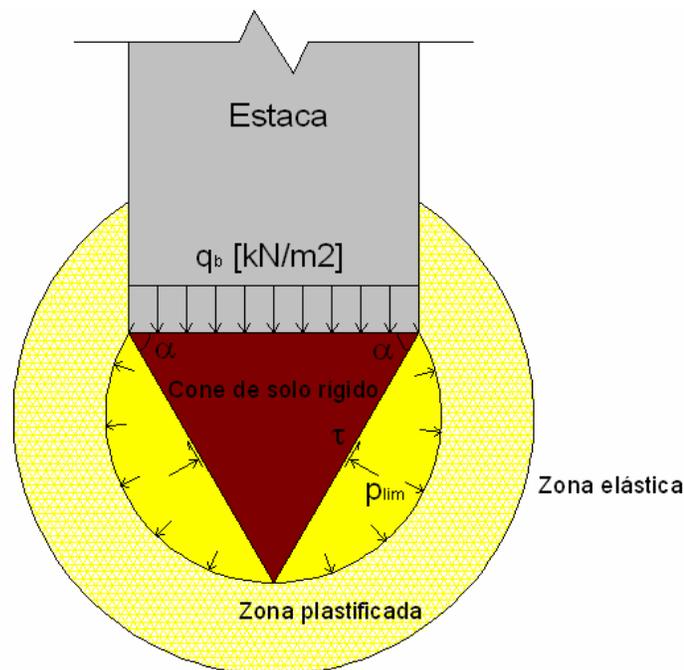


Figura 5. 3 – Mecanismo de expansão de uma cavidade esférica associada à carga máxima na base de uma estaca (adaptado de Randolph et al, 1993)

Sob a base da estaca, admite-se a mobilização de um cone de solo rígido, a superfície do qual constitui uma superfície de rotura, cujo ângulo α com o plano de tensão normal máxima (maior tensão principal) é o obtido com a seguinte expressão:

$$\alpha = 45 + \frac{\phi'_{cv}}{2} \quad (5.10)$$

No exterior do cone existe uma zona de solo sujeita a uma pressão octaédrica correspondente à pressão limite de uma cavidade esférica, p_{Lim} .

5.2.3.2 – Método de Randolph et al (1993)

São necessários os seguintes dados para aplicação do Método de Randolph et al (2003):

- ângulo de atrito de volume constante – ϕ'_{cv}
- ângulo de dilatação do solo - ψ
- índice de compactidade, I_D [%]
- módulo de distorção correspondente a pequenos deslocamentos, G_0
- tensão efectiva média, $p'_0 = \frac{\sigma'_v \times (3 - 2 \times \text{sen} \phi')}{3}$ (5.11)
- coeficiente de Poisson do solo, ν ; este parâmetro não influi significativamente nos resultados, podendo-se considerar como sendo 0,3.

Ângulos de atrito, ϕ' , e de dilatação, ψ

Com o carregamento e correspondente deformação do solo, a dilatação varia progressivamente. No limite, ψ tenderá para zero e o ângulo de atrito convergirá para o ângulo de atrito de volume constante, ϕ'_{cv} .

Randolph et al (1993), consideram, simplificadamente, o valor médio destes parâmetros. Com base no trabalho de Bolton (1986) - Capítulo 2 - utilizam-se as seguintes expressões:

$$\bar{\phi}' = \phi'_{cv} + \frac{1}{2} \times 0,8 \times \psi = \phi'_{cv} + \frac{1}{2} \times 3 \times I_r = \phi'_{cv} + 1,5 \times I_r \quad (5.12)$$

$$\begin{aligned}\phi'_{\max} &= \phi'_{cv} + 0,8 \times \psi_{\max} = \phi'_{cv} + 3 \times I_r \\ \Leftrightarrow 0,8 \times \psi_{\max} &= 3 \times I_r \Leftrightarrow \psi_{\max} = 3,75 \times I_r \\ \bar{\psi} &= \frac{3,75 \times I_r}{2} = 1,875 \times I_r\end{aligned}\quad (5.13)$$

O cálculo de I_r é efectuado conforme descrito anteriormente com as expressões (5.8) e (5.9). O valor de p' é calculado da seguinte forma

$$p' \approx \sqrt{p_{Lim} \times p'_0} \quad (5.14)$$

Assim, o cálculo implica um processo iterativo. Arbitra-se um valor inicial de p' e, após cálculo de p_{Lim} , verifica-se o valor de p' e repete-se o processo até obter convergência.

De resto, o procedimento de cálculo é perfeitamente análogo ao da proposta de Fleming et al. Enquanto estes utilizavam a proposta de Berezantzev et al para obter valores de N_q , Randolph et al utilizam a teoria de expansão de cavidades para calcular p_{Lim} e q_b .

Módulo de distorção inicial, G_0

Existem várias correlações para estimar G_0 (Capítulo 2). Randolph et al (1993) citam a correlação de Lo Presti (Capítulo 2). A seguinte fórmula relaciona este parâmetro com o índice de compacidade.

$$\frac{G_0}{p_a} = S \times \exp(0,7 \times I_D) \times \left(\frac{p'}{p_a}\right)^{0,5} \quad (5.15)$$

Em que o parâmetro S assume os valores indicados no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Valores do coeficiente S em função da percentagem de finos

% de grãos que passam no peneiro de 0,2 mm	0 - 5	5 - 10	10 - 15	15 - 30
S	400	200	100	75

Refira-se que estes valores do parâmetro S são por norma conservativos. Considerando $S = 400$, obtêm-se estimativas de G_0 semelhantes às fornecidas pelo limite inferior de Jaime Santos (Capítulo 2).

Para saprólitos esta correlação não é aplicável, devendo-se para esses casos recorrer às correlações indicadas no Capítulo 2.

A resistência de ponta é dada pela fórmula:

$$q_b = p_{lim} \times (1 + tg\phi' \times tg\alpha) \quad (5.16)$$

Para o cálculo de p_{lim} Randolph et al (1993) sugerem as expressões de Carter et al (1986) ou de Yu & Houlsby (1991). Ambas dão resultados muito semelhantes.

As duas propostas baseiam-se numa modelação do solo como um material elásto-perfeitamente plástico. O comportamento é elástico até se dar a cedência, sendo esta determinada pelo critério de cedência de Mohr-Coulomb.

Expressões de Carter et al (1986)

É necessário ter os seguintes dados: E , ν , c' , ϕ' , ψ e σ'_{av} , procedendo-se depois ao cálculo dos seguintes coeficientes:

$$T = (k + 1) \times \left(1 + \frac{k \times \chi}{\alpha + \beta} \right) \quad (5.17)$$

$$Z = (k + 1) \times \frac{k \times \chi}{\alpha + \beta} \quad (5.18)$$

$$\sigma_R = \frac{1 + k}{N + k} \times N \times p'_o \quad (5.19)$$

$$\alpha = \frac{k}{M} \quad (5.20)$$

$$\beta = 1 - k \times \left(\frac{N - 1}{N} \right) \quad (5.21)$$

$$\gamma = \frac{1 + \alpha}{1 - \beta} \quad (5.22)$$

$$M = \frac{1 + \text{sen}\psi}{1 - \text{sen}\psi} \quad (5.23)$$

$$N = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi'}{1 - \operatorname{sen}\phi'} \quad (5.24)$$

$$\mathcal{X} = \frac{k \times (1 - \nu) - k \times \nu \times (M + N) + [(k - 2) \times \nu + 1] \times M \times N}{[(k - 1) \times \nu + 1] \times M \times N} \quad (5.25)$$

O valor da pressão limite é obtido a partir da seguinte igualdade:

$$\frac{2 \times G}{p'_o + c' \times \cotg\phi_o} = \frac{N - 1}{N + k} \times \left[T \times \left(\frac{p_{Lim} + c' \times \cotg\phi_o}{\sigma_R + c' \times \cotg\phi_o} \right)^7 - Z \times \left(\frac{p_{Lim} + c' \times \cotg\phi_o}{\sigma_R + c' \times \cotg\phi_o} \right) \right] \quad (5.26)$$

Para o parâmetro k adopta-se o valor de 1 para cavidades cilíndricas e 2 para cavidades esféricas.

Expressões de Yu & Houlsby (1991)

Em primeiro lugar, é necessário calcular os seguintes valores:

$$Y = \frac{2 \times c' \times \cos\phi'}{1 - \operatorname{sen}\phi'} \quad (5.27)$$

$$\alpha = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi'}{1 - \operatorname{sen}\phi'} \quad (5.28)$$

$$\beta = \frac{1 + \operatorname{sen}\psi}{1 - \operatorname{sen}\psi} \quad (5.29)$$

$$\gamma = \frac{\alpha \times (\beta + 2)}{2 \times (\alpha - 1) \times \beta} \quad (5.30)$$

$$\delta = \frac{Y + (\alpha - 1) \times p'_o}{2 \times (2 + \alpha) \times G} \quad (5.31)$$

$$\eta = \exp \left\{ \frac{(\beta + 2) \times (1 - 2 \times \nu) \times [Y + (\alpha - 1) \times p'_o]}{E \times (\alpha - 1) \times \beta} \right\} \quad (5.32)$$

$$\xi = \frac{3 \times \delta}{(1 + \nu) \times (\alpha - 1) \times \beta} \times [\alpha \times \beta + 2 \times (1 - 2 \times \nu) + 2 \times \nu - 2 \times \nu \times (\alpha + \beta)] \quad (5.33)$$

De seguida, calcula-se o valor de R_∞ que satisfaz a seguinte igualdade:

$$\Lambda_1(R_\infty, \xi) = \frac{\eta}{\gamma} \times (1 - \delta)^{\frac{\beta+2}{\beta}} = \sum_{n=0}^{\infty} A_n^1 \quad (5.34)$$

em que, quando $n = \gamma$:

$$A_n^1 = \frac{\xi^n}{n!} \times \ln R_\infty \quad (5.35)$$

Se $n \neq \gamma$:

$$A_n^1 = \frac{\xi^n}{n \times (n - \gamma)} \times (R_\infty^{n-\gamma} - 1) \quad (5.36)$$

p_{lim} é calculada através da seguinte expressão:

$$p_{lim} = \frac{I}{(\alpha - 1)} \times \left\{ \frac{3 \times \alpha \times [Y + (\alpha - 1) \times p'_o] \times R_\infty}{(2 + \alpha)} - Y \right\} \quad (5.37)$$

Estes dois métodos foram automatizados em folha de cálculo com recurso a macros. Em anexo apresenta-se a listagem destes programas (linguagem VBA).

5.2.3.3 – Método de Yasufuku et al (2001)

Estes autores apresentam um método também baseado na teoria de expansão de cavidades, seguindo a formulação de Vesic (1972). As principais diferenças relativamente à proposta de Randolph et al são as seguintes:

- a dilatação não é considerada;
- a deformação volumétrica média na zona plastificada é incluída na análise, a partir da qual se calcula o índice de rigidez reduzido, I_{rr} ;
- as deformações elásticas na zona plastificada são ignoradas;
- o módulo de distorção, G , a considerar é o correspondente a um valor da distorção de 0,1%.

Índice de rigidez, I_r

O índice de rigidez é, como anteriormente definido:

$$I_r = \frac{G}{p'_0 \times t g \phi'_{cv}} \quad (5.38)$$

p' é a tensão efectiva média, calculada com a expressão (5.11).

Índice de rigidez reduzido, I_{rr}

Este parâmetro inclui a deformabilidade volumétrica média na zona plastificada, Δ_{av} .

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \times \Delta_{av}} \quad (5.39)$$

Deformação volumétrica média na zona plastificada, Δ_{av}

É proposta a seguinte correlação:

$$\Delta_{av} = 50 \times I_r^{-1,8} \quad (5.40)$$

Os valores obtidos com esta expressão constituem uma boa aproximação a resultados experimentais, como é demonstrado por estes autores.

Módulo de distorção, G

G pode ser obtido, conhecido o módulo de distorção para pequenas deformações, G_0 ($\gamma \approx 10^{-6}$ a 10^{-5}).

Para obter o módulo de distorção correspondente a uma distorção de 10^{-3} , é necessário caracterizar a degradação de G com o nível de deformação. Yang (2006) cita Ishibashi e Zhang. Estes autores apresentam as seguintes correlações, já anteriormente apresentadas no Capítulo 2, mas aqui repetidas por conveniência:

$$\frac{G}{G_0} = \alpha \times p'^{\beta}_0 \quad (5.41)$$

$$\alpha = 0,5 + 0,5 \times t g h \left\{ \ln \left[\left(\frac{0,000102 + n}{\gamma} \right)^{0,492} \right] \right\} \quad (5.42)$$

$$\beta = 0,272 \times \left\{ 1 - \operatorname{tgh} \left[\ln \left[\left(\frac{0,000556}{\gamma} \right)^{0,4} \right] \right] \right\} \times \exp^{-0,0145 \times I_p^{1,3}} \quad (5.43)$$

O coeficiente \underline{n} é calculado da seguinte forma, consoante o valor de I_p :

- 0, $I_p=0$;
- $3,37 \times 10^{-6} \times I_p^{1,404}$, $0 < I_p \leq 15$;
- $7,0 \times 10^{-7} \times I_p^{1,976}$, $15 < I_p \leq 70$;
- $2,7 \times 10^{-5} \times I_p^{1,115}$, $I_p > 70$.

As Figuras 5.4 e 5.5 ilustram a degradação de G com a deformação para diferentes valores do índice de plasticidade e da tensão efectiva octaédrica.

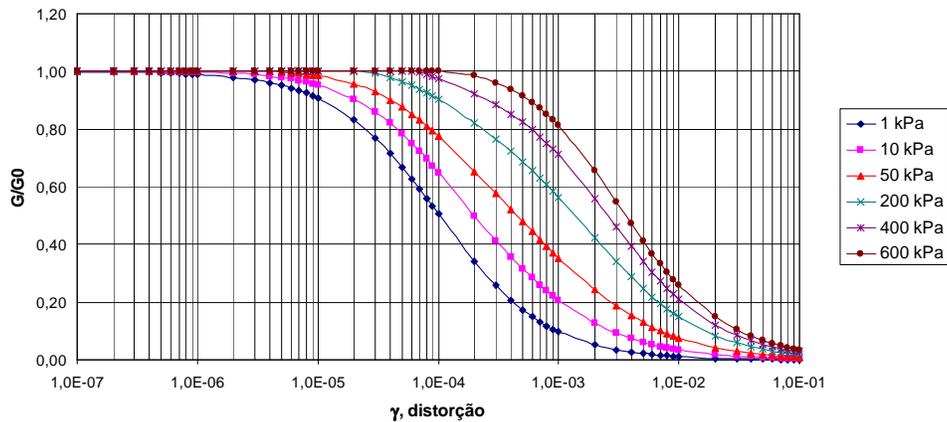


Figura 5. 4 – Degradação de G em função da distorção e da tensão efectiva, para uma areia sem finos – $I_p=0$.

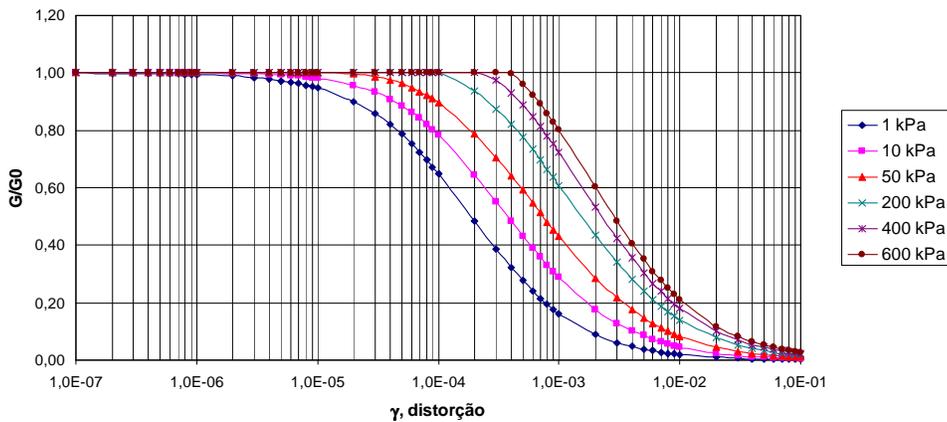


Figura 5. 5 - Degradação de G em função da distorção e da tensão efectiva, para uma areia siltosa – $I_p=10$.

A resistência de ponta por unidade de área é dada por:

$$q_b = \frac{3 \times (1 + \text{sen} \phi'_{cv})}{(1 - \text{sen} \phi'_{cv}) \times (3 - \text{sen} \phi'_{cv})} \times I_{rr}^{\frac{4 \times \text{sen} \phi'_{cv}}{3 + (1 + \text{sen} \phi'_{cv})}} \times \left[\frac{1 + 2 \times (1 - \text{sen} \phi'_{cv})}{3} \right] \times \sigma'_v \quad (5.44)$$

A propósito, justificam-se as seguintes observações:

- esta proposta foi comparada com resultados de 19 ensaios de carga (12 *in situ* e 7 em laboratório), tendo-se observado boa correlação entre a capacidade medida e a estimada;
- Δ_{av} influencia significativamente o valor de q_b ;
- o método é bastante mais simples do que os de Fleming et al e de Randolph et al;
- é necessário conhecer: σ'_v , ϕ'_{cv} , G e Δ_{av} ; caso se utilize a correlação (5.40), serão apenas necessários σ'_v , ϕ'_{cv} e G .

5.2.3.4 – Comparação entre as propostas de Fleming et al, Randolph et al e Yasufuku et al

Na Figura 5.6 comparam-se as estimativas de q_b obtidas com as propostas anteriores para uma areia com ângulo de atrito $\phi' = 30^\circ$, índice de compacidade, $I_D = 0,75$ e $S = 300$.

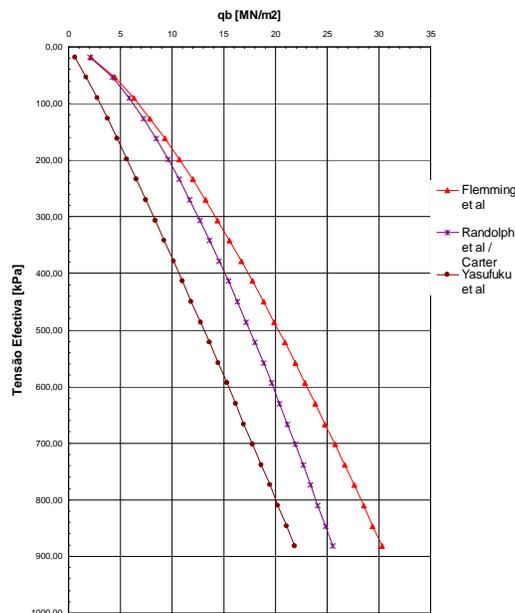


Figura 5.6 – Comparação das 3 propostas.

Face aos resultados obtidos, verifica-se o seguinte :

- a proposta de Yasufuku et al fornece valores, em regra, mais conservativos;
- tal poderá ser explicado com o facto de as propostas de Fleming et al e de Randolph et al considerarem a dilatância, que tem uma influência importante no resultado, traduzindo-se num aumento do ângulo de atrito efectivo;
- utilizando qualquer dos métodos baseados na teoria de expansão de cavidades, é dispensada qualquer limitação do valor da resistência de ponta. A tendência para um valor limite é retratada adequadamente.

Poder-se-á portanto considerar que a proposta de Yasufuku é, pela sua simplicidade e conservadorismo, mais atractiva para dimensionamento. O ângulo de dilatância tem influência significativa nos resultados, mas é de difícil determinação. Sublinhe-se, ainda assim, que a proposta de Randolph et al revela maior flexibilidade, na medida em que permite considerar ou não Ψ .

5.2.3.5 - Nota relativa à aplicação destes métodos a saprólitos

A correlação de Bolton entre a dilatância e o índice de compacidade não é válida para saprólitos. Estes maciços mantêm a estrutura original da rocha-mãe, daí resultando uma combinação de resistência e rigidez consideráveis conjugadas com valores elevados do índice de vazios. Assim se explica o facto de a compacidade não desempenhar nestes solos o papel decisivo que tem na resistência de solos transportados.

Todos os métodos anteriormente apresentados podem ser utilizados, sendo no entanto aconselhável, na falta de ensaios ou correlações fiáveis para estimar Ψ , considerar apenas o ângulo de atrito de volume constante ϕ'_{cv} . Neste caso, o método de Fleming et al corresponderá ao de Berezantzev et al ($\phi' = \phi'_{cv}$) e os valores obtidos com os métodos de Randolph et al e de Yasufuku et al serão bastante semelhantes, já que ambos se baseiam na teoria de expansão de cavidades.

5.2.5 – Resistência mobilizada para um determinado assentamento

Na prática, a resistência de ponta poderá só ser mobilizada para valores do assentamento extremamente elevados, especialmente no caso de estacas moldadas.

Yasufuku et al (2001) apresentam uma forma simplificada de estimar, para estacas moldadas, a capacidade mobilizada para um assentamento da base de 10 % do diâmetro da estaca – critério de utilização corrente e que será, em geral, adequado para estacas de pequenos e médios diâmetros.

A seguinte fórmula é apresentada:

$$(q_b)_{cal} = \frac{\left(\frac{\Delta}{D_{estaca}}\right)}{n + m \times \left(\frac{\Delta}{D_{estaca}}\right)} \quad (5.45)$$

em que:

m – parâmetro experimental correspondente ao inverso da tensão última na ponta, de expressão:

$$m = \frac{1}{q_b} \quad (5.46)$$

n – parâmetro experimental correspondente ao valor inverso da rigidez de corte, de expressão:

$$n = \frac{\left(\frac{\Delta}{D_{estaca}}\right)_{ref}}{q_b} \quad (5.47)$$

em que $(\Delta/D_{estaca})_{ref}$ consiste no assentamento normalizado para o qual é mobilizada 50 % da resistência de ponta, para o qual é atribuído empiricamente o valor 0,25 a partir de vários ensaios de carga de estacas moldadas em areia.

Assim:

$$(q_b)_{cal} = \frac{\frac{\Delta}{d}}{0,25 + \frac{\Delta}{d}} \times q_b \quad (5.48)$$

Fazendo $\Delta/D_{estaca} = 0,1$:

$$(q_b)_{cal}^{\Delta/d=0,1} = 0,29 \times q_b \quad (5.49)$$

Assim, calculando q_b através de um dos métodos anteriormente apresentados, poder-se-á calcular um valor da carga na ponta admissível, correspondente a um determinado valor de Δ/D_{estaca} .

No caso de estacas cravadas a resistência de ponta é mobilizada para assentamentos muito menores. De Beer (1984), citado por Santos e Pereira (2002), indicam que, para uma razão $\Delta/D_{estaca} \approx 0,1$, a resistência mobilizada em estacas moldadas será entre 30 e 50 % da mobilizada em estacas cravadas: $\left[(q_b)_{cal}^{s/d=0,1} \right]_{cravada} = (0,58 \sim 0,97) \times q_b$.

A relação carga assentamento é tratada de forma mais aprofundada no Capítulo 7.

5.3 – Resistência de ponta em solos coesivos

Tal como para o cálculo da resistência lateral, para solos coesivos deve-se distinguir entre resistência em condições drenadas e não drenadas.

A resistência drenada só ocorrerá para grandes deformações, porventura grandes demais para serem consideradas toleráveis. Assim, na prática, esse cálculo será apenas relevante para argilas fortemente sobreconsolidadas (rijas) ou quando não for necessário garantir resistência no curto prazo.

Condições não drenadas

Fleming et al (1992) sugerem:

$$q_b = N_c \times c_u \quad (5.50)$$

em que:

c_u – resistência não drenada;

$N_c = 6$ – ponta da estaca assenta sobre a face superior do estrato de fundação;

$N_c = 9$ – estaca penetra no estrato de fundação uma profundidade $\geq 3 \times$ Diâmetro da estaca.

Vesic, citado por Bowles (1996), apresenta a seguinte fórmula para N_c :

$$N_c = \frac{4}{3} \times (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \quad (5.51)$$

em que I_{rr} , em condições não drenadas, é igual ao índice de rigidez, $I_r = G/c_u$.

O factor I_r pode ser obtido a partir da seguinte correlação com o índice de plasticidade e o grau de sobreconsolidação (Capítulo 2):

$$I_r = \frac{\exp\left(\frac{137 - I_p}{23}\right)}{\left\{1 + \ln\left[1 + \frac{(OCR - 1)^{3.2}}{26}\right]\right\}^{0.8}} \quad (5.52)$$

Para valores de I_r entre 100 e 200, N_c será 10 e 11, respectivamente. Obter-se-ão valores inferiores de N_c para valores crescentes do índice de plasticidade.

Jardine et al (2005) referem que, com base em recentes investigações, se pode concluir que não existe um valor de N_c único aplicável a todos os casos, tendo-se verificado em todos os ensaios realizados em estacas de base fechada valores de N_c bastante superiores a 9.

Do exposto conclui-se que a consideração de $N_c = 9$ poderá ser algo conservativa, e que os valores obtidos através do método de Vesic serão um pouco superiores. No entanto, qualquer um destes dois métodos pode ser considerado adequado e os resultados estarão, a princípio, do lado da segurança.

5.4 – Resistência de estacas de base aberta

5.4.1 – Introdução

Em estacas de base aberta, como estacas H ou tubulares, poderá formar-se, durante a instalação das estacas, um rolhão na base.

Neste ponto pretende-se discutir este assunto de forma sobretudo qualitativa. O cálculo destas estacas é tratado no capítulo seguinte referente ao cálculo da capacidade de carga com base em ensaios de campo. Nomeadamente, apresentar-se-á o método ICP, baseado no ensaio CPT, e que trata estacas cilíndricas de base fechada e aberta, assim como estacas rectangulares e H.

No caso de estacas H, apresentam-se neste capítulo algumas alternativas para o seu cálculo. O cálculo destas estacas é, algo surpreendentemente, um assunto que carece algum estudo.

Estacas de base aberta são tipicamente utilizadas quando é necessário garantir elevada resistência à tracção ou a solicitações horizontais, situações em que se pretenderá um maior comprimento de estaca. Estacas de base aberta atingirão a nega a maiores profundidades. Daí a frequente utilização de perfis tubulares para fundações em alto mar.

Neste ponto, por conveniência, a resistência lateral de estacas H é tratada juntamente com a resistência de ponta.

5.4.2 – Estacas tubulares

5.4.2.1 – Generalidades

É possível que estacas tubulares em que se forme um rolhão na base tenham, tal como estacas moldadas, uma resistência última de ponta semelhante a estacas cravadas de base fechada. No entanto, tal capacidade, no caso de estacas tubulares e moldadas, apenas será mobilizada para assentamentos elevados.

Durante a instalação de estacas de base aberta, não é deslocado tanto solo como no caso de estacas de base fechadas, pelo que o adensamento do solo circundante não é tão significativo. Além disso, mesmo quando se forma o rolhão, a resposta da ponta não é tão rígida como em estacas de base fechada.

Assim, para pequenos assentamentos, a resistência mobilizada será inferior à de uma estaca cravada de base fechada.

A resistência de ponta de uma estaca de base aberta tem duas componentes:

- a) a resistência na base da secção anelar, q_{anelar} ;
- b) a resistência atrítica no interior da estaca, adjacente à base, à qual corresponde uma tensão máxima na secção da ponta $q_{rolhão}$.

A resistência de ponta total pode ser quantificada da seguinte forma (Lehane & Randolph, 2002):

$$q_b = \frac{q_{rolhão} \times D_{int}^2 + q_{anelar} \times 4 \times D_{estaca} \times t}{D_{estaca}^2} \quad (5.53)$$

Em que D_{int} é o diâmetro interior da estaca e t é a espessura da parede do tubo. Segundo Jardine et al (2005), a resistência de ponta de uma estaca de base aberta em que se forma um rolhão é, para um assentamento da base de 10 % do diâmetro da estaca, cerca de 50 %

da resistência mobilizada por uma estaca cravada de base fechada. A resistência lateral (exterior) é também inferior à de estacas cravadas de base fechada.

O carregamento da base de uma estaca provoca um correspondente aumento da tensão radial interna no rolhão, do qual resultará um aumento da resistência lateral interna.

Caso essa resistência seja superior à tensão actuante na base da estaca, considera-se a estaca com sendo fechada com um rolhão, cujo comprimento será L_p .

Durante a cravação, a base comportar-se-á como aberta ou parcialmente fechada. Tal é quantificado através da “razão de enchimento incremental” (tradução directa do termo inglês “*incremental filling ratio*”), IFR:

$$IFR = \frac{\Delta L_p}{\Delta L} \quad (5.54)$$

em que:

ΔL_p – variação do comprimento do rolhão;

ΔL – variação do comprimento da estaca embebido.

O fecho completo da base (mobilização total do rolhão durante a instalação) corresponde a uma situação em que $IFR = 0$, isto é, para um incremento do comprimento da estaca, o rolhão assenta juntamente com esta, não havendo deslizamentos na interface rolhão-superfície interna da estaca. É muito improvável que esta situação ocorra durante a instalação da estaca. As contínuas pancadas do martelo fazem com que haja tendência para a estaca deslizar relativamente ao solo no seu interior.

Sob carregamento estático, no entanto, o modo de rotura será, em princípio, o correspondente ao com rolhão formado na base.

O método ICP apresenta um critério para distinguir entre estacas em que se forma e em que não se forma um rolhão, para areias e para argilas. No método, considera-se que em estacas em que não se mobiliza o rolhão a resistência de ponta é devida apenas à parte anelar. Admite-se uma tensão resistente sob a secção anelar propositadamente exagerada,

por forma a ter em conta a resistência atrítica interna da estaca, resistência essa que não é contabilizada ao calcular a resistência lateral (na face exterior). Essa resistência adicional corresponde a considerar uma resistência atrítica interna semelhante à resistência atrítica exterior máxima (que é mobilizada na vizinhança da ponta), numa altura de cerca de 30 a 40 espessuras da secção, medida a partir da base.

5.4.2.2 – Resistência do rolhão

Resistência atrítica interna

A resistência atrítica interna será maior para maiores valores da tensão radial efectiva interna no rolhão de solo. Esta por sua vez é obtida da tensão efectiva vertical, donde:

$$\tau_{\text{int}} = \beta \times \sigma'_v \quad (5.55)$$

Randolph et al (1990) apresentam a seguinte expressão para β :

$$\beta = \frac{\tau_{\text{int}}}{\sigma'_v} = \frac{\text{sen}(\phi') \times \text{sen}(\Delta - \delta)}{1 + \text{sen}(\phi') \times \cos(\Delta - \delta)} \quad (5.56)$$

em que δ é o ângulo de atrito solo-estaca e o ângulo Δ (que não representa, neste caso, o assentamento do topo da estaca) relaciona-se com δ e ϕ' através da seguinte expressão:

$$\text{sen}(\Delta) = \frac{\text{sen}(\delta)}{\text{sen}(\phi')} \quad (5.57)$$

Estas expressões permitem obter as curvas ilustradas na Figura 5.7.

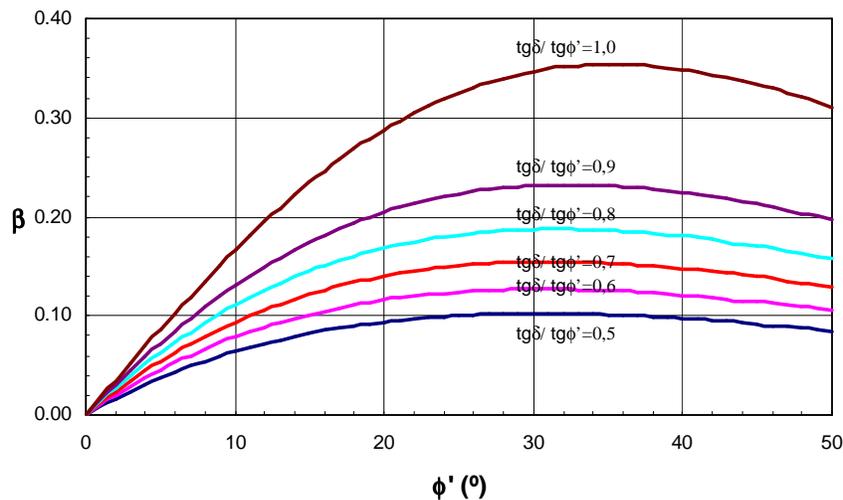


Figura 5.7 – Variação de β com ϕ' e δ

Capacidade de carga de um rolhão - $q_{rolhão}$

Considerando-se o equilíbrio de uma camada do rolhão de espessura infinitesimal dz , obtém-se a seguinte expressão (tensões totais):

$$\frac{d\sigma}{dz} = \gamma_w + \gamma' + \frac{4}{D_{int}} \times \tau_{int} \quad (5.58)$$

A integração desta expressão para todo o comprimento do rolhão, L_p , permite determinar a resistência em condições drenadas e não drenadas.

- Resistência em condições não drenadas

Randolph et al (1990) apresentam a seguinte expressão para a resistência não drenada do rolhão, $q_{rolhão,nd}$:

$$\frac{q_{rolhão,nd}}{\gamma' \times L_p} = 4 \times \beta \times \frac{L_p}{D_{int}} \times \frac{\sigma'_{v,topo}}{\gamma' \times L_p} + 2 \times \beta \times \frac{L_p}{D_{int}} \quad (5.59)$$

Em que $\sigma'_{v,topo}$ é a tensão efectiva actuante no topo do rolhão (devido ao peso do solo e/ou outras cargas sobrejacentes). Fazendo a seguinte substituição:

$$\alpha = 4 \times \beta \times \frac{L_p}{D_{int}} \quad (5.60)$$

pode-se reescrever a expressão 5.59 na seguinte forma:

$$\frac{q_{rolhão,nd}}{\gamma' \times L_p} = \alpha \times \frac{\sigma'_{v,topo}}{\gamma' \times L_p} + \frac{1}{2} \times \alpha \quad (5.61)$$

- Resistência em condições drenadas

Os mesmos autores propõem a seguinte expressão para a situação de carregamento drenado:

$$\frac{q_{rolhão,d}}{\gamma' \times L_p} = (e^\alpha - 1) \times \left(\frac{\sigma'_{v,topo}}{\gamma' \times L_p} + \frac{1}{\alpha} \right) - 1 \quad (5.62)$$

Em que α é obtido também com a expressão 5.60. Verifica-se que a resistência drenada de rolhões aumenta exponencialmente com a razão L_p/D_{estaca} . Desprezando a contribuição da carga sobrejacente, i.e., considerando $\sigma'_{v,topo}$ nulo, pode-se obter a variação da resistência drenada relativamente a L_p/D_{estaca} e β ilustrada na Figura 5.8.

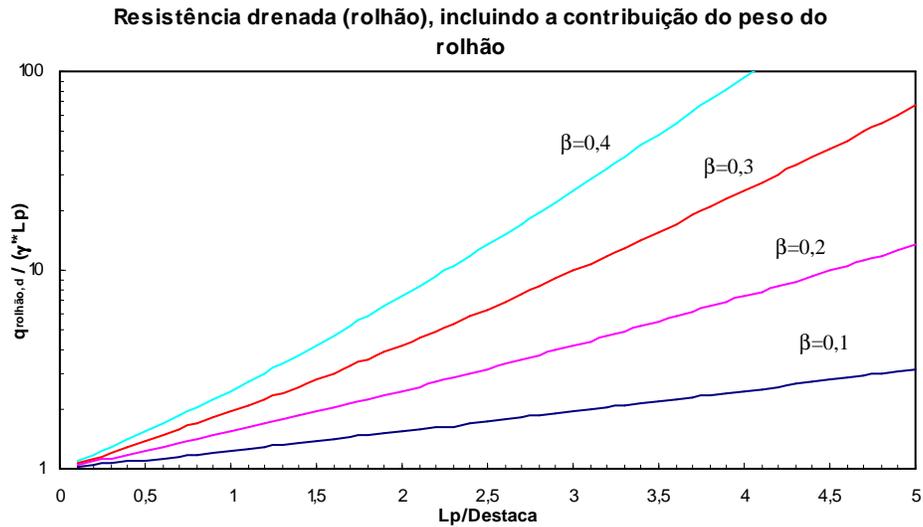


Figura 5. 8 – Variação da resistência drenada do rolhão com a razão L_p/D_{estaca}

Distribuição da resistência atrítica interna

Outro aspecto importante é a distribuição da resistência atrítica ao longo do comprimento do rolhão. Leong e Randolph (1991) demonstram, com base em estudos numéricos, como a resistência interna se concentra nos primeiros 3 a 5 diâmetros de estaca a partir da base, decrescendo exponencialmente à medida que se sobe ao longo do fuste.

5.4.2.3 – Resistência anelar

A forma mais comum de calcular a resistência anelar de estacas de base aberta (resistência mobilizada sob a secção metálica) é através do ensaio CPT. O método ICP, que se baseia neste ensaio, apresenta regras específicas para estacas de base aberta. Jardine et al (2005) sugerem, para areias, que a resistência anelar corresponderá, para um

assentamento do topo da estaca de 10 % do seu diâmetro, a cerca de 70 % da resistência de ponta do cone, q_c .

Lehane & Randolph (2002) apresentam a seguinte expressão para estacas instaladas em solos arenosos (derivada dos resultados de ensaios de estacas modelo em centrifugadora):

$$\frac{q_{anelar}}{q_c} = \frac{\zeta \times \frac{\delta_{base}}{D_{estaca}}}{\frac{\delta_{base}}{D_{estaca}} + 0,015} \quad (5.63)$$

expressão válida para assentamentos da ponta inferiores a 20 % do diâmetro da estaca, $\delta_{base} / D_{estaca} \leq 0,2$. O valor do coeficiente ζ é obtido com as seguintes expressões:

$$\zeta = 1,23 - 0,35 \times \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \geq 0,53 \quad (5.64)$$

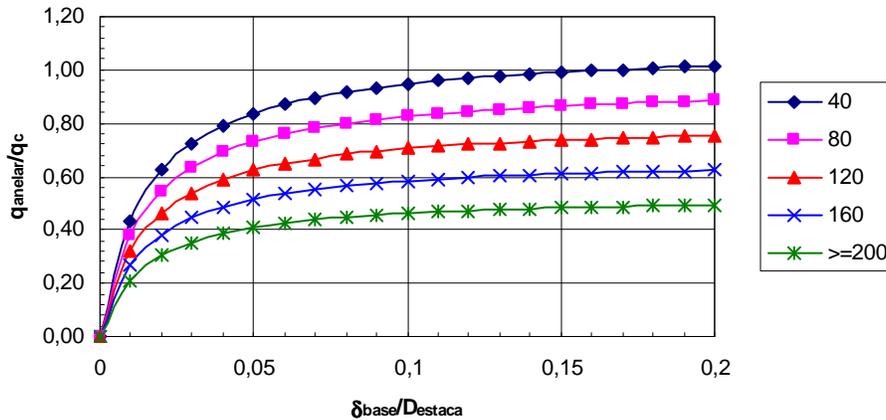


Figura 5.9 – Resistência anelar em função do assentamento da base e da tensão vertical efectiva em repouso segundo Lehane e Randolph (2002)

Como se pode observar na Figura 5.9, para valores de σ'_{v0} superiores a 200 kPa, o valor de q_{anelar} obtido com as expressões 5.63 e 5.64 corresponde a $q_{anelar} = 0,46 \times q_c$. Esta metodologia fornece, conforme sublinhado por Lehane e Randolph, estimativas conservativas de q_{anelar}/q_c .

Relativamente a solos argilosos, o Método ICP (Capítulo 6) apresenta um método para quantificar a resistência de ponta de estacas de base aberta sem formação de um rolhão,

que inclui a resistência anelar assim como a resistência atrítica mobilizada na face interior da estaca na proximidade da ponta.

5.4.3 – Estacas H

Em termos de resistência de ponta, as incertezas associadas à análise do comportamento de estacas H são as seguintes:

- formação de um rolhão que encha totalmente ou parcialmente o espaço definido pelos banzos e a alma;
- valor de q_b a considerar, no caso em que se forma o rolhão.

Relativamente à resistência lateral, a dúvida reside na área lateral a considerar no cálculo. Quanto ao cálculo de q_l , deve-se seguir as indicações descritas no capítulo anterior.

Tomlinson (2001) sugere, consoante o tipo de solo, o abaixo indicado.

Para solos não coesivos, considera que em estacas H cravadas não se formará o rolhão, propondo que:

- se considere a totalidade das superfícies laterais da estaca H para a quantificação da resistência lateral;
- se considere apenas a secção metálica no cálculo da resistência de base, sendo q_b calculado como para estacas de base fechada.

Ainda segundo Tomlinson, para argilas rijas, no cálculo da resistência lateral, dever-se-á considerar apenas a área de fuste correspondente à superfície exterior dos banzos.

Tal procedimento é conservativo, e como tal, o autor propõe a consideração da secção cheia, isto é, um rolhão a fechar totalmente a secção, no cálculo da resistência de ponta, sem reduzir o valor de q_b , isto é, q_b é a correspondente a uma estaca de secção fechada.

Para solos não coesivos Bowles (1996) propõe a seguinte metodologia para definição da secção da base (com rolhão) a considerar no cálculo:

$$X_p = 0,5 \times h \times [(tg\phi' / tg\delta) - 1] \quad (5.65)$$

em que X_p é a largura do rolhão que se forma em cada lado da alma, h é a altura total da secção, ϕ' é o ângulo de atrito do solo e δ é o ângulo de atrito solo-estaca.

A expressão anterior é obtida igualando o atrito mobilizado entre cada bloco de solo (um em cada lado da alma) e os banzos e a alma da secção metálica, ao atrito mobilizado entre esses blocos e o solo adjacente (ignora-se nesta dedução a espessura dos banzos):

$$(2 \times X_p + h) \times \gamma \times z \times K \times tg\delta = h \times \gamma \times z \times K \times tg\phi' \quad (5.66)$$

Assim, sendo b a largura da secção, ter-se-á:

- fecho parcial da secção se $X_p < b / 2$;
- fecho total da secção se $X_p \geq b / 2$ (adopta-se $X_p = b / 2$)

A área da base será:

$$A_b = A_s + 2 \times (h - t_{\text{banzo}}) \times X_p \quad (5.67)$$

em que A_s é a área da secção metálica e t_{banzo} é a espessura dos banzos.

O perímetro será:

$$\text{Perímetro} = 2 \times (b + h) \quad (5.68)$$

Bowles não refere explicitamente que valores considerar para a resistência por unidade de área tanto de ponta como lateral. Assim, sugere-se:

- no caso da resistência lateral, considerar o ângulo de atrito solo-estaca de volume constante, δ_{cv} , para a totalidade do perímetro;
- para a resistência de ponta, uma redução de 50 % do valor de q_b calculado para estacas de base fechada; esta hipótese é em parte fundamentada nas recomendações de Jardine e tal (2005), cuja explicação é intuitiva; a compactação do solo na proximidade da base resultante do processo de cravação é, comparativamente a

estacas cravadas, inferior; a redução proposta (50 %) é considerada apropriada na avaliação da resistência mobilizada para um assentamento da cabeça da estaca de 10 % do diâmetro desta; a consideração da mesma redução para a avaliação da resistência última é conservativa, mas tem em conta incertezas relativamente à eficiência do rolhão.

Para solos coesivos, Bowles apenas indica que o fecho total da secção é provável, pelo que se poderá considerar:

$$A_b = b \times h \quad (5.69)$$

De resto, tudo o que foi anteriormente indicado para solos não coesivos é aplicável também para solos coesivos.

De Beer et al (1979) são citados por Cowley, a propósito da aplicação do Método ICP a este tipo de estacas, tanto para areias como para argilas (em Jardine et al, 2005).

De acordo com as indicações de De Beer et al (1979), ter-se-á:

$$\text{Perímetro} = 2 \times (b + h) \quad (5.70)$$

$$A_b = A_s + 2 \times X_p \times (h - 2 \times t_{\text{banzo}}) \quad (5.71)$$

em que, se $b/2 < (h - 2 \times t_{\text{banzo}}) < b$:

$$X_p = b / 8 \quad (5.72)$$

se $(h - 2 \times t_{\text{banzo}}) \geq b$:

$$X_p = b^2 / [16 \times (h - 2 \times t_{\text{banzo}})] \quad (5.73)$$

e t_{banzo} é a espessura do banzo.

Deve-se salientar que os valores obtidos com esta metodologia são muito próximos dos que resultam da aplicação da proposta de Bowles, se se considerar $\delta \approx 0,825 \times \phi'$. Para menores valores da razão δ / ϕ' os valores obtidos de A_b serão menores do que os fornecidos pela metodologia de Bowles.

No Anexo 5.2 apresenta-se um quadro com valores de X_p , A_b e do perímetro obtidos de acordo com as sugestões de De Beer et al, para várias secções metálicas HP.

***Anexo 5.1 – Gráficos para obtenção de q_b de acordo com
Fleming et al (1992) e Randolph et al/Carter (1993)***

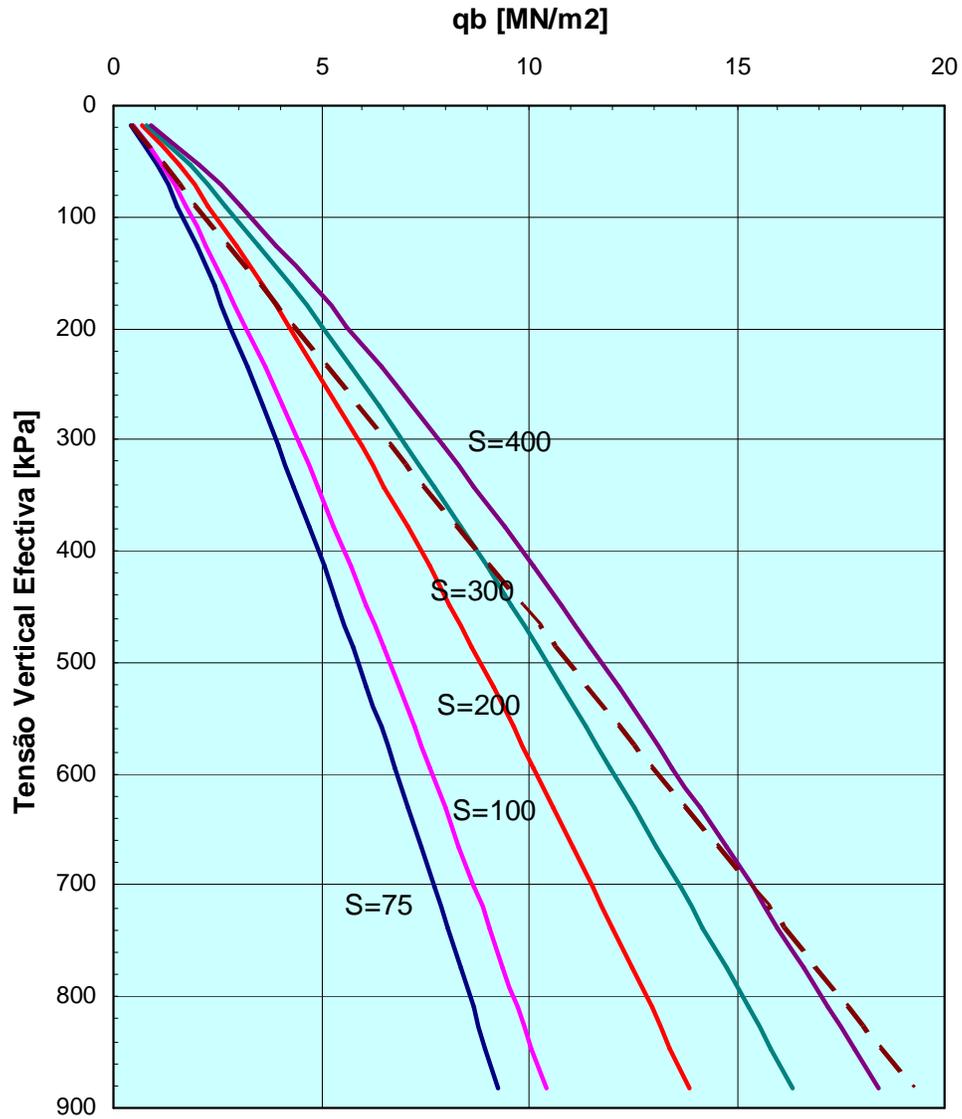


Figura 5. 10 – Propostas de Fleming et al (1992 - tracejado) e Randolph et al/ Carter (1993 – G_0 obtido através da correlação de Lo Presti); $\phi'_{cv} = 27^\circ$; $I_D = 25\%$

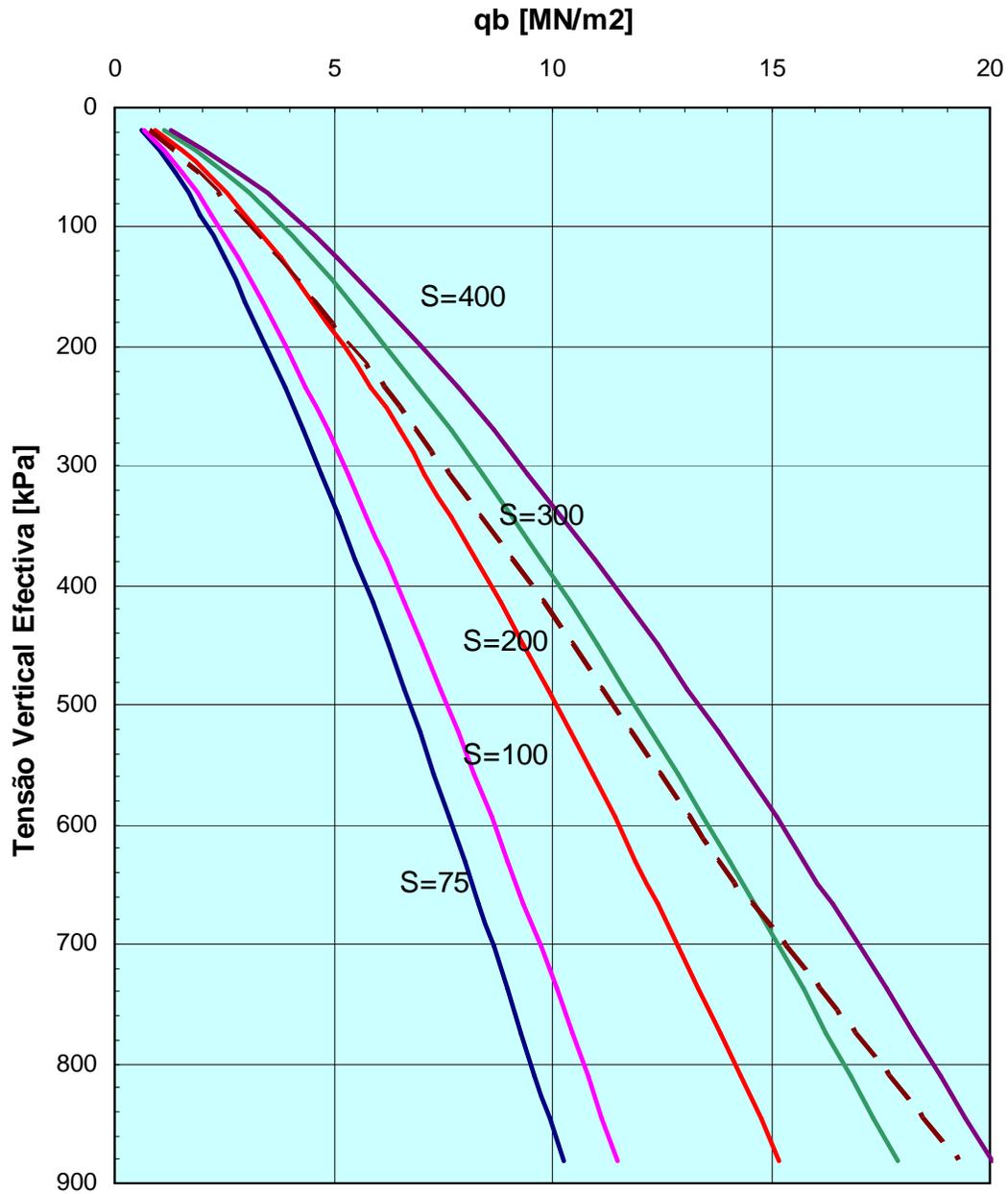


Figura 5. 11 – Propostas de Fleming et al (1992 - tracejado) e Randolph et al/ Carter (1993 – G_0 obtido através da correlação de Lo Presti); $\phi'_{cv} = 27^\circ$; $I_D = 50\%$

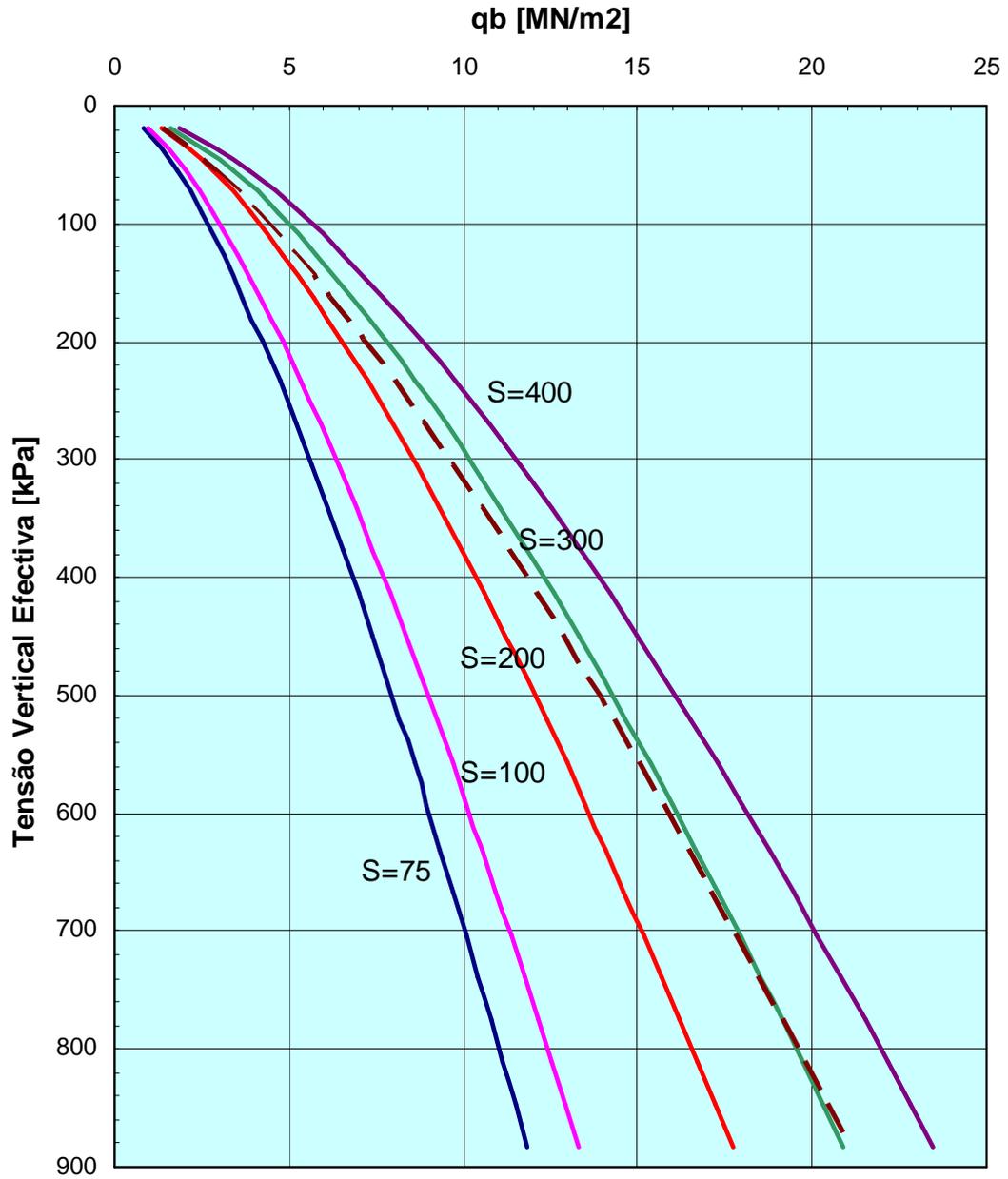


Figura 5. 12 – Propostas de Fleming et al (1992 - tracejado) e Randolph et al/ Carter (1993 – G_0 obtido através da correlação de Lo Presti); $\phi'_{cv} = 27^\circ$; $I_D = 75\%$

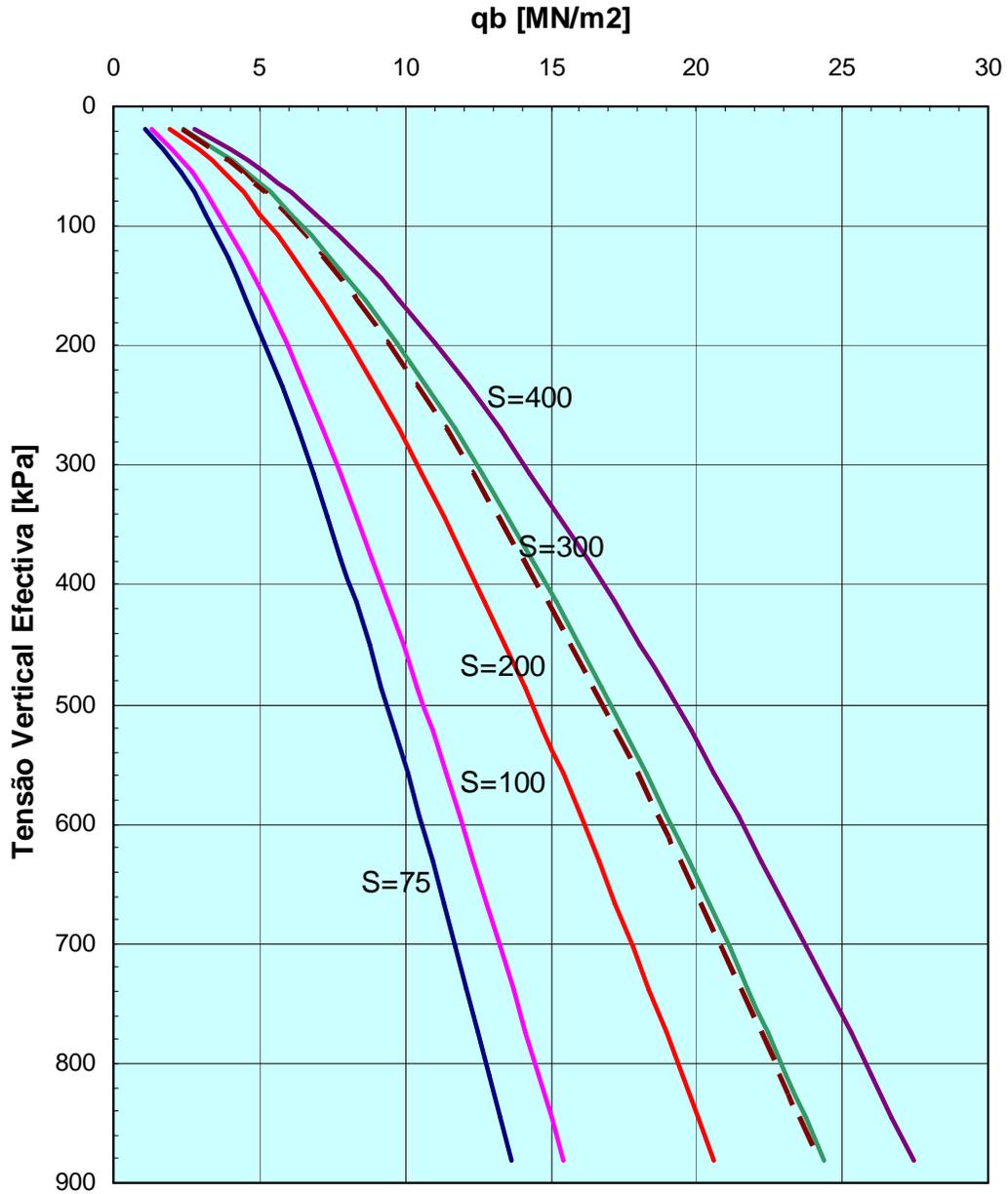


Figura 5. 13 – Propostas de Fleming et al (1992 - tracejado) e Randolph et al/ Carter (1993 – G_0 obtido através da correlação de Lo Presti); $\phi'_{cv} = 27^\circ$; $I_D = 100\%$

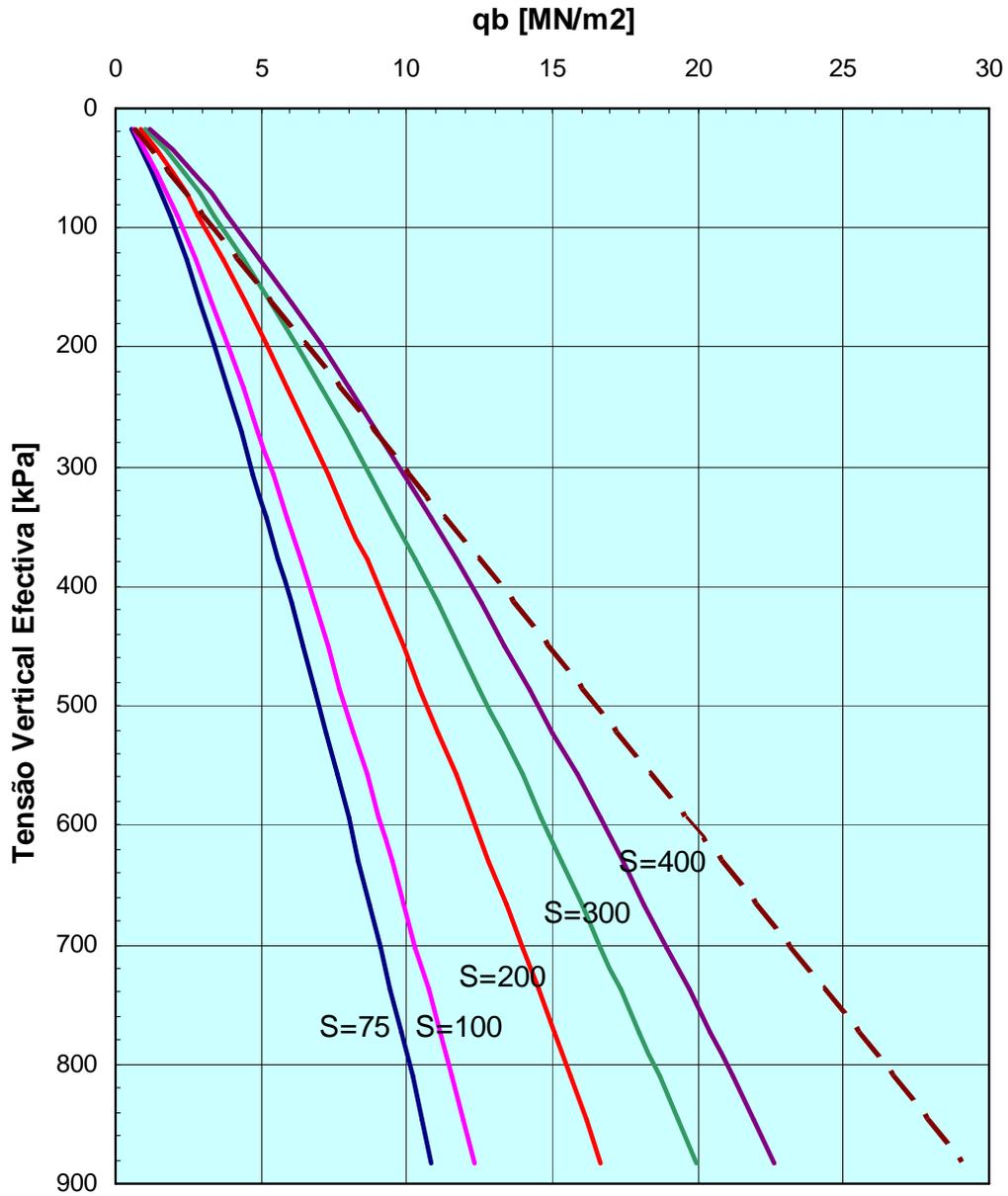


Figura 5. 14 – Propostas de Fleming et al (1992 - tracejado) e Randolph et al/ Carter (1993 – G_0 obtido através da correlação de Lo Presti); $\phi'_{cv} = 30^\circ$; $I_D = 25\%$

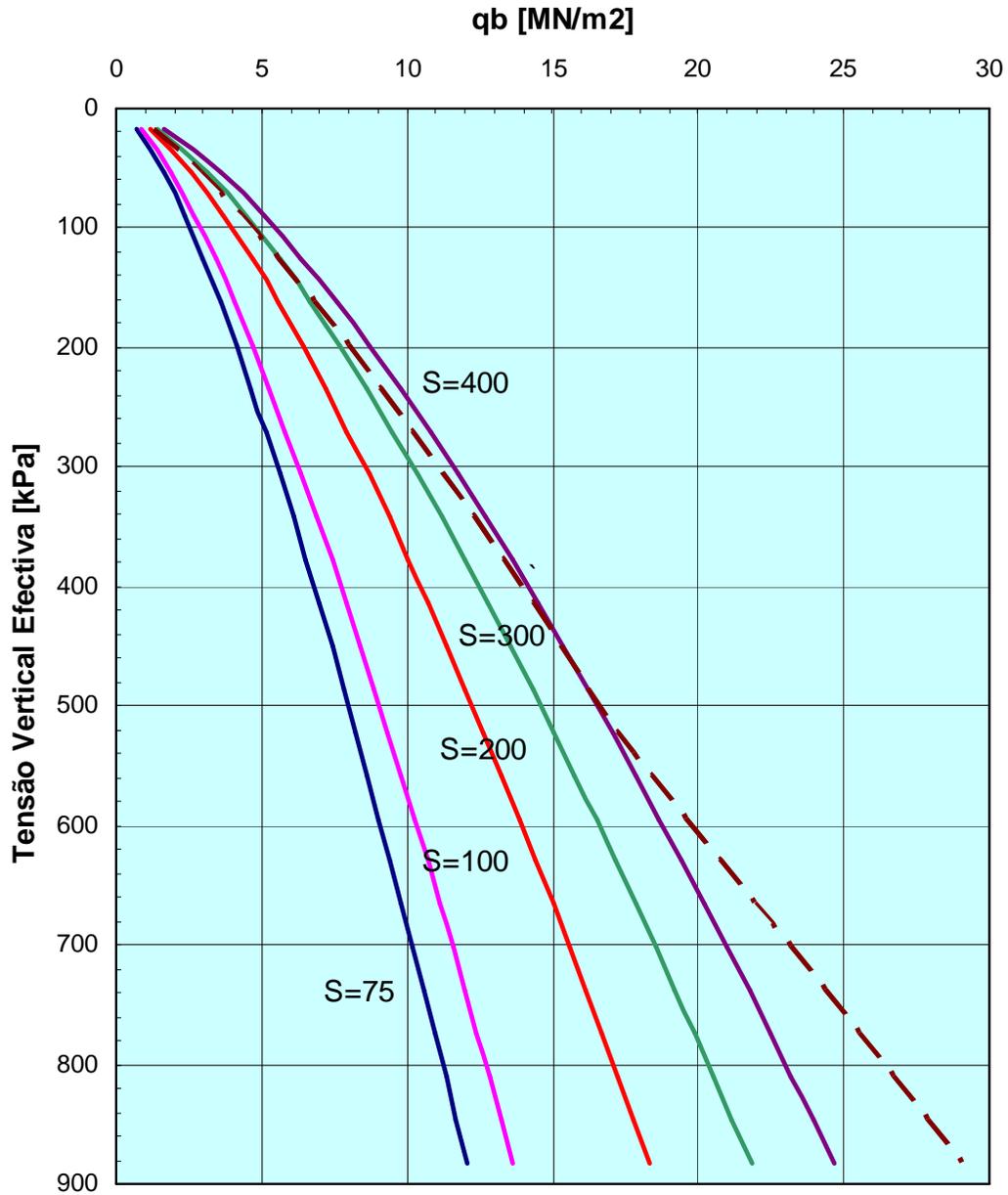


Figura 5. 15 – Propostas de Fleming et al (1992 - tracejado) e Randolph et al/ Carter (1993 – G_0 obtido através da correlação de Lo Presti); $\phi'_{cv} = 30^\circ$; $I_D = 50\%$

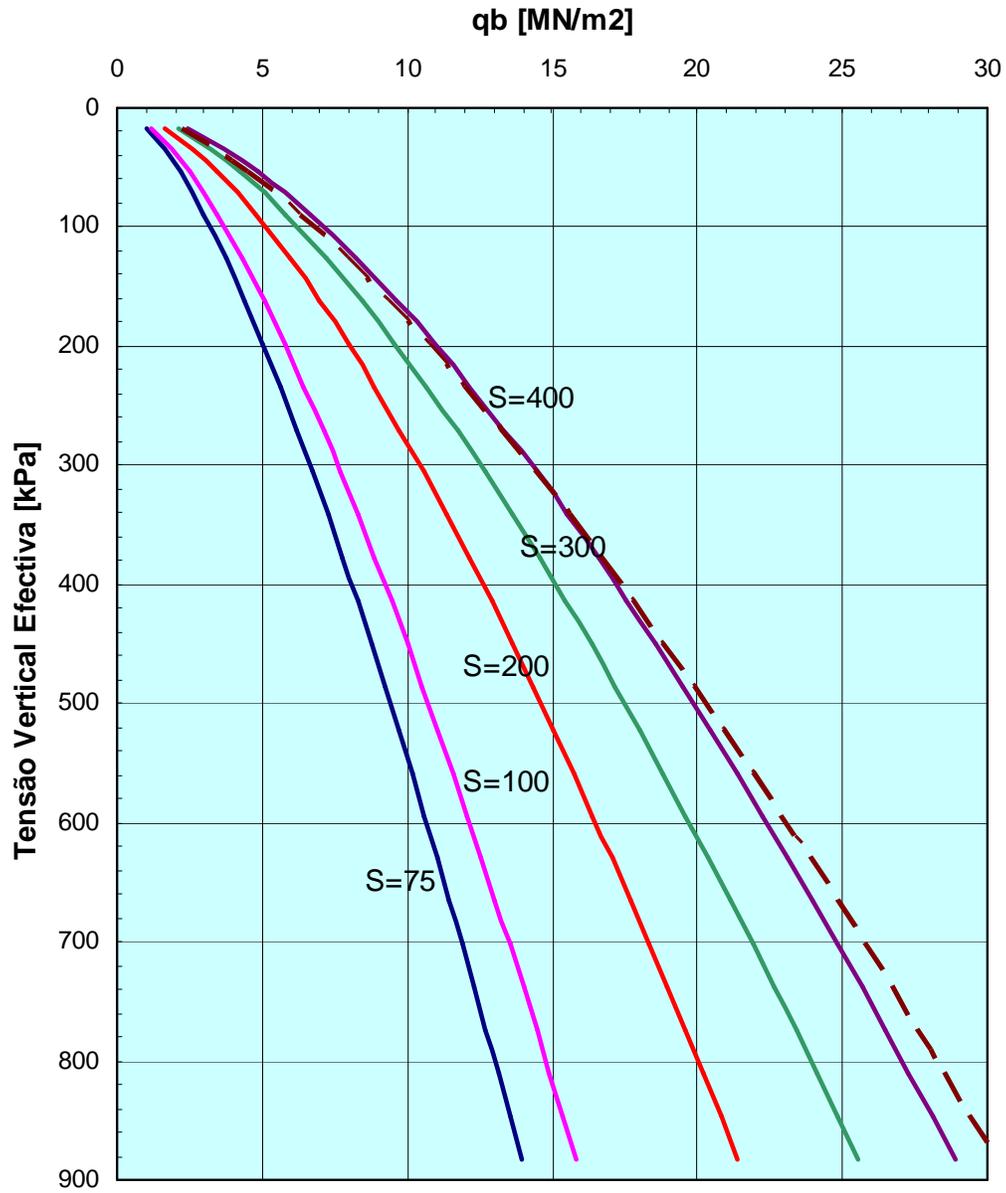


Figura 5. 16 – Propostas de Fleming et al (1992 - tracejado) e Randolph et al/ Carter (1993 – G_0 obtido através da correlação de Lo Presti); $\phi'_{cv} = 30^\circ$; $I_D = 75\%$

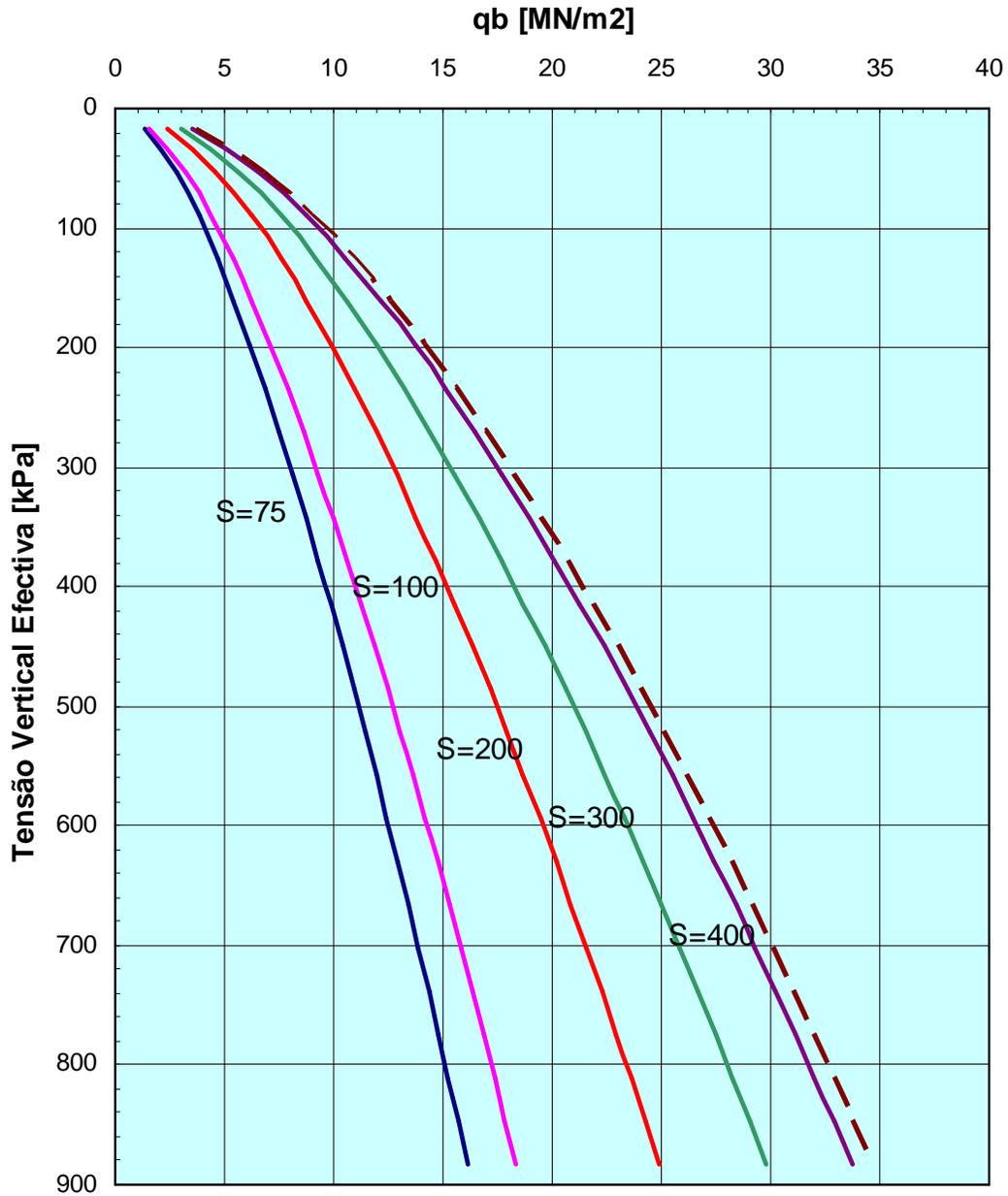


Figura 5. 17 – Propostas de Fleming et al (1992 - tracejado) e Randolph et al/ Carter (1993 – G_0 obtido através da correlação de Lo Presti); $\phi'_{cv} = 30^\circ$; $I_D = 100\%$

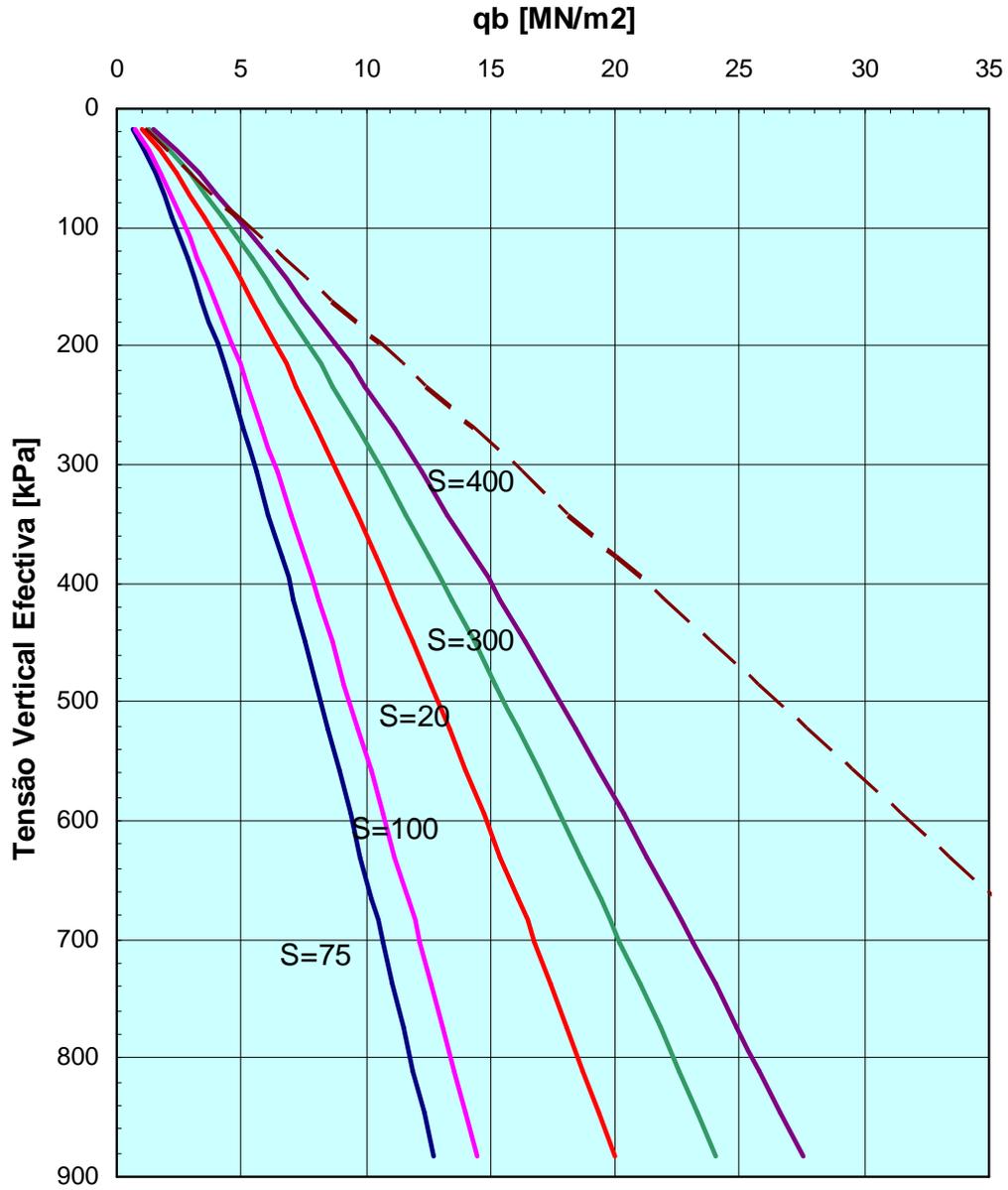


Figura 5. 18 – Propostas de Fleming et al (1992 - tracejado) e Randolph et al/ Carter (1993 – G_0 obtido através da correlação de Lo Presti); $\phi'_{cv} = 33^\circ$; $I_D = 25\%$

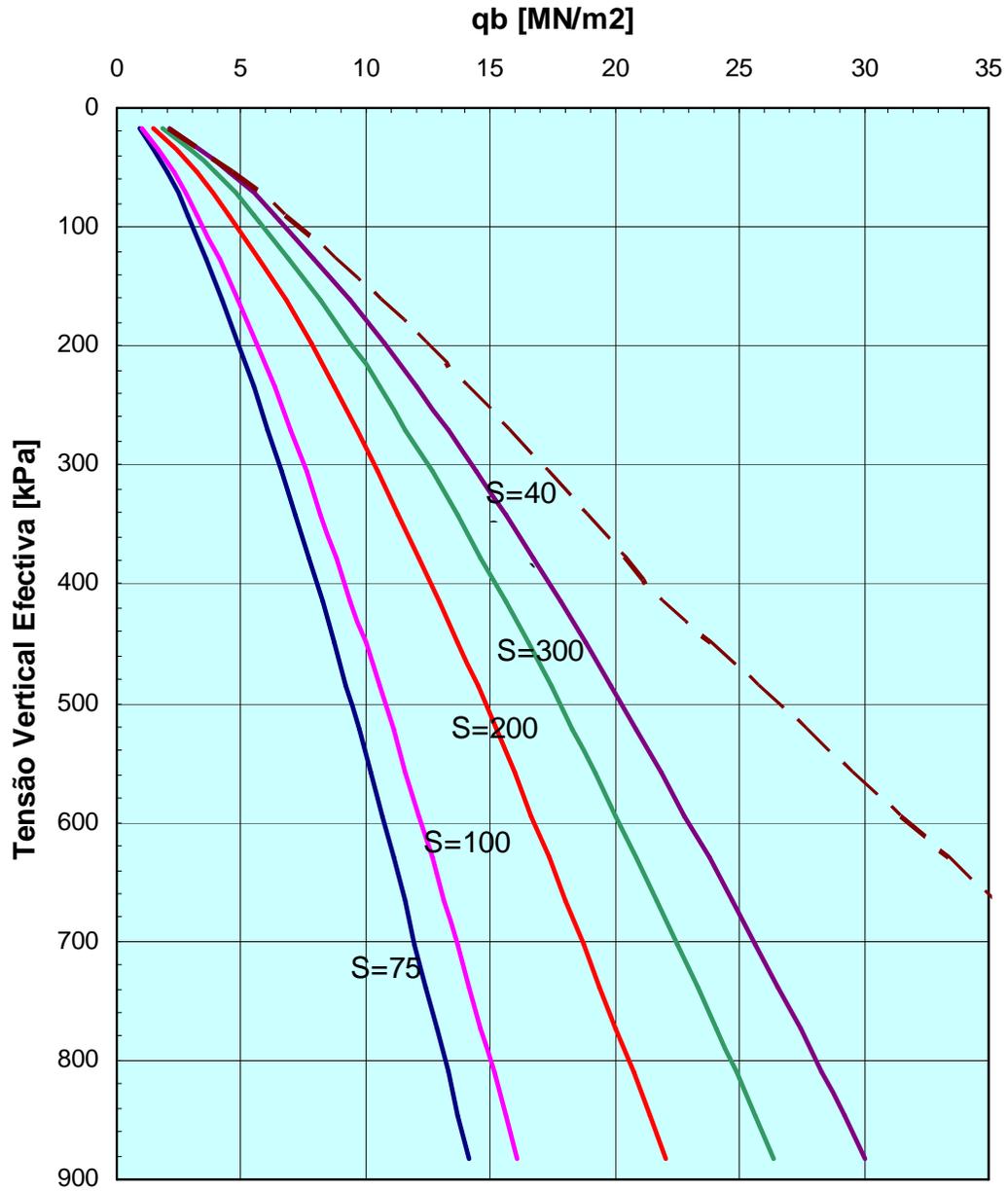


Figura 5. 19 – Propostas de Fleming et al (1992 - tracejado) e Randolph et al/ Carter (1993 – G_0 obtido através da correlação de Lo Presti); $\phi'_{cv} = 33^\circ$; $I_D = 50\%$

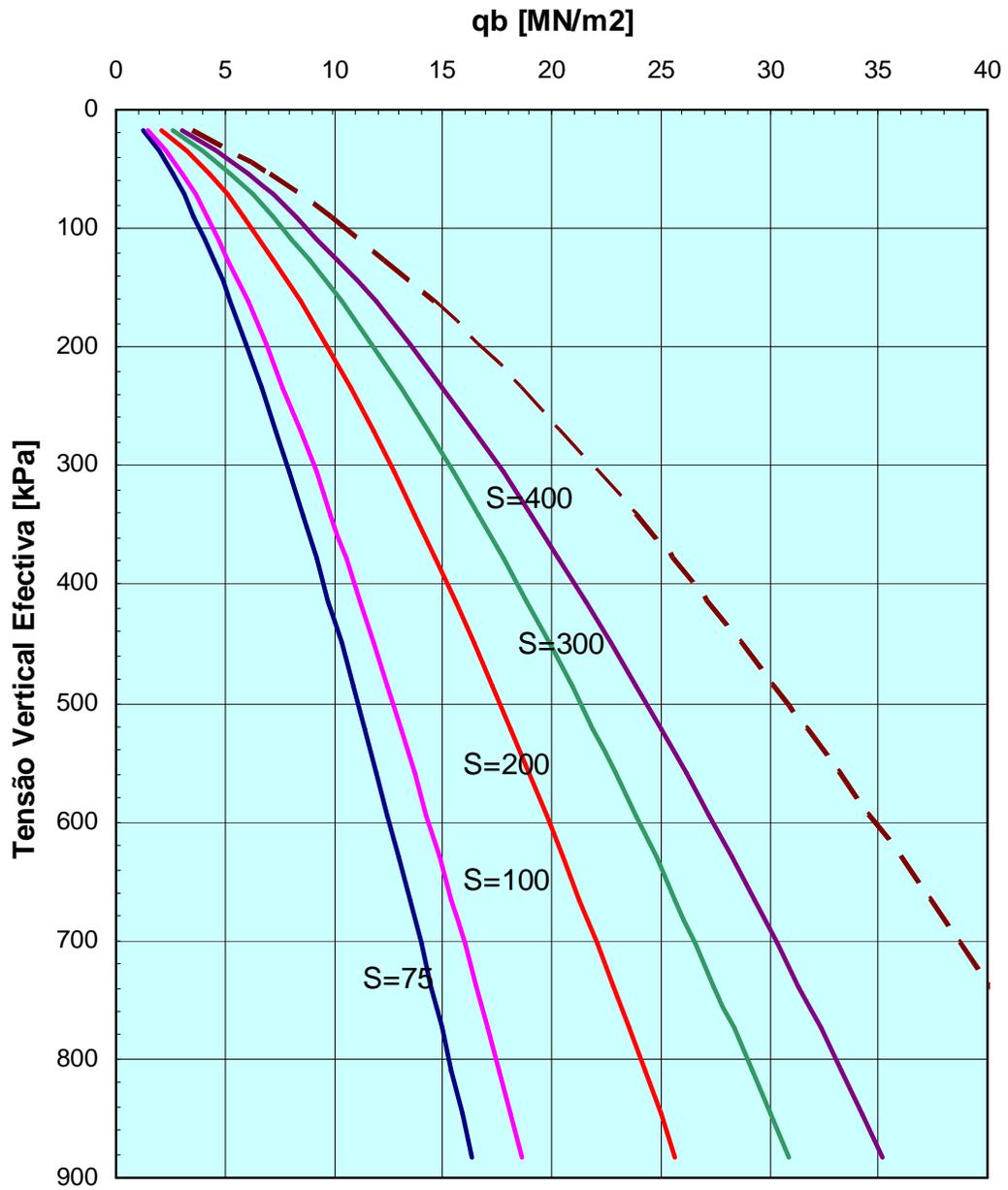


Figura 5. 20 – Propostas de Fleming et al (1992 - tracejado) e Randolph et al/ Carter (1993 – G_0 obtido através da correlação de Lo Presti); $\phi'_{cv} = 33^\circ$; $I_D = 75\%$

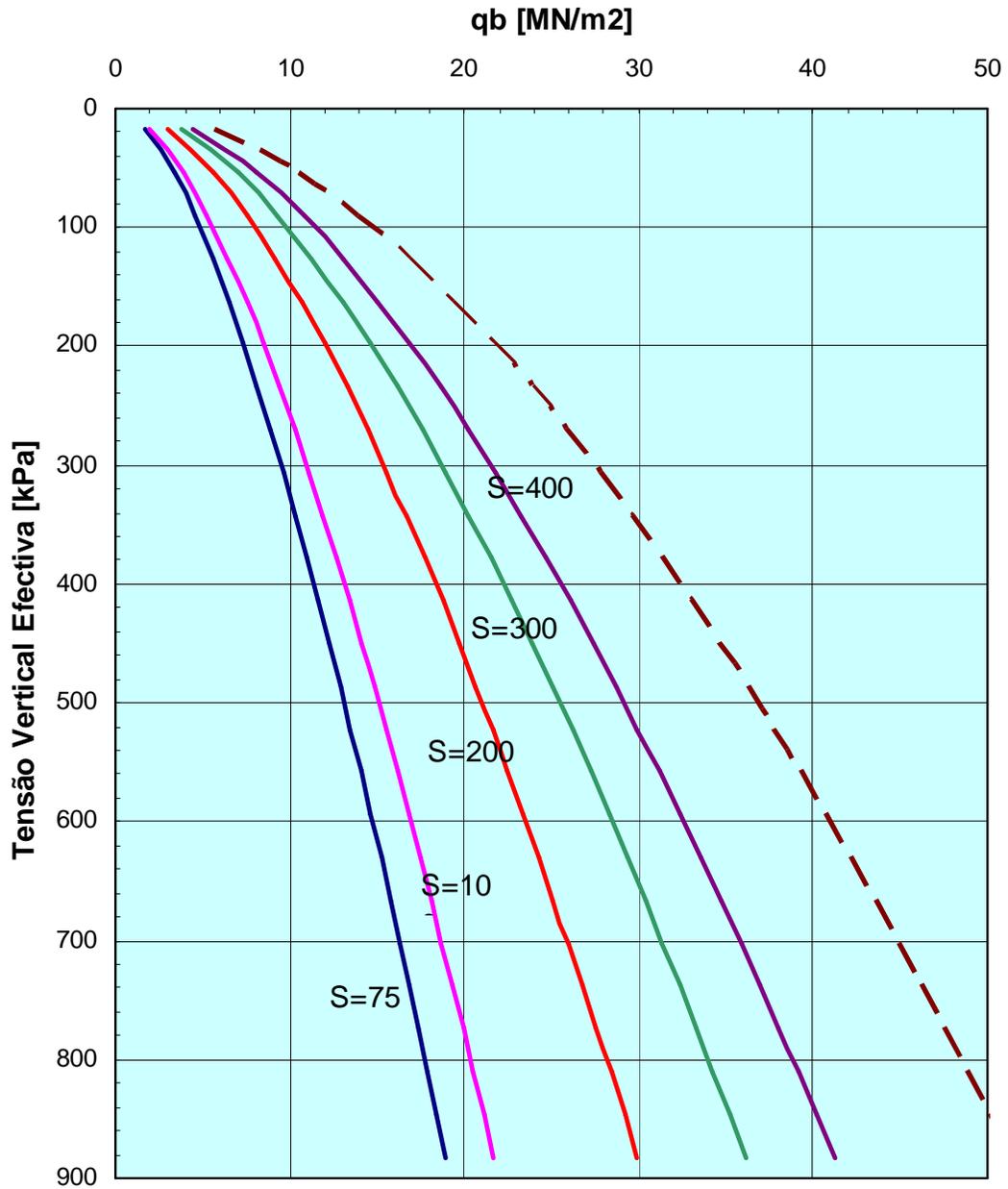


Figura 5. 21 – Propostas de Fleming et al (1992 - tracejado) e Randolph et al/ Carter (1993 – G_0 obtido através da correlação de Lo Presti); $\phi'_{cv} = 33^\circ$; $I_D = 100\%$

Anexo 5.2 – Valores de X_p , A_b e perímetro de acordo com De Beer et al

Quadro 5. 2 – X_p para perfis HP de acordo com De Beer et al (1979)

	Dimensões da secção metálica				Com rolhão			
	h mm	b mm	t _{alma} mm	t _{banzos} mm	As cm ²	Xp mm	Ab cm ²	P mm
HP 220 x 57.2+	210	224.5	11	11	72.85	28.1	178.37	869.0
HP 260 x 75+	249	265	12	12	95.54	33.1	244.60	1028.0
HP 260 x 87.3+	253	267	14	14	111.2	33.4	261.39	1040.0
HP 305 x 88°	301.7	307.8	12.4	12.3	112.1	38.5	325.33	1219.0
HP 305 x 95°	303.7	308.7	13.3	13.3	121	38.6	334.85	1224.8
HP 305 x 110°	307.9	310.7	15.3	15.4	140.1	38.8	355.34	1237.2
HP 305 x 126°	312.3	312.9	17.5	17.6	160.6	39.1	377.36	1250.4
HP 305 x 149°	318.5	316	20.6	20.7	190	39.5	408.91	1269.0
HP 305 x 180°	326.7	319.7	24.8	24.8	229.3	40.0	450.77	1292.8
HP 305 x 186°	328.3	320.9	25.5	25.6	237	40.1	459.30	1298.4
HP 305 x 223°	337.9	325.7	30.3	30.4	284	40.7	509.63	1327.2
HP 320 x 88.5+	303	304	12	12	112.7	38.0	324.74	1214.0
HP 320 x 103+	307	306	14	14	131	38.3	344.44	1226.0
HP 320 x 117+	311	308	16	16	149.5	38.5	364.33	1238.0
HP 320 x 147+	319	312	20	20	186.9	39.0	404.52	1262.0
HP 320 x 184+	329	317	25	25	234.5	39.6	455.61	1292.0
HP 360 x 84.3°	340	367	10	10	107.4	45.9	401.00	1414.0
HP 360 x 109°	346.4	371	12.8	12.9	138.7	46.4	436.06	1434.8
HP 360 x 133°	352	373.8	15.6	15.7	169.4	46.7	469.00	1451.6
HP 360 x 152°	356.4	376	17.8	17.9	193.7	47.0	495.06	1464.8
HP 360 x 174°	361.4	378.5	20.3	20.4	221.5	47.3	524.87	1479.8
HP 360 x 180°	362.9	378.8	21.1	21.1	229.5	47.4	533.20	1483.4
HP 400 x 122+	348	390	14	14	155.9	48.8	467.90	1476.0
HP 400 x 140+	352	392	16	16	178.6	49.0	492.20	1488.0
HP 400 x 158+	356	394	18	18	201.4	49.3	516.60	1500.0
HP 400 x 176+	360	396	20	20	224.3	49.5	541.10	1512.0
HP 400 x 194+	364	398	22	22	247.5	49.8	565.90	1524.0
HP 400 x 213+	368	400	24	24	270.7	50.0	590.70	1536.0
HP 400 x 231+	372	402	26	26	294.2	50.3	615.80	1548.0

Capítulo 6 – Cálculo de estacas isoladas baseado em ensaios de campo

6.1 – Introdução

Os muitos factores que influenciam significativamente a resistência das estacas fazem com que o cálculo baseado em ensaios de campo seja mais atractivo.

São apresentados neste Capítulo apenas dois métodos. Um baseado no SPT e outro no CPT. Deve-se salientar que existem muitos mais disponíveis. Opta-se, no entanto, por estes dois pelas seguintes razões.

O método de Meyerhof é de uso corrente em Macau, devido à sua simplicidade e ao facto de utilizar os resultados do SPT.

O método ICP resulta de estudos realizados ao longo das últimas duas décadas por investigadores da Imperial College de Londres. A sua fiabilidade é comprovada pelos bons resultados obtidos ao compararem-se os valores calculados com os medidos em ensaios da carga. Um aspecto extremamente positivo é o facto de apresentar uma definição concreta da capacidade calculada: resistência obtida num ensaio estático lento monotónico, realizado cerca de 10 dias após instalação, em estacas não previamente ensaiadas à rotura, mobilizada para um assentamento da cabeça da estaca de 10 % do diâmetro desta. Embora o método seja extremamente elaborado, a sua utilização não é difícil, podendo o cálculo ser facilmente automatizado em Excel. No entanto, o ensaio CPT é bastante mais oneroso, sendo a sua aplicação em projectos de fundações pouco frequente em Macau.

6.2 – Método de Meyerhof

Esta metodologia, de uso comum em Macau, resultou da comparação dos resultados de ensaios SPT com ensaios de placa e ensaios de carga em estacas (Santos e Pereira, 2002). O método é proposto pelo Guia de Dimensionamento de Fundações (Novais Ferreira et al, 1998).

$$R_{total} = m \times N \times A_b + n \times N_{av} \times A_l \quad [kN] \quad (6.1)$$

Quadro 6. 1 – Método de Meyerhof: coeficientes m e n.

	Estacas cravadas		Estacas moldadas
	Grandes deslocamentos	Pequenos deslocamentos	
m	$\frac{40 \times L}{D_{estaca}} \leq 400$ (300, para siltes)		$\frac{40 \times L}{3 \times D_{estaca}} \leq 120$ (100, para siltes)
n	2	1	1

em que N_{av} representa o valor médio do SPT ao longo do comprimento de estaca em estudo e os coeficientes m e n são dados pelo Quadro 6.1.

Meyerhof sugere que a resistência lateral unitária de estacas seja limitada a 100 kPa.

Os valores N do SPT a considerar são os valores corrigidos ajustados para $(N_1)_{55}$ (Bowles, 1996). Meyerhof sugere, para o cálculo da resistência de ponta, tomar a média dos valores de N 8 diâmetros acima e 3 diâmetros abaixo da base da estaca, em concordância com o mecanismo de rotura proposto por este autor. Considera-se, no entanto, que se pode utilizar a média de valores na proximidade imediata da base da estaca: 1.5 diâmetros acima e abaixo da base, admitindo um mecanismo análogo à expansão de uma cavidade esférica.

6.3 – Método ICP

6.3.1 – Introdução

Trata-se de uma metodologia destinada unicamente a estacas cravadas e injectadas. Dispensa-se neste texto a explicação exaustiva das expressões propostas. Salienta-se que este método pretende ter em linha de conta todos os factores anteriormente enumerados como influentes no comportamento de estacas isoladas, com destaque para os seguintes:

- a resistência de estacas é definida de acordo com o critério de Mohr-Coulomb;
- a natureza confinada da resistência de ponta; o carácter localizado da rotura da base reflecte-se na opção de tomar o valor de q_c relevante como a média dos valores obtidos, 1.5 diâmetros acima e abaixo da base;
- fadiga atrítica – diminuição da resistência lateral com a distância à base da estaca; embora não seja a distância à base que determina essa diminuição (mas sim o carregamento cíclico a que determinada secção é sujeita durante a cravação – quanto mais distante estiver essa secção da base, a mais ciclos de carregamento estará sujeita), este efeito é assim contabilizado indirectamente.

São apresentadas as seguintes recomendações:

- considerar um mínimo de 15 sub-divisões ao longo do fuste para cálculo da resistência lateral, mesmo quando o solo é relativamente uniforme. Perto da base, o número de sub-divisões deverá ser maior;
- realizar ensaios para a determinação de δ_{cv} , especialmente em argilas;
- sempre que possível, utilizar valores de q_c obtidos a partir do CPT; a fiabilidade do método é, naturalmente, menor quando se utilizam valores que são derivados de correlações (por exemplo, com o SPT).

Caso tal não seja possível, a seguinte correlação poderá ser utilizada (Santos, 2006):

$$\frac{q_c / p_a}{N} = 5,44 \times D_{50}^{0.26} \quad (6.2)$$

em que $p_a = 100$ kPa. Esta correlação é ilustrada na Figura 6.1.

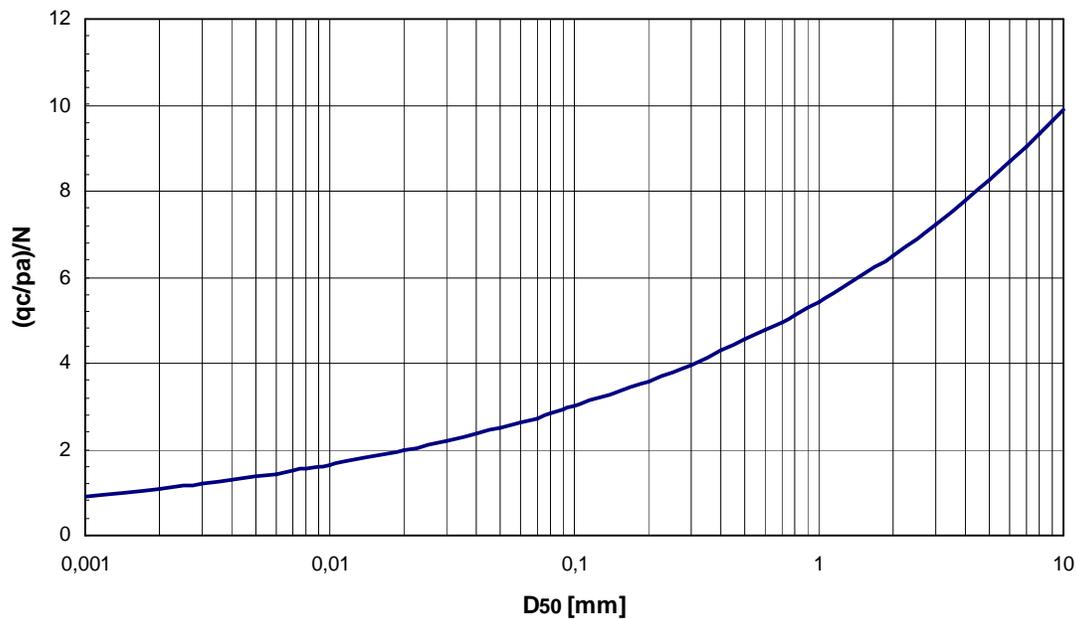


Figura 6. 1 - Correlação entre q_c e N , com base em D_{50}

Os quadros seguintes são adaptados de Jardine et al (2005) e resumem os passos para aplicação do método para areias e argilas.

Salienta-se o facto de este método não ser aplicável a solos saprolíticos, uma vez que está “calibrado” para solos arenosos transportados. Apesar da análise de estacas em saprólitos ser efectuada tratando este último como um solo arenoso, os primeiros possuem características claramente diferenciadas relativamente a areias. Assim, a aplicação do Método ICP a estratos saprolíticos não é recomendada.

6.3.2 – Estacas cilíndricas em areias

Os Quadros 6.2 e 6.3 resumem as expressões para o cálculo da resistência lateral em areias enquanto os Quadros 6.4 e 6.5 apresentam a avaliação da resistência de ponta. Os quadros são aplicáveis a estacas cilíndricas fechadas ou tubulares.

Quadro 6.2 - Resistência Lateral de Estacas Cilíndricas Fechadas

1	$R_l = \pi \times D_{estaca} \times \int q_l dz$	<u>Resistência do fuste</u>
2	$q_l = \sigma'_{rf} \times tg \delta_{cv}$ $\sigma'_{rf} = \sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_{rd}$	<u>Resistência lateral local</u>
3	$\sigma'_{rc} = 0,029 \times q_c \times \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{0,13} \times \left(\frac{h}{R} \right)^{-0,38}$ $P_a = 100 \text{ kPa}$	<u>Tensão efectiva radial</u> <ul style="list-style-type: none"> • $h/R \geq 8$ • h – distância da secção à base da estaca • R é o raio da estaca
4	$\Delta\sigma'_{rd} = 2 \times G \times \frac{\Delta r}{R}; \Delta r = 2 \times R_{cla}$ $G = q_c \times [A + B \times \eta - C \times \eta^2]^{-1}$ $\eta = q_c \times (P_a \times \sigma'_{v0})^{-0,5}$ $A = 0,0203$ $B = 0,00125$ $C = 1,216 \times 10^{-6}$	<u>Acréscimo da tensão efectiva radial</u> <ul style="list-style-type: none"> • Trata-se de um incremento da tensão radial estando associado a fenómenos como: <ul style="list-style-type: none"> ▪ expansão radial elástica (efeito de Poisson) da estaca ▪ dilatação na interface ▪ aumento da tensão vertical efectiva devido a transferência de carga para o solo • $\Delta r = 2 \times R_{cla}$ • R_{cla} – rugosidade média; corresponde à média das cotas dos pontos da superfície, correspondendo a cota zero à linha média. • Pode-se considerar para R_{cla} os seguintes valores: <ul style="list-style-type: none"> ▪ 0,01mm – estacas metálicas ▪ 0,05mm – estacas PHC • A correlação apresentada para o cálculo do módulo de distorção é a de Baldi et al (1989). Outra qualquer correlação poderá ser utilizada • Para efeitos de dimensionamento, poder-se-á conservativamente ignorar este acréscimo de tensão radial.

5	δ_{cv}	<p><u>Ângulo de atrito da interface solo-estaca</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Trata-se do valor correspondente a grandes deformações • Obtido através de ensaios ou das propostas de Jardine et al, Shell UK Ltd ou CUR, 2001 (ver ponto 4.2.2.2).
6	$q_l = (0,8 \times \sigma'_{rc} + \Delta \sigma'_{rd}) \times tg \delta_{cv}$	<p><u>Estacas à tracção</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Considera-se uma diminuição de 20 % relativamente a estacas comprimidas • Utiliza-se esta expressão em vez da equação 2.

Quadro 6.3 - Resistência lateral de Estacas Tubulares de Base Aberta

7	$\sigma'_{rc} = 0,029 \times q_c \times \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{0,13} \times \left(\frac{h}{R^*} \right)^{-0,38}$ $R^* = (R_{exterior}^2 - R_{interior}^2)^{0,5}$ <p>Em tracção:</p> $q_l = 0,9 \times (0,8 \times \sigma'_{rc} + \Delta \sigma'_r) \times tg \delta_{cv}$	<p><u>Raio equivalente, R^*</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Utiliza-se esta expressão em vez da equação 3 • $h/R^* \geq 8$ • Em tracção considera-se uma redução adicional de 10 %
---	--	--

Quadro 6.4 - Resistência de Ponta de Estacas de Base Fechada

1	$R_b = q_b \times \frac{\pi \times D_{estaca}^2}{4}$ $q_b = q_c \times \left[1 - 0,5 \times \log \left(\frac{D_{estaca}}{D_{CPT}} \right) \right]$	<u>Resistência de ponta</u> <ul style="list-style-type: none"> • $(q_b)_{\min} = 0,3 \times q_c$, para $D_{estaca} > 0,90\text{m}$ • $D_{CPT} = 0,036\text{m}$
---	--	--

Quadro 6.5 - Resistência de Ponta de Estacas de Base Aberta

2	<p>Condição A: $D_{\text{int}} < 0,02 \times (I_D - 30)$</p> <p>Condição B: $\frac{D_{\text{int}}}{D_{CPT}} < 0,083 \times \frac{q_c}{p_a}$</p>	<u>Critério para verificação da formação de um rolhão</u> <ul style="list-style-type: none"> • Considera-se que a base da estaca é fechada devido à formação de um rolhão, caso se verifiquem ambas as condições A e B • D_{int} [m]; I_D [%] • $p_a = 100 \text{ kPa}$.
3	$R_b = q_b \times \pi \times R_{\text{exterior}}^2$ $q_b = q_c \times \left[0,5 - 0,25 \times \log \left(\frac{D}{D_{CPT}} \right) \right]$	<u>Estacas em que se forma um rolhão na base</u> <ul style="list-style-type: none"> • Redução em 50% relativamente a estacas de base fechada • 2 limites inferiores: <ul style="list-style-type: none"> ▪ $R_b \geq R_b$ calculado com a equação 4; ▪ $q_b \geq 0,15 \times q_c$
4	$R_b = q_{ba} \times \pi \times (R_{\text{exterior}}^2 - R_{\text{interior}}^2)$ $q_{ba} = q_c$	<u>Estacas em que não se forma um rolhão</u> <ul style="list-style-type: none"> • Na verdade, $q_{ba} \approx 0,7 \times q_c$. Os 30 % em excesso pretendem contabilizar a resistência atrítica mobilizada na face interior da estaca.

O valor de q_c a considerar pode ser obtido seguindo as recomendações de Bustamante e Gianeselli (citados por Santos e Pereira, 2002):

- suavização do perfil de valores q_c ;
- $(q_c)_1$ = média dos valores de q_c entre as cotas $-1,5 \times D_{\text{estaca}}$ e $+1,5 \times D_{\text{estaca}}$, relativamente à base da estaca;
- redefinição da curva de valores de q_c :
 - acima da base da estaca, ignoram-se os valores superiores a $1,3 \times (q_c)_1$ e inferiores a $0,7 \times (q_c)_1$
 - abaixo da base da estaca, ignoram-se os valores superiores a $1,3 \times (q_c)_1$.
- o valor de q_c a considerar no cálculo é a média dos valores obtidos com esta última curva.

6.3.3 – Estacas cilíndricas em argilas

Os Quadros 6.6 e 6.7 resumem as expressões para o cálculo da resistência lateral em argilas de estacas cilíndricas fechadas ou tubulares, respectivamente.

Para as argilas o método não é tão fiável nem de utilização tão simples como para areias. A aplicação exige a realização de mais ensaios para determinação de parâmetros como o grau de sobreconsolidação, OCR e a sensibilidade, S_t . A avaliação do ângulo de atrito de interface é mais complicada na medida em que existe menos informação sobre este ângulo, comparativamente com areias.

Quadro 6. 6 - Resistência Lateral de Estacas Cilíndricas Fechadas

1	$R_l = \pi \times D \times \int q_l dz$	<u>Resistência do fuste</u>
2	$q_l = \sigma'_{rf} \times \text{tg} \delta_r = \frac{K_f}{K_c} \sigma'_{rc} \times \text{tg} \delta_r$	<u>Resistência lateral local</u>
3	$\sigma'_{rc} = K_c \times \sigma'_{v0}$ $K_c = (2,2 + 0,016 \times YSR - 0,87 \times \Delta I_{vy}) \times YSR^{0,42} \times \left(\frac{h}{R}\right)^{-0,2}$ $\Delta I_{vy} = \log_{10}(S_t)$ ou, $K_c = (2 - 0,625 \times \Delta I_{v0}) \times YSR^{0,42} \times \left(\frac{h}{R}\right)^{-0,2}$	<u>Tensão efectiva radial</u> <ul style="list-style-type: none"> • S_t - sensibilidade • A 1ª expressão para K_c é preferível • $h/R \geq 8$ • YSR – “Yield Stress Ratio” – OCR aparente • Expressões são apenas válidas para $S_t \leq 50$
4	$\frac{K_f}{K_c} = 0,8$	<u>Factor de carga</u> Reflecte a variação de pressão neutra e tensões totais verificadas durante ensaios de carga, donde resultaram reduções de 20 % ou menos da tensão radial efectiva.
5	δ_r entre δ_{pico} e δ_r	<u>Ângulo de atrito da interface solo-estaca</u> <ul style="list-style-type: none"> • Para estacas curtas (muito rígidas): $\delta = \delta_{\text{pico}}$; • No caso de estacas longas, δ_r será mobilizado em grande parte do fuste; • Medições efectuadas indicam que a transição de δ_{pico} para δ_r ocorre para deslocamentos relativos estaca-solo $\leq 5\text{mm}$.

Quadro 6.7 - Resistência lateral de Estacas Tubulares de Base Aberta

6	$K_c = f\left(\frac{h}{R^*}\right)$ $R^* = \sqrt{R_{ext}^2 - R_{int}^2}$	<ul style="list-style-type: none"> • K_c pode ser calculado com qualquer das expressões anteriormente definidas, considerando h/R^* em vez de h/R • $h/R^* \geq 8$
---	--	--

ΔI_{vy} e ΔI_{v0} são parâmetros que caracterizam a sensibilidade da argila. São obtidos a partir de ensaios edométricos de amostras remexidas. Desenha-se a *Linha de Compressão Intrínseca* (LCI) definida como a curva, traçada no espaço e (índice de vazios) - $\log \sigma'_v$, traduzindo a compressão virgem da argila remexida.

Define-se:

- C_c^* - declive da LCI, para $100 \text{ kPa} \leq \sigma'_v \leq 1000 \text{ kPa}$;
- e_{100}^* - índice de vazios da amostra remexida correspondente a uma tensão efectiva de 100 kPa;
- e_L - índice de vazios correspondente ao limite de liquidez;
- e_0 - índice de vazios *in situ*;
- e_0^* - índice de vazios inicial da argila remexida, correspondente ao valor da tensão efectiva *in situ*;
- e_p - índice de vazios correspondente à tensão de pré-consolidação, σ'_p , obtido a partir de ensaios edométricos em amostras intactas;
- e_p^* - índice de vazios correspondente à tensão de pré-consolidação, σ'_p , obtido a partir de ensaios edométricos em amostras remexidas;
- c_{u0} - resistência não drenada da amostra intacta;
- c_{ur} - resistência não drenada da amostra remexida;
- I_L - índice de liquidez.

As seguintes correlações são propostas:

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}}\right) = \left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}}\right)_{nc} \times YSR^{0,85} \quad (6.3)$$

$$C_c^* = 0,256 \times e_L - 0,04 \quad (6.4)$$

$$e_{100}^* = 0,109 + 0,679 \times e_L - 0,089 \times e_L^2 + 0,016 \times e_L^3 \quad (6.5)$$

$$c_{ur} = 1,7 \times 10^{2 \times (1 - I_L)} \quad (6.6)$$

Será preferível, no entanto, determinar c_u , c_{ur} e S_t através de ensaios laboratoriais e/ou ensaios de molinete.

Podem-se assim obter ΔI_{v0} e ΔI_{vy} :

$$\Delta I_{v0} = \frac{e_0 - e_0^*}{C_c^*} \quad (6.7)$$

$$\Delta I_{vy} = \frac{e_p - e_p^*}{C_c^*} \quad (6.8)$$

Os Quadros 6.8 e 6.9 resumem os cálculos para avaliação da resistência de ponta para estacas cilíndricas fechadas ou tubulares, respectivamente.

Quadro 6.8 - Resistência de Ponta de Estacas de Base Fechada

1	$q_b = 0,8 \times q_c$ Carregamento não drenado $q_b = 1,3 \times q_c$ Carregamento drenado	<u>Resistência de ponta</u> <ul style="list-style-type: none"> q_c – média dos valores obtidos 1,5 diâmetros acima e abaixo da base da estaca.
---	--	---

Quadro 6.9 - Resistência de Ponta de Estacas de Base Aberta

2	$\frac{D_{interior}}{D_{CPT}} + 0,45 \times \frac{q_c}{P_a} < 36$	<p><u>Critério para verificação da formação de um rolhão</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Critério inteiramente empírico • $D_{CPT} = 0,036m$ • $P_a = 100kPa$
3	$R_b = q_b \times \frac{\pi \times D_{exterior}^2}{4}$ <p>$q_b = 0,4 \times q_c$ Carregamento não drenado</p> <p>$q_b = 0,65 \times q_c$ Carregamento drenado</p>	<p><u>Estacas em que se forma um rolhão na base</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Redução em 50% relativamente a estacas de base fechada
4	$R_b = q_{ba} \times \pi \times (R_{exterior}^2 - R_{interior}^2)$ <p>$q_{ba} = q_c$ Carregamento não drenado</p> <p>$q_{ba} = 1,6 \times q_c$ Carregamento drenado</p>	<p><u>Estacas em que não se forma um rolhão</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Inclui de forma implícita a resistência atrítica mobilizada no interior da estaca.

As considerações anteriores feitas para areias relativamente ao valor a considerar de q_c são também válidas para argilas.

6.3.4 – Estacas H em areias e argilas

O cálculo de estacas H é feito considerando, para o cálculo da tensão radial efectiva, uma estaca cilíndrica, cheia, equivalente.

O perímetro, P, e a área de base da estaca, A_b , são calculados de acordo com a proposta de De Beer e tal (ponto 5.4.3).

O raio da secção cilíndrica equivalente é obtido com a seguinte expressão:

$$R^* = \sqrt{\frac{A_b}{\pi}} \quad (6.9)$$

Este raio é então utilizado no cálculo da tensão radial efectiva (passos 1 a 6 para areias e 1 a 4 em argilas).

A resistência de ponta é dada por:

$$R_b = q_c \times A_b \quad (6.10)$$

No Anexo 5.2 são listados valores de X_p , A_b e do perímetro para a série de perfis HP.

Capítulo 7 – Assentamento de estacas isoladas. Atrito negativo.

7.1 – Introdução

O processo clássico de dimensionamento baseia-se no cálculo para “cargas de serviço” – WSD (“*Working Stress Design*”, na literatura inglesa). Aplica-se um factor de segurança à resistência da estaca (nominal). A resultante resistência, *resistência admissível*, é comparada com a “carga de serviço” (valores nominais, isto é, sem afectação com quaisquer coeficientes). Este factor de segurança engloba fundamentalmente:

- incertezas relativamente às características dos vários estratos de solo nos quais as estacas estão apoiadas e variabilidade do terreno em planta;
- incertezas relativamente à natureza do carregamento.

Tipicamente, este factor de segurança toma um valor que a experiência prévia demonstra ser suficiente para, em condições de serviço, haver garantias de que os assentamentos estarão dentro de limites admissíveis.

É opinião do autor, no entanto, que tal metodologia, embora simples e baseada em experiência prévia, apresenta algumas desvantagens importantes:

- o desconhecimento da capacidade de carga de uma estaca não é, na opinião do autor, uma situação aceitável; no mínimo (quando possível), em ensaios de carga dever-se-ia atingir níveis de carregamento que permitissem, pelo menos, extrapolar a curva carga-assentamento por forma a estimar a resistência última;
- não é racional, na medida que dispensa o cálculo dos assentamentos da estaca, fazendo a verificação da deformabilidade da fundação de forma indirecta, através da “carga de serviço admissível”; uma vez que na grande maioria das construções em que se recorre a fundações por estacas a principal motivação por trás dessa opção é

precisamente limitar os assentamentos, fazer o dimensionamento através deste método parece ser, de certa forma, algo contraditório;

- é fundamental fazer a diferenciação entre estados limite de utilização e estado limite último, havendo assim uma clara distinção entre situações de utilização normal e de limite de resistência; apenas assim se poderá ter uma verdadeira percepção do desempenho da fundação.

Existem várias propostas na bibliografia para a avaliação dos assentamentos. Muitas – as mais simples – utilizam cálculo linear elástico. Baseiam-se na escolha de parâmetros elásticos adequados, consoante o nível de deformação expectável. Tais procedimentos são atractivos pela sua simplicidade, mas não são representativos do verdadeiro comportamento (a relação carga assentamento apenas é aproximadamente linear para valores muito pequenos de deformações).

A metodologia apresentada neste sub-capítulo é a proposta por Fleming (1992). O comportamento do fuste e da ponta é representado com funções hiperbólicas. Às deformações da estaca como um todo (estaca rígida), calculadas com base nessas funções, adicionam-se deformações elásticas da estaca.

O método permite obter um diagrama carga-assentamento. Caso se realizem ensaios estáticos, e se nesses ensaios for mobilizada percentagem suficiente da resistência de ponta, pode-se calibrar o diagrama calculado e obter boas estimativas dos vários parâmetros que influem no cálculo.

7.2 – Proposta de Fleming (1992) para avaliação de assentamentos

7.2.1 – Estacas rígidas

Consideram-se as seguintes duas funções, respectivamente para o fuste e para a ponta:

$$\Delta_s = \frac{K_s \times R_l \times F_l}{R_l - F_l} \quad (7.1)$$

$$\Delta_b = \frac{K_b \times R_b \times F_b}{R_b - F_b} \quad (7.2)$$

em que R_l e R_b representam respectivamente a resistência última lateral e de ponta, enquanto F_l e F_b são os correspondentes valores mobilizados.

Estas funções simulam a variação de rigidez do sistema com o nível de deformação. K_s e K_b representam a flexibilidade (ou rigidez) inicial do fuste e da base, respectivamente. À medida que Δ aumenta, a flexibilidade também, isto é, a rigidez vai-se degradando progressivamente (Figura 7.1).

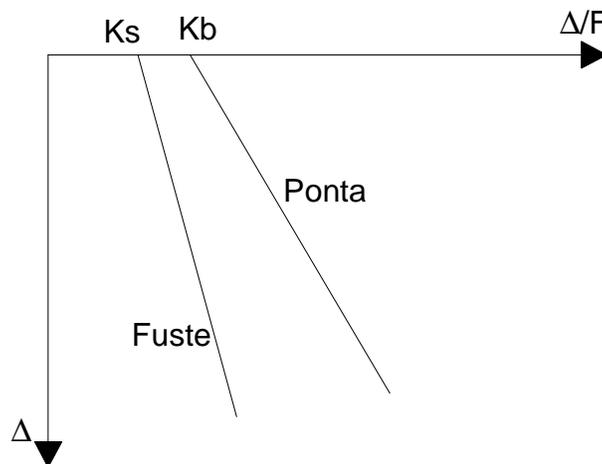


Figura 7. 1 - Relações Deformação – Flexibilidade do Sistema Solo-Estaca, propostas para o fuste e para a ponta

Fleming apresenta a seguinte equação para K_s :

$$K_s = \frac{M_s \times D_{estaca}}{R_l} \quad (7.3)$$

Esta expressão indica que a rigidez inicial do fuste é proporcional à resistência última deste, o que parece lógico. M_s é o factor de flexibilidade do fuste. Corresponde à flexibilidade inicial normalizada, dividindo K_s [m/kN] por D_{estaca}/R_l [m/kN]:

$$M_s = \frac{K_s [m / kN]}{\frac{D_{estaca}}{R_l} [m / kN]} \quad (7.4)$$

Para a ponta, a relação carga assentamento é definida com a expressão para uma sapata circular:

$$\Delta_b = \frac{\pi}{4} \times \frac{p}{E_b} \times D_{estaca} \times (1 - \nu_b^2) \times f_1 \quad (7.5)$$

- p – tensão aplicada na base;
- f_1 – factor de profundidade; considera-se $f_1 = 0,85$.

O valor a considerar para E_b é o módulo secante correspondente a 25% da tensão máxima, E_{25} – Figura 7.2.

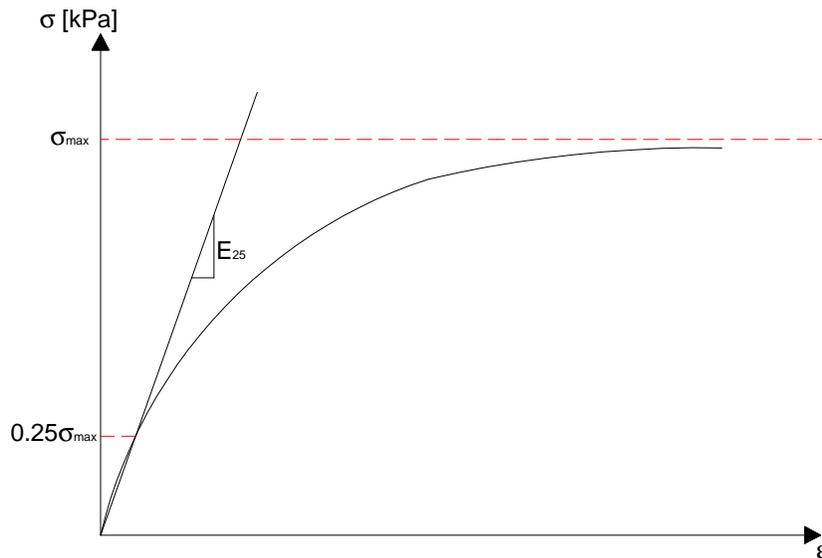


Figura 7. 2 – Definição de $E_b = E_{25}$

Pode-se assim igualar, para $F = R_b/4$ (uma vez que se considera $E_b = E_{25}$), as duas expressões de Δ_b :

$$\frac{K_b \times R_b \times \frac{R_b}{4}}{R_b - \frac{R_b}{4}} = \frac{\pi}{4} \times \frac{0,25 \times 4 \times R_b}{\pi \times D_{estaca}^2 \times E_b} \times D_{estaca} \times (1 - \nu_b^2) \times 0,85 \quad (7.6)$$

obtendo-se:

$$K_b = 0,6375 \times \frac{(1 - \nu_b^2)}{E_b \times D_{estaca}} \quad (7.7)$$

A expressão para Δ_b é:

$$\Delta_b = 0,6375 \times \frac{(1 - \nu_b^2)}{E_b \times D_{estaca}} \times \frac{R_b \times F_b}{R_b - F_b} \quad (7.8)$$

Tendo em conta as igualdades $\Delta_{total} = \Delta_s = \Delta_b$ e $F_{total} = F_l + F_b$, pode-se deduzir as seguintes expressões para o cálculo do deslocamento de corpo rígido da estaca:

$$\Delta = \Delta_{total} = \frac{-g \pm \sqrt{(g^2 - 4 \times f \times h)}}{2 \times f} \quad (7.9)$$

em que:

- $a = R_l$
- $b = D_{estaca} \times E_b \times R_b$
- $c = M_s \times D_{estaca}$
- $d = 0,6375 \times (1 - \nu_b^2) \times R_b$
- $e = D_{estaca} \times E_b$
- $f = e \times F_{total} - a \times e - b$
- $g = d \times F_{total} + e \times c \times F_{total} - a \times d - b \times c$
- $h = c \times d \times F_{total}$

R_l e R_b podem ser obtidos através das seguintes expressões:

$$F_l = \frac{R_l \times \Delta}{M_s \times D_{estaca} + \Delta} \quad (7.10)$$

$$F_b = \frac{D_{estaca} \times E_b \times \Delta \times R_b}{0,6375 \times (1 - \nu_b^2) \times R_b + \Delta \times E_b \times D_{estaca}} \quad (7.11)$$

7.2.2 – Deformação Elástica

O assentamento calculado anteriormente é o assentamento rígido da estaca, correspondente portanto à deformação da ponta. Para calcular o deslocamento na cabeça da estaca, é necessário somar a esse assentamento a deformação elástica do fuste.

Para tal há duas opções:

- o método simplificado, no qual se considera um valor global de M_s , e calcula-se a deformação elástica total;
- o método rigoroso, no qual, sendo conhecidos os valores de q_1 e M_s ao longo do fuste, por processos iterativos calcula-se a distribuição de carga e deformações ao longo do comprimento da estaca.

Para efeitos de dimensionamento, para interpretação de resultados de ensaios de carga estáticos ou quando se pretender apenas calcular a relação carga-assentamento da cabeça da estaca, o método simplificado será suficiente na maioria dos casos. Comparativamente com o método rigoroso, é mais fácil de utilizar, devido à sua simplicidade.

O método rigoroso tem a grande vantagem de permitir averiguar a distribuição de carga e deformações ao longo do fuste. Para estudar efeitos devido a atrito negativo, é extremamente útil como adiante se verá. Não só permite avaliar os esforços adicionais, como determinar a posição da linha neutra (linha que define a profundidade em que o assentamento da estaca iguala o do solo). Os valores calculados da distribuição de carga em profundidade podem ser comparados com os resultados de ensaios de carga dinâmicos e estáticos (em que as estacas sejam instrumentadas ao longo do fuste).

7.2.3 - Método simplificado

7.2.3.1 – Formulação geral

Definem-se as três seguintes componentes da deformação elástica:

$$\Delta_e = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 \quad (7.12)$$

A primeira componente refere-se ao troço inicial de estaca $L_0 (= L - L_f)$ cuja resistência lateral é desprezável. A sua deformação corresponde portanto à de uma coluna simples de comprimento L_0 :

$$\Delta_1 = \frac{4}{\pi} \times \frac{L_0 \times F_{total}}{D_{estaca}^2 \times E_c} \quad (7.13)$$

A segunda componente, Δ_2 é a deformação do troço de fuste L_f ao longo do qual é mobilizada resistência atrítica. É calculada definindo uma coluna livre equivalente, com comprimento $L_E = K_E \times L_f$, cuja deformação elástica é igual a Δ_2 :

$$\Delta_2 = \frac{4}{\pi} \times \frac{K_E \times L_f \times F_{total}}{D_{estaca}^2 \times E_c} \quad (7.14)$$

Segundo Fleming, L_E corresponde a cerca de 70 a 80 % da distância do topo do troço de comprimento L_f ao baricentro da transferência atrítica. Dividindo a estaca numa série de sub-elementos:

$$L_E = (0,7 \sim 0,8) \times \frac{\sum q_{l,i} \times A_{l,i} \times z(i)}{\sum q_{l,i} \times A_{l,i}} = K_E \times L_f \quad (7.15)$$

em que $q_{l,i}$, nesta equação, é a resistência lateral por unidade de área mobilizada no sub-elemento i , cuja profundidade é $z(i)$ (profundidade relativa ao topo do troço de comprimento L_f), e $A_{l,i}$ é a área superficial do sub-elemento i .

Note-se que o valor de K_E , de acordo com esta definição, é variável consoante o valor do carregamento, uma vez que para cargas diferentes, o atrito mobilizado ao longo do fuste será também diferente.

Para o método simplificado, pode-se estimar K_E admitindo mobilização total da resistência lateral.

Quando o carregamento, F_{total} , ultrapassa a resistência lateral total da estaca, R_l , a carga em excesso, $F_{total} - R_l$, provoca assentamento elástico da totalidade de L_f :

$$\Delta_3 = \frac{4}{\pi} \times \frac{(F_{total} - R_l) \times L_f}{D_{estaca}^2 \times E_c} \quad (7.16)$$

Assim, teremos para o assentamento elástico total as seguintes duas expressões, que são função do nível de carregamento.

$F_{total} \leq R_l$:

$$\Delta_e = \frac{4}{\pi} \times \frac{F_{total} \times (L_0 + K_E \times L_f)}{D_{estaca}^2 \times E_c} \quad (7.17)$$

$F_{total} > R_l$:

$$\Delta_e = \frac{4}{\pi} \times \frac{1}{D_{estaca}^2 \times E_c} \times [F_{total} \times (L_0 + L_f) - L_f \times R_l \times (1 - K_E)] \quad (7.18)$$

A metodologia aqui apresentada é simples e pode ser facilmente implementada numa folha de cálculo.

Realizando o cálculo para vários valores de F , pode-se construir o diagrama carga-assentamento, de que se mostra exemplo na Figura 7.3.

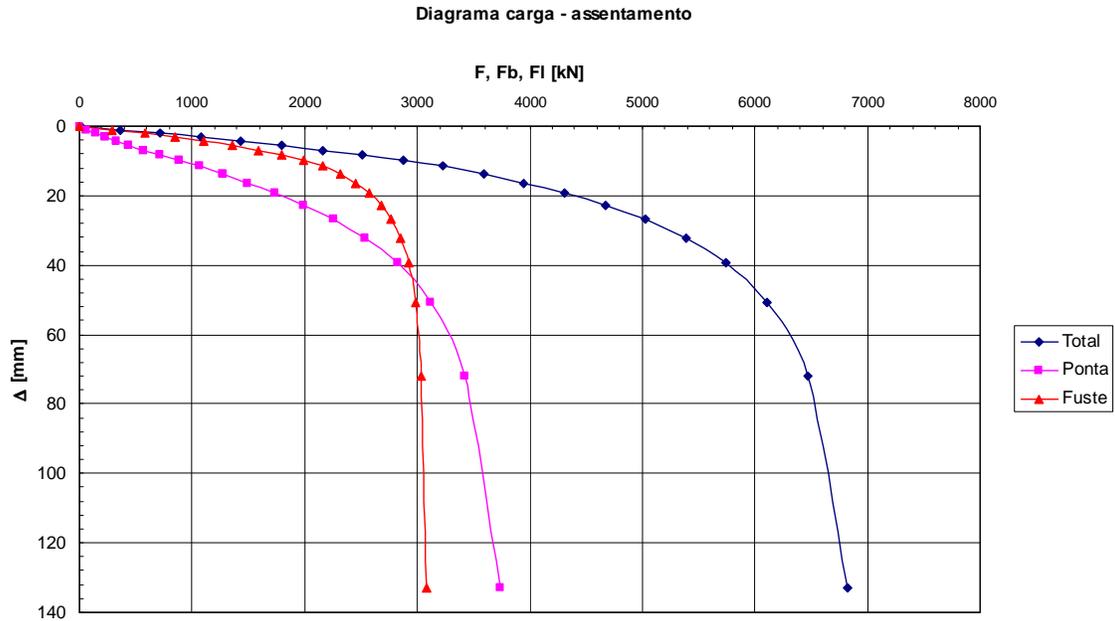


Figura 7. 3 – Diagramas carga-assentamento total na cabeça da estaca

Estes diagramas foram obtidos considerando os seguintes dados:

$$D_{\text{estaca}} = 0,5 \text{ m}$$

$$R_1 = 3125,6 \text{ kN}$$

$$R_b = 4058,5 \text{ kN}$$

$$L_0 = 0 \text{ m}$$

$$L_f = 29,5 \text{ m}$$

$$M_s = 0,003$$

$$E_b = 500 \text{ MN/m}^2$$

$$E_c = 39200 \text{ MN/m}^2$$

$$K_e = 0,65$$

Seguidamente fazem-se algumas considerações sobre os parâmetros que intervêm no cálculo.

7.2.3.2 - Módulo de deformabilidade, E_b

O módulo de deformabilidade do solo é um parâmetro difícil de estimar. A relação carga-assentamento é não linear. A metodologia apresentada admite para o valor de E_b o módulo secante E_{25} , correspondente a uma tensão de 25 % da resistência de ponta última, q_b .

Azizi (2000) apresenta os valores indicados nos Quadros 7.1 a 7.3.

Quadro 7.1 - Estacas moldadas em argilas

Consistência da argila	E_b (kN/m²)
Muito mole	< 3000
Mole	3000 - 6000
Média	6000 - 15000
Dura	15000 - 25000
Muito dura	25000 - 40000
Rija	> 40000

Quadro 7.2 - Estacas moldadas em areias

Compacidade	E_b (kN/m²)
Muito solta	<15000
Solta	15000 - 30000
Medianamente densa	30000 - 100000
Densa	100000 - 200000
Muito densa	> 200000

Quadro 7.3 - Estacas moldadas em margas e xistos argilosos

Grau de alteração	E_b (kN/m²)
Sã	15000 - 250000
Relativamente alterada	80000 - 150000
Alterada	50000 - 80000
Muito alterada	10000 - 50000

Para estacas cravadas, Azizi refere que os valores indicados são também válidos. No entanto, Fleming (1992) realça a elevada dependência deste parâmetro em relação ao processo construtivo, sugerindo que se adopte para estacas cravadas uma rigidez duas a três vezes superior à de estacas moldadas.

No caso de estacas de base alargada, Azizi sugere que os valores indicados sejam multiplicados por 1,5.

Este parâmetro tem grande influência nos resultados. Devido à sua sensibilidade relativamente ao método construtivo, o ideal será tentar obtê-lo a partir dos resultados de ensaios de carga.

Para estratos saprolíticos de Macau, é provável que E_b seja superior a 200 MN/m^2 . O processo construtivo tem, também nestes solos, uma influência importante, com E_b a sofrer aumentos da mesma ordem de grandeza anteriormente referida para estacas cravadas.

7.2.3.3 - Factor de flexibilidade do fuste, M_s

Fleming (1992) especifica que o factor de flexibilidade, M_s , varia entre 0,004 (para solos moles ou relativamente soltos) a 0,0005 (para argilas muito duras e areias densas).

Como foi atrás referido, M_s reflecte a rigidez inicial do sistema. Randolph, citado por Fleming, refere que M_s tem a seguinte equivalência:

$$M_s = \zeta \times \frac{\tau_s}{2 \times G} \quad (7.19)$$

em que τ_s é a tensão de corte mobilizada no fuste. Uma vez que M_s se refere à rigidez inicial, o valor de G a considerar é o correspondente a pequenas deformações (G_0).

Esta equivalência pode ser demonstrada da forma seguidamente exposta.

Sendo uma estaca carregada axialmente, as deformações do solo à volta da estaca estendem-se radialmente até uma distância r_m , a partir da qual essas deformações serão insignificantes.

$$r_m = \left\{ 0,25 + \left[2,5 \times \frac{G_{av}}{G_L} \times (1 - \nu) - 0,25 \right] \times \frac{G_L}{G_b} \right\} \times L \quad (7.20)$$

em que G_{av} é a rigidez distorcional média ao longo do fuste (média pesada com as espessuras das várias camadas de solo ao longo do fuste), G_L é a rigidez no fuste imediatamente antes da base da estaca e G_b é a rigidez do solo/rocha subjacente à ponta.

Sendo τ_s a tensão atrítica no fuste e r_s o raio da estaca, a tensão de corte a uma distância r do eixo será:

$$\tau = \frac{\tau_s \times r_s}{r} \quad (7.21)$$

Considerando que o solo terá deformações apenas verticais:

$$\gamma \approx \frac{d\Delta}{dr} \quad (7.22)$$

e sendo $\gamma = \tau / G$, então:

$$\gamma = \frac{\tau}{G} = \frac{\tau_s \times r_s}{G \times r} \approx \frac{d\Delta}{dr} \quad (7.23)$$

∴

$$\Delta = \int_r^{r_m} \frac{\tau_s \times r_s}{G \times r} \cdot dr = \frac{\tau_s \times r_s}{G} \times \ln\left(\frac{r_m}{r_s}\right) = \frac{\tau_s \times r_s}{G} \times \zeta \quad (7.24)$$

$$\zeta = \ln\left(\frac{r_m}{r_s}\right) \quad (7.25)$$

Esta equação pode ser modificada resultando:

$$\Delta = \zeta \times \frac{\tau_s}{2 \times G} \times 2 \times r_s = \zeta \times \frac{\tau_s}{2 \times G} \times D_{estaca} \quad (7.26)$$

Temos que:

$$K_s = \frac{\Delta}{F} \quad (7.27)$$

Igualando as duas expressões anteriores:

$$K_s = \zeta \times \frac{\tau_s}{2 \times G} \times \frac{D_{estaca}}{F} \quad (7.28)$$

Tomando $F = R_1$:

$$K_s = \zeta \times \frac{\tau_s}{2 \times G} \times \frac{D_{estaca}}{R_l} \quad (7.29)$$

Sendo $K_s = \frac{M_s \times D_{estaca}}{R_l}$, obtém-se:

$$M_s = \zeta \times \frac{\tau_s}{2 \times G} \quad (7.19)$$

No cálculo de M_s pode-se adoptar para τ_s a resistência lateral por unidade de área, q_l . G corresponde à rigidez distorcional para pequenas deformações, G_0 .

Em maciços relativamente homogéneos a aplicação destas fórmulas para obter valores globais de M_s é relativamente simples. Em maciços estratificados, estas expressões poderão também ser usadas para estimar a variação de M_s em profundidade. Nesta situação, a estimativa de um valor global para este parâmetro deverá ter em conta a variação em profundidade da resistência lateral assim como da rigidez do solo.

7.2.3.4 - Factor de coluna equivalente, K_E

Em terrenos relativamente uniformes o factor de coluna equivalente, K_E , terá valores entre 0,4 e 0,45. Para novos projectos em Macau, muitos dos quais realizados em terrenos conquistados ao mar, caracterizados por acentuada heterogeneidade em profundidade, K_E oscilará entre 0,55 e 0,65.

England e Fleming (1998) referem que este parâmetro tem pouca influência nos resultados.

7.2.3.5 - Parâmetros de maior influência

Estes autores apontam como parâmetros decisivos E_b , R_l e R_b . Se for possível estimar correctamente estes três valores, poder-se-á construir o diagrama carga-assentamento com aproximação aceitável.

Nas fases iniciais do carregamento pouca carga chega à ponta e apenas parte da resistência lateral é mobilizada. Os parâmetros com maior influência serão, como refere Fleming, M_s e E_c . Estes parâmetros são relativamente fáceis de estimar.

Para obter estimativas de E_b , R_l e R_b a partir de ensaios estáticos não será necessário mobilizar a totalidade da resistência de ponta. Carregar a estaca para além da mobilização total da resistência lateral permitirá distinguir separadamente os efeitos que são devidos à resistência da base (R_b) dos da rigidez da mesma (E_b). England e Fleming sublinham que se não for mobilizada cerca de 20 a 30 % da resistência de ponta, será difícil chegar a uma solução correcta. Os mesmos autores sugerem que se mobilize em ensaios estáticos os seguintes valores mínimos do assentamento da cabeça da estaca:

- Estacas convencionais que trabalham sobretudo por atrito lateral: 15 a 20 mm;
- Estacas convencionais com significativa resistência de ponta: 20 a 40 mm.

7.2.4 – Método rigoroso

Como foi atrás referido, se se pretender maior rigor e conhecer a distribuição de deformações e de esforços ao longo do fuste, o método simplificado não é suficiente.

A proposta seguidamente apresentada foi deduzida pelo autor desta tese. Utilizou-se uma modelação baseada em funções de transferência, conceito idealizado por Coyle & Reese (1966, citados em Poulos & Davis, 1980), mas considerando as funções hiperbólicas de Fleming (em vez de diagramas elasto – perfeitamente plásticos).

Consiste em dividir a estaca em elementos, considerando o atrito mobilizado na superfície lateral constante em cada elemento, como mostra a Figura 7.4.

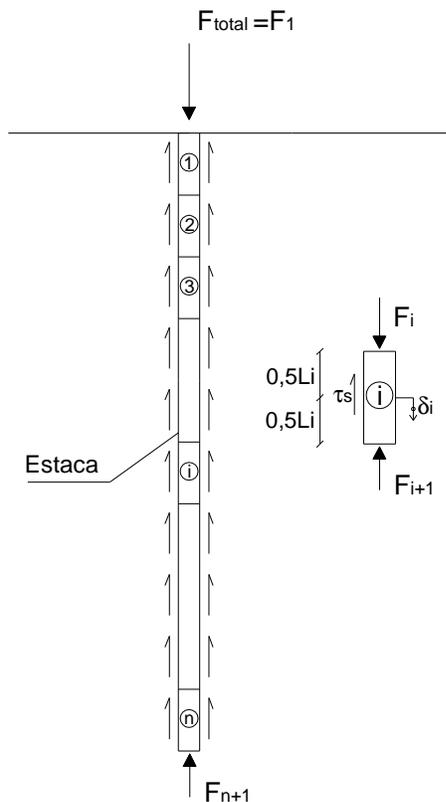


Figura 7. 4 –Modelação do sistema estaca-solo

Para o cálculo de assentamentos, correspondentes à aplicação de uma carga F_{total} , a sequência de cálculo é a seguidamente apresentada.

- 1) Estima-se a carga na ponta, F_{n+1} , e o assentamento rígido da estaca (isto é, o assentamento da ponta da estaca), tal como no método simplificado.
- 2) Para cada elemento, a começar pelo último (elemento n), inicia-se um processo iterativo para determinar o valor de F_i (carga no topo do elemento) e da deformação do elemento:
 - a. toma-se como primeira tentativa para δ_i o assentamento total do elemento inferior; no caso do elemento n, toma-se o valor do assentamento da base da estaca;

b. a resistência mobilizada para o elemento i pode ser então estimada através

da expressão: $F_i = F_{i+1} + \frac{R_l(i) \times \delta_i}{M_s(i) \times D_{estaca} + \delta_i}$, em que $R_l(i)$ [kN], é a

resistência lateral mobilizada no elemento i e $M_s(i)$ é o factor de flexibilidade do fuste correspondente ao elemento i;

c. seguidamente calcula-se a deformação elástica da metade inferior do

elemento: $\delta_{el,i} = \frac{\frac{F_i + F_{i+1}}{2} + F_{i+1}}{2} \times \frac{L_i}{2 \times A_{estaca} \times E_{estaca}}$, em que L_i é o

comprimento do elemento i;

d. calcula-se o valor actualizado da deformação da secção intermédia do elemento i: $\delta_i = \delta_{i+1} + \delta_{el,i}$

e. compara-se o valor obtido de δ_i com o inicialmente estimado em a; caso a diferença seja superior a uma determinada tolerância, repete-se novamente o cálculo, desta vez com o valor actualizado de δ_i ;

f. obtida convergência, prossegue-se para o elemento seguinte, e assim sucessivamente até ao topo da estaca; antes de passar ao elemento i-1 é necessário definir o assentamento total do elemento i; deve-se então somar ao valor δ_i o assentamento elástico da metade superior do elemento:

$$\delta_i^{topo} = \frac{\frac{F_i + F_{i+1}}{2} + F_i}{2} \times \frac{L_i}{2 \times A_{estaca} \times E_{estaca}} + \delta_i$$

3) Eventualmente, o valor obtido de F_1 , isto é, a carga no topo do elemento 1, não corresponderá ao valor da carga F_{total} . Ter-se-á então que iterar o valor global de M_s para seguidamente obter nova estimativa da carga e do assentamento na ponta (passo 1). A actualização de M_s , para cada iteração, é feita da seguinte forma:

$$M_s = \frac{\Delta_b}{D_{estaca} \times P_l} \times (R_l - F_1)$$

em que Δ_b é o assentamento da base, R_l [kN] é a resistência lateral total e F_1 [kN] é a força atrítica mobilizada ao longo de todo o fuste para o carregamento em questão.

Este processo termina quando o valor calculado F_1 convergir com o valor F_{total} da carga para a qual se está a analisar a estaca.

Apresenta-se nas Figuras 7.6 a 7.8 os resultados obtidos para a estaca do exemplo anterior, considerando uma carga aplicada de 2000 kN. A variação de M_s em profundidade considerada foi a representada na Figura 7.5.

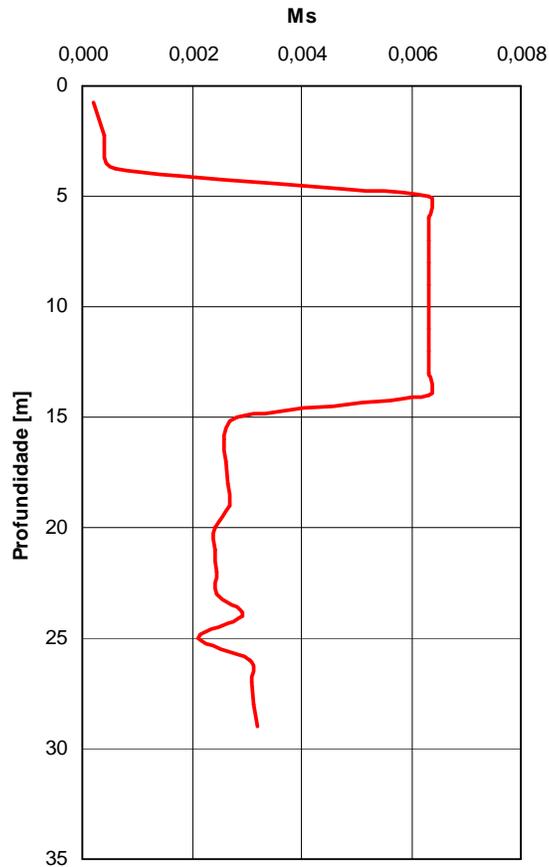


Figura 7. 5 – Variação do parâmetro M_s em profundidade para o exemplo

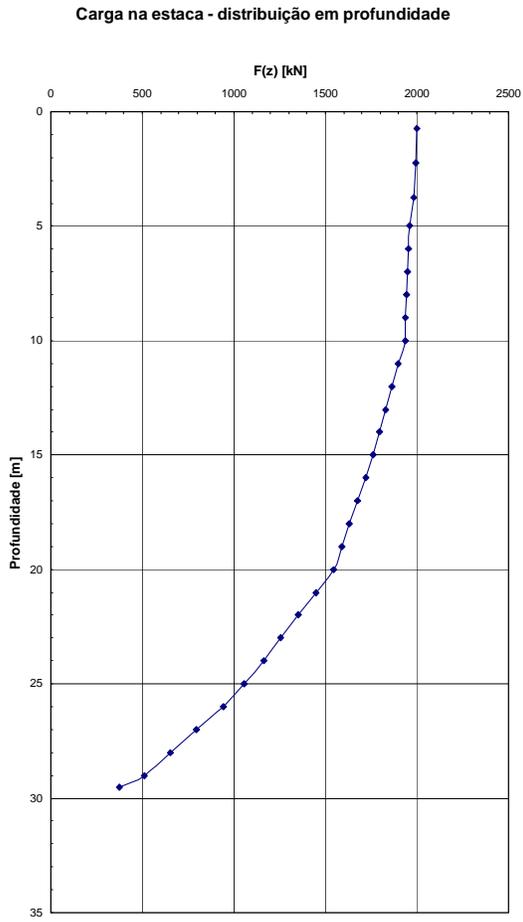


Figura 7.6 – Carga instalada na estaca

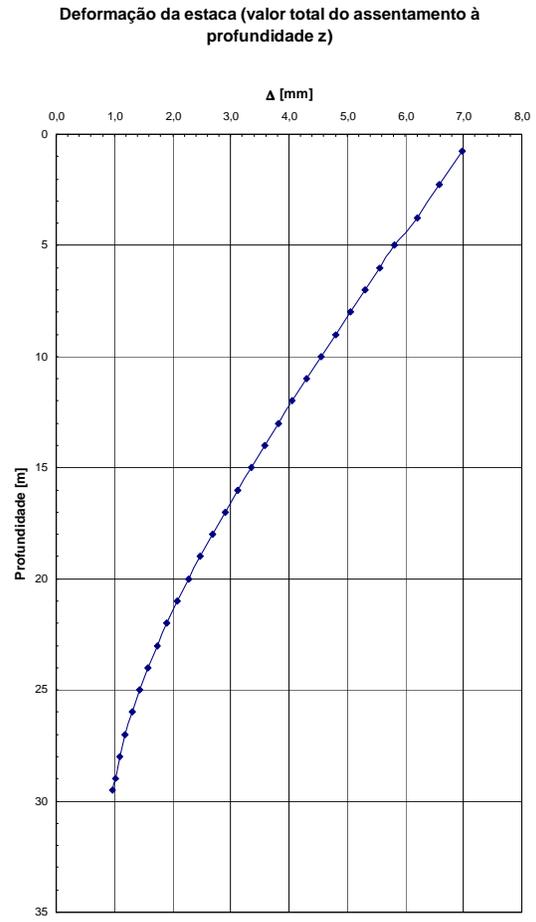


Figura 7.7 – Assentamento da estaca

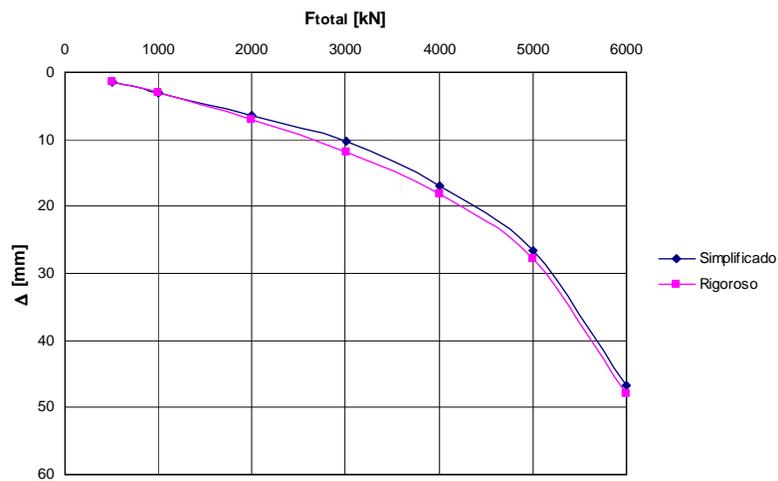


Figura 7.8 – Comparação dos resultados obtidos com os dois métodos

Verifica-se que os resultados obtidos com os dois métodos são bastante semelhantes. A proximidade dos resultados é função, no caso do método rigoroso, da variação de M_s em profundidade e, no caso do método simplificado, dos valores considerados de K_E e M_s .

7.3 – Atrito Negativo

Atrito negativo consiste no atrito mobilizado ao longo do fuste resultante do movimento descendente do solo envolvente relativamente à estaca.

A ocorrência de atrito negativo é normalmente associada quase exclusivamente à situação de estacas que atravessam maciços em processo de consolidação fruto da colocação recente de aterros. No entanto, é hoje em dia reconhecido que o processo de instalação das estacas provoca assentamento do solo adjacente. No caso de estacas cravadas tal é fruto da dissipação de excessos de pressão neutra que resultam da cravação. Fellenius e Altaee (1995) chamam a atenção para o facto de este fenómeno não ser exclusivo de estacas de grandes deslocamentos (estacas cravadas e injectadas). Também estacas moldadas estarão sujeitas e esforços residuais e estes poderão ser significativos, devido ao facto de assentamentos muito pequenos poderem ser suficientes para mobilizarem atrito lateral considerável (exemplo – Capítulo 8)

Esta última constatação é importante pois alerta para o facto de o atrito negativo não ser problema exclusivo de obras em terrenos que experimentarão grandes assentamentos.

O estudo dos esforços residuais (esforços resultantes do processo de instalação) está, todavia, fora do âmbito do presente trabalho.

A consolidação de estratos argilosos é um processo que se prolonga por meses ou anos. Assim, o atrito negativo estará associado a situações de carregamento de carácter permanente. Se for aplicada uma carga de curta duração, esta fará a estaca assentar, anulando parcial ou totalmente (dependendo da sua magnitude) o atrito negativo previamente mobilizado.

A aplicação de uma carga excepcionalmente elevada na estaca, passível de levar esta ao limite da sua resistência – estado limite último – fará com que a estaca assente significativamente, anulando a totalidade do atrito negativo e mobilizando a sua resistência total: atrito positivo em todo o fuste e resistência de ponta.

Quer isto dizer que, quer uma estaca esteja ou não sujeita a atrito negativo, a sua resistência última é a mesma.

O que, por outro lado, é inegável, é que uma estaca que atravessa maciços em processo de consolidação assenta, em serviço, mais que uma estaca que não esteja sujeita a movimentos descendentes do solo.

O Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes de Macau, RSA, define as seguintes durações de referência das acções:

- *muito curta duração*: totalizam poucas horas no período de vida da estrutura;
- *curta duração*: correspondem a cerca de 5% do período de vida da estrutura;
- *longa duração*: durações da ordem de metade do período de vida da estrutura.

O mesmo regulamento define três combinações a considerar na verificação dos estados limite de utilização:

- *combinações raras*: para estados limites de muito curta duração;
- *combinações frequentes*: para estados limites de curta duração;
- *combinações quase-permanentes*: para estados limites de longa duração.

Segundo o JCSS (2001), uma acção variável típica de edifícios, no que concerne à sua variação no tempo, tem duas componentes:

- carga de natureza contínua: inclui o peso de mobiliário e equipamento pesado; variações do seu valor estarão normalmente associadas a mudanças de utilização ou de utilizadores do edifício;

- carga intermitente: inclui todas as cargas variáveis que não podem ser classificadas como sendo de natureza contínua; reuniões de grande número de pessoas em ocasiões especiais e acumulação de mobiliário durante remodelações são exemplos deste tipo de cargas.

Ao estudar o atrito negativo, interessará apenas considerar as cargas com carácter permanente. No caso de cargas variáveis, interessarão apenas as porções de natureza contínua. No entanto, os regulamentos não explicitam as componentes contínuas e as intermitentes. A solução poderá ser então considerar uma carga a actuar na estaca correspondente à combinação de acções quase-permanente. Segundo a EN1990:2002, o valor quase-permanente de uma acção variável, $\psi_2 \times Q_k$, é normalmente escolhido por forma que o tempo durante o qual é excedido corresponde a 50% do período de referência, podendo alternativamente ser obtido fazendo a média do valor da acção durante um determinado período de tempo.

Assim, na opinião do autor, para estudar os efeitos da consolidação de solos em estacas, deve-se efectuar uma análise da interacção solo-estaca considerando uma carga actuante na cabeça correspondente à combinação quase-permanente de acções, obtendo-se assim o assentamento da estaca, o atrito negativo e a distribuição da carga ao longo da estaca.

Tanto o Regulamento de Fundações de Macau (RF) como a EN 1997-1 determinam, no entanto, que a verificação do estado limite de utilização deve ser feita considerando valores característicos para as acções e para as propriedades do terreno. Esta imposição não parece, no entanto, apropriada a análise dos efeitos do atrito negativo. No entanto, uma estratégia possível para calcular assentamentos para qualquer nível de carregamento é descrita seguidamente.

1. Fazer a análise de interacção solo-estaca considerando carregamento correspondente à combinação quase-permanente. O coeficiente parcial de segurança a considerar para as propriedades do terreno é 1,0.
2. Com a distribuição de esforços obtida, considera-se nova distribuição da resistência:

- no trecho de estaca acima da linha neutra, soma-se à resistência atrítica original o atrito lateral anteriormente mobilizado; isto é, soma-se à resistência lateral o atrito negativo;
 - abaixo da linha neutra e na ponta subtrai-se à resistência original a resistência mobilizada para equilibrar o atrito negativo.
3. De seguida, para carregamentos superiores, aplica-se a diferença entre a carga total e a carga correspondente à combinação quase-permanente.
 4. Calcula-se o assentamento da estaca e soma-se ao valor obtido anteriormente para a combinação quase-permanente.

Definiu-se linha neutra como representando a profundidade à qual o assentamento da estaca é igual ao do solo. Acima da linha neutra, o assentamento do solo é superior à da estaca – ocorre, ao longo desse trecho, atrito negativo. Abaixo da linha neutra, a estaca assenta mais que o solo e o atrito é positivo (isto é, a estaca transmite esforços ao solo).

A metodologia idealizada no ponto 2 está em concordância com o observado em estacas instrumentadas - Fellenius, 2006. Cargas de curta duração anulam em parte ou totalmente o atrito negativo e carregam mais a zona abaixo da linha neutra.

Levando a estaca até ao limite da sua resistência, dá-se inversão do atrito mobilizado ao longo do comprimento de fuste anteriormente acima da linha neutra. A linha neutra sobe até à cabeça da estaca. Na zona inferior do fuste e na ponta é mobilizada o resto da resistência ainda disponível.

Considerando a mesma estaca anteriormente estudada, e supondo um assentamento do terreno por consolidação do solo nos primeiros nove metros e meio de profundidade (quatro metros e meio de aterro sobre cinco metros de depósito fluvio-marinho), obtiveram-se os resultados apresentados nas Figuras 7.9 a 7.11.

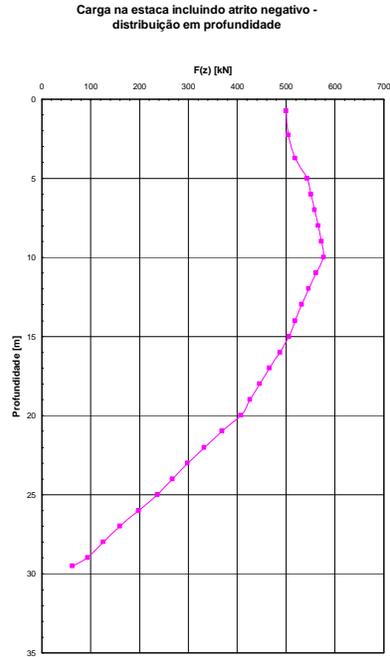


Figura 7.9 – Esforços na estaca do exemplo anterior sujeita a atrito negativo e um carregamento de 500 kN

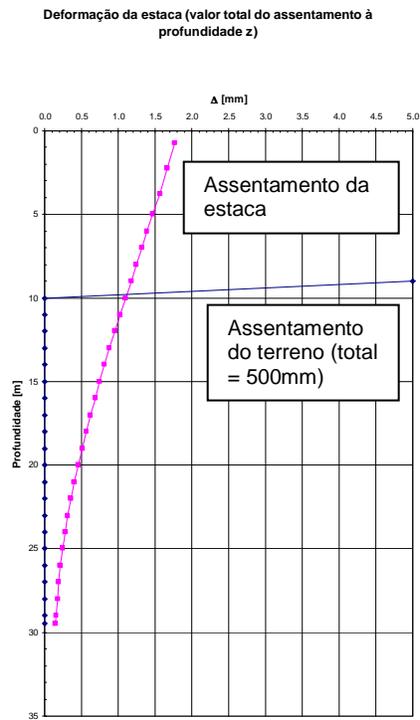


Figura 7.10– Assentamento da mesma estaca e do solo

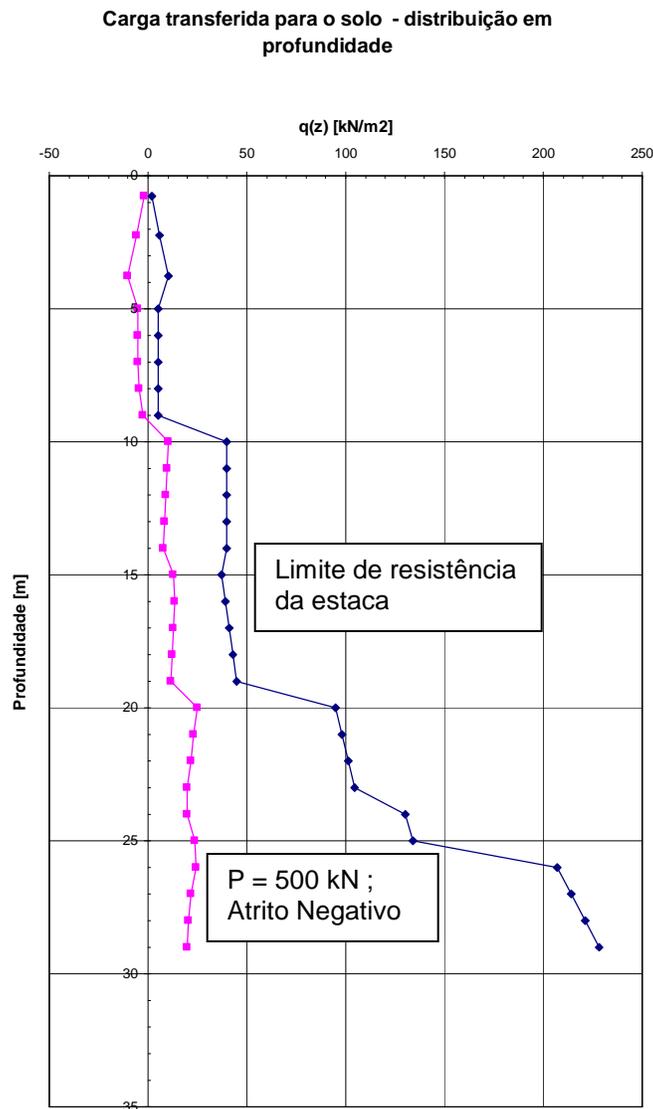


Figura 7. 11– Carga transferida para o solo - distribuições correspondentes à situação em estudo e à resistência máxima da estaca

De acordo com as Figuras anteriores, a linha neutra está localizada à profundidade em que se intersectam a deformação da estaca e o assentamento do solo e em que as forças se equilibram. Como é indicado, a carga máxima na estaca está localizada na secção correspondente à profundidade da linha neutra.

Como é visível na Figura 7.11, o atrito negativo corresponde ao atrito máximo mobilizável ao longo do comprimento de fuste em que ocorre.

Está-se, portanto, perante dois tipos de problemas, seguidamente mencionados.

1) Atrito negativo – esforços adicionais resultantes do assentamento do solo relativamente à estaca

O atrito negativo é uma carga de carácter permanente. Em termos de comportamento estrutural, deve-se portanto averiguar se o esforço máximo na estaca é inferior ao máximo valor admissível em serviço, estabelecido de acordo com o regulamento relevante.

O atrito negativo poderá provocar também uma situação de estado limite último estrutural na estaca, pelo que esta verificação terá também de ser feita. Não se pode no entanto confundir tal situação com um carregamento correspondente à combinação fundamental de acções. O atrito negativo só deve ser avaliado em conjugação com cargas de carácter permanente.

2) Assentamento da estaca.

Para fazer o estudo da interacção solo-estaca, pode-se recorrer, por exemplo, à modelação em elementos finitos ou ao método rigoroso descrito anteriormente.

Em termos de algoritmo, a única diferença relativamente ao anteriormente exposto consiste em, nos elementos à volta dos quais o solo consolida, adicionar no passo 2.d) o assentamento médio do solo à profundidade da secção média do elemento. Considera-se a mesma lei hiperbólica de transferência de carga para o caso de atrito negativo.

É necessário averiguar se os assentamentos são compatíveis com adequado comportamento estrutural ou se são afectados serviços e infra-estruturas anexas à construção em causa.

Sublinha-se novamente que o atrito negativo não põe em causa a capacidade de carga da estaca. Tal seria um contra-senso, uma vez que o atrito negativo tem sempre de ser equilibrado por forças resistentes.

As preocupações no âmbito da Geotecnia limitam-se exclusivamente aos assentamentos adicionais. E estes poderão ou não ser problemáticos, uma vez que o terreno assentará sempre mais do que as estacas (sob cargas de carácter permanente).

Consegue-se assim obter uma estimativa de toda a informação relevante:

- esforços ao longo da estaca;
- assentamentos ao longo da estaca;
- posição da linha neutra.

A EN 1997-1, na cláusula 7.3.2.1(3), permite escolher o movimento do solo ou, alternativamente, um limite superior da força passível de ser transmitida por atrito negativo, como a acção a ser considerada na análise.

Na cláusula 7.6.2.2(5), é apresentada uma metodologia para corrigir o valor da resistência obtido num ensaio estático, para ter em conta o atrito negativo.

Este procedimento levanta sérias dúvidas pelas razões anteriormente referidas. Sendo, é certo, conservativo, tratar-se-á antes de uma forma de contornar a “dificuldade” de determinar assentamentos, mas “mascarando” a verdadeira natureza do problema. Constitui até uma contradição relativamente à filosofia desta Norma, uma vez que uma interpretação do ensaio estático nesses termos não pretende determinar a capacidade de carga, mas sim assegurar comportamento adequado em serviço. Portanto, seria, na verdade, um dimensionamento para cargas de serviço.

Na opinião do autor, esta metodologia gera confusão, é desnecessariamente conservativa e contradiz o espírito da nova regulamentação, onde se pretende definir estados limites

para situações de serviço e situações extremas, garantindo adequado desempenho em ambos estes cenários.

Atrito negativo não pode existir numa situação de estado limite último geotécnico – tal simplesmente não é possível. Poderá levar a situações de estado limite último estrutural ou de estados limites de utilização (assentamentos em serviços inadmissíveis). É, portanto, no âmbito destes dois estados limites que se enquadra a consideração do atrito negativo, e não no do estado limite último geotécnico.

Capítulo 8 – Estacas PHC – exemplo de cálculo

8.1 – Introdução.

Neste capítulo será demonstrada a aplicação de alguns dos métodos anteriormente apresentados para o cálculo das resistências de ponta e lateral e análise de assentamentos.

Para tal, serão utilizados os dados relativos a uma obra localizada no litoral Este de Macau, numa zona aterrada sobre o mar (Figura 8.1).

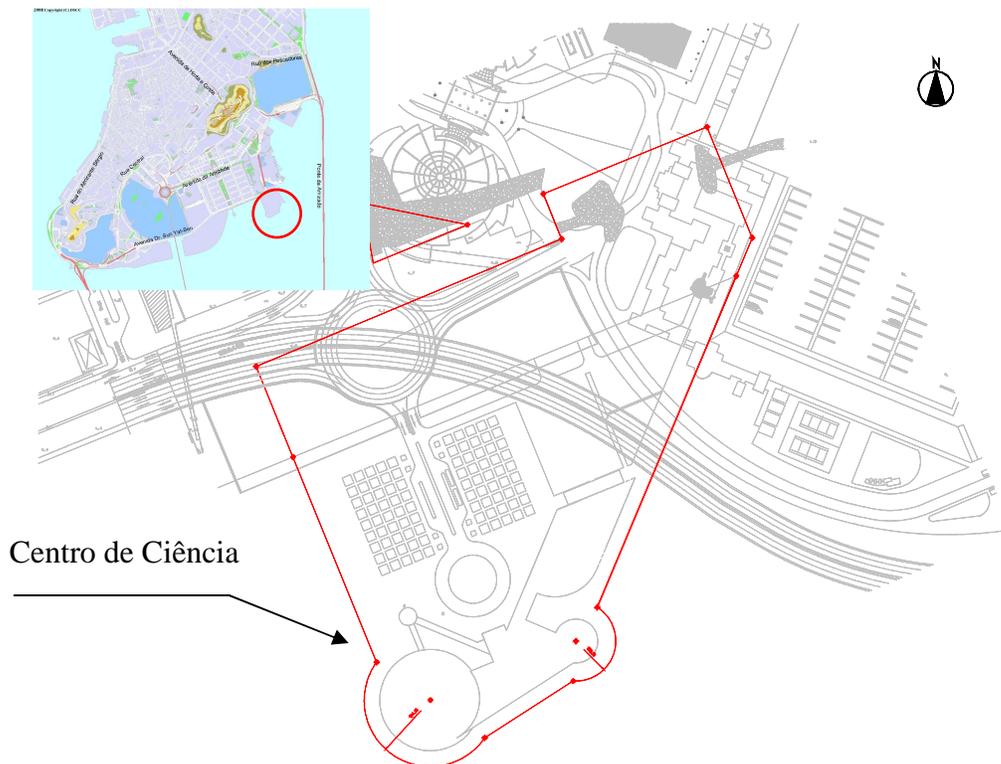


Figura 8. 1 – Planta de localização do Centro de Ciência de Macau

Trata-se do Centro de Ciência de Macau, complexo correntemente em fase de execução.



Figura 8. 2 – Perspectiva do futuro Centro de Ciência

Compreende três corpos interligados. Um principal, onde será constituído o Centro de Exposições, um Planetário e um Centro de Conferências (Figuras 8.2 a 8.4).



Figura 8. 3 – Perspectiva do futuro Centro de Ciência

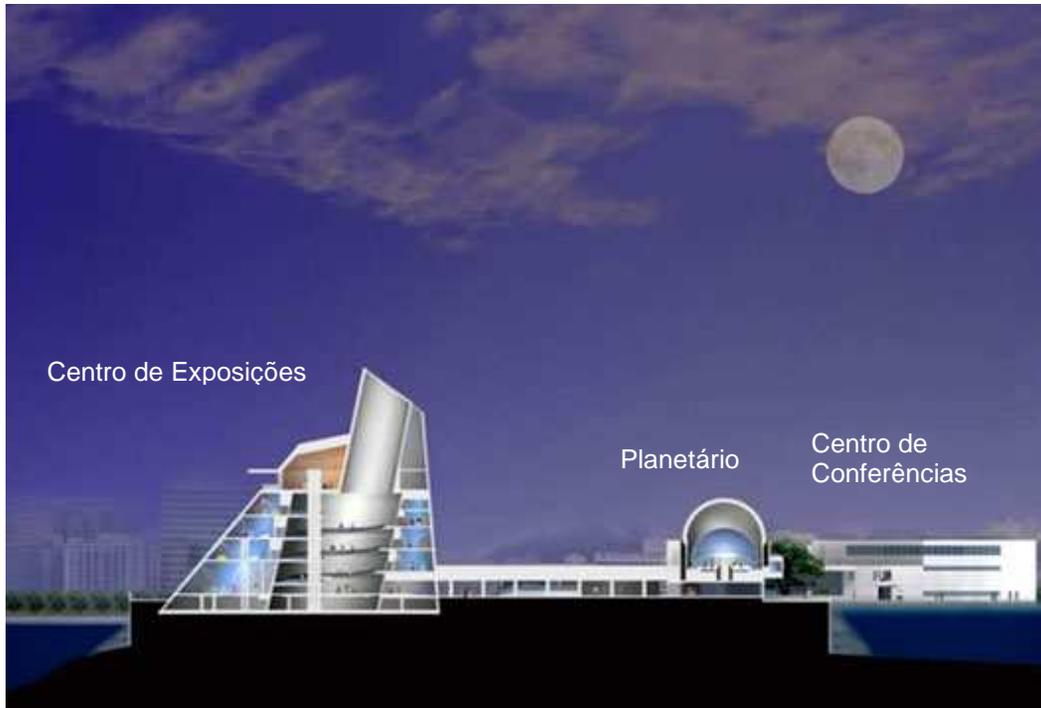


Figura 8.4 – Corte esquemático do Centro de Ciência

A análise aqui apresentada é referente ao corpo principal (Centro de Exposições). Trata-se de um edifício com uma estrutura de betão armado, exceptuando-se a zona superior (acima do último piso), que será em estrutura metálica. A estrutura assenta num sistema de fundação constituído por grupos de estacas ligados por vigas de rigidez (Figura 8.5).

A sequência estratigráfica detectada em sondagens realizadas é a seguinte:

- **Depósitos fluvio-marinhos** – argila de cor cinzenta escura e de consistência muito mole a mole ($N_{SPT} = 0$ a 4); a espessura destes estratos varia entre 8,5 e 15 metros; na zona onde ficará localizado o futuro edifício (sondagens BH-1D, BH-3A e BH-3D), a espessura deste estrato é de 10 metros;
- **Aluviões plistocénicas** – este estrato, claramente heterogéneo, pode ser dividido num substrato de características argilosas (argila, argila arenosa) e noutra de características arenosas (areia, areia argilosa); em regra, a camada superior das aluviões é de natureza argilosa enquanto a inferior é arenosa; por vezes, no entanto, podem aparecer camadas argilosas intercaladas nas arenosas; a espessura total das aluviões varia entre 7,9 e 24 metros, com $N_{SPT} = 4$ a 70;

- **Saprólitos** – granito completamente decomposto; a espessura identificada nas sondagens varia entre 2,31 e 29,8 metros, com N_{SPT} de 11 a mais de 100.

A caracterização geotécnica do local em causa é tratada no ponto 8.2. O Anexo 8.1 inclui os resultados do ensaio SPT realizados em cada sondagem.

Na Figura 8.6 apresenta-se um corte que atravessa a área onde o complexo está a ser construído. Como é possível observar, os depósitos fluvio-marinhos foram, na zona em causa, dragados na sua totalidade e substituídos por areia.

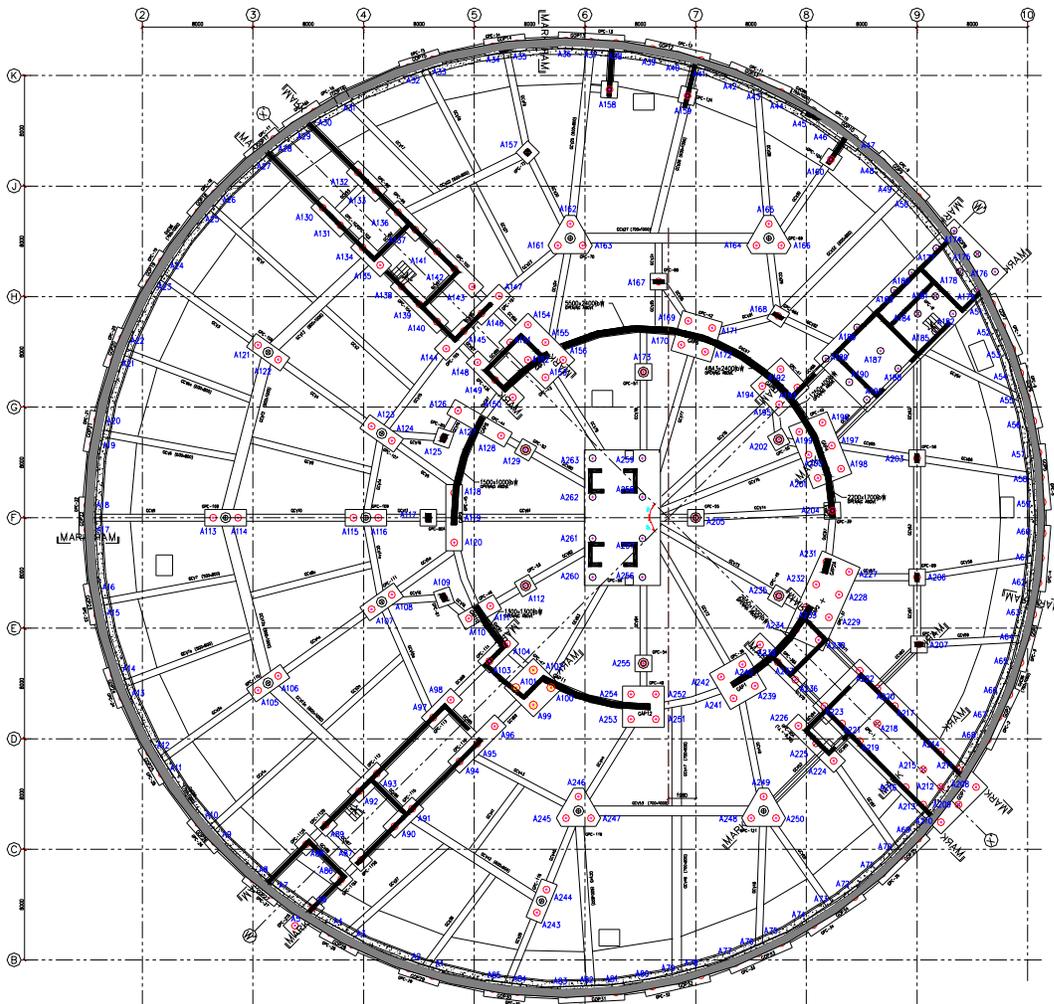


Figura 8. 5 – Planta de Fundação do Centro de Exposições

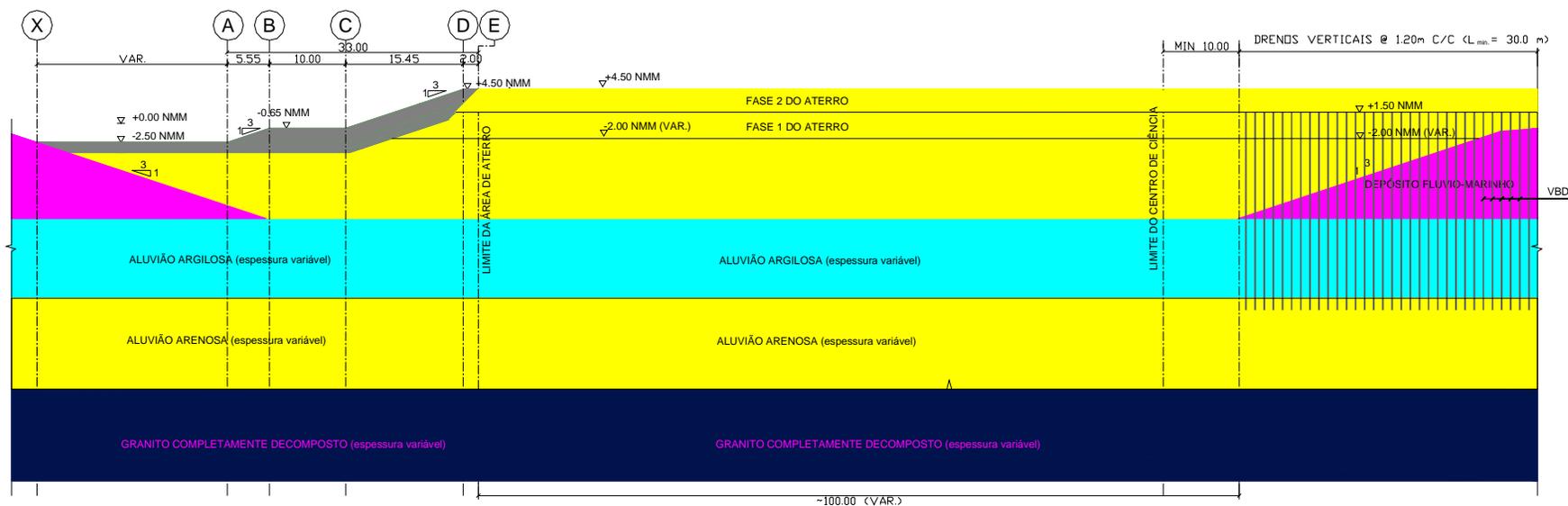


Figura 8. 6 – Corte (NW-SE) do terreno afecto ao Centro de Ciência

Relativamente às estacas, são tipo PHC (“*Pre-stressed High-Strength Concrete Piles*”), de 0,5 metros de diâmetro, cravadas com recurso a martelo diesel de dupla acção. Este é o tipo de solução mais comum em Macau.

As características das estacas, conforme fornecidas pelo fabricante, são resumidas nos Quadros 8.1 a 8.3.

Quadro 8.1 – Propriedades dos materiais

Betão	Resistência à compressão	≥ 80 MPa
	Módulo de elasticidade, E_c	39,2 GPa
Aço de pré-esforço	Resistência à tracção	$\geq 1420,0$ MPa
	Tensão de cedência	1275 MPa
	Extensão na carga máxima	$\geq 5\%$

Quadro 8.2 – Dimensões; Estribos; Massa

Dimensões			Aço de Pré-esforço		Estribos helicoidais			Massa por unidade de comprimento (kg/m)	
D(mm)	Espessura da parede (mm)	L(m)	D(mm)	Número de varões	D(mm)	Nos extremos de cada módulo			Vão central do módulo
						Espaçamento (mm)	Comprimento (mm)		Espaçamento
500	125	7~13	10,7	11	5	50	1500	100	383

Quadro 8.3 – Propriedades mecânicas

Diâmetro exterior (mm)	Diâmetro interior (mm)	Área (cm ²)	Pré-esforço efectivo (MPa)	Mcr (momento de fendilhação) (kN.m)	Mrd (kN.m)	Resistência à tracção (kN)	Resistência ao corte (kN)	Carga máxima admissível (kN)
500	250	1473	5,38	150	261,4	761	761	2700

Os módulos de estacas têm entre 7 e 13 metros, sendo sucessivamente soldados nos extremos (através de chapas onde estão ancorados os varões de pré-esforço de cada módulo) à medida que vão sendo cravados.

As cargas (por estaca) consideradas são:

- $G_k = 1800$ kN – cargas permanentes;
- $Q_k = 900$ kN – cargas variáveis ($\psi_2 = 0,2$).

A sequência da análise é a seguinte:

- caracterização geotécnica;
- cálculo da resistência geotécnica da estaca individual;
- características de resistência (estrutural) das estacas;
- verificação da segurança relativamente ao estado limite último;
- construção do diagrama carga-assentamento; comparação com os resultados de ensaios de carga estático e dinâmico;
- verificação da segurança relativamente aos estados limites de utilização (sem considerar atrito negativo);
- análise do comportamento da estaca sujeita ao movimento descendente do solo (consolidação da aluvião argilosa) – atrito negativo; verificação do comportamento em serviço.

8.2 – Caracterização geotécnica

8.2.1 - Introdução

A avaliação das propriedades do terreno constituiu a fase mais laboriosa da análise. Tal deve-se em grande parte ao facto de a prospecção geotécnica realizada no âmbito desta obra ter sido, especialmente no que se refere à caracterização dos estratos mais profundos (de maior interesse para a análise das estacas), manifestamente insuficiente, uma vez que não se realizaram quaisquer ensaios para avaliação da resistência ao corte nem do depósito saprolítico onde, neste caso, as estacas ficam assentes, nem do depósito aluvionar arenoso sobrejacente. Estes dois depósitos são responsáveis por cerca de 85 % da resistência total das estacas.

O relatório de caracterização geotécnica disponível inclui:

- Resultados de 10 sondagens (Figura 8.7) realizadas na área correspondente ao aterro, incluindo descrição dos vários estratos e resultados SPT (Anexo 8.1);

- Resultados de ensaios triaxiais CIU (isotrópicamente consolidados não drenados) das aluviões argilosas – APL (Argila) - e dos depósitos fluvio-marinhos - DFM;
- Ensaios para determinação das características físicas dos solos.

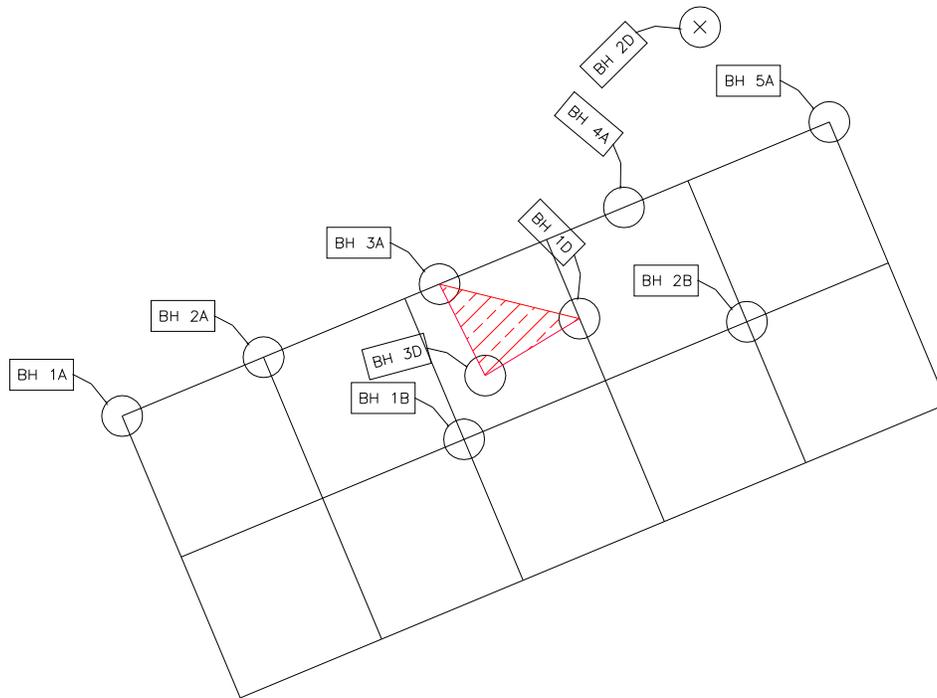


Figura 8.7 – Planta da zonade aterro com localização das sondagens. Área em estudo.

Refira-se que também foram realizados ensaios triaxiais UU (não consolidados não drenados) e de corte directo (também dos mesmos estratos APL e DFM). No entanto não foram considerados porque:

- foram realizados vários ensaios CIU que permitem obter mais informação do que o ensaio UU e são bastante mais fiáveis (Kulhawy, 1993);
- os parâmetros obtidos nos ensaios de corte directo não são efectivos.

Foi por isso necessário recorrer à utilização de correlações para obter estimativas de parâmetros mecânicos a partir dos resultados de ensaios SPT assim como dos ensaios de laboratório. Igualmente importantes foram os valores de referência destes parâmetros relativos a solos locais (Capítulo 2).

Este estudo é ainda dificultado pelo facto de esta prospecção ter sido realizada anteriormente aos trabalhos de aterro. Acontece ainda que os depósitos fluvio-marinhos (DFM) – camada mais superficial do solo, com cerca de 8,5 a 15 metros de espessura - ter sido dragada, na área do edifício em estudo, na sua totalidade e substituída por areia.

Resulta assim que não se poderá realizar o cálculo directamente a partir do SPT, nem eventualmente do CPT (com N_{SPT} convertido em q_c através de correlações), uma vez que o estado de tensão efectiva nas aluviões e na camada de granito completamente decomposto (CDG) foi alterado, fruto da não consideração de cerca de seis metros de espessura de aterro nem do peso adicional que resulta da substituição do DFM por areia.

Não havendo dados relativamente à areia de aterro, a análise prosseguiu com base nas seguintes hipóteses:

- Considera-se um índice de compacidade de 35 %;
- Adopta-se o valor de 19 kN/m^3 para o peso volúmico;
- Índice de vazios: $e = 0,69$;
- Para os ângulos de atrito de pico e de volume constante adoptam-se os seguintes valores: $\phi'_p = \phi'_{cv} = 26^\circ$ a 30° ; em virtude das incertezas relativas ao valor destes parâmetros, adoptar-se-á $\phi' = 26^\circ$ no cálculo da contribuição resistente desta camada em estado limite último e em estado limite de utilização sem consideração de atrito negativo; Adopta-se $\phi' = 30^\circ$ no estudo dos efeitos do atrito negativo;
- Para o módulo de distorção para pequenas deformações, toma-se o valor obtido com a seguinte expressão proposta por Jaime Santos (Capítulo 2).

Os resultados da prospecção geotécnica realizada são seguidamente resumidos. No Anexo 8.1 apresentam-se os valores do N_{SPT} para cada sondagem enquanto o tratamento estatístico dos parâmetros geotécnicos é resumido no Anexo 8.2.

Relativamente ao nível de água do mar considerado, considerou-se à cota zero (+0,0 NMM).

A sequência da análise foi a seguinte:

- compilação de todos os resultados dos ensaios laboratoriais;
- cálculo das tensões efectivas em cada sondagem (antes das dragagens e execução do aterro);
- análise dos resultados dos ensaios SPT;
- obtenção de valores derivados de parâmetros mecânicos a partir dos resultados dos ensaios SPT;
- comparação dos resultados com valores conhecidos de investigações anteriores (Capítulo 2);
- análise estatística dos valores obtidos para os parâmetros dos vários estratos.

8.2.2 – Descrição dos estratos

8.2.2.1 – Aluviões argilosas

Estes solos apresentam alguma variabilidade de composição, tendo na maior parte dos casos elevada percentagem de argila e de silte. Por vezes encontram-se percentagens mais elevadas de areia. Os Quadros 8.4 e 8.5 resumem os resultados de ensaios de campo e de laboratório para este estrato.

Quadro 8.4 – Aluvião (Argila)

Profundidade [m]	BH1-A				BH1-B				BH-1D			
	10	11,5	13	14,5	14,5	17,5	20,5	23,5	11,5	14,5	17,5	20,5
w [%]	28,8	31,1	34,3	41,6	40,8	25,3	36,5	23,3	32,8	34,9	39,8	29,1
w _L [%]	47		38	45		43		42	52	40	40	38
w _p [%]	21		17	21		18		21	23	19	20	19
IP [%]	26		21	24		25		21	29	21	20	19
γ [kN/m ³]	19,6	19,1	18,1	17,9	18	19,9	18,5	20	18,9	18,8	17	19,2
G	2,72	2,68	2,7	2,68	2,69	2,69	2,69	2,69	2,7	2,72	2,69	2,68
e	0,79	0,84	1	1,12	1,1	0,69	0,99	0,66	0,9	0,95	1,21	0,8
Sr [%]	99	99	92	100	99	98	100	95	99	100	88	97
Seixo [%]				0								2,4
Areia [%]				8								44,6
Silte [%]				46								38
Argila [%]				46								18
D ₅₀ [mm]				0,0029								0,03
c _{tr} [kN/m ²]							11		27,5			
φ _{tr} [°]							22,9		19,9			
tg(φ _{tr})							0,422		0,362			
(cu/σ' _v) _{cu}							0,57		0,56			
(cu/σ' _v) _{oss*}							0,19		0,17			
av _{v-z} [m ² /MN]	0,24		0,54		0,82				0,45			0,47
mv _{v-z} [m ² /MN]	0,138		0,289		0,420				0,244			0,275
cv _{v-z} [m ² /s]	1,26E-07		6,65E-08		4,67E-08				1,98E-07			6,46E-08
k _{v-z} [m/s]	1,72E-10		1,97E-10		2,05E-10				4,99E-10			1,82E-10
Cc	0,174		0,248		0,322				0,261			0,217

Quadro 8. 5 – Aluvião (Argila) (continuação)

Profundidade [m]	BH-2B			BH-2D		BH-4A				BH-5A	
	13	17,5	20,5	13	14,5	11,5	13	16	17,5	14,5	17,5
w [%]	33,2	24,3	34,1	44,8	48,4	34,6	33	27,1	40,5	22,7	40,6
w _L [%]	48	40		42	50	49	49	44	44	40	40
w _P [%]	22	20		23	23	24	23	21	22	22	16
IP [%]	26	20		19	27	25	26	23	22	18	24
γ [kN/m ³]	18	20,3	18,9	17,7	17,3	18,8	19	19,7	17,8	19,8	18,1
G	2,7	2,72	2,71	2,7	2,71	2,7	2,7	2,7	2,68	2,72	2,71
e	1	0,67	0,92	1,21	1,32	0,93	0,89	0,74	1,12	0,69	1,11
Sr [%]	90	99	100	100	99	100	100	99	97	90	100
Seixo [%]	0,4										
Areia [%]	10,6										
Silte [%]	37										
Argila [%]	52										
D ₅₀ [mm]	0,0018										
c' _{tr} [kN/m ²]		28,5			12,2		30,3			30,3	
φ' _{tr} [°]		20,9			21,1		21,3			19,5	
tg(φ' _{tr})		0,382			0,386		0,390			0,354	
(cu/σ' _v) _{clui}		0,62			0,46		0,567			0,59	
(cu/σ' _v) _{DSS*}		0,18			0,18		0,18			0,17	
av ₁₋₂ [m ² /MN]											0,72
mv ₁₋₂ [m ² /MN]											0,383
cv ₁₋₂ [m ² /s]											5,29E-08
k ₁₋₂ [m/s]											2,12E-10
Cc											0,276

No Anexo 8.2 apresenta-se a análise estatística destes resultados. Os valores dos parâmetros considerados na análise foram os que constam no Quadro 8.6.

Quadro 8. 6 - Valores dos parâmetros utilizados na análise

Parâmetro	Média	Xk,médio	Xk,ext
w [%]	33,98	36,5	46,2
w _L [%]	43,74	45,5	51,4
IP [%]	22,95	24,2	28,5
e	0,94	1,0	1,3
c' _{tr} [kN/m ²]	23,30	15,81	3,39
φ' _{tr} [°]	20,93	19,95	18,33
tg(φ' _{tr})	0,383	0,363	0,330
(cu/σ' _v) _{DSS*}	0,18	0,17	0,16
lr	142,4	134,7	111,8
av ₁₋₂ [m ² /MN]	0,54	0,71	1,0
mv ₁₋₂ [m ² /MN]	0,292	0,375	0,5
cv ₁₋₂ [m ² /s]	9,25E-08	1,41E-07	2,21E-07
k ₁₋₂ [m/s]	2,45E-10	1,42E-10	
Cc	0,250	0,291	0,360

O peso volúmico considerado foi $\gamma = 18,71 \text{ kN/m}^3$. Para obtenção do ângulo de atrito solo-estaca, δ , a correlação de Jardine e Chow citada no Capítulo 4 que relaciona este parâmetro com o índice de plasticidade, fornece valores demasiadamente elevados, tendo em conta os valores obtidos do ângulo de atrito efectivo.

Refira-se que os valores de ϕ' obtidos (média de 20,93°) são baixos quando comparados com valores fornecidos por correlações para o mesmo parâmetro. Por outro lado, Novais Ferreira (1997) apresenta um valor de $\phi' = 19^\circ$, como resultado de extensos estudos realizados no âmbito da construção do Aeroporto Internacional de Macau.

Para obtenção de ϕ'_r foi então utilizada a correlação entre este parâmetro e ϕ' , de Mesri et al, 1986 (em Ortigão, 2007), tendo-se obtido $\phi'_r = 10^\circ$.

Utilizou-se de seguida a expressão anteriormente apresentada no Capítulo 4 para δ :

$$\delta = 0,75 \times \phi'_r \quad (4.22)$$

Quanto à razão de resistência não drenada, utilizou-se a correlação de Mayne (Capítulo 2 – expressão 2.23) para obter o valor deste parâmetro correspondente ao que seria obtido num ensaio de corte directo simples, mais apropriado para análise da resistência lateral de estacas:

$$\left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \right)_{DSS} = \frac{\text{sen} \phi'}{2} \times OCR^{0,8} \quad (2.23)$$

Os valores obtidos do mesmo parâmetro quando avaliados a partir de $(c_u/\sigma'_{v0})_{CIU}$ com os factores sugeridos por Kulhawy (Capítulo 2) são superiores aos fornecidos pela expressão de Mayne, pelo que optou-se por considerar apenas esta última proposta.

Considerou-se $OCR = 1$, ignorando a eventual sobreconsolidação por dessecação da zona superior do maciço identificada por Marques (1988).

Para avaliação do módulo de distorção de pequenas deformações foi considerada a correlação de Keaveny & Mitchell, 1986 (em Mayne et al, 2001):

$$I_r = \frac{G_0}{c_u} = \frac{e^{\left(\frac{137-IP}{23}\right)}}{\left\{1 + \ln \left[1 + \frac{(OCR-1)^{3,2}}{26}\right]\right\}^{0,8}} \quad (2.24)$$

Para quantificação do coeficiente de impulso em repouso, foi utilizada a expressão de Jacky: $K_0 = 1 - \text{sen}\phi'$.

8.2.2.2 – Aluviões arenosas

Foi utilizada a formulação de Santos (1999) para quantificação do módulo de distorção de muito pequenas deformações, G_0 (Capítulo 2):

$$G_0 = 4 \times e^{-1,3} \times \left\{ p'_0 \times \left[\frac{1 + 2 \times K_0}{3} \right] \right\}^{0,5} \text{ [MPa]}. \quad (2.14)$$

Na determinação do ângulo de atrito solo-estaca, δ_{cv} , utilizou-se a expressão de Coyle e Castello, considerando no entanto o ângulo de atrito do solo de volume constante, conforme explicitado no Capítulo 4:

$$\delta_{cv} = 0,8 \times \phi'_{cv} \quad (4.10)$$

Também para estes solos foi considerado $K_0 = 1 - \text{sen}\phi'$.

Os ensaios de laboratório realizados disponíveis referem-se apenas à sondagem BH-2D.

Os resultados são os indicados no Quadro 8.7.

Quadro 8.7 – Aluvião (Areia)

	BH-2D
Profundidade [m]	20,5
w [%]	28,5
w _L [%]	40
w _P [%]	20
IP [%]	20
γ [kN/m ³]	19,2
G	2,7
e	0,81
Sr [%]	95
av_{1-2} [m ² /MN]	0,46
mv_{1-2} [m ² /MN]	0,272
cv_{1-2} [m ² /s]	5,16E-08
k_{1-2} [m/s]	1,46E-10
Cc	0,206

No Quadro 8.8 apresentam-se os resultados do ensaio SPT, conjuntamente com os valores derivados (ϕ' e I_D).

Quadro 8. 8 – Resultados dos ensaios SPT e valores derivados

Sondagem	Descrição do solo	Tipo de solo	zav (m)	Profundidade (m)	σ'_0 (kPa)	N	CN	NI	N60	(NI)60	ϕ (N) [°] - Peck, Hanson e Thornburn, 1974		Ic(NI60) (%)
											ϕ [°]	tg ϕ'	
BH-2A	ALP (Areia Argilosa)	NC	-24,60	22,50	170,00	11	0,75	8,3	9,2	6,9	29,54	0,567	33,9
	ALP (Areia)	NC	-26,10	24,00	184,08	46	0,72	33,2	38,3	27,6	36,45	0,739	67,9
	ALP (Areia)	NC	-27,60	25,50	198,17	38	0,69	26,4	31,7	22,0	34,64	0,691	60,6
	ALP (Areia)	NC	-29,10	27,00	212,25	25	0,67	16,8	20,8	14,0	31,98	0,624	48,3
BH-3A	ALP (Areia)	NC	-26,00	24,00	179,25	16	0,73	11,7	13,3	9,7	30,53	0,590	40,3
	ALP (Areia)	NC	-27,50	25,50	193,33	18	0,70	12,7	15,0	10,6	30,81	0,596	41,9
	ALP (Areia)	NC	-29,00	27,00	207,42	21	0,68	14,3	17,5	11,9	31,27	0,607	44,5
	ALP (Areia)	NC	-30,50	28,50	221,50	57	0,66	37,5	47,5	31,2	37,58	0,770	72,1
BH-1D	ALP (Areia)	NC	-26,30	24,00	179,54	16	0,73	11,7	13,3	9,7	30,53	0,590	40,3
	ALP (Areia)	NC	-27,80	25,50	193,62	21	0,70	14,8	17,5	12,3	31,41	0,611	45,3
	ALP (Areia)	NC	-29,30	27,00	207,71	28	0,68	19,0	23,3	15,8	32,61	0,640	51,4
	ALP (Areia)	NC	-30,80	28,50	221,79	30	0,66	19,7	25,0	16,4	32,80	0,644	52,3
	ALP (Areia)	NC	-32,30	30,00	235,88	28	0,64	17,8	23,3	14,9	32,28	0,632	49,8
ALP (Areia)	NC	-35,30	33,00	263,31	18	0,60	10,8	15,0	9,0	30,29	0,584	38,8	
BH-2D	ALP (Areia Argilosa)	NC	-23,10	21,00	135,25	10	0,84	8,4	8,3	7,0	29,58	0,568	34,2
	ALP (Areia Argilosa)	NC	-24,60	22,50	149,33	13	0,80	10,4	10,8	8,7	30,16	0,581	38,0
BH-3D	ALP (Areia Argilosa)	NC	-26,30	24,00	179,64	10	0,73	7,3	8,3	6,1	29,26	0,560	31,8
	ALP (Areia Argilosa)	NC	-27,80	25,50	193,72	12	0,70	8,4	10,0	7,0	29,59	0,568	34,2
	ALP (Areia Argilosa)	NC	-29,30	27,00	207,81	15	0,68	10,2	12,5	8,5	30,10	0,580	37,6
	ALP (Areia Argilosa)	NC	-30,80	28,50	221,89	20	0,66	13,1	16,7	10,9	30,95	0,600	42,7
	ALP (Areia Argilosa)	NC	-32,30	30,00	235,98	24	0,64	15,3	20,0	12,7	31,56	0,614	46,1
MIN					135,25	10,00		7,30		6,08	29,26	0,560	31,83
MAX					263,31	57,00		37,46		31,21	37,58	0,770	72,13
Média					199,59	22,71		15,60		13,00	31,62	0,617	45,33
Desvio Padrão					29,69	12,13		8,03		6,69	2,22	0,06	10,86
COV					0,15	0,53		0,51		0,51	0,07	0,09	0,24

Para determinação do índice de compactidade é utilizada a correlação de Terzaghi e Peck, 1948 (em Mayne et al, 2001):

$$I_D = 100 \times \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{60}} \quad (2.9)$$

Para definição do ângulo de atrito ϕ' foi utilizada a correlação de Peck, Hanson e Thornburn (1974):

$$\phi' = 27,1 + 0,30 \times N_1 - 0,00054 \times N_1^2 \quad (2.6)$$

Os valores médios do ângulo de atrito efectivo e do índice de compactidade referentes a cada sondagem são apresentados no Quadro 8.9.

Quadro 8. 9 – Valores médios obtidos do SPT em cada sondagem

Sondagem	N	N60	(NI)60	ϕ (N) [°] - Peck, Hanson e Thornburn, 1974		Ic(NI60) [%]	G0 [MN/m2]	
				ϕ [°]	tg ϕ'		Santos (1999)	Lo Presti (1987)
BH-2A	30	25,0	17,0	33,2	0,7	52,6	60,5	63,9
BH-3A	28	23,0	15,0	32,5	0,6	49,7	61,9	64,5
BH-1D	23	19,0	13,0	31,7	0,6	46,3	64,3	65,6
BH-2D	11	9,0	7,0	29,9	0,6	36,1	52,2	50,2
BH-3D	16	13,0	9,0	30,3	0,6	38,5	63,0	61,5

Para estimar o ângulo de atrito de volume constante foi utilizada a metodologia de Bolton, considerando para p' a tensão efectiva média em repouso (Capítulo 2). Poder-se-á questionar a validade deste procedimento, na medida em que p' deverá corresponder à tensão efectiva octaédrica na rotura. No entanto, o erro associado à consideração da tensão efectiva média em repouso será pouco significativo. Para mais, a estimativa de ϕ'_{cv} assim obtida será conservativa (quanto maior for p' , menor será Ψ).

Do Quadro 8.8, temos: $(I_D)_{\text{médio}} = 45\%$; $\phi' = 31,6^\circ$.

Considerando $p' = 200 \text{ kN/m}^2$, $I_r = 1,118$; $0,8 \times \psi = 3,3$.

Adoptou-se: $\phi'_{cv} = 28,5^\circ$.

Os valores dos parâmetros utilizados na análise (valores médios, característicos médios e característicos extremos) são os indicados no Quadro 8.10.

Quadro 8.10 – Valores dos parâmetros utilizados na análise

Parâmetro	Média	Xk,médio	Xk,ext
e	0,766	0,79	0,83
IP (%)	20	20,04	20,15
ϕ [°]	31,62	30,12	27,71
$\text{tg}\phi'$	0,62	0,588	0,519
ϕ_{cv} [°]	28,50	27,65	
$\text{tg}\phi'_{cv}$	0,543	0,524	

O peso volúmico, γ , considerado foi de $19,2 \text{ kN/m}^3$. Para o ângulo de atrito de volume constante não se considerou o valor característico extremo (quantilho de 5%) por se julgar tal valor irrealista. De resto, é de esperar que a variação deste ângulo seja francamente menor do que a do ângulo de atrito de pico, ϕ' .

Na aplicação do método da estaca-modelo da EN 1997:2004, utilizaram-se os valores médios de I_D obtidos em cada sondagem (Quadro 8.9). Estes valores foram utilizados para calcular a resistência de ponta de acordo com o método de Randolph et al (Capítulo 5).

8.2.2.3 – Estratos saprolíticos - CDG

Estes estratos consistem basicamente em areias siltosas, resultantes da alteração profunda de depósitos graníticos subjacentes. Foi identificada na sondagem BH-4A uma camada mais fraca de 4,5 metros de espessura de silte arenoso, sobrejacente à camada de areia siltosa. Esta camada é exterior à zona em estudo e não será considerada na análise, mas a sua detecção alerta para o perigo de fundar as estacas nas aluviões arenosas sobrejacentes (o que por vezes ocorre em Macau).

Tendo em conta as recomendações de Schnaid et al (2000) (Capítulo 2), adoptou-se:

- $K_0 = 0,4$ (limite inferior para o valor deste parâmetro na gama apresentada por estes autores);
- $\phi'_{cv} = 30^\circ$; este valor é inferior ao aferido por aqueles autores (31°); na ausência de ensaios comprovativos, e tendo em conta os valores indicativos fornecidos por Stroud (1989) em Viana da Fonseca (1996), e os valores obtidos de ϕ' em ensaios triaxiais noutros estratos similares em Macau e a partir de correlações com o N_{SPT} para o caso em estudo, optou-se por considerar um valor mais conservativo.

O módulo de distorção para pequenas deformações é calculado com a seguinte expressão (Viana da Fonseca et al, 2006):

$$G_0 = \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \times 110 \times p_0^{0,02} \quad (2.17)$$

em que p'_0 representa a tensão efectiva média em repouso.

Por falta de dados, não se considera o ângulo de dilatância, o que estará do lado da segurança na quantificação da resistência de ponta. A modelação de Bolton é válida para solos arenosos transportados, mas a sua aplicação para solos residuais é duvidosa, devido ao papel menos claro desempenhado pela compacidade na resistência (Viana da Fonseca, 1996).

A coesão efectiva é também ignorada. Além da inexistência de ensaios laboratoriais para o caso em estudo, os valores obtidos noutros locais apresentam grande variabilidade.

Os valores de parâmetros obtidos a partir de ensaios laboratoriais são os que constam no Quadro 8.11.

Quadro 8. 11 – CDG (Granito Completamente Decomposto)

	BH1-A	BH-2B		BH-2D		BH-5A
Profundidade [m]	24,725	32,225	35,225	24,75	26,225	28,225
w [%]	22,3	28,6		18,5	20	17,4
γ [kN/m³]		19,3	19	20,5	20,3	20,5
G	2,69	2,7	2,69	2,69	2,69	2,68
e		0,8	0,73	0,55	0,59	0,53
Sr [%]		97	82	90	91	87
Seixo [%]	30	18,4				27
Areia [%]	45,1	38,6				46,6
Finos [%]	24,9	43				26,4
D₅₀ [mm]	0,55	0,106				0,65

Os resultados dos ensaios SPT e valores derivados são compilados no Anexo 8.2 (ponto 8.2.3).

A correlação de Peck, Hanson e Thornburn para o ângulo de atrito de pico, embora tenha sido elaborada para solos arenosos transportados fornece valores compatíveis com a gama apresentada no Capítulo 2 para estes solos.

São comparadas na Figura 8.8 as estimativas de G_0 obtidas com a expressão anterior e as seguintes correlações (Capítulo 2):

Imai e Tonouchi (1982) & Stroud (1988):

$$G_0 = 5,8 \times N_{60} \text{ [MPa]} \quad (2.18)$$

Ohsaki e Iwasaki (1973):

$$G_0 = 10,4 \times N_{60}^{0,8} \text{ [MPa]} \quad (2.19)$$

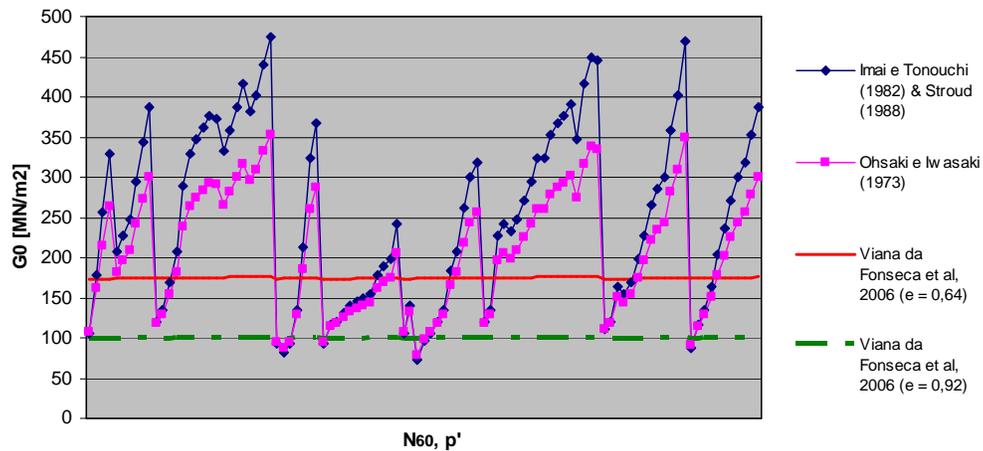


Figura 8. 8 – Comparação das estimativas de G_0 para as diferentes combinações de N_{60} e de tensão efectiva octaédrica em repouso, p'_0 , obtidas das sondagens

A Figura 8.8 permite fazer uma comparação directa destas propostas. Os valores de N_{60} e de p'_0 não têm uma ordem concreta (daí não se apresentar uma escala). Cada abcissa corresponde a um par de valores destas duas variáveis. As Figuras 8.9 e 8.10 ilustram as mesmas correlações, mas separadamente e com os valores de N_{60} e de p'_0 devidamente identificados.

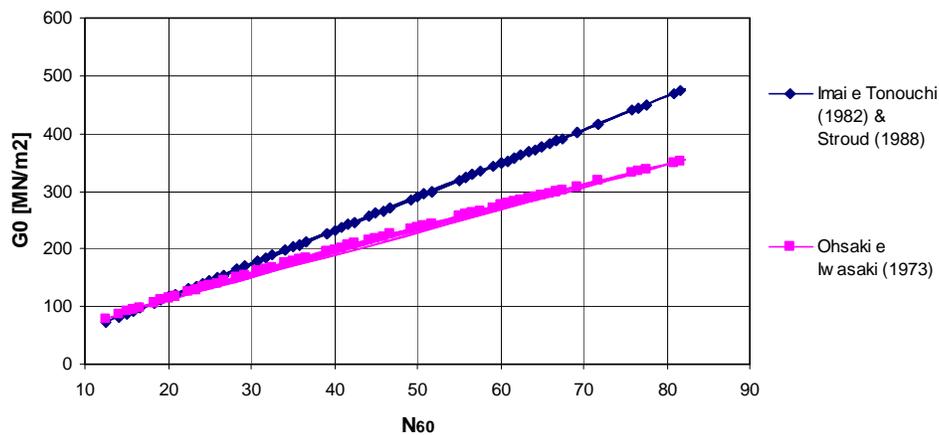


Figura 8. 9 – Correlações de Imai e Tonouchi (1982) & Stroud (1988) e Ohsaki e Iwasaki (1973) – valores obtidos no caso em estudo

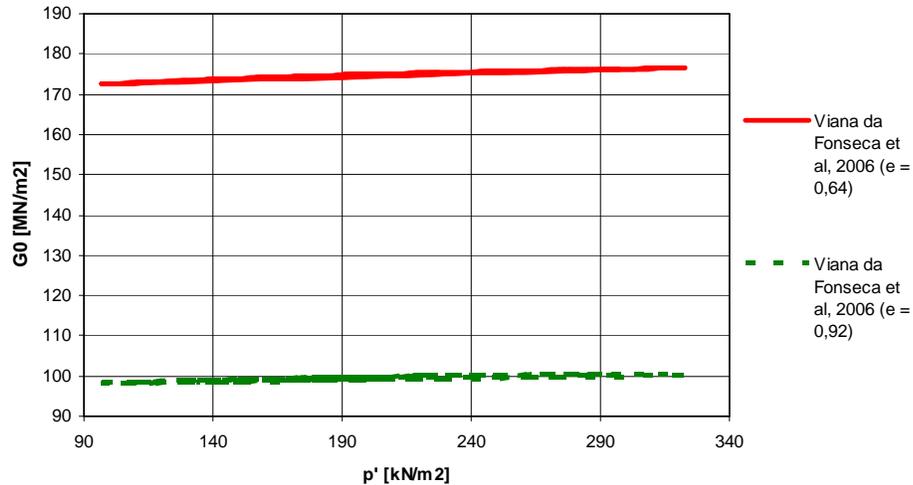


Figura 8. 10 Correlação de Viana da Fonseca et al (2006), considerando $e = 0,64$ e $e = 0,92$

As oscilações dos valores de G_0 estão naturalmente relacionadas com a variação de N_{60} . Os valores mais elevados observados na Figura 8.8 correspondem a picos de N_{60} . Verifica-se que a proposta de Viana da Fonseca et al é bastante dependente do índice de vazios, mas pouco sensível à grandeza da tensão efectiva. A sua adopção (assumindo um índice de vazios de 0,92) é plenamente justificada para o cálculo da resistência de ponta, já que esta é controlada pelos valores locais dos parâmetros do solo.

Refira-se também que se observou correlações razoáveis entre $(N_1)_{60}$ e N_{60} e a profundidade do estrato medido do seu topo, como ilustram as Figuras 8.11 e 8.12.

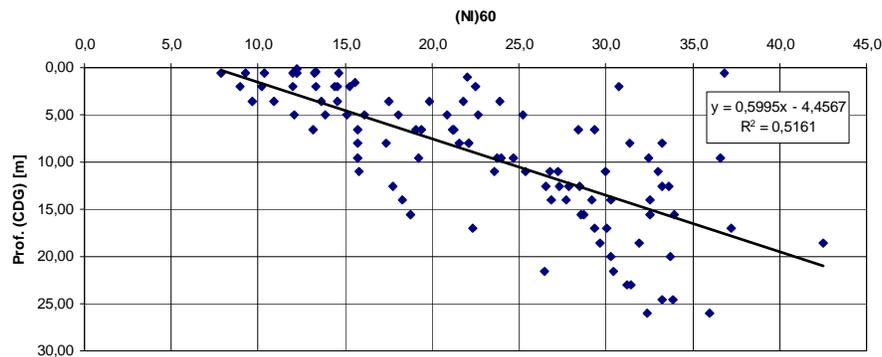


Figura 8. 11 – Relação entre $(N_1)_{60}$ e a profundidade do estrato (medido do seu topo)

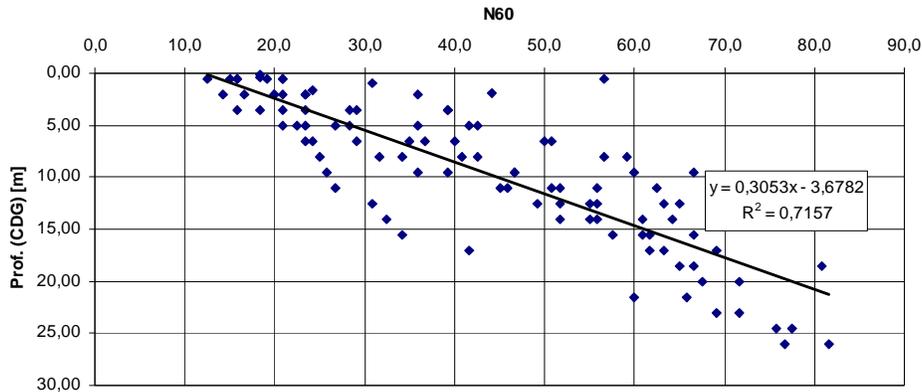


Figura 8. 12 – Relação entre N_{60} e a profundidade do estrato (medido do seu topo)

Estas correlações, bastante superiores às que se observaram para as aluviões arenosas, podem ser interpretadas da seguinte forma:

- o crescimento de N_{SPT} (e da resistência do solo) com a profundidade estará relacionado com o crescimento da tensão efectiva, assim como com a progressiva diminuição do grau de alteração;
- tendo em linha de conta que a ocorrência de valores muito elevados do número de pancadas (superior a 100) estará provavelmente relacionada com a pontual existência de rocha menos alterada, o N_{SPT} parece constituir um razoável indicador da resistência de solos desta natureza.

Os valores utilizados na análise foram os indicados no Quadro 8.12.

Quadro 8. 12 – Valores dos parâmetros utilizados na análise

Parâmetro	Média	Xk,médio	Xk,ext
e	0,64	0,75	0,92
I_p (%)			
ϕ' [°]	34,94	34,94	30,57
$tg\phi'$	0,70	0,70	0,59
ϕ'_{cv} [°]	30,00		
$tg\phi'_{cv}$	0,58		
G0 [MPa]	Imai e Tonouchi (1982) & Stroud (1988)	248,0	247,98
	Ohsaki e Iwasaki (1973)	206,4	206,36
F(e)xA	Viana da Fonseca et al (2006)	157,0	126,0

O peso volúmico considerado foi $\gamma = 19,92 \text{ kN/m}^3$.

Considerou-se $I_p = 0$, por ser mais gravoso ao calcular o módulo de distorção para uma deformação de corte de 0,1%, para determinação da resistência de ponta através do método de Yasufuku et al.

Os resultados da análise estatística que serviu de base à escolha destes valores são compilados no Anexo 8.2.

No que se refere à degradação do módulo de distorção com o nível de deformação, utilizou-se a formulação de Ishibashi e Zhang (em Santos, 1999), apresentada anteriormente no Capítulo 2. Esta metodologia foi utilizada em todas as camadas.

8.3 – Análise das estacas (valores médios dos parâmetros)

8.3.1 - Generalidades

A análise com base em valores médios dos parâmetros é utilizada na verificação da segurança para o estado limite último de acordo com o Regulamento de Fundações e o método da “estaca-modelo” da EN 1997:2004. É também utilizada para comparação com resultados de ensaios de carga.

Considera-se na análise uma estaca com um comprimento embebido de 48 metros. O cálculo será realizado para as 3 sondagens mais próximas do edifício em causa: BH-1D, BH-3A e BH-3D (Figuras 8.7 e 8.13).

Como anteriormente referido, o depósito fluvio-marinho foi dragado, tendo em seu lugar sido colocada areia, com o topo do aterro localizado à cota +4.50 (NMM).

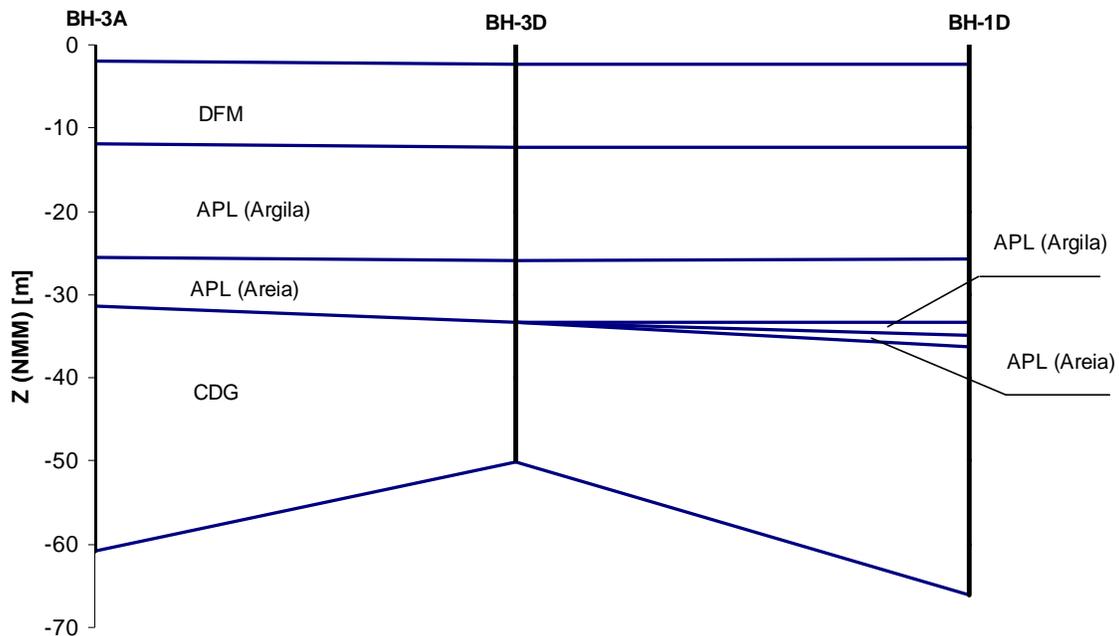


Figura 8. 13 – Sondagens realizadas na zona em estudo - estratigrafia

8.3.2 – Resultados de ensaios de carga. Comparação com valores estimados

Consideram-se os resultados de dois ensaios de carga realizados na zona em estudo, na proximidade da sondagem BH-1D. Um dos ensaios é estático e o outro é dinâmico, tendo ambos sido realizados na mesma estaca.

Estes ensaios visaram verificar a capacidade resistente das estacas. Trataram-se, portanto, de ensaios de verificação, em que:

- no caso do ensaio estático, aplicou-se uma carga máxima correspondente a duas vezes o valor da carga máxima admissível em serviço de acordo com as indicações do fabricante ($2 \times 2700 = 5400$ kN), verificando-se então se era cumprido o critério de aceitação adoptado em Macau: critério de Brinch Hansen e limitação dos assentamentos máximo e residual (Capítulo 3);
- no caso do ensaio dinâmico, obteve-se uma estimativa da resistência mobilizada.

Em ambos os casos, portanto, não se mobilizou toda a resistência da estaca. Os seus resultados não deixam no entanto de ter interesse, na medida em que:

- permitem comparar os assentamentos obtidos com os estimados através dos métodos propostos no Capítulo 7;
- o ensaio de carga dinâmico, além de individualizar a resistência de ponta mobilizada da resistência lateral, fornece a distribuição em profundidade da resistência atrítica;
- permitem comparar a resistência medida com a estimada.

Em relação a este último ponto, sublinha-se que a resistência calculada corresponde à resistência assintótica (total), pelo que é natural que os valores calculados sejam superiores aos medidos. Mesmo para a resistência lateral, que se poderia esperar ser quase toda mobilizada, os resultados do ensaio estático e a análise seguidamente apresentada sugerem uma apreciável reserva de resistência atrítica.

É bem possível aliás que tanto a resistência lateral como a de ponta sejam superiores aos valores calculados. Os valores de β sugeridos pela GEO No. 1/2006 para saprólitos são bastante superiores aos considerados na presente análise (Capítulo 4). Quanto à resistência de ponta, a hipótese de dilatação nula é claramente conservativa, pelo que a resistência calculada corresponderá a uma sub-estimativa.

O cálculo da resistência da estaca considerando valores médios dos parâmetros é resumido no Anexo 8.3. No Quadro 8.13 resumem-se os valores estimados para cada sondagem.

Quadro 8. 13 – Resistência lateral e de ponta – estimativas para cada sondagem

	R _{b,cal} [kN]	R _{l,cal} [kN]	R _{c,cal} [kN]
BH-1D	3312,9	3858,0	7170,9
BH-3A	3331,1	4178,9	7510,0
BH-3D	3324,4	4076,2	7400,6

O Quadro 8.14 apresenta os valores da resistência lateral medida no ensaio dinâmico efectuado.

Quadro 8. 14 – Resistência lateral obtida no ensaio de carga dinâmico (DLT)

Profundidade [m]	R _{l,ac} [kN]
0	0
13,5	228
24,5	809
35,5	1849
47,5	3359

A resistência total estimada no ensaio dinâmico foi: $R_{total} = R_{lateral} + R_{base} = 3359 + 2750 = 6109$ kN.

Os valores médios obtidos no cálculo para a sondagem BH-1D foram: $R_{l,cal} = 3858$ kN e $R_{b,cal} = 3312,9$ kN (Anexo 8.3).

A evolução da resistência lateral (medida e a estimada para a estaca “virtual” BH-1D) em profundidade é ilustrada na Figura 8.14.

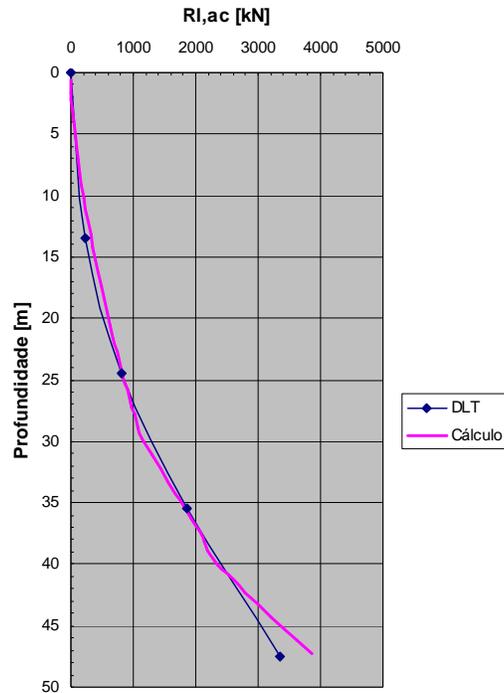


Figura 8. 14 – Resistência lateral medida e calculada

Verifica-se uma concordância bastante boa, com a exceção dos últimos oito metros de estaca, o que é compatível com a hipótese da existência de uma reserva de resistência lateral não mobilizada.

A grande diferença entre a resistência de ponta obtida no ensaio dinâmico (2750 kN) e a calculada (3312,9 kN) poderá ser justificada com o facto de no ensaio dinâmico apenas parte da resistência de ponta ter sido mobilizada.

Na análise dos resultados do ensaio estático (Quadro 8.15 e Figura 8.15), comparou-se os assentamentos obtidos com os calculados através da metodologias simplificada e rigorosa, apresentadas anteriormente no Capítulo 7.

Quadro 8. 15 – Resultados do ensaio de carga estático (SLT)

Carga [kN]	Assentamento [mm]
0	0
680	3,53
1350	6,36
2030	9
2700	13,63
3380	17,86
4060	22,9
4740	28,21
5400	34

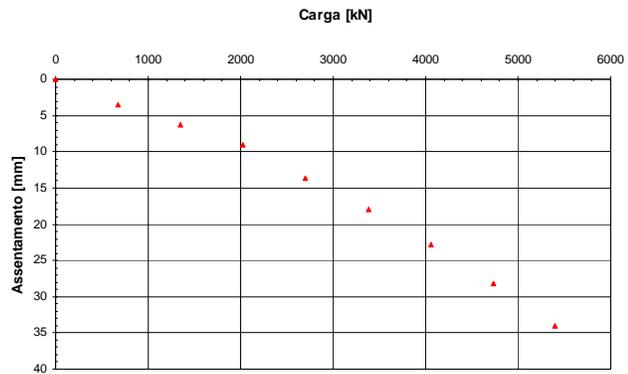


Figura 8. 15– Diagrama carga-assentamento (SLT)

Para o cálculo dos assentamentos, considerou-se as resistências calculadas (assintóticas), e fez-se um estudo paramétrico para estimar M_s (no caso do método simplificado) e E_b (para ambos os casos). Ao aplicar o método rigoroso, calculou-se M_s para cada sub-divisão de estaca de acordo com a metodologia estabelecida no Capítulo 7.

O valor do factor de coluna equivalente, K_E , adoptado foi obtido calculando o comprimento de coluna equivalente, L_E , que se considerou como correspondente a 80 % da distância do topo do troço L_F (comprimento de estaca ao longo do qual é mobilizada resistência atrítica – neste caso considerado como sendo a totalidade do comprimento de estaca embebida, 48 metros) ao baricentro da transferência atrítica (Capítulo 7, ponto 7.1.3). O valor calculado foi: $K_E = 0,57$.

8.3.2.1 – Método simplificado

A Figura 8.16 ilustra os resultados do SLT juntamente com as curvas carga-assentamento estimadas através do método simplificado (cujos resultados são também listados no Quadro 8.16), considerando um valor de 0,001 para o parâmetro M_s e variando o valor do parâmetro E_b .

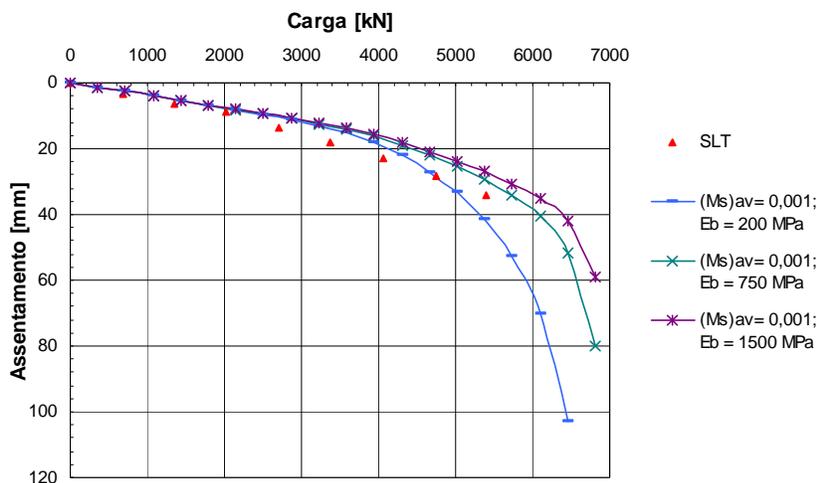


Figura 8. 16 – Método simplificado – estudo paramétrico ($M_s = 0,001$)

Quadro 8. 16 - Método simplificado: Resultados – $M_s = 0,001$

$(M_s)_{av} = 0,001; E_b = 200 \text{ MPa}$		$(M_s)_{av} = 0,001; E_b = 750 \text{ MPa}$		$(M_s)_{av} = 0,001; E_b = 1500 \text{ MPa}$	
Carga [kN]	Assentamento [mm]	Carga [kN]	Assentamento [mm]	Carga [kN]	Assentamento [mm]
7,2	0,03	7,2	0,03	7,2	0,03
358,5	1,31	358,5	1,31	358,5	1,31
717,1	2,64	717,1	2,63	717,1	2,62
1075,6	3,98	1075,6	3,96	1075,6	3,94
1434,2	5,34	1434,2	5,31	1434,2	5,28
1792,7	6,73	1792,7	6,67	1792,7	6,62
2151,3	8,16	2151,3	8,06	2151,3	7,98
2509,8	9,65	2509,8	9,48	2509,8	9,36
2868,4	11,26	2868,4	10,94	2868,4	10,77
3226,9	13,04	3226,9	12,47	3226,9	12,21
3585,5	15,11	3585,5	14,08	3585,5	13,70
3944,0	17,89	3944,0	16,03	3944,0	15,48
4302,5	22,06	4302,5	18,88	4302,5	18,08
4661,1	27,13	4661,1	21,95	4661,1	20,79
5019,6	33,41	5019,6	25,34	5019,6	23,68
5378,2	41,52	5378,2	29,25	5378,2	26,85
5736,7	52,74	5736,7	34,05	5736,7	30,51
6095,3	70,10	6095,3	40,62	6095,3	35,14
6453,8	102,74	6453,8	51,59	6453,8	42,19
6812,4	196,38	6812,4	80,15	6812,4	58,93
7099,2	929,96	7099,2	292,85	7099,2	176,93

Igual procedimento é repetido considerando valores de M_s de 0,004 (Figura 8.17 e Quadro 8.17) e 0,01 (Figura 8.18 e Quadro 8.18).

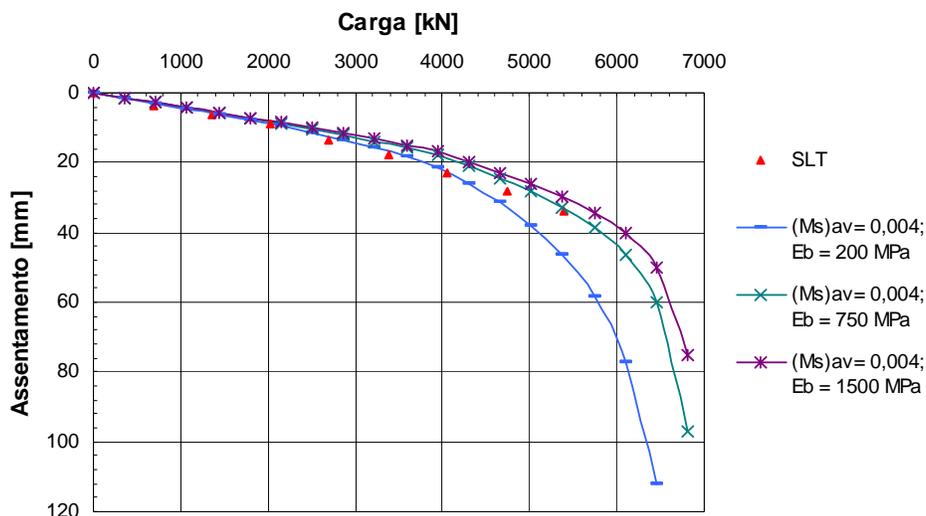


Figura 8. 17 - Método simplificado – estudo paramétrico ($M_s = 0,004$)

Quadro 8. 17 - Método simplificado: Resultados – $M_s = 0,004$

$(M_s)_{av} = 0,004; E_b = 200 \text{ MPa}$		$(M_s)_{av} = 0,004; E_b = 750 \text{ MPa}$		$(M_s)_{av} = 0,004; E_b = 1500 \text{ MPa}$	
Carga [kN]	Assentamento [mm]	Carga [kN]	Assentamento [mm]	Carga [kN]	Assentamento [mm]
7,2	0,03	7,2	0,03	7,2	0,03
358,5	1,45	358,5	1,41	358,5	1,38
717,1	2,93	717,1	2,84	717,1	2,78
1075,6	4,46	1075,6	4,30	1075,6	4,19
1434,2	6,04	1434,2	5,78	1434,2	5,62
1792,7	7,70	1792,7	7,30	1792,7	7,07
2151,3	9,45	2151,3	8,85	2151,3	8,54
2509,8	11,32	2509,8	10,46	2509,8	10,05
2868,4	13,37	2868,4	12,13	2868,4	11,61
3226,9	15,64	3226,9	13,87	3226,9	13,21
3585,5	18,22	3585,5	15,73	3585,5	14,89
3944,0	21,46	3944,0	17,95	3944,0	16,88
4302,5	26,02	4302,5	21,11	4302,5	19,75
4661,1	31,41	4661,1	24,54	4661,1	22,79
5019,6	38,03	5019,6	28,38	5019,6	26,10
5378,2	46,59	5378,2	32,88	5378,2	29,84
5736,7	58,51	5736,7	38,52	5736,7	34,33
6095,3	77,10	6095,3	46,46	6095,3	40,33
6453,8	112,32	6453,8	60,14	6453,8	50,10
6812,4	213,92	6812,4	96,79	6812,4	74,93
7099,2	1011,99	7099,2	374,05	7099,2	257,51

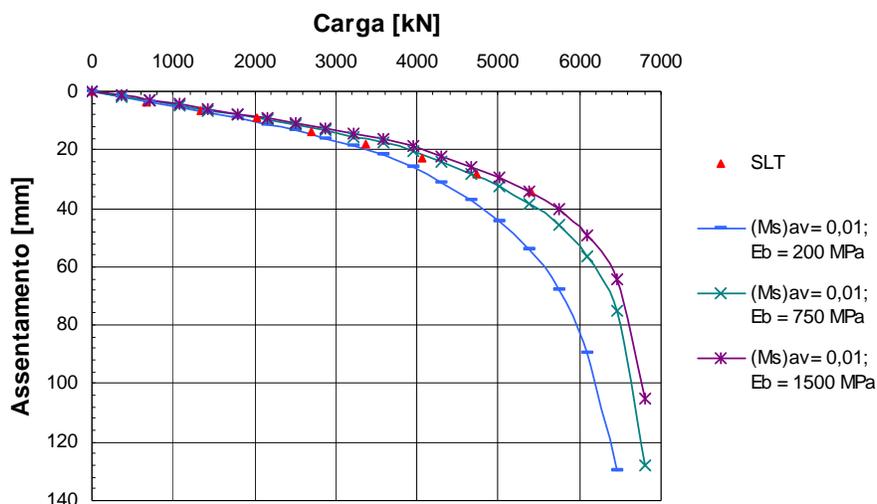


Figura 8. 18 - Método simplificado – estudo paramétrico ($M_s = 0,01$)

Quadro 8. 18 - Método simplificado: Resultados – $M_s = 0,01$

(Ms)av= 0,01; Eb = 200 MPa		(Ms)av= 0,01; Eb = 750 MPa		(Ms)av= 0,01; Eb = 1500 MPa	
Carga [kN]	Assentamento [mm]	Carga [kN]	Assentamento [mm]	Carga [kN]	Assentamento [mm]
7,2	0,03	7,2	0,03	7,2	0,03
358,5	1,67	358,5	1,53	358,5	1,45
717,1	3,40	717,1	3,09	717,1	2,92
1075,6	5,20	1075,6	4,69	1075,6	4,42
1434,2	7,09	1434,2	6,32	1434,2	5,95
1792,7	9,09	1792,7	8,01	1792,7	7,51
2151,3	11,22	2151,3	9,75	2151,3	9,13
2509,8	13,52	2509,8	11,57	2509,8	10,79
2868,4	16,02	2868,4	13,49	2868,4	12,54
3226,9	18,80	3226,9	15,52	3226,9	14,37
3585,5	21,92	3585,5	17,70	3585,5	16,32
3944,0	25,75	3944,0	20,32	3944,0	18,66
4302,5	30,96	4302,5	23,96	4302,5	21,95
4661,1	37,10	4661,1	28,00	4661,1	25,55
5019,6	44,62	5019,6	32,65	5019,6	29,61
5378,2	54,36	5378,2	38,26	5378,2	34,41
5736,7	67,96	5736,7	45,55	5736,7	40,50
6095,3	89,29	6095,3	56,22	6095,3	49,18
6453,8	129,90	6453,8	75,31	6453,8	64,31
6812,4	247,66	6812,4	128,13	6812,4	105,27
7099,2	1174,84	7099,2	534,54	7099,2	416,96

Pode-se aferir o seguinte:

- a rigidez do fuste, quantificada com o parâmetro M_s , é modesta; o valor que parece melhor se ajustar aos resultados é $M_s = 0,01$ (extremamente elevado, tendo presente as recomendações de Fleming (Capítulo 7));
- um valor de E_b de 200 MPa resulta na “cedência” prematura da estaca, com a cedência a ocorrer para cargas inferiores às sugeridas pelo resultado do ensaio estático;

- a diferença entre os valores calculados considerando $E_b = 750$ MPa e $E_b = 1500$ MPa é pequena;
- os valores de E_b e M_s que resultam em melhor concordância entre o diagrama estimado e o obtido com o ensaio estático parecem ser: $E_b = 750$ MPa e $M_s = 0,01$, como se mostra na Figura 8.18;
- considerando estes valores, obtêm-se as seguintes estimativas das resistências de ponta e lateral mobilizadas para um carregamento de 6109 kN (resistência total mobilizada no ensaio de carga dinâmico): $R_l = 3142,4$ kN (ensaio dinâmico: 3312,9 kN, diferença de 5,4%); $R_b = 2966,6$ kN (ensaio dinâmico: 2750 kN, diferença de 7,9 %); tendo em conta a complexidade real do problema, estas diferenças podem ser consideradas pouco significativas (para mais, os próprios ensaios dinâmicos não fornecem valores exactos);
- esta análise está condicionada pelo facto de se ter assumido os valores calculados das resistências de ponta e lateral como verdadeiros, tendo-se no entanto obtido uma concordância em termos de assentamentos (calculados com os medidos) e de resistências de ponta e lateral para o carregamento correspondente à resistência mobilizada no ensaio dinâmico, que credibiliza as hipóteses feitas e a escolha dos valores dos parâmetros;
- sem dúvida, no entanto, que a mobilização de mais carga nos ensaios estáticos permitiria uma melhor análise e mais confiança nos resultados.

Na Figura 8.19 apresentam-se as curvas de carga (resistência total, de ponta e lateral) vs assentamento da cabeça da estaca.

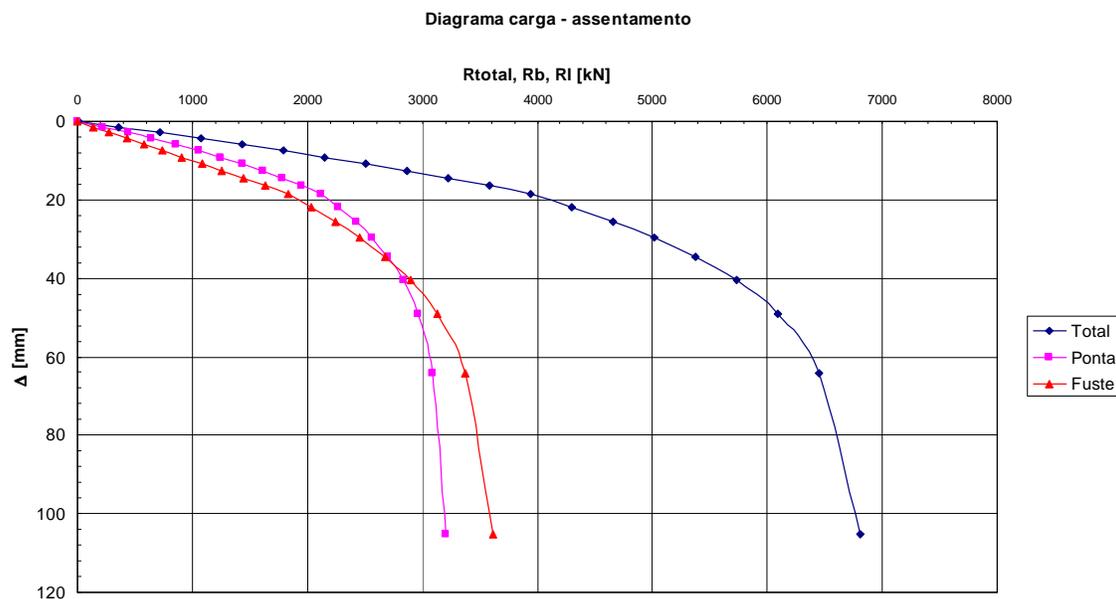


Figura 8. 19 – Diagramas carga-assentamento obtidos com o método simplificado, assumindo $E_b=750$ MPa e $M_s = 0,01$.

8.3.2.2 – Método rigoroso

Utilizando o método rigoroso, observa-se uma concordância muito melhor em termos de assentamentos, como se pode observar no Quadros 8.19 e na Figura 8.20.

Quadro 8. 19 – Assentamentos calculados e medidos.

Método rigoroso, $E_b = 750$ MPa		Ensaio estático	Diferença
Carga [kN]	Assentamento [mm]	Assentamento [mm]	[mm]
0	0,00	0	0,00
680	2,27	3,53	-1,26
1350	5,49	6,36	-0,87
2030	9,24	9	0,24
2700	13,32	13,63	-0,31
3380	17,87	17,86	0,01
4060	22,99	22,9	0,09
4740	29,02	28,21	0,81
5400	36,64	34	2,64
6000	47,56		
6500	67,31		
7000	188,65		

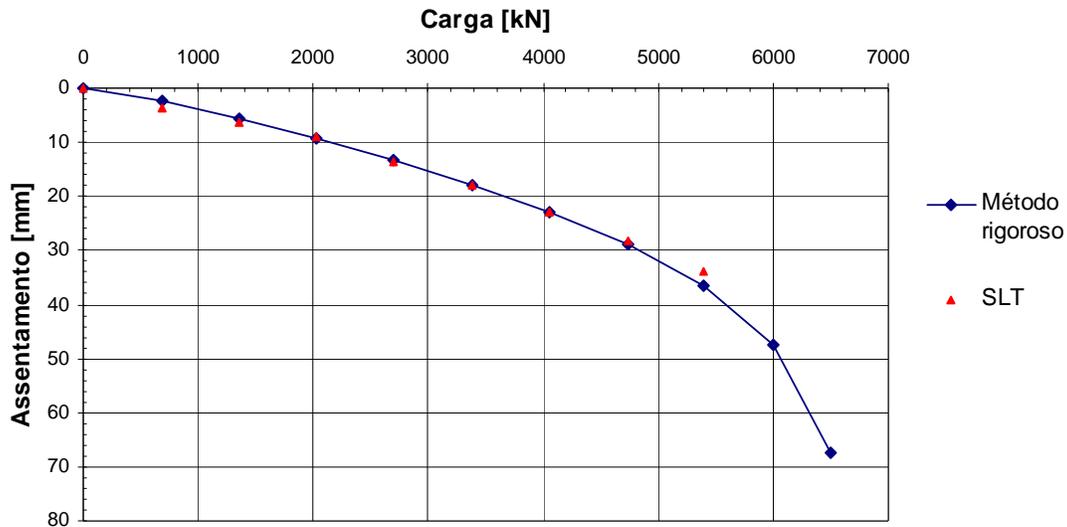


Figura 8.20 – Método rigoroso ($E_b = 750 \text{ MPa}$) – comparação com os resultados do ensaio estático

Adicionalmente, ao calcular a resposta pelo método rigoroso a um carregamento correspondente à resistência estimada no ensaio dinâmico ($R = 6109 \text{ kN}$ – Quadro 8.20 e Figura 8.21), obtém-se os seguintes valores para as resistências lateral e de ponta: $R_l = 3501,6 \text{ kN}$ (ensaio dinâmico: $3312,9 \text{ kN}$, diferença de $5,7\%$); $R_b = 2607,4 \text{ kN}$ (ensaio dinâmico: 2750 kN , diferença de $5,5\%$).

Estas diferenças, em face do tipo de análise em causa, podem ser consideradas insignificantes.

A estimativa aparentemente acertada da rigidez inicial do sistema solo-estaca, que é fundamentalmente função da rigidez do fuste e do material da estaca, parece validar a metodologia apresentada no Capítulo 7 para estimar M_s ao longo do fuste.

Estes resultados, embora encorajadores, carecem de confirmação através de mais ensaios e com maior nível de carregamento. No entanto, a concordância dos resultados parece confirmar os benefícios da utilização destes métodos, principalmente o método rigoroso.

Quadro 8. 20 – Análise com base no método rigoroso para um carregamento de 6109 kN ($E_b = 750$ MPa)

Descrição do solo	Tipo de solo	zav (m)	Espessura da camada [mm]	Pof. (m)	σ'_{v0} (kPa)	I_p (%)	E_o (MN/m ²)	ν	G_o (MN/m ²)	q_l [kN/m ²]	RI [kN]	G (MN/m ²)	E (MN/m ²)	Ms	RI [kN]	Δ [mm]
Aterro	NC	3,94	1,13	0,56	10,69	35,00	44,97	0,30	17,30	1,56	2,76	17,30	8,51	0,00089	6109,00	50,5
Aterro	NC	2,81	1,13	1,69	32,06	35,00	77,89	0,30	29,96	4,68	8,27	29,96	21,30	0,00107	6106,27	49,6
Aterro	NC	1,69	1,13	2,81	53,44	35,00	100,56	0,30	38,68	7,80	13,78	38,68	32,62	0,00116	6098,09	48,7
Aterro	NC	0,56	1,13	3,94	74,81	35,00	118,98	0,30	45,76	10,92	19,29	45,76	43,20	0,00123	6084,47	47,8
Aterro	NC	-0,51	1,03	5,01	90,21	35,00	130,65	0,30	50,25	13,16	21,20	50,25	50,45	0,00127	6065,43	46,9
Aterro	NC	-1,54	1,03	6,04	99,63	35,00	137,30	0,30	52,81	14,54	23,41	52,81	54,71	0,00129	6044,52	46,1
Aterro	NC	-2,56	1,03	7,06	109,05	35,00	143,65	0,30	55,25	15,91	25,62	55,25	58,91	0,00131	6021,43	45,3
Aterro	NC	-3,59	1,03	8,09	118,47	35,00	149,72	0,30	57,59	17,29	27,84	57,59	63,04	0,00132	5996,18	44,5
Aterro	NC	-4,61	1,03	9,11	127,89	35,00	155,56	0,30	59,83	18,66	30,05	59,83	67,13	0,00134	5968,75	43,7
Aterro	NC	-5,64	1,03	10,14	137,31	35,00	161,19	0,30	62,00	20,04	32,26	62,00	71,16	0,00136	5939,16	42,9
Aterro	NC	-6,66	1,03	11,16	146,73	35,00	166,63	0,30	64,09	21,41	34,48	64,09	75,15	0,00137	5907,41	42,1
Aterro	NC	-7,69	1,03	12,19	156,15	35,00	171,89	0,30	66,11	22,79	36,69	66,11	79,10	0,00138	5873,49	41,4
Aterro	NC	-8,71	1,03	13,21	165,57	35,00	177,00	0,30	68,08	24,16	38,90	68,08	83,01	0,00140	5837,41	40,6
Aterro	NC	-9,74	1,03	14,24	174,99	35,00	181,96	0,30	69,99	25,54	41,11	69,99	86,89	0,00141	5799,17	39,8
Aterro	NC	-10,76	1,03	15,26	184,41	35,00	186,80	0,30	71,85	26,91	43,33	71,85	90,73	0,00142	5758,79	39,0
Aterro	NC	-11,79	1,03	16,29	193,83	35,00	191,51	0,30	73,66	28,29	45,54	73,66	94,54	0,00143	5716,24	38,3
ALP (Argila)	C	-12,84	1,07	17,34	203,30		15,63	0,30	5,21	25,81	43,43	5,21	7,70	0,01362	5671,54	37,5
ALP (Argila)	C	-13,91	1,07	18,41	212,84		16,37	0,30	5,46	27,02	45,47	5,46	8,11	0,01353	5634,84	36,7
ALP (Argila)	C	-14,98	1,07	19,49	222,38		17,10	0,30	5,70	28,23	47,51	5,70	8,52	0,01345	5596,51	35,9
ALP (Argila)	C	-16,05	1,07	20,55	231,91		17,83	0,30	5,94	29,44	49,54	5,94	8,93	0,01338	5556,66	35,2
ALP (Argila)	C	-17,12	1,07	21,62	241,45		18,57	0,30	6,19	30,65	51,58	6,19	9,35	0,01331	5515,01	34,4
ALP (Argila)	C	-18,19	1,07	22,69	250,98		19,30	0,30	6,43	31,86	53,62	6,43	9,77	0,01324	5471,87	33,6
ALP (Argila)	C	-19,26	1,07	23,76	260,52		20,03	0,30	6,68	33,07	55,65	6,68	10,19	0,01317	5427,16	32,9
ALP (Argila)	C	-20,30	1,00	24,80	269,74		20,74	0,30	6,91	34,24	53,78	6,91	10,61	0,01311	5380,88	32,1
ALP (Argila)	C	-21,30	1,00	25,80	278,64		21,43	0,30	7,14	35,37	55,56	7,14	11,03	0,01305	5336,30	31,4
ALP (Argila)	C	-22,30	1,00	26,80	287,54		22,11	0,30	7,37	36,50	57,33	7,37	11,46	0,01299	5290,38	30,7
ALP (Argila)	C	-23,30	1,00	27,80	296,44		22,79	0,30	7,60	37,63	59,11	7,60	11,88	0,01293	5243,15	30,0
ALP (Argila)	C	-24,30	1,00	28,80	305,34		23,48	0,30	7,83	38,76	60,88	7,83	12,29	0,01288	5194,61	29,4
ALP (Argila)	C	-25,30	1,00	29,80	314,24		24,16	0,30	8,05	39,89	62,65	8,05	12,70	0,01283	5144,79	28,7
ALP (Areia Argilosa)	NC	-26,55	1,50	31,05	325,73	46,30	213,95	0,30	82,29	72,99	171,97	82,29	134,05	0,00266	5093,69	28,0
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27,80	1,00	32,30	337,47	46,30	217,77	0,30	83,76	75,62	118,78	83,76	136,64	0,00269	4929,65	27,1
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28,80	1,00	33,30	346,86	46,30	220,78	0,30	84,92	77,72	122,08	84,92	139,21	0,00271	4816,55	26,4
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29,80	1,00	34,30	356,25	46,30	223,75	0,30	86,06	79,83	125,39	86,06	141,76	0,00274	4700,50	25,8
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30,80	1,00	35,30	365,64	46,30	226,68	0,30	87,18	81,93	128,69	87,18	144,28	0,00276	4581,50	25,2
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31,80	1,00	36,30	375,03	46,30	229,57	0,30	88,30	84,03	132,00	88,30	146,78	0,00279	4459,57	24,6
ALP (Areia Argilosa)	NC	-32,80	1,00	37,30	384,42	46,30	232,43	0,30	89,40	86,14	135,31	89,40	153,54	0,00416	4334,73	24,0
ALP (Argila)	C	-33,68	0,75	38,18	392,45		30,18	0,50	10,06	49,82	58,69	10,06	154,96	0,00423	4210,30	23,5
ALP (Argila)	C	-34,43	0,75	38,93	399,12		30,69	0,50	10,23	50,66	59,69	10,23	156,35	0,00429	4156,50	23,1
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35,18	0,75	39,68	405,98	46,30	238,86	0,30	91,87	90,97	107,17	91,87	157,72	0,00436	4101,93	22,7
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35,93	0,75	40,43	413,03	46,30	240,92	0,30	92,66	92,55	109,03	92,66	159,06	0,00443	4004,24	22,3
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-36,80	0,99	41,30	421,57		455,97	0,30	175,37	123,78	193,14	175,37	160,39	0,00450	3905,15	21,9
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-37,79	0,99	42,29	431,61		456,18	0,30	175,45	126,73	197,74	175,45	161,70	0,00457	3730,20	21,4
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-38,78	0,99	43,28	441,65		456,39	0,30	175,54	129,68	202,34	175,54	162,99	0,00463	3551,71	20,9
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-39,78	0,99	44,28	451,70		456,60	0,30	175,61	132,63	206,94	175,61	164,26	0,00470	3369,72	20,5
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-40,77	0,99	45,27	461,74		456,80	0,30	175,69	135,57	211,54	175,69	165,51	0,00476	3184,27	20,1
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-41,76	0,99	46,26	471,78		456,99	0,30	175,77	138,52	216,14	175,77	166,74	0,00483	2995,38	19,7
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-42,76	0,99	47,26	481,82		457,19	0,30	175,84	141,47	220,74	175,84	167,96	0,00489	2803,08	19,3
				48,00											2607,38	18,9

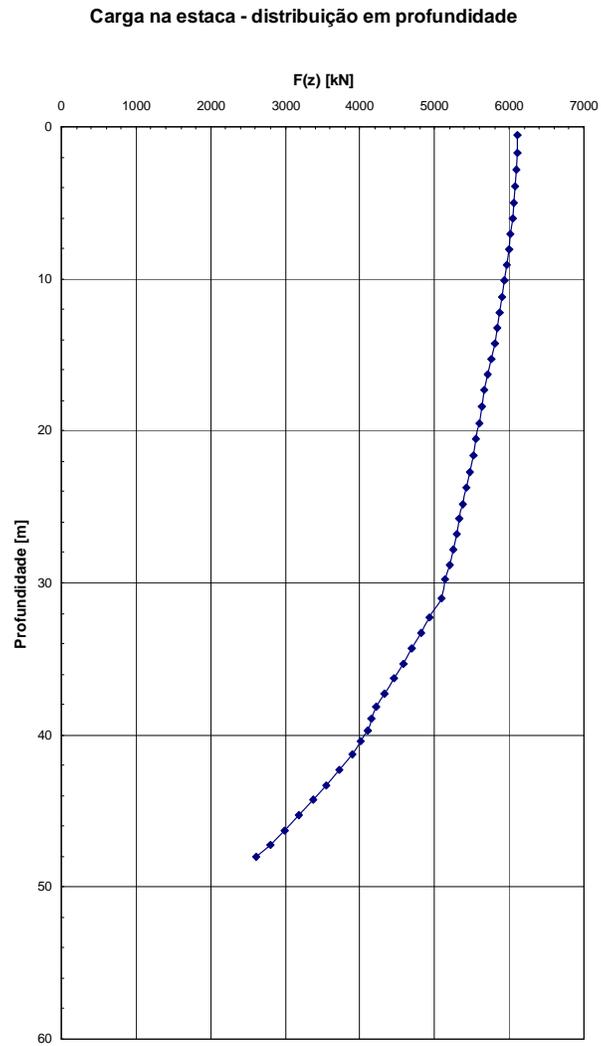


Figura 8. 21 – Distribuição da carga ao longo da estaca estimada com o método rigoroso ($E_b = 750$ MPa), para um carregamento na cabeça da estaca de 6109 kN.

8.4 – Capacidade das estacas (valores característicos dos parâmetros)

A análise com base em valores característicos dos parâmetros dos solos é exigida regulamentarmente para as seguintes situações:

- EN 1997:2004
 - Verificação do Estado Limite de Último
 - Procedimento alternativo: Abordagens 1 e 2
 - Abordagem 3

O Regulamento de Fundações de Macau não exige este procedimento, sendo no entanto permitido num enquadramento semelhante ao estabelecido para a Abordagem 3 da EN 1997-1.

Para a verificação dos estados limites de utilização, poder-se-á considerar simplificada um diagrama carga-assentamento obtido dividindo a resistência pelo valor de ξ (1,33 no caso da EN 1997, para o presente caso, e 1,5 no caso do Regulamento de Fundações). Ambos os procedimentos são utilizados para o cálculo de assentamentos sem considerar o atrito negativo.

O cálculo é compilado no Anexo 8.4 e foi realizado considerando os valores característicos dos parâmetros dos vários estratos, conforme apresentados no ponto 8.2. A metodologia foi idêntica à utilizada para o cálculo com base em valores médios dos parâmetros. O Quadro 8.21 resume a resistência estimada para as três sondagens consideradas.

	R_b,k[kN]	R_l,k [kN]	R_c,k[kN]
BH-1D	2462,5	3398,4	5860,9
BH-3A	2475,6	3815,5	6291,2
BH-3D	2470,8	3678,3	6149,1

8.5 – Resistência estrutural

A norma BS 8004:1986 apresenta a seguinte expressão para a carga admissível:

$$N_{adm} = \frac{1}{4} \times (f_c - \sigma_{c,p}) \times A_c \quad (8.1)$$

em que:

N_{adm} – carga admissível;

f_c – resistência característica de cubos de betão, medida aos 28 dias;

$\sigma_{c,p}$ – tensão no betão devido ao pré-esforço;

A_c – área da secção transversal.

Obtém-se assim: $N_{adm} = 0,25 \times (80000 - 5380) \times 0,1473 = 2748 \text{ kN}$

A carga máxima admissível é utilizada no cálculo baseado em cargas de serviço, utilizando os valores nominais das acções e dos esforços resistentes. Esta é ainda a prática mais utilizada no cálculo de fundações na região.

No presente exemplo o cálculo será feito de acordo com a regulamentação corrente, isto é, enquadrado na filosofia de estados limites.

Estado Limite Último

Segundo o Regulamento de Macau de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP), teremos (note-se que a estaca não tem armaduras ordinárias):

$$N_{Rd} = 0,85 \times f_{cd} \times A_c \quad (8.2)$$

A resistência do betão apresentada pelo fabricante refere-se à resistência à compressão de cubos, enquanto a expressão anterior se baseia na resistência de provetes cilíndricos.

Nem o REBAP nem o Eurocódigo 2 apresentam uma forma de converter a resistência de cubos em resistência de cilindros. Para obter este valor equivalente utilizar-se-á a seguinte expressão que é apresentada no documento “ARP/DEE/004 - Procedimentos de Aprovação e Recepção: Elementos de Estaca PHC” do Laboratório de Engenharia Civil

de Macau para conversão da resistência obtida em ensaios de carotes retiradas “in situ” para efeitos de controlo de qualidade:

$$f_{c,cubo} = \frac{D}{1,5 + \frac{1}{\lambda}} \times f_{c,cilindro} \quad (8.3)$$

em que:

- D é um factor que toma o valor de 2,5 quando as carotes são retiradas perpendicularmente à altura da peça aquando da betonagem, e 2,3 quando são retiradas paralelamente; o valor de 2,5 será aqui adoptado;
- λ representa a razão entre o comprimento da carote e o seu diâmetro; assim: $\lambda = 300/150 = 2$.

Obtém-se assim: $f_{ck} = 0,8 \times f_{c,cubo} = 0,8 \times 80 = 64$ MPa.

Tendo presente que o pré-esforço efectivo é 5.38 MPa, a solicitação correspondente ao estado limite último não poderá ultrapassar o seguinte valor:

$$N_{Rd} = 0,85 \times \left(\frac{64000}{1,5} - 5380 \right) \times 0,1473 = 4667 \text{ kN}$$

Limitação de tensões em serviço

O REBAP não inclui regras para limitação das tensões no betão em serviço, referindo apenas que, como complemento à verificação da fendilhação, se deve verificar que as tensões no betão não ultrapassam a sua resistência de cálculo, f_{cd} .

Assim, será considerado o seguinte limite proposto no Eurocódigo 2:

Para a combinação quase-permanente: $\sigma_c \leq 0,45 \times f_{ck} = 28,8$ MPa

$\therefore N_{qp} \leq (28800 - 5380) \times 0,1473 = 3450$ kN

Esta limitação pretende assegurar a validade das metodologias apresentadas nessa norma para a quantificação dos efeitos da fluência.

8.6 – Verificação da segurança relativamente ao estado limite último

8.6.1 – EN 1997 - Procedimento “estaca-modelo”

Considerando o método dos coeficientes globais de segurança, o valor de FS obtido para as estacas BH-1D, BH-3A e BH-3D são respectivamente 2,66, 2,78 e 2,74, com um factor de segurança global médio de 2,73.

Considerou-se um factor de modelo, γ_{RD} , unitário. Esta hipótese é justificada com a boa concordância observada entre o cálculo e os resultados dos ensaios de carga.

As estacas foram consideradas “não redundantes”, o que supõe que a estrutura sobrejacente não tem capacidade de redistribuir esforços das estacas mais fracas para as mais resistentes.

Na determinação do valor característico da resistência, verificou-se que o valor médio é determinante, o que indica que a área considerada (definida pelas 3 sondagens) é “homogénea”, com um coeficiente de variação da resistência das estacas inferior a 10%.

As Figuras 8.22 e 8.23 apresentam a verificação da capacidade de carga para a abordagem 1 (combinações 1 e 2, respectivamente). A verificação considerando a abordagem 2 é apresentada na Figura 8.24.

A Combinação 1 é normalmente de interesse para o cálculo estrutural. A resistência estrutural ($N_{Rd} = 4667$ kN - grau de sobre estimação associado, $GSE = 4667/3780 - 1 = 23.5\%$) é neste caso condicionante, já que a resistência geotécnica é de $R_{c,d} = 5534.2$ kN ($GSE = 46.4\%$).

Capítulo 8 – Estacas PHC – exemplo de cálculo

CÁLCULO DE ESTACAS SEGUNDO A EN 1997:2004 - PROCEDIMENTO "ESTACA-MODELO"

Lemb [m]	48	Estaca Não Redundante	Estaca Cravada - Combinação 1
γ_{ho}	1		
n	3		

ξ_3	1.33	γ_b	1
ξ_4	1.23	γ_l	1
		γ_{total}	1

	Rb,cal [kN]	Rl,cal [kN]	Rc,cal [kN]
BH-1D	3312.9	3858.0	7170.9
BH-3A	3331.1	4178.9	7510.0
BH-3D	3324.4	4076.2	7400.6
Minimo			7170.9
Média			7360.5

(Rc,cal)médio/ ξ_3	5534.2
(Rc,cal)minimo/ ξ_4	5830.0

Rck [kN]	5534.2	Rb,k [kN]	2498.3	Rl,k [kN]	3035.9
----------	--------	-----------	--------	-----------	--------

COV<10% - Valor médio determina o dimensionamento. Área pode ser considerada homogênea.

Notas

- **Estaca Redundante:** Cedência não provoca colapso do elemento (pilar) sustentado - ex: grupo de estacas com 5 ou mais pilares; sistema "raft foundation" (dependendo do espaçamento das estacas e da capacidade do ensoleiramento e da superestrutura para redistribuir os esforços em concordância com assentamentos totais e diferenciais aceitáveis).

- **Estaca Não Redundante:** Cedência provoca "colapso" generalizado. Ex: Grupos isolados de estacas com menos de 5 pilares. Vigas de rigidez e a superestrutura poderão redistribuir esforços se tiverem resistência e rigidez suficientes, dependendo das suas características mecânicas e da geometria da estrutura e do sistema de fundação.

Valores de Cálculo

Rb,d [kN]	2498.3	Rl,d [kN]	3035.9	Rc,d [kN]	5534.2	GSE	46.4%
-----------	--------	-----------	--------	-----------	--------	-----	-------

Figura 8. 22 – Abordagem 1: Combinação 1 - resultados

CÁLCULO DE ESTACAS SEGUNDO A EN 1997:2004 - PROCEDIMENTO "ESTACA-MODELO"

Lemb [m]	48	Estaca Não Redundante	Estaca Cravada - Combinação 2
γ_{ho}	1		
n	3		

ξ_3	1.33	γ_b	1.3
ξ_4	1.23	γ_l	1.3
		γ_{total}	1.3

	Rb,cal [kN]	Rl,cal [kN]	Rc,cal [kN]
BH-1D	3312.9	3858.0	7170.9
BH-3A	3331.1	4178.9	7510.0
BH-3D	3324.4	4076.2	7400.6
Minimo			7170.9
Média			7360.5

(Rc,cal)médio/ ξ_3	5534.2
(Rc,cal)minimo/ ξ_4	5830.0

Rck [kN]	5534.2	Rb,k [kN]	2498.3	Rl,k [kN]	3035.9
----------	--------	-----------	--------	-----------	--------

COV<10% - Valor médio determina o dimensionamento. Área pode ser considerada homogênea.

Notas

- **Estaca Redundante:** Cedência não provoca colapso do elemento (pilar) sustentado - ex: grupo de estacas com 5 ou mais pilares; sistema "raft foundation" (dependendo do espaçamento das estacas e da capacidade do ensoleiramento e da superestrutura para redistribuir os esforços em concordância com assentamentos totais e diferenciais aceitáveis).

- **Estaca Não Redundante:** Cedência provoca "colapso" generalizado. Ex: Grupos isolados de estacas com menos de 5 pilares. Vigas de rigidez e a superestrutura poderão redistribuir esforços se tiverem resistência e rigidez suficientes, dependendo das suas características mecânicas e da geometria da estrutura e do sistema de fundação.

Valores de Cálculo

Rb,d [kN]	1921.8	Rl,d [kN]	2335.3	Rc,d [kN]	4257.1	GSE	43.3%
-----------	--------	-----------	--------	-----------	--------	-----	-------

Figura 8. 23 – Abordagem 1: Combinação 2 - resultados

CÁLCULO DE ESTACAS SEGUNDO A EN 1997:2004 - PROCEDIMENTO "ESTACA-MODELO"

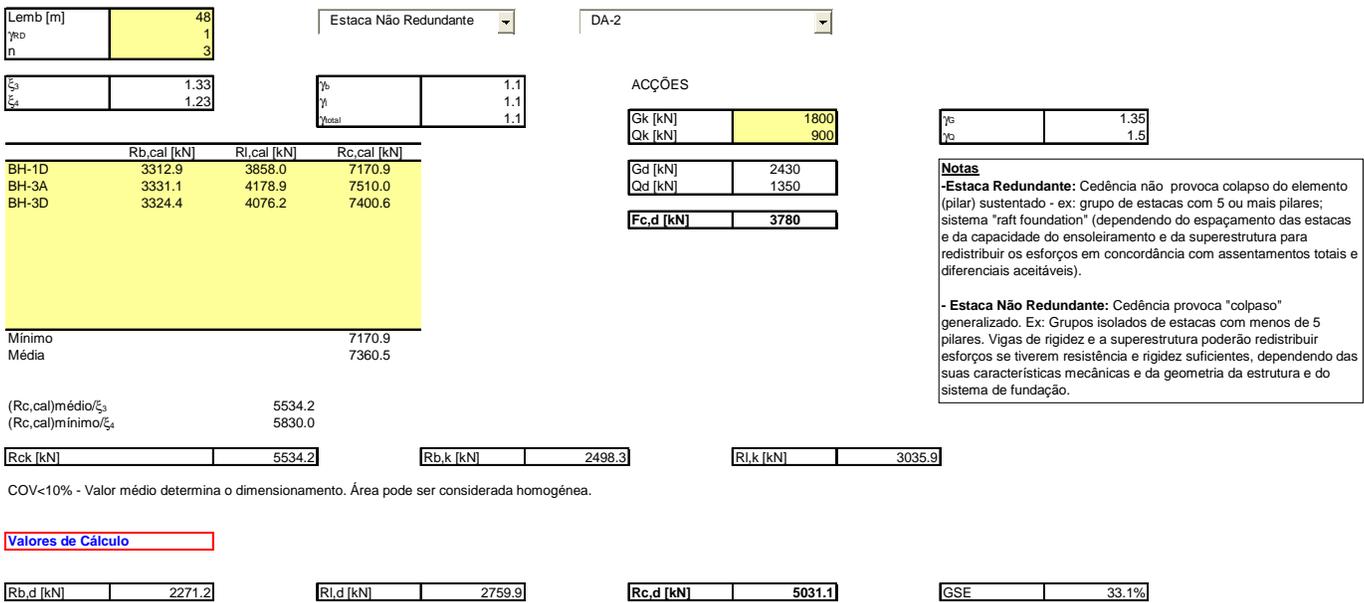


Figura 8. 24 – Abordagem 2 – resultados

Em termos de capacidade geotécnica, a Combinação 2 é mais gravosa: $R_{c,d} = 4257,1$ kN. O carregamento de cálculo é $F_{c,d} = 2970$ kN e o grau de sobre estimação é $GSE = 43,3\%$.

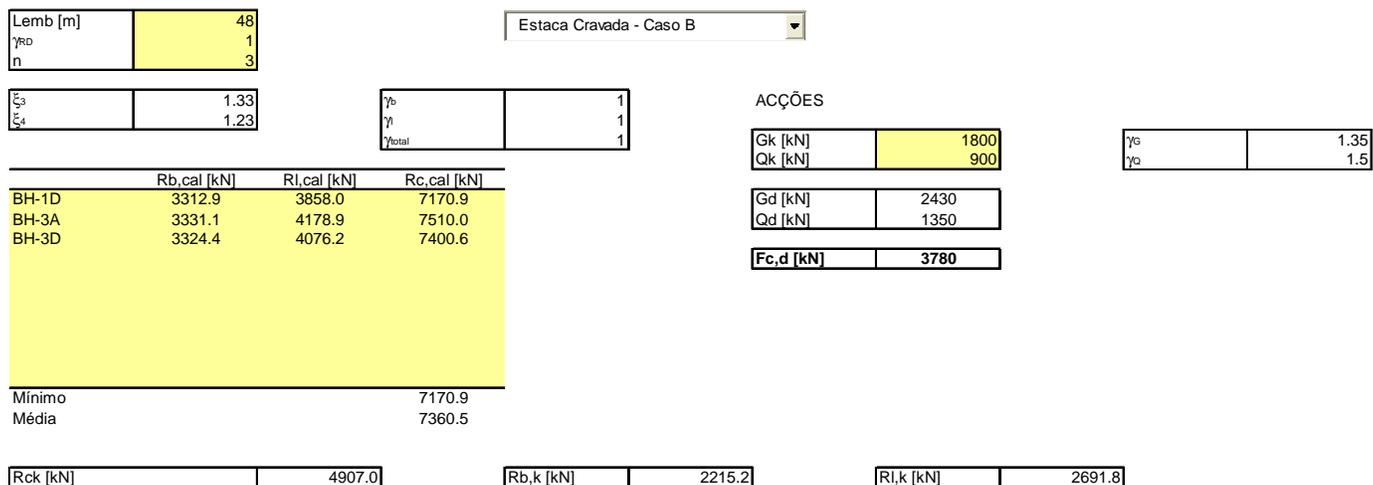
Na Abordagem 2, a resistência estrutural é, tal como no caso da Combinação 1, condicionante. A resistência geotécnica ($R_{c,d} = 5031,1$ kN) ultrapassa o valor máximo resistente correspondente ao estado limite último estrutural ($N_{Rd} = 4667$ kN).

Adoptando o procedimento estaca-modelo, a segurança é verificada, com ampla reserva de resistência.

8.6.2 – Regulamento de Fundações de Macau

O procedimento é análogo ao da estaca modelo. No entanto, não se considera a possibilidade de a estaca ser redundante. Os valores característicos são obtidos dividindo por 1,5 as resistências de ponta e lateral médias calculadas para cada zona considerada "homogénea". A verificação de acordo com os casos B e C são apresentadas nas Figuras 8.25 e 8.26.

CÁLCULO DE ESTACAS SEGUNDO O REGULAMENTO DE FUNDAÇÕES DE MACAU

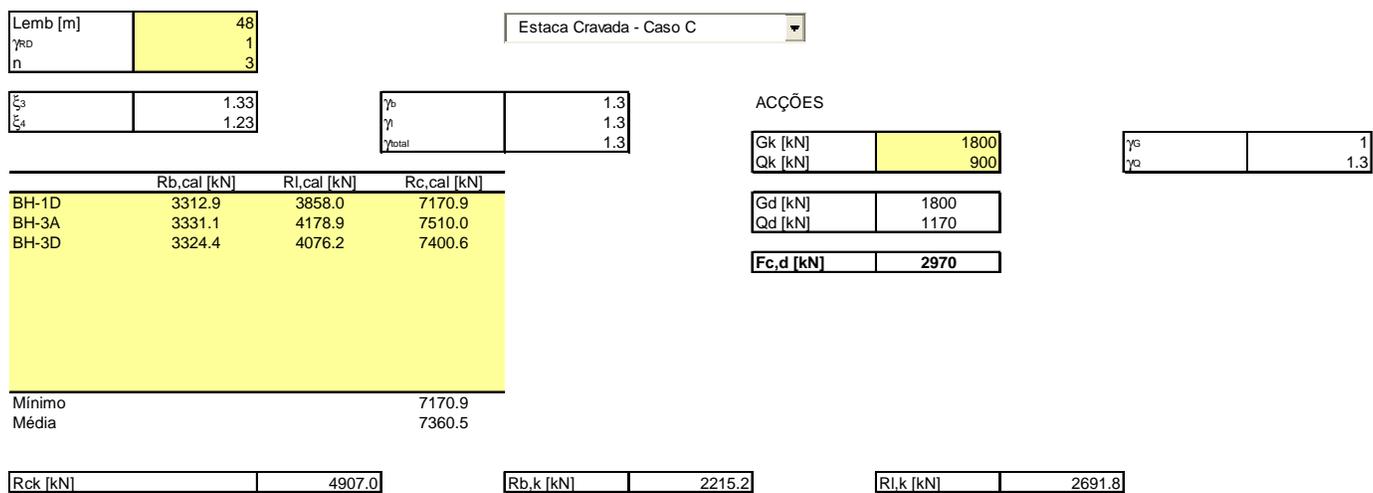


Valores de Cálculo

Rb,d [kN]	2215.2	Ri,d [kN]	2691.8	Rc,d [kN]	4907.0	GSE	29.8%
-----------	--------	-----------	--------	-----------	--------	-----	-------

Figura 8. 25 – Verificação segundo o Regulamento de Fundações de Macau – Caso B

CÁLCULO DE ESTACAS SEGUNDO O REGULAMENTO DE FUNDAÇÕES DE MACAU



Valores de Cálculo

Rb,d [kN]	1704.0	Ri,d [kN]	2070.6	Rc,d [kN]	3774.6	GSE	27.1%
-----------	--------	-----------	--------	-----------	--------	-----	-------

Figura 8. 26 – Verificação segundo o Regulamento de Fundações de Macau – Caso C

As conclusões são semelhantes às da “estaca-modelo”. Como seria de esperar, a margem de segurança é inferior à obtida com aquele método.

O Caso B é análogo à Combinação 1 da Abordagem 1 da EN 1997:2004. A resistência estrutural ($N_{Rd} = 4667$ kN - grau de sobre estimação associado, $GSE = 4667/3780 - 1 = 23.5\%$) é neste caso também condicionante. A resistência geotécnica é de $R_{c,d} = 4907$ kN ($GSE = 29.8\%$).

O Caso C é o mais gravoso, com $R_{c,d} = 3774.6$ kN. O carregamento de cálculo é $F_{c,d} = 2970$ kN e o grau de sobre estimação é $GSE = 27.1\%$.

8.6.3 – EN 1997 - Procedimento Alternativo

Adoptando o procedimento alternativo, utilizaram-se os valores característicos dos parâmetros geotécnicos para o cálculo da resistência (característica) das estacas – Anexo 8.4. Esta foi calculada para as três sondagens estudadas. Os resultados são apresentados nas figuras 8.27 e 8.28 para a abordagem 1 (combinações 1 e 2, respectivamente) e na Figura 8.29 para a abordagem 2.

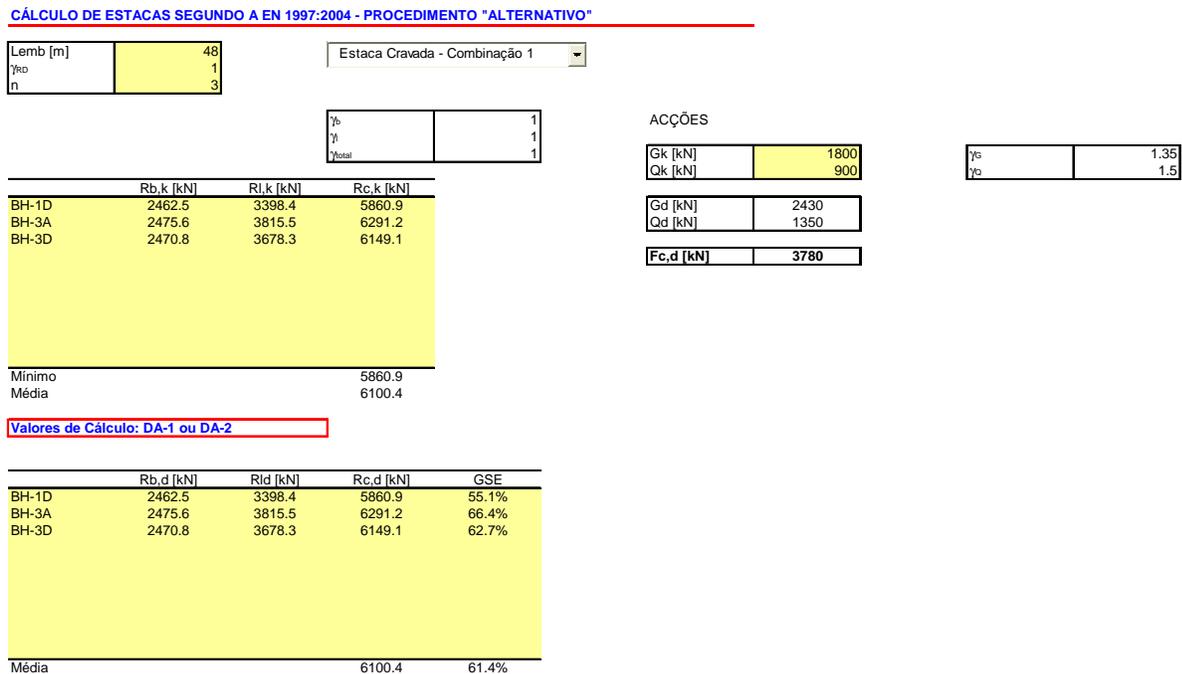


Figura 8. 27 – Procedimento Alternativo – Abordagem 1 – Combinação 1

CÁLCULO DE ESTACAS SEGUNDO A EN 1997:2004 - PROCEDIMENTO "ALTERNATIVO"

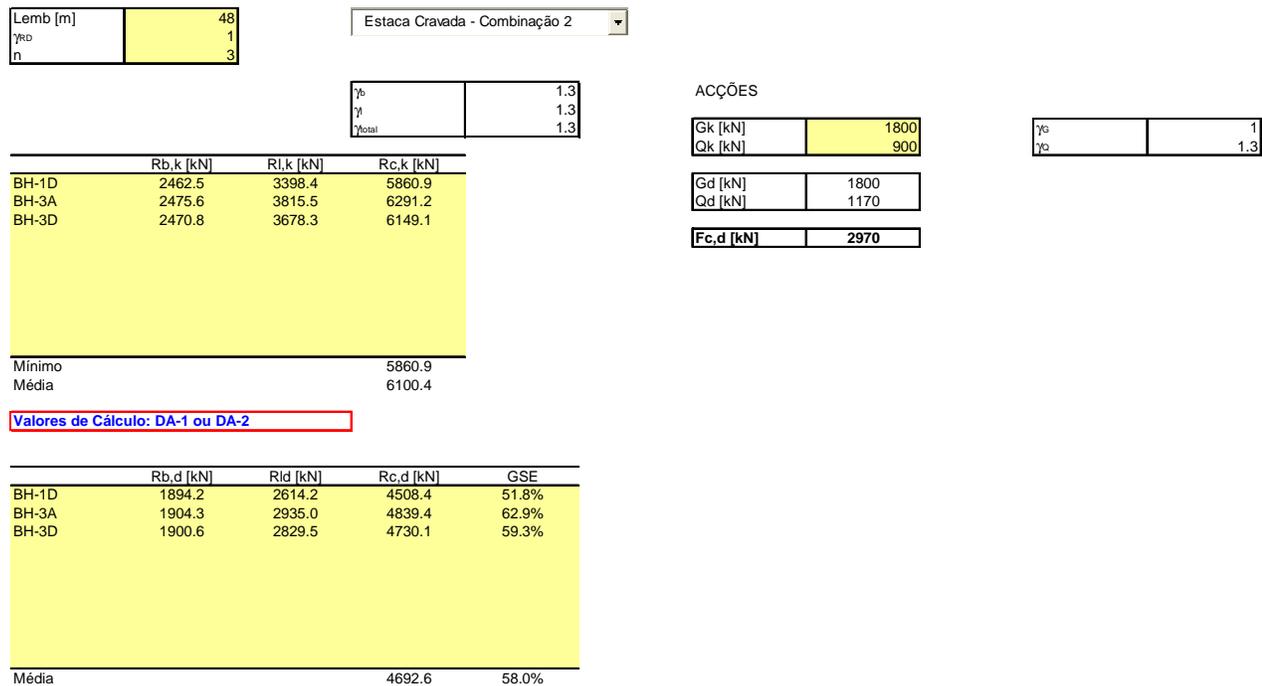


Figura 8. 28 – Procedimento Alternativo – Abordagem 1 – Combinação 2

CÁLCULO DE ESTACAS SEGUNDO A EN 1997:2004 - PROCEDIMENTO "ALTERNATIVO"

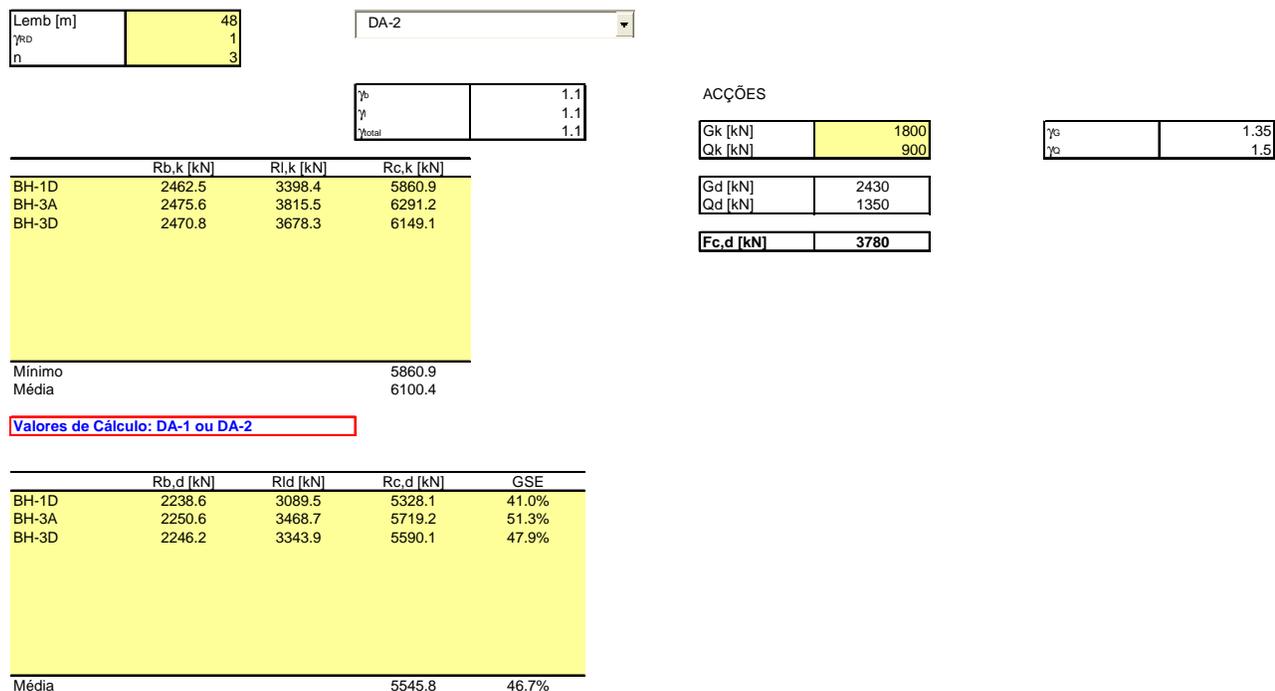


Figura 8. 29 – Procedimento Alternativo – Abordagem 2

Este método é menos conservativo que o da estaca-modelo. Tal é fruto de a aplicação dos coeficientes ξ ser neste caso mais gravosa do que a quantificação da resistência através dos valores característicos dos parâmetros dos estratos.

8.6.4 – EN 1997 – Abordagem 3

A abordagem 3 da EN 1997 adopta os valores de cálculo dos parâmetros do solo, calculados a partir dos seus valores característicos com a aplicação de coeficientes parciais de segurança.

É de referir que se apresenta este método apenas para exposição. A sua aplicação implica um reconhecimento geotécnico bastante mais elaborado do que o realizado (com excepção da aluvião argilosa).

Quadro 8. 22 – Coeficientes parciais de segurança para as propriedades do solo

Parâmetro do solo	Símbolo	Conjunto	
		M1	M2
Ângulo de atrito efectivo, ϕ' (*)	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesão efectiva, c'	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistência não drenada, c_u	γ_{c_u}	1,00	1,40
Resistência à compressão uniaxial, q_u	γ_{q_u}	1,00	1,40
Peso volúmico, γ	γ_{γ}	1,00	1,00

(*) Aplicado à tangente de ϕ'

Os valores de cálculo assim obtidos foram os indicados no Quadro 8.23.

Quadro 8. 23 – Valores de cálculo dos parâmetros

Estrato	e	I_p [%]	ϕ' (°)	ϕ'_{cv} [°]	c_u/σ'_v
Aterro	0,69		23,04	20,46	
ALP (Argila)	1	24,2	16,19	5,61	0,12
ALP (Areia Argilosa)	0,79	20	24,90	22,74	
CDG (Areia Siltosa)	0,92	0	29,20	24,79	

Os valores de cálculo dos parâmetros são francamente baixos. A resistência assim calculada é bastante inferior à obtida com os métodos anteriores.

O carregamento de cálculo é: $F_{c,d} = 1,35 \times G_k + 1,50 \times Q_k = 3780$ kN. No Quadro 8.24 lista-se a resistência de cálculo obtida para cada sondagem, assim como a sua média. Em todos os casos, a resistência é inferior ao carregamento.

Quadro 8. 24 – Valores de cálculo da resistência obtidos

	Rb,d [kN]	Rld [kN]	Rc,d [kN]	GSE
BH-1D	1630,9	1670,1	3301,0	-12,7%
BH-3A	1640,3	1789,1	3429,3	-9,3%
BH-3D	1636,8	1740,5	3377,3	-10,7%
Média			3369,2	-10,9%

8.6.5 – Conclusões

Os resultados são compilados no Quadro 8.25.

Quadro 8. 25 – Resumo: resistência obtida com os vários métodos

	EN 1997:2004						Regulamento de Fundações		
	Procedimento "estaca-modelo"			Procedimento Alternativo			Verificação 3	Caso B	Caso C
	Verificação 1		Verificação 2	Verificação 1		Verificação 2			
	Combinação 1	Combinação 2		Combinação 1	Combinação 2				
Rc,k [kN]	5534,2	5534,2	5534,2	6100,4	6100,4	6100,4	6100,4	4907	4907
Rc,d [kN]	5534,2	4257,1	5031,1	6100,4	4692,6	5545,8	3369,2	4907	3774,6
Fc,d [kN]	3780	2970	3780	3780	2970	3780	3780	3780	2970
GSE [%]	46,4%	43,3%	33,1%	61,4%	58,0%	46,7%	-10,9%	29,8%	27,1%

A abordagem 3 da EN 1997 não é verificada na análise realizada. Trata-se do procedimento mais conservativo, com um valor de cálculo bastante inferior ao obtido com os outros métodos, sendo então comparado com a combinação de acções mais gravosa (coeficientes parciais de segurança A1).

Sublinha-se mais uma vez que esta abordagem está associada a uma prospecção geotécnica que permita uma avaliação eficiente dos valores dos parâmetros e o seu tratamento estatístico adequado. A sua utilização para obras correntes parece ser, portanto, desajustada. É o caso da situação em estudo.

Seguidamente exemplifica-se a situação de se querer limitar os assentamentos em estado limite último. Como foi anteriormente referido, esta verificação não é imposta regulamentarmente, a não ser nos casos em que os assentamentos possam provocar uma situação de estado limite último na estrutura suportada, sendo o valor do assentamento limite estabelecido caso a caso, de acordo com as condições específicas da estrutura.

Verificação de acordo com o critério de aceitação do GDF

O Regulamento de Fundações exige que o valor característico da capacidade das estacas obtida com base no cálculo não exceda, em termos médios, a resistência avaliada através de ensaios estáticos: $(R_{c,cal})_k \leq \frac{(R_c)_{medido}}{1,5}$. Assim, conhecida a carga de cálculo $F_{c,d}$, deve-se determinar o assentamento limite em estado limite último geotécnico, correspondente ao critério de rotura adoptado.

Caso B

$$F_{c,d} = 3780 \text{ kN.}$$

$$F \geq \gamma_t \times 1,5 \times F_{c,d} = 1,0 \times 1,5 \times 3780 = 5670 \text{ kN}$$

Caso C

$$F_{c,d} = 2970 \text{ kN.}$$

$$F \geq \gamma_t \times 1,5 \times F_{c,d} = 1,3 \times 1,5 \times 2970 = 5791,5 \text{ kN}$$

O Caso C é o mais gravoso.

$$\text{O assentamento limite é: } \Delta = 0,7 \times \frac{5791,5 \times 48}{0,1473 \times 39200} + \frac{500}{120} + 4 = 41,9 \text{ mm.}$$

Utilizou-se o método rigoroso para estimar a resistência mobilizada em cada sondagem para este valor do assentamento. No Quadro 8.26 apresentam-se os resultados obtidos.

Quadro 8. 26 – Resistências mobilizadas para um assentamento de 41,9 mm

	R _{b,cal} [kN]	R _{l,cal} [kN]	R _{c,cal} [kN]
BH-1D	2349,2	3380,8	5730,0
BH-3A	2253,1	3841,9	6095,0
BH-3D	2297,7	3627,3	5925,0
Mínimo			5730,0
Média			5916,7

Assim, $R_{c,d} = 5916,7 / (1,3 \times 1,5) = 3034,2 \text{ kN} > F_{c,d}$ (GSE = 2,2 %).

Verificação de acordo com o critério de rotura (10 % do diâmetro) da EN 1997 (Procedimento “estaca-modelo”)

O assentamento limite corresponde a um décimo do diâmetro: 50 mm. O cálculo através do método rigoroso forneceu os valores que constam no Quadro 8.27.

Quadro 8. 27 – Resistências mobilizadas para um assentamento de 50 mm

	R _{b,cal} [kN]	R _{l,cal} [kN]	R _{c,cal} [kN]
BH-1D	2594,4	3495,6	6090,0
BH-3A	2546,7	3928,3	6475,0
BH-3D	2567,8	3737,2	6305,0
Mínimo			6090,0
Média			6290,0

Abordagem 1 – Combinação 1

$F_{c,d} = 3780 \text{ kN}$; $R_{c,d} = 4729,3 \text{ kN}$ (GSE = 25,1 %)

Abordagem 1 – Combinação 2

$F_{c,d} = 2970 \text{ kN}$; $R_{c,d} = 3637,9 \text{ kN}$ (GSE = 22,5 %)

Abordagem 2

$F_{c,d} = 3780 \text{ kN}$; $R_{c,d} = 4299,4 \text{ kN}$ (GSE = 13,7 %)

No Quadro 8.28 resumem-se os resultados anteriores. A segurança é verificada em todos os casos, sendo o Caso C do Regulamento de Fundações o mais desfavorável.

Quadro 8. 28– Resumo: verificação considerando a resistência mobilizada para assentamentos limites

	EN 1997:2004 - "Estaca-Modelo"			Regulamento de Fundações	
	Abordagem 1		Abordagem 2	Caso B	Caso C
	Combinação 1	Combinação 2			
Rc,k [kN]	4729,3	4729,3	4729,3	–	3944,4
Rc,d [kN]	4729,3	3637,9	4299,4	–	3034,2
Fc,d [kN]	3780	2970	3780	–	2970
GSE [%]	25,1%	22,5%	13,7%	–	2,2%

8.7 – Verificação da segurança relativamente aos estados limites de utilização

Para a verificação dos estados limites de utilização, consideraram-se duas hipóteses:

- sem atrito negativo – aquando da instalação das estacas, o solo já está consolidado;
- com atrito negativo – após instalação das estacas, o solo ainda está em processo de consolidação devido à colocação do aterro.

Para o primeiro caso (sem atrito negativo), o cálculo foi realizado considerando:

- valores característicos dos parâmetros do solo, ou
- valores característicos da resistência da estaca, correspondentes ao cálculo de acordo com o Regulamento de Fundações.

O cálculo considerando atrito negativo foi efectuado com os valores característicos dos parâmetros do solo. Esta opção resulta de se ter considerado que apenas desta forma se pode ser conservativo na adopção de parâmetros (valores característicos superiores para os estratos que assentam, e inferiores para os estratos que equilibram a estaca), mantendo a análise realista.

A análise aqui apresentada é efectuada com base na estratigrafia da sondagem BH-1D. Adopta-se, para o cálculo baseado em valores característicos dos parâmetros, um módulo de deformabilidade da base $E_b = 400$ MPa, valor seleccionado meramente para garantir

algum conservadorismo no cálculo. No Quadro 8.29 constam os valores característicos dos parâmetros adotados na análise para as duas hipóteses consideradas.

A resistência da estaca é, para o cálculo sem consideração do atrito negativo, a indicada no ponto 8.5: $R_{b,k} = 2462,5 \text{ kN}$; $R_{l,k} = 3398,4 \text{ kN}$ (Anexo 8.4).

Quadro 8.29 – Parâmetros obtidos considerando valores característicos dos parâmetros do solo

Descrição do solo	Tipo de solo	zav (m)	Espessura da camada [mm]	Prof. (m)	σ'_{v0} (kPa)	Id (%)	E_0 (MN/m ²)	ν	G_0 (MN/m ²)
Aterro	NC	3,94	1,13	0,56	10,69	35,00	45,65	0,30	17,56
Aterro	NC	2,81	1,13	1,69	32,06	35,00	79,07	0,30	30,41
Aterro	NC	1,69	1,13	2,81	53,44	35,00	102,08	0,30	39,26
Aterro	NC	0,56	1,13	3,94	74,81	35,00	120,78	0,30	46,45
Aterro	NC	-0,51	1,03	5,01	90,21	35,00	132,63	0,30	51,01
Aterro	NC	-1,54	1,03	6,04	99,63	35,00	139,38	0,30	53,61
Aterro	NC	-2,56	1,03	7,06	109,05	35,00	145,82	0,30	56,09
Aterro	NC	-3,59	1,03	8,09	118,47	35,00	151,99	0,30	58,46
Aterro	NC	-4,61	1,03	9,11	127,89	35,00	157,92	0,30	60,74
Aterro	NC	-5,64	1,03	10,14	137,31	35,00	163,63	0,30	62,93
Aterro	NC	-6,66	1,03	11,16	146,73	35,00	169,15	0,30	65,06
Aterro	NC	-7,69	1,03	12,19	156,15	35,00	174,49	0,30	67,11
Aterro	NC	-8,71	1,03	13,21	165,57	35,00	179,68	0,30	69,11
Aterro	NC	-9,74	1,03	14,24	174,99	35,00	184,72	0,30	71,05
Aterro	NC	-10,76	1,03	15,26	184,41	35,00	189,63	0,30	72,93
Aterro	NC	-11,79	1,03	16,29	193,83	35,00	194,41	0,30	74,77
ALP (Argila)	C	-12,84	1,07	17,34	203,30		13,97	0,50	4,66
ALP (Argila)	C	-13,91	1,07	18,41	212,84		14,62	0,50	4,87
ALP (Argila)	C	-14,98	1,07	19,48	222,38		15,28	0,50	5,09
ALP (Argila)	C	-16,05	1,07	20,55	231,91		15,93	0,50	5,31
ALP (Argila)	C	-17,12	1,07	21,62	241,45		16,59	0,50	5,53
ALP (Argila)	C	-18,19	1,07	22,69	250,98		17,24	0,50	5,75
ALP (Argila)	C	-19,26	1,07	23,76	260,52		17,90	0,50	5,97
ALP (Argila)	C	-20,30	1,00	24,80	269,74		18,53	0,50	6,18
ALP (Argila)	C	-21,30	1,00	25,80	278,64		19,14	0,50	6,38
ALP (Argila)	C	-22,30	1,00	26,80	287,54		19,75	0,50	6,58
ALP (Argila)	C	-23,30	1,00	27,80	296,44		20,36	0,50	6,79
ALP (Argila)	C	-24,30	1,00	28,80	305,34		20,98	0,50	6,99
ALP (Argila)	C	-25,30	1,00	29,80	314,24		21,59	0,50	7,20
ALP (Areia Argilosa)	NC	-26,55	1,50	31,05	325,73	46,30	208,02	0,30	80,01
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27,80	1,00	32,30	337,47	46,30	211,74	0,30	81,44
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28,80	1,00	33,30	346,86	46,30	214,66	0,30	82,56
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29,80	1,00	34,30	356,25	46,30	217,55	0,30	83,67
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30,80	1,00	35,30	365,64	46,30	220,40	0,30	84,77
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31,80	1,00	36,30	375,03	46,30	223,21	0,30	85,85
ALP (Areia Argilosa)	NC	-32,80	1,00	37,30	384,42	46,30	225,99	0,30	86,92
ALP (Argila)	C	-33,68	0,75	38,18	392,45		26,96	0,50	8,99
ALP (Argila)	C	-34,43	0,75	38,93	399,12		27,42	0,50	9,14
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35,18	0,75	39,68	405,98	46,30	232,24	0,30	89,32
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35,93	0,75	40,43	413,03	46,30	234,24	0,30	90,09
CDG (Areia Siltosa)	NC	-36,80	0,99	41,30	421,57		261,96	0,30	100,76
CDG (Areia Siltosa)	NC	-37,79	0,99	42,29	431,61		262,09	0,30	100,80
CDG (Areia Siltosa)	NC	-38,78	0,99	43,28	441,65		262,21	0,30	100,85
CDG (Areia Siltosa)	NC	-39,78	0,99	44,28	451,70		262,33	0,30	100,89
CDG (Areia Siltosa)	NC	-40,77	0,99	45,27	461,74		262,44	0,30	100,94
CDG (Areia Siltosa)	NC	-41,76	0,99	46,26	471,78		262,55	0,30	100,98
CDG (Areia Siltosa)	NC	-42,76	0,99	47,26	481,82		262,66	0,30	101,02

Para o cálculo com atrito negativo, considerou-se igual valor da resistência de ponta. Relativamente à resistência lateral, adotou-se para o ângulo de atrito da interface solo-estaca, para os estratos que irão assentar (aterro e aluvião argilosa), o ângulo de atrito de pico do solo. Trata-se de uma hipótese claramente conservativa, já que este ângulo será certamente inferior ao de pico. Um critério mais realista seria um meio termo entre os

ângulos de pico e o de volume constante para o aterro, e o crítico para a aluvião. Jardine et al (2005) referem que, para argilas, o ângulo de atrito da interface se reduz para o valor crítico para um deslizamento do fuste da ordem dos 5 mm.

8.7.1 - Verificação sem considerar atrito negativo

Para o caso em que não se considera o atrito negativo, a verificação do comportamento em serviço da estaca no que concerne a sua deformabilidade foi efectuada:

- com base nos valores característicos dos parâmetros do solo;
- com base nos valores característicos da resistência.

Tanto a EN 1997 como o Regulamento de Fundações consideram que esta verificação deve ser realizada considerando coeficientes parciais unitários para as acções. O procedimento é, portanto, semelhante em ambos os casos.

O carregamento considerado foi, portanto: $G_k + Q_k = 2700$ kN.

8.7.1.1 - Método simplificado

Valores característicos dos parâmetros

O procedimento é análogo ao anteriormente apresentado. Os parâmetros considerados foram os indicados no Quadro 8.30.

Quadro 8. 30 – Parâmetros considerados (método simplificado)

Tipo de Estaca	Cravada
Ab [m ²]	0,196
L [m]	48
D [m]	0,5
Ec [MN/m ²]	39200
RI [kN]	3398,4
Rb [kN]	2462,5
F [kN]	5300
Gav [MN/m ²]	51,82
GL [MN/m ²]	101,2
Gb [MN/m ²]	101,2
Eb [MN/m ²]	400
v	0,3
Lo [m]	0
LF [m]	48
KE	0,58
LE [m]	27,89
Msav	0,01

As curvas carga – assentamento (da cabeça da estaca) são ilustradas na Figura 8.30. Os resultados são apresentados nos Quadros 8.31 e 8.32.

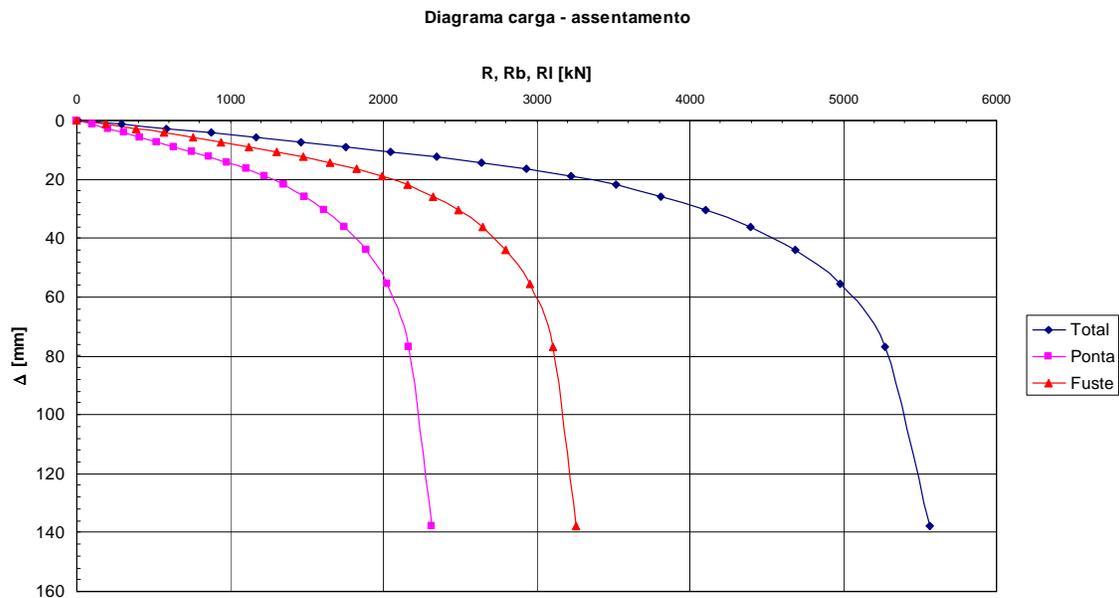


Figura 8. 30 - Diagramas carga-assentamento obtidos com o método simplificado

Quadro 8. 31 – Resultados (Método Simplificado)

%Ftotal [kN]	F [kN]	Rb [kN]	RI [kN]	Δrigido [mm]	Δelástico [mm]				Δtotal [mm]
					ΔE1 [mm]	ΔE2 [mm]	ΔE3 [mm]	ΔE [mm]	
0,1	5,86	1,97	3,89	0,01	0,00	0,02	0,00	0,02	0,03
5	293,05	99,75	193,30	0,30	0,00	1,06	0,00	1,06	1,36
10	586,09	201,78	384,32	0,64	0,00	2,12	0,00	2,12	2,76
15	879,14	306,13	573,01	1,01	0,00	3,19	0,00	3,19	4,20
20	1172,19	412,83	759,35	1,44	0,00	4,25	0,00	4,25	5,69
25	1465,23	521,93	943,31	1,92	0,00	5,31	0,00	5,31	7,23
30	1758,28	633,44	1124,84	2,47	0,00	6,37	0,00	6,37	8,85
35	2051,33	747,40	1303,92	3,11	0,00	7,43	0,00	7,43	10,55
40	2344,38	863,85	1480,52	3,86	0,00	8,50	0,00	8,50	12,36
45	2637,42	982,80	1654,62	4,74	0,00	9,56	0,00	9,56	14,30
50	2930,47	1104,29	1826,18	5,81	0,00	10,62	0,00	10,62	16,43
55	3223,52	1228,33	1995,18	7,11	0,00	11,68	0,00	11,68	18,79
60	3516,56	1354,95	2161,61	8,74	0,00	11,68	0,74	13,05	21,79
65	3809,61	1484,17	2325,44	10,84	0,00	11,68	2,56	14,88	25,72
70	4102,66	1616,00	2486,65	13,64	0,00	11,68	4,39	16,71	30,34
75	4395,70	1750,46	2645,24	17,56	0,00	11,68	6,22	18,54	36,10
80	4688,75	1887,56	2801,19	23,45	0,00	11,68	8,05	20,36	43,81
85	4981,80	2027,30	2954,49	33,27	0,00	11,68	9,87	22,19	55,47
90	5274,84	2169,71	3105,14	52,93	0,00	11,68	11,70	24,02	76,95
95	5567,89	2314,77	3253,12	111,93	0,00	11,68	13,53	25,85	137,77
99	5802,33	2432,73	3369,60	583,94	0,00	11,68	14,99	27,31	611,25

Quadro 8. 32 – Resultados para um carregamento de $G_k + Q_k = 2700$ kN

Rb [kN]	RI [kN]	Δrigido [mm]	Δelástico [mm]				Δtotal [mm]
			ΔE1 [mm]	ΔE2 [mm]	ΔE3 [mm]	ΔE [mm]	
1008,5	1691,5	4,95	0,00	9,79	0,00	9,79	14,74

Valores característicos da resistência

A resistência característica é obtida de acordo com o Regulamento de Fundações, isto é, a partir da curva carga-assentamento estimada anteriormente no ponto 8.3.2.1, em que se considerou $E_b = 750$ MPa e $M_s = 0,01$ (Figura 8.19), dividiu-se a resistência mobilizada por 1,5, obtendo-se assim o diagrama carga-assentamento ilustrado na Figura 8.31. A mesma figura inclui o diagrama correspondente à resistência média.

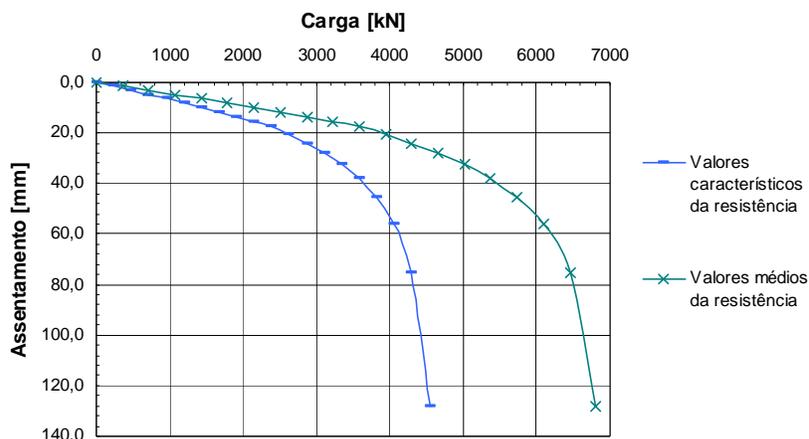


Figura 8. 31 – Diagrama carga-assentamento. Valores característicos e médios

Os valores utilizados para traçar estas curvas são apresentados no Quadro 8.33.

Quadro 8. 33 – Valores da resistência característica, determinada a partir da curva carga-
assentamento estimada anteriormente em 8.3.2.1

Carga [kN]		Assentamento [mm]
Valores médios da resistência	Valores característicos da resistência	
7,2	4,8	0,0
358,5	239,0	1,5
717,1	478,1	3,1
1075,6	717,1	4,7
1434,2	956,1	6,3
1792,7	1195,2	8,0
2151,3	1434,2	9,8
2509,8	1673,2	11,6
2868,4	1912,2	13,5
3226,9	2151,3	15,5
3585,5	2390,3	17,7
3944,0	2629,3	20,3
4302,5	2868,4	24,0
4661,1	3107,4	28,0
5019,6	3346,4	32,6
5378,2	3585,5	38,3
5736,7	3824,5	45,6
6095,3	4063,5	56,2
6453,8	4302,5	75,3
6812,4	4541,6	128,1
7099,2	4732,8	534,5

Para o carregamento de 2700 kN, o assentamento calculado é de 21,4 mm.

8.7.1.2 - Método rigoroso

Valores característicos dos parâmetros

No Quadro 8.34 são apresentados os resultados da análise através do método rigoroso. Obteve-se um assentamento da cabeça da estaca de 14,8 mm, praticamente igual ao avaliado com o método simplificado.

A deformação elástica é facilmente aferida. Sendo o assentamento da base 2,2 mm, a deformação do fuste é: $14,8 - 2,2 = 12,6$ mm.

Verifica-se que a resistência, para esta carga, apenas é totalmente mobilizada na zona superior do fuste.

Quadro 8. 34 – Resultados (Método rigoroso)

Descrição do solo	Tipo de solo	Prof. (m)	Ri [kN]	Δ [mm]
Aterro	NC	0,56	2700,00	14,8
Aterro	NC	1,69	2697,74	14,4
Aterro	NC	2,81	2691,02	14,0
Aterro	NC	3,94	2679,86	13,7
Aterro	NC	5,01	2664,29	13,3
Aterro	NC	6,04	2647,23	12,9
Aterro	NC	7,06	2628,43	12,6
Aterro	NC	8,09	2607,90	12,2
Aterro	NC	9,11	2585,63	11,9
Aterro	NC	10,14	2561,66	11,5
Aterro	NC	11,16	2535,97	11,2
Aterro	NC	12,19	2508,58	10,8
Aterro	NC	13,21	2479,51	10,5
Aterro	NC	14,24	2448,77	10,2
Aterro	NC	15,26	2416,36	9,9
Aterro	NC	16,29	2382,30	9,5
ALP (Argila)	C	17,34	2346,60	9,2
ALP (Argila)	C	18,41	2328,85	8,9
ALP (Argila)	C	19,48	2310,52	8,6
ALP (Argila)	C	20,55	2291,63	8,3
ALP (Argila)	C	21,62	2272,22	7,9
ALP (Argila)	C	22,69	2252,32	7,6
ALP (Argila)	C	23,76	2231,99	7,3
ALP (Argila)	C	24,80	2211,25	7,0
ALP (Argila)	C	25,80	2191,57	6,7
ALP (Argila)	C	26,80	2171,62	6,4
ALP (Argila)	C	27,80	2151,43	6,2
ALP (Argila)	C	28,80	2131,06	5,9
ALP (Argila)	C	29,80	2110,54	5,6
ALP (Areia Argilosa)	NC	31,05	2089,92	5,3
ALP (Areia Argilosa)	NC	32,30	1972,18	4,9
ALP (Areia Argilosa)	NC	33,30	1892,13	4,7
ALP (Areia Argilosa)	NC	34,30	1810,99	4,4
ALP (Areia Argilosa)	NC	35,30	1728,86	4,2
ALP (Areia Argilosa)	NC	36,30	1645,84	4,0
ALP (Areia Argilosa)	NC	37,30	1562,05	3,8
ALP (Argila)	C	38,18	1487,44	3,6
ALP (Argila)	C	38,93	1461,23	3,4
ALP (Areia Argilosa)	NC	39,68	1435,14	3,3
ALP (Areia Argilosa)	NC	40,43	1379,97	3,2
CDG (Areia Siltosa)	NC	41,30	1325,15	3,0
CDG (Areia Siltosa)	NC	42,29	1215,60	2,9
CDG (Areia Siltosa)	NC	43,28	1106,82	2,7
CDG (Areia Siltosa)	NC	44,28	998,87	2,6
CDG (Areia Siltosa)	NC	45,27	891,78	2,5
CDG (Areia Siltosa)	NC	46,26	785,51	2,4
CDG (Areia Siltosa)	NC	47,26	679,98	2,3
CDG (Areia Siltosa)	NC	48,00	575,08	2,2

As Figuras 8.32 e 8.33 ilustram respectivamente a distribuição da carga instalada na estaca e a resistência lateral mobilizada em profundidade.

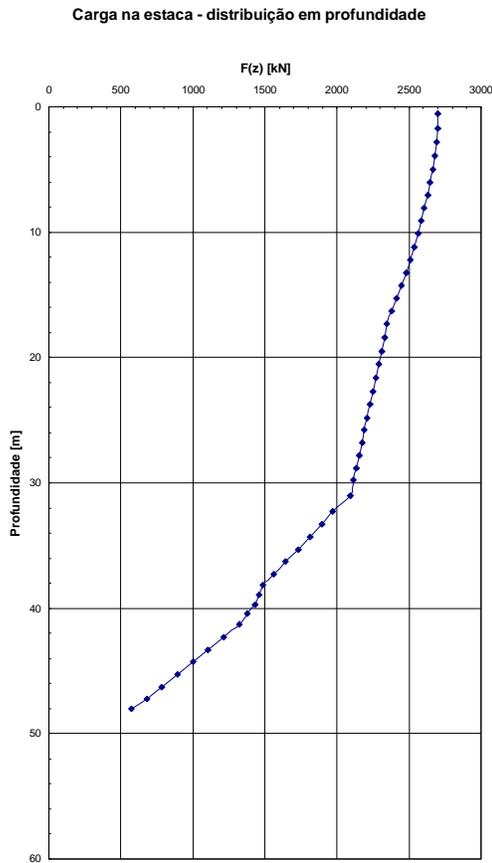


Figura 8. 32 – Carga instalada na estaca

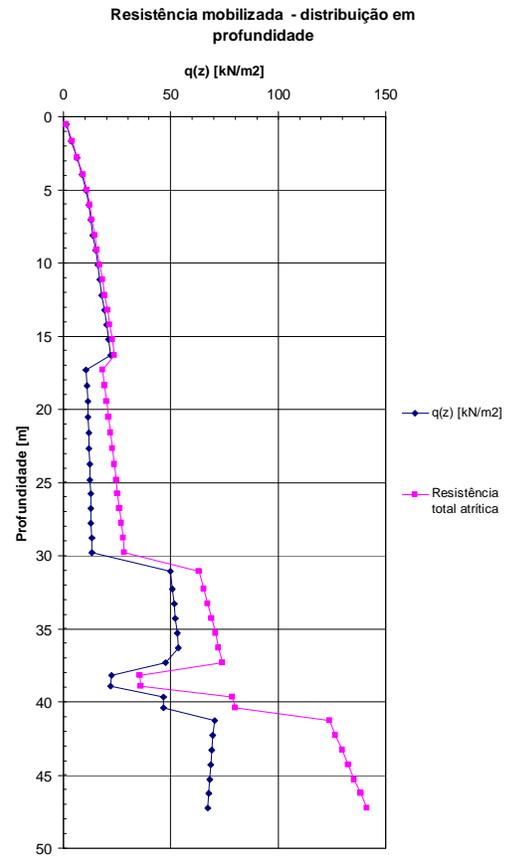


Figura 8. 33 – Resistência atrítica por unidade de área: mobilizada e total

Valores característicos da resistência

O procedimento é análogo ao efectuado com o método simplificado. O Quadro 8.35 indica a resistência característica obtida dividindo a resistência média por 1,5 e os valores correspondentes do assentamento, tendo estes sido determinados conforme descrito no ponto 8.3.2.2.

Quadro 8.35 - Valores da resistência característica, determinada a partir da curva carga-assentamento estimada anteriormente em 8.4.2.2

Carga [kN]		Assentamento [mm]
Valores médios da resistência	Valores característicos da resistência	
0	0,0	0,0
680	453,3	2,3
1350	900,0	5,5
2030	1353,3	9,2
2700	1800,0	13,3
3380	2253,3	17,9
4060	2706,7	23,0
4740	3160,0	29,0
5400	3600,0	36,6
6000	4000,0	47,6
6500	4333,3	67,3
7000	4666,7	188,6

O assentamento obtido com esta metodologia é de 23 mm, para o carregamento de 2700 kN.

Na Figura 8.34 comparam-se as três curvas carga-assentamento determinadas através do método rigoroso: i) para valores médios dos parâmetros (ponto 8.3.2.2); ii) para valores característicos dos parâmetros (Quadro 8.34); iii) para valores característicos da resistência (Quadro 8.35).

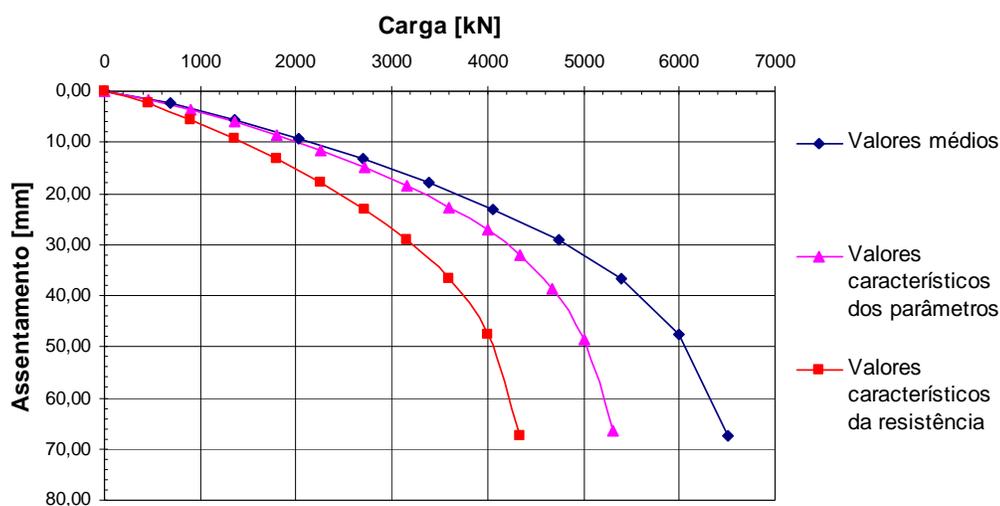


Figura 8.34 – Cálculo através do método rigoroso

8.7.2 – Verificação considerando o atrito negativo

Para quantificação dos efeitos do atrito negativo, utilizou-se apenas o método rigoroso, que permite efectuar eficazmente a análise de interacção solo-estaca.

O assentamento total por consolidação da aluvião argilosa foi avaliado simplifadamente da forma seguidamente indicada.

A tensão efectiva adicional é devida:

- à substituição do lodo por areia: $(\gamma_{\text{aterro}} - \gamma_{\text{DFM}}) \times (12,4 - 1,96) = 39,2 \text{ kN/m}^2$
- ao peso adicional devido ao aterro (subida até à cota +4,5; nível da água do mar à cota +0,0): $\gamma_{\text{aterro}} \times (4,5 + 1,96) - 9,81 \times 1,96 = 103,5 \text{ kN/m}^2$

A carga adicional total é, portanto: $\Delta\sigma'_v = 103,5 + 39,2 = 142,7 \text{ kN/m}^2$

A tensão vertical efectiva a meio do estrato ($Z = -18,75$): $\sigma'_{v0} = 114 \text{ kN/m}^2$

Adoptou-se o índice de compressibilidade característico médio: $C_c = 0,291$.

O assentamento do estrato é: $s_c = \frac{h_0}{1 + e_0} \times C_c \times \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right) \approx 70 \text{ cm}$.

Para a situação em estudo, não é necessário elevado rigor na determinação do assentamento por consolidação. Para assentamentos desta ordem de grandeza, atrito negativo será mobilizado em todo o comprimento de fuste que atravessa os estratos em processo de consolidação. Tal resulta de a resistência de ponta e a resistência lateral abaixo desses estratos serem suficientes para equilibrar a carga aplicada no topo e o atrito negativo. Caso tal não acontecesse, a estaca assentaria mais e a linha neutra subiria, por forma a se atingir o equilíbrio.

8.7.2.1 – Análise para a combinação quase-permanente

Em primeiro lugar, avalia-se a resposta da estaca considerando carregamento quase-permanente, assumindo conservativamente que tal situação de carga se poderá prolongar por um período de tempo longo o suficiente para que se desenvolva parte significativa da consolidação do estrato (Capítulo 7).

$$F_{qp} = G_k + 0,2 \times Q_k = 1980 \text{ kN.}$$

Na verdade, esta combinação é a determinante, fazendo pouco sentido avaliar o assentamento para a combinação rara de acções, uma vez que o assentamento suplementar para esta (pequena) carga adicional ser diminuto, fruto, por um lado, da maior rigidez da estaca resultante do atrito negativo, e por outro do reduzido valor da carga adicional (note-se: $2700 - 1980 = 720 \text{ kN}$).

No Quadro 8.36 são indicados os parâmetros considerados na análise. Chama-se a atenção para o facto de se ter considerado para a camada de aterro e a aluvião argilosa os seguintes valores do ângulo de atrito de interface:

- Aterro: $\delta = 28^\circ$; trata-se de um valor adoptado por hipótese para o valor característico médio inferior do ângulo de atrito de pico do solo (adoptou-se $\phi'_p = 30^\circ$ como limite superior do ângulo de atrito de pico desta camada);
- Aluvião argilosa: $\delta = 19,95^\circ$; corresponde ao valor característico médio inferior (note-se que o valor médio obtido deste parâmetro em ensaios triaxiais foi $20,93^\circ$).

A adopção de valores característicos médios inferiores visa manter a análise realista e, ao mesmo tempo, conservativa. Note-se que, no caso da camada de aterro, aplicando a proposta de Coyle e Castello (expressão 4.10) considerando para ϕ' o seu valor de pico máximo, obtém-se um ângulo de interface $\delta = 0,8 \times 30^\circ = 24^\circ$. A adopção de $\delta = 28^\circ$ parece ser, portanto, plenamente justificada. Igualmente, a hipótese considerada para a aluvião é credível, na medida em que nestes solos o ângulo de interface reduz-se, para pequenas

deformações, para valores residuais, que poderão ser muito inferiores aos valores de pico (no presente estudo considerou-se $\phi'_r = 10^\circ$, o que corresponde a uma redução de cerca de 50% relativamente a ϕ'_p).

Quadro 8. 36 – Resistência lateral ao longo do fuste adoptada

Descrição do solo	Tipo de solo	zav (m)	Prof. (m)	σ'_{v0} (kPa)	K	δ [°]	q _l [kN/m ²]	RI [kN]	R _{lac} [kN]
Aterro	NC	3,94	0,56	10,69	0,34	28,00	1,92	3,40	3,40
Aterro	NC	2,81	1,69	32,06	0,34	28,00	5,77	10,19	13,59
Aterro	NC	1,69	2,81	53,44	0,34	28,00	9,61	16,99	30,57
Aterro	NC	0,56	3,94	74,81	0,34	28,00	13,46	23,78	54,35
Aterro	NC	-0,51	5,01	90,21	0,34	28,00	16,23	26,13	80,48
Aterro	NC	-1,54	6,04	99,63	0,34	28,00	17,92	28,85	109,33
Aterro	NC	-2,56	7,06	109,05	0,34	28,00	19,62	31,58	140,92
Aterro	NC	-3,59	8,09	118,47	0,34	28,00	21,31	34,31	175,23
Aterro	NC	-4,61	9,11	127,89	0,34	28,00	23,00	37,04	212,26
Aterro	NC	-5,64	10,14	137,31	0,34	28,00	24,70	39,77	252,03
Aterro	NC	-6,66	11,16	146,73	0,34	28,00	26,39	42,49	294,52
Aterro	NC	-7,69	12,19	156,15	0,34	28,00	28,09	45,22	339,75
Aterro	NC	-8,71	13,21	165,57	0,34	28,00	29,78	47,95	387,70
Aterro	NC	-9,74	14,24	174,99	0,34	28,00	31,48	50,68	438,37
Aterro	NC	-10,76	15,26	184,41	0,34	28,00	33,17	53,41	491,78
Aterro	NC	-11,79	16,29	193,83	0,34	28,00	34,86	56,13	547,91
ALP (Argila)	C	-12,84	17,34	203,30	0,99	19,95	72,93	122,73	670,65
ALP (Argila)	C	-13,91	18,41	212,84	0,99	19,95	76,35	128,49	799,14
ALP (Argila)	C	-14,98	19,48	222,38	0,99	19,95	79,77	134,25	933,38
ALP (Argila)	C	-16,05	20,55	231,91	0,99	19,95	83,19	140,00	1073,39
ALP (Argila)	C	-17,12	21,62	241,45	0,99	19,95	86,61	145,76	1219,15
ALP (Argila)	C	-18,19	22,69	250,98	0,99	19,95	90,03	151,52	1370,66
ALP (Argila)	C	-19,26	23,76	260,52	0,99	19,95	93,45	157,27	1527,93
ALP (Argila)	C	-20,30	24,80	269,74	0,99	19,95	96,75	151,98	1679,92
ALP (Argila)	C	-21,30	25,80	278,64	0,99	19,95	99,95	157,00	1836,91
ALP (Argila)	C	-22,30	26,80	287,54	0,99	19,95	103,14	162,01	1998,92
ALP (Argila)	C	-23,30	27,80	296,44	0,99	19,95	106,33	167,03	2165,95
ALP (Argila)	C	-24,30	28,80	305,34	0,99	19,95	109,52	172,04	2337,99
ALP (Argila)	C	-25,30	29,80	314,24	0,99	19,95	112,72	177,05	2515,04
ALP (Areia Argilosa)	NC	-26,55	31,05	325,73	0,48	22,12	62,95	148,31	2663,36
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27,80	32,30	337,47	0,48	22,12	65,21	102,44	2765,80
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28,80	33,30	346,86	0,48	22,12	67,03	105,29	2871,08
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29,80	34,30	356,25	0,48	22,12	68,84	108,14	2979,22
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30,80	35,30	365,64	0,48	22,12	70,66	110,99	3090,21
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31,80	36,30	375,03	0,48	22,12	72,47	113,84	3204,06
ALP (Areia Argilosa)	NC	-32,80	37,30	384,42	0,48	22,12	74,29	116,69	3320,75
ALP (Argila)	C	-33,68	38,18	392,45	0,99	5,25	35,64	41,98	3362,73
ALP (Argila)	C	-34,43	38,93	399,12	0,99	5,25	36,24	42,70	3405,42
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35,18	39,68	405,98	0,48	22,12	78,46	92,43	3497,85
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35,93	40,43	413,03	0,48	22,12	79,82	94,03	3591,88
CDG (Areia Siltosa)	NC	-36,80	41,30	421,57	0,66	24,00	123,78	193,14	3785,02
CDG (Areia Siltosa)	NC	-37,79	42,29	431,61	0,66	24,00	126,73	197,74	3982,76
CDG (Areia Siltosa)	NC	-38,78	43,28	441,65	0,66	24,00	129,68	202,34	4185,10
CDG (Areia Siltosa)	NC	-39,78	44,28	451,70	0,66	24,00	132,63	206,94	4392,04
CDG (Areia Siltosa)	NC	-40,77	45,27	461,74	0,66	24,00	135,57	211,54	4603,58
CDG (Areia Siltosa)	NC	-41,76	46,26	471,78	0,66	24,00	138,52	216,14	4819,72
CDG (Areia Siltosa)	NC	-42,76	47,26	481,82	0,66	24,00	141,47	220,74	5040,46
CDG (Areia Siltosa)	NC	-43,75	48,25	491,87	0,66	24,00	144,42	225,34	5265,80
CDG (Areia Siltosa)	NC	-44,74	49,24	501,91	0,66	24,00	147,37	229,94	5495,75
CDG (Areia Siltosa)	NC	-45,74	50,24	511,95	0,66	24,00	150,32	234,55	5730,29
CDG (Areia Siltosa)	NC	-46,73	51,23	521,99	0,66	24,00	153,27	239,15	5969,44
CDG (Areia Siltosa)	NC	-47,72	52,22	532,04	0,66	24,00	156,22	243,75	6213,19
CDG (Areia Siltosa)	NC	-48,72	53,22	542,08	0,66	24,00	159,16	248,35	6461,53
CDG (Areia Siltosa)	NC	-49,71	54,21	552,12	0,66	24,00	162,11	252,95	6714,48
CDG (Areia Siltosa)	NC	-50,70	55,20	562,16	0,66	24,00	165,06	257,55	6972,03
CDG (Areia Siltosa)	NC	-51,70	56,20	572,21	0,66	24,00	168,01	262,15	7234,18
CDG (Areia Siltosa)	NC	-52,69	57,19	582,25	0,66	24,00	170,96	266,75	7500,93
CDG (Areia Siltosa)	NC	-53,68	58,18	592,29	0,66	24,00	173,91	271,35	7772,29
CDG (Areia Siltosa)	NC	-54,68	59,18	602,34	0,66	24,00	176,86	275,95	8048,24
CDG (Areia Siltosa)	NC	-55,67	60,17	612,38	0,66	24,00	179,80	280,55	8328,79
CDG (Areia Siltosa)	NC	-56,66	61,16	622,42	0,66	24,00	182,75	285,16	8613,95
CDG (Areia Siltosa)	NC	-57,66	62,16	632,46	0,66	24,00	185,70	289,76	8903,70
CDG (Areia Siltosa)	NC	-58,65	63,15	642,51	0,66	24,00	188,65	294,36	9198,06
CDG (Areia Siltosa)	NC	-59,64	64,14	652,55	0,66	24,00	191,60	298,96	9497,02
CDG (Areia Siltosa)	NC	-60,64	65,14	662,59	0,66	24,00	194,55	303,56	9800,58
CDG (Areia Siltosa)	NC	-61,63	66,13	672,63	0,66	24,00	197,50	308,16	10108,74
CDG (Areia Siltosa)	NC	-62,62	67,12	682,68	0,66	24,00	200,45	312,76	10421,50
CDG (Areia Siltosa)	NC	-63,62	68,12	692,72	0,66	24,00	203,39	317,36	10738,86
CDG (Areia Siltosa)	NC	-64,61	69,11	702,76	0,66	24,00	206,34	321,96	11060,82
CDG (Areia Siltosa)	NC	-65,60	70,10	712,80	0,66	24,00	209,29	326,56	11387,38

O calculo efectuado é resumido no Quadro 8.37.

Quadro 8. 37 – Parâmetros e resultados do cálculo

Descrição do solo	Tipo de solo	zav (m)	Espessura da camada [mm]	Prof. (m)	σ'v0 (kPa)	I _p (%)	E ₀ (MN/m ²)	ν	G ₀ (MN/m ²)	q _i [kN/m ²]	R _i [kN]	G (MN/m ²)	E (MN/m ²)	M _s	R _i [kN]	Δ [mm]	Atrito Negativo			
																	(Acons) [mm]	R _i [kN]	Δ [mm]	A (Acons) [mm]
Aterro	NC	3,94	1,13	0,56	10,69	35,00	45,65	0,30	17,56	1,92	3,40	17,56	8,51	0,00089	1980,00	7,8	1980,01	50,0	-650,01	
Aterro	NC	2,81	1,13	1,69	32,06	35,00	79,07	0,30	30,41	5,77	10,19	30,41	21,30	0,00107	1976,79	7,5	1983,41	49,7	-650,30	
Aterro	NC	1,69	1,13	2,81	53,44	35,00	102,08	0,30	39,26	9,61	16,99	39,26	32,62	0,00116	1967,29	7,2	1983,59	49,4	-650,59	
Aterro	NC	0,56	1,13	3,94	74,81	35,00	120,78	0,30	46,45	13,46	23,78	46,45	43,20	0,00123	1951,59	6,9	1983,77	49,1	-650,88	
Aterro	NC	-0,51	1,03	5,01	90,21	35,00	132,63	0,30	51,01	16,23	26,13	51,01	50,45	0,00127	1929,78	6,6	1983,95	48,8	-651,18	
Aterro	NC	-1,54	1,03	6,04	99,63	35,00	139,38	0,30	53,61	17,92	28,85	53,61	54,71	0,00129	1905,97	6,4	1984,13	48,5	-651,45	
Aterro	NC	-2,56	1,03	7,06	109,05	35,00	145,82	0,30	56,09	19,62	31,58	56,09	58,91	0,00131	1879,80	6,1	1984,31	48,3	-651,73	
Aterro	NC	-3,59	1,03	8,09	118,47	35,00	151,99	0,30	58,46	21,31	34,31	58,46	63,04	0,00132	1851,32	5,9	1984,49	48,0	-652,01	
Aterro	NC	-4,61	1,03	9,11	127,89	35,00	157,92	0,30	60,74	23,00	37,04	60,74	67,13	0,00134	1820,54	5,6	1984,67	47,7	-652,29	
Aterro	NC	-5,64	1,03	10,14	137,31	35,00	163,63	0,30	62,93	24,70	39,77	62,93	71,16	0,00136	1787,51	5,4	1984,85	47,4	-652,58	
Aterro	NC	-6,66	1,03	11,16	146,73	35,00	169,15	0,30	65,06	26,39	42,49	65,06	75,15	0,00137	1752,26	5,2	1985,03	47,1	-652,88	
Aterro	NC	-7,69	1,03	12,19	156,15	35,00	174,49	0,30	67,11	28,09	45,22	67,11	79,10	0,00138	1714,84	4,9	1985,21	46,8	-653,18	
Aterro	NC	-8,71	1,03	13,21	165,57	35,00	179,68	0,30	69,11	29,78	47,95	69,11	83,01	0,00140	1676,29	4,7	1985,39	46,5	-653,48	
Aterro	NC	-9,74	1,03	14,24	174,99	35,00	184,72	0,30	71,05	31,48	50,68	71,05	86,89	0,00141	1633,66	4,5	1985,57	46,2	-653,80	
Aterro	NC	-10,76	1,03	15,26	184,41	35,00	189,63	0,30	72,93	33,17	53,41	72,93	90,73	0,00142	1590,00	4,3	1985,75	45,9	-654,11	
Aterro	NC	-11,79	1,03	16,29	193,83	35,00	194,41	0,30	74,77	34,86	56,13	74,77	94,54	0,00143	1544,37	4,1	1985,93	45,6	-654,44	
ALP (Argilla)	C	-12,84	1,07	17,34	203,30	13,97	0,50	4,66	72,93	122,73	4,66	7,70	0,01362	1496,83	3,9	700,0	2527,36	45,2	-654,77	
ALP (Argilla)	C	-13,91	1,07	18,41	212,84	14,62	0,50	4,87	76,35	128,49	4,87	8,11	0,01353	1453,12	3,7	646,2	2648,83	44,9	-601,29	
ALP (Argilla)	C	-14,98	1,07	19,48	222,38	15,28	0,50	5,09	79,77	134,25	5,09	8,52	0,01345	1408,80	3,5	592,3	2775,89	44,5	-547,82	
ALP (Argilla)	C	-16,05	1,07	20,55	231,91	15,93	0,50	5,31	83,19	140,00	5,31	8,93	0,01338	1364,03	3,3	538,5	2908,51	44,1	-494,37	
ALP (Argilla)	C	-17,12	1,07	21,62	241,45	16,59	0,50	5,53	86,61	145,76	5,53	9,35	0,01331	1318,94	3,1	484,6	3046,64	43,7	-440,94	
ALP (Argilla)	C	-18,19	1,07	22,69	250,98	17,24	0,50	5,75	90,03	151,52	5,75	9,77	0,01324	1273,72	2,9	430,8	3190,24	43,2	-387,52	
ALP (Argilla)	C	-19,26	1,07	23,76	260,52	17,90	0,50	5,97	93,45	157,27	5,97	10,19	0,01317	1228,50	2,7	376,9	3339,21	42,8	-334,13	
ALP (Argilla)	C	-20,30	1,00	24,80	269,74	18,53	0,50	6,18	96,75	163,00	6,18	10,61	0,01311	1183,43	2,6	323,1	3483,44	42,3	-280,76	
ALP (Argilla)	C	-21,30	1,00	25,80	278,64	19,14	0,50	6,38	99,95	168,70	6,38	11,03	0,01305	1141,65	2,4	269,2	3641,96	41,9	-227,38	
ALP (Argilla)	C	-22,30	1,00	26,80	287,54	19,75	0,50	6,58	103,14	174,41	6,58	11,46	0,01299	1100,24	2,3	215,4	3794,58	41,4	-174,02	
ALP (Argilla)	C	-23,30	1,00	27,80	296,44	20,36	0,50	6,79	106,33	180,13	6,79	11,88	0,01293	1059,32	2,1	161,5	3950,77	40,9	-120,67	
ALP (Argilla)	C	-24,30	1,00	28,80	305,34	20,98	0,50	6,99	109,52	185,84	6,99	12,29	0,01288	1019,03	2,0	107,7	4109,32	40,3	-67,35	
ALP (Argilla)	C	-25,30	1,00	29,80	314,24	21,59	0,50	7,20	112,72	191,55	7,20	12,70	0,01283	979,45	1,9	53,8	4266,40	39,8	-14,05	
ALP (Areia Argilosa)	NC	-26,35	1,50	31,05	323,13	46,30	0,30	80,01	62,95	148,31	80,01	134,05	0,00286	941,21	1,7		4389,69	39,2	33,23	
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27,80	1,00	32,30	337,47	46,30	211,74	0,30	81,44	65,21	102,44	81,44	136,64	0,00289	858,74	1,6		4245,29	38,4	38,39
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28,80	1,00	33,30	346,86	46,30	214,66	0,30	82,56	67,03	105,29	82,56	139,21	0,00271	804,63	1,5		4146,34	37,8	37,85
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29,80	1,00	34,30	356,25	46,30	217,55	0,30	83,67	68,84	108,14	83,67	141,76	0,00274	751,16	1,4		4044,72	37,3	37,32
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30,80	1,00	35,30	365,64	46,30	220,40	0,30	84,77	70,66	110,99	84,77	144,28	0,00276	698,44	1,3		3940,44	36,8	36,80
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31,80	1,00	36,30	375,03	46,30	223,21	0,30	85,85	72,47	113,84	85,85	146,78	0,00279	646,58	1,2		3833,49	36,3	36,29
ALP (Areia Argilosa)	NC	-32,80	1,00	37,30	384,42	46,30	225,99	0,30	86,92	74,29	116,69	86,92	153,54	0,00416	595,66	1,1		3723,89	35,8	35,80
ALP (Argilla)	C	-33,68	0,75	38,18	392,45	26,96	0,50	8,99	35,64	41,98	8,99	154,96	0,00423	556,47	1,0		3613,64	35,3	35,33	
ALP (Argilla)	C	-34,43	0,75	38,93	399,12	27,42	0,50	9,14	36,24	42,70	9,14	156,35	0,00429	543,11	1,0		3574,04	35,0	34,97	
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35,18	0,75	39,68	405,98	46,30	232,24	0,30	89,32	78,46	124,43	89,32	157,72	0,00436	530,16	0,9		3533,82	34,6	34,63
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35,93	0,75	40,43	413,03	46,30	234,24	0,30	90,09	79,82	126,03	90,09	159,06	0,00443	503,55	0,9		3446,90	34,3	34,29
CDG (Areia Siltosa)	NC	-36,80	0,99	41,30	421,57	261,96	0,30	100,76	123,78	193,14	100,76	160,39	0,00450	477,85	0,8		3358,60	34,0	33,96	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-37,79	0,99	42,29	431,61	262,09	0,30	100,80	126,73	197,74	100,80	161,70	0,00457	428,14	0,8		3177,53	33,5	33,54	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-38,78	0,99	43,28	441,65	262,21	0,30	100,85	129,68	202,34	100,85	162,99	0,00463	380,51	0,7		2992,47	33,1	33,14	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-39,78	0,99	44,28	451,70	262,33	0,30	100,89	132,63	206,94	100,89	164,26	0,00470	334,84	0,7		2803,42	32,8	32,76	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-40,77	0,99	45,27	461,74	262,44	0,30	100,94	135,57	211,54	100,94	165,51	0,00476	290,97	0,6		2610,39	32,4	32,41	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-41,76	0,99	46,26	471,78	262,55	0,30	100,98	138,52	216,14	100,98	166,74	0,00483	248,72	0,6		2413,40	32,1	32,09	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-42,76	0,99	47,26	481,82	262,66	0,30	101,02	141,47	220,74	101,02	167,96	0,00489	207,90	0,5		2212,45	31,8	31,79	
				48,00											168,26	0,5		2007,54	31,5	

A resistência de ponta mobilizada é de 2007,5 kN. O esforço máximo instalado na estaca é $(F_{qp})_{max} = 4389$ kN à profundidade de 31,05 m, como se pode observar no Quadro 8.37 e na Figura 8.35. Este valor é inferior à capacidade resistente da estaca de cálculo ($N_{rd} = 4667$ kN). No entanto, para valor de serviço, pode ser considerado demasiadamente elevado. Ultrapassa claramente o limite recomendado pelo Eurocódigo 2 para cargas quase permanente e está muito próximo do valor resistente de cálculo.

Na Figura 8.36 são ilustradas as deformações totais da estaca em profundidade para as duas situações (com e sem atrito negativo). Considerando o atrito negativo, o assentamento da cabeça da estaca é de 50 mm. Em condições normais, tratar-se-ia de um valor excessivo (embora tanto a EN 1997 como o Regulamento de Fundações considerem assentamentos desta ordem de grandeza, desde que os assentamentos diferenciais não ultrapassem os limites regulamentares e daí não resultem consequências nefastas para as infra-estruturas que possam ser afectadas).

Assentamentos totais são sobretudo importantes em termos de compatibilização com infra-estruturas anexas. Nesse aspecto, o assentamento da estaca deve ser avaliado tendo presente que o terreno circundante também assenta como resultado da consolidação da aluvião argilosa.

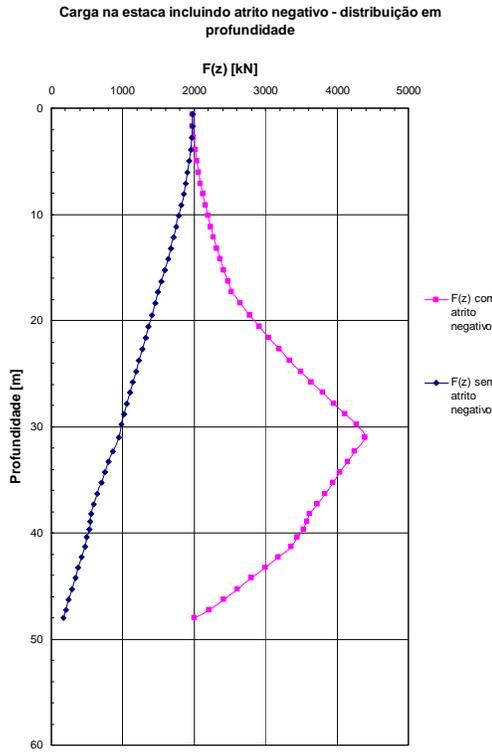


Figura 8. 35 – Carga instalada na estaca

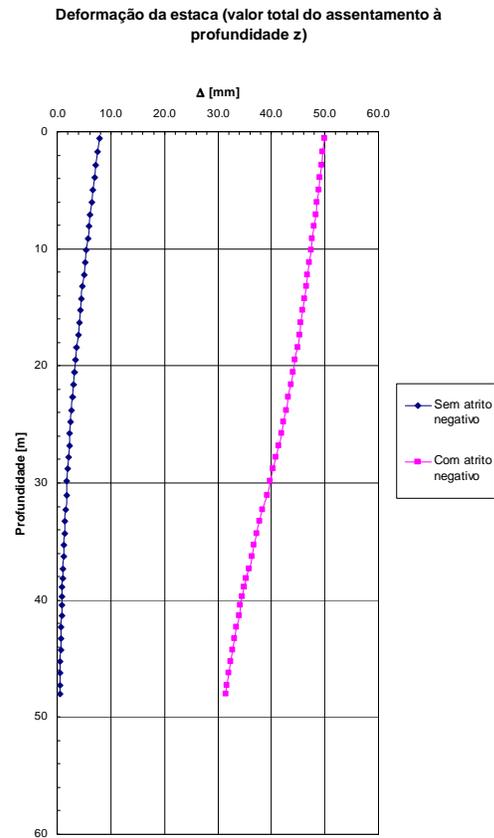


Figura 8. 36 – Assentamentos ao longo da estaca

Assim, um assentamento de 50 mm poderá não ser excessivo. Este é um aspecto realçado já por diversos autores. Fleming et al (1992) referem inclusive que uma diferente filosofia para estacas sujeitas a atrito negativo será a adopção de um procedimento menos conservativo (que em condições normais, sem atrito negativo) no dimensionamento, por forma precisamente a garantir que a estaca assente, dentro de certos limites, com o solo.

Estuda-se seguidamente a influência do assentamento de consolidação e do carregamento no topo da estaca.

Magnitude do assentamento por consolidação

Considera-se um assentamento total de 100 mm em vez dos 700 mm admitidos anteriormente. Os resultados são ilustrados nas figuras 8.37 a 8.40.

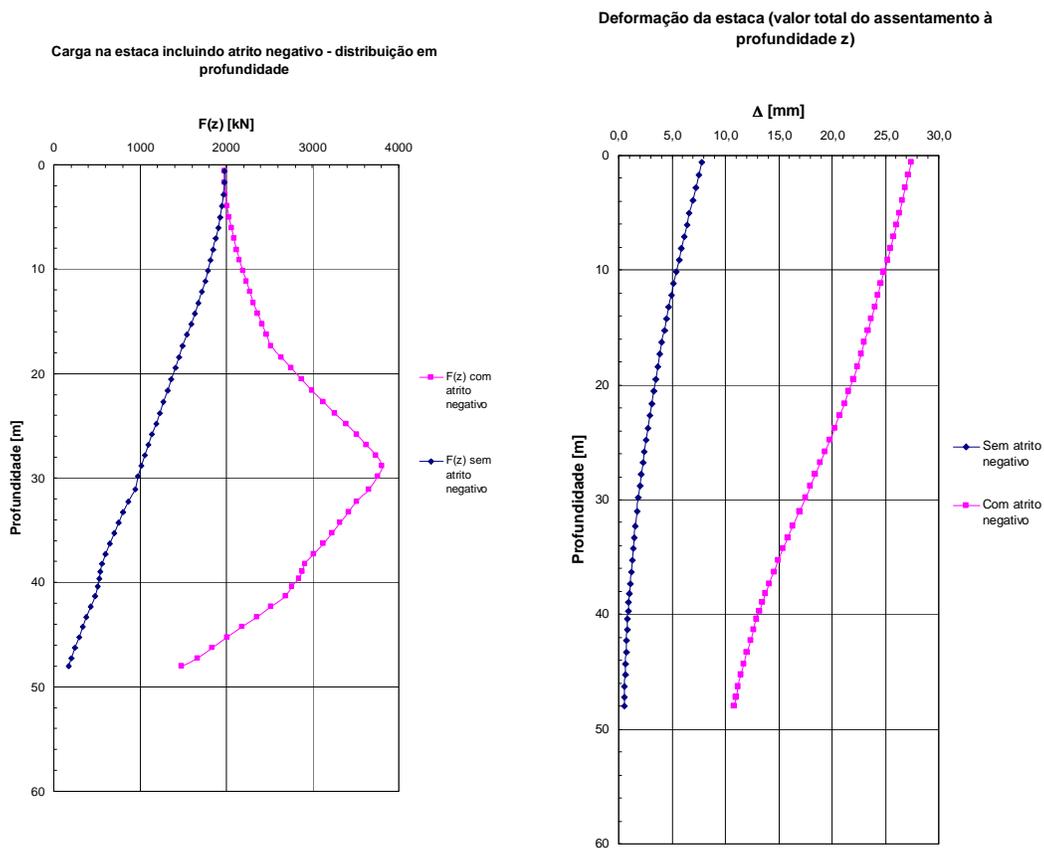


Figura 8. 37 – Carga instalada na estaca

Figura 8. 38 – Assentamentos ao longo da estaca

Verifica-se que o assentamento da estaca é menor (27,5 mm do topo da estaca – redução de 45 %). A carga máxima na estaca é de 3805,2 kN (redução de apenas 13 %).

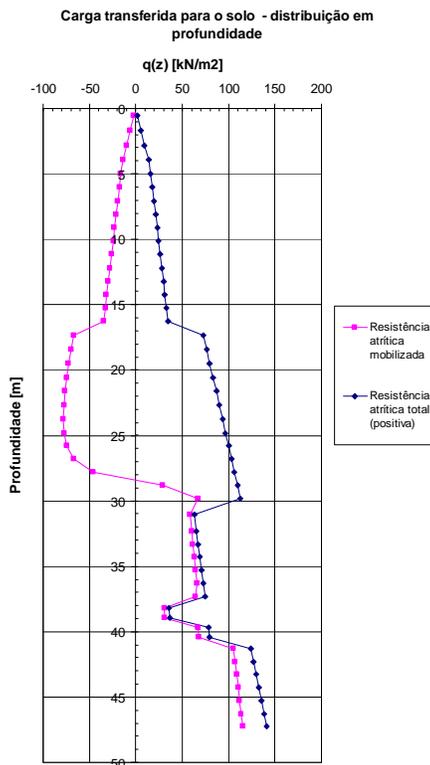


Figura 8. 39 – Resistência atrítica por unidade de área: mobilizada e total

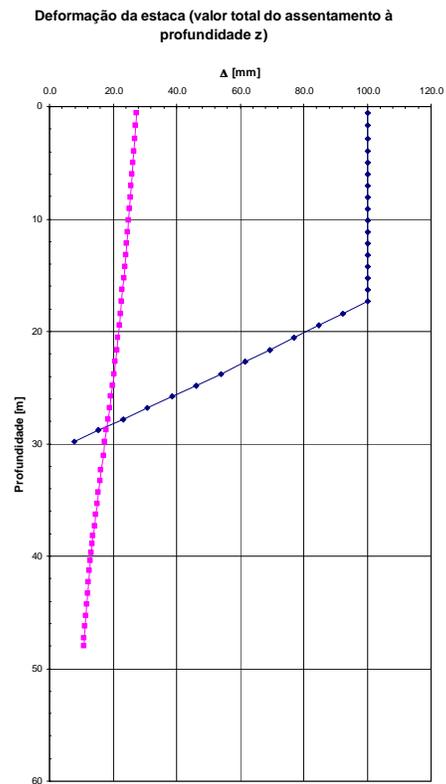


Figura 8. 40 – Assentamentos da estaca e do solo

O facto de a carga máxima na estaca não se reduzir significativamente resulta de, mesmo para um assentamento do terreno de 10 cm, o atrito negativo se mobilizar em quase toda a espessura de solo que assenta.

Carregamento da estaca

Adopta-se uma carga aplicada no topo de 990 kN, correspondente à situação de duplicar o número de estacas. O assentamento do terreno é de 700 mm.

A carga instalada e a deformação da estaca em profundidade são representadas nas Figuras 8.41 e 8.42.

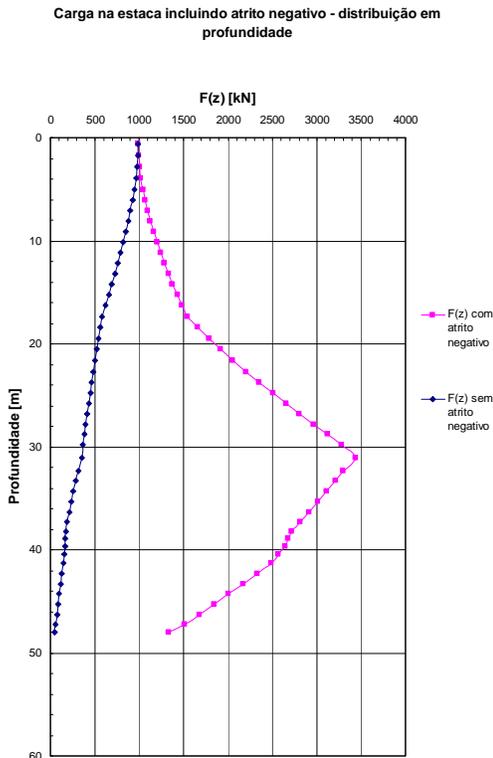


Figura 8. 41 – Carga instalada na estaca

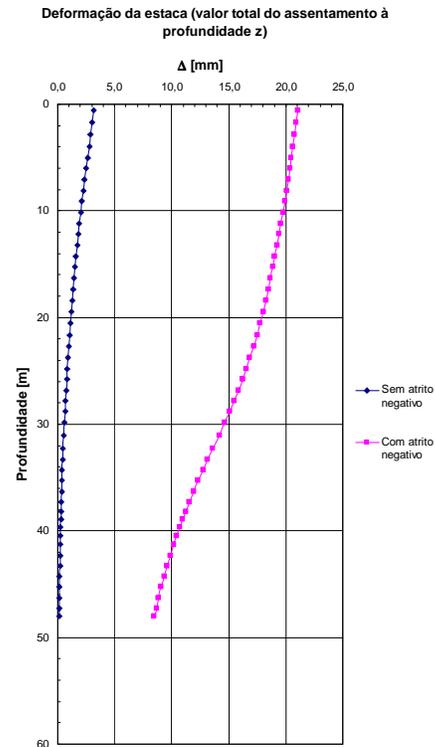


Figura 8. 42 – Assentamentos ao longo da estaca

O assentamento da estaca é, neste caso, de 21,1 mm (redução de 58 %). A carga máxima instalada é de 3436 kN (redução de 22 %).

De facto, duplicar o número de estacas diminui consideravelmente o assentamento das mesmas, embora a redução do esforço máximo instalado seja comparativamente menos significativa.

Refira-se que estes resultados não são universais. Os efeitos da consolidação de solos em estacas variam com a estratigrafia, a distribuição de resistência ao longo do fuste e a resistência de ponta.

Fica no entanto bem patente que a melhor forma de analisar este fenómeno é através da análise de assentamentos. O atrito negativo não tem qualquer influência na capacidade de carga. Pelo contrário, os seus efeitos são consequência, em parte, da própria resistência da estaca, assim como da sua rigidez.

8.7.2.2 – Análise para a combinação rara de acções

Pretende-se calcular o assentamento para um carregamento da estaca de $G_k + Q_k = 2700$ kN. A análise será feita considerando que este carregamento ocorre após consolidação da estrato argiloso, i.e., com o atrito negativo completamente mobilizado aquando da aplicação da carga adicional.

O procedimento adoptado é o apresentado no Capítulo 7. Considera-se, para o carregamento adicional, que a resistência atrítica no comprimento de estaca sujeita inicialmente a atrito negativo é a resistência real mais o atrito negativo mobilizado, de forma a simular a mudança de direcção do atrito devido ao novo carregamento. A resistência lateral ao longo da estaca considerada no cálculo é representada no Quadro 8.38.

Na base da estaca e no comprimento de fuste abaixo da linha neutra, subtrai-se à resistência real a resistência já mobilizada para equilibrar a carga já presente na estaca (F_{cp} + atrito negativo). Assim, a resistência de ponta considerada é $R_{b,k} - 2007,5 = 2462,5 - 2007,5 = 455$ kN.

Os resultados na análise são apresentados no Quadro 8.39 e nas figuras 8.43 e 8.44.

Quadro 8. 38 – Resistência lateral adoptada no cálculo

Descrição do solo	zav (m)	Espessura da camada [mm]	Prof. (m)	qi [kN/m2]	Ri [kN]
Aterro	3,94	1,13	0,56	3,84	6,79
Aterro	2,81	1,13	1,69	11,53	20,37
Aterro	1,69	1,13	2,81	19,22	33,96
Aterro	0,56	1,13	3,94	26,90	47,54
Aterro	-0,51	1,03	5,01	32,44	52,23
Aterro	-1,54	1,03	6,04	35,82	57,68
Aterro	-2,56	1,03	7,06	39,21	63,13
Aterro	-3,59	1,03	8,09	42,60	68,58
Aterro	-4,61	1,03	9,11	45,98	74,04
Aterro	-5,64	1,03	10,14	49,37	79,49
Aterro	-6,66	1,03	11,16	52,76	84,94
Aterro	-7,69	1,03	12,19	56,14	90,40
Aterro	-8,71	1,03	13,21	59,53	95,85
Aterro	-9,74	1,03	14,24	62,92	101,30
Aterro	-10,76	1,03	15,26	66,30	106,75
Aterro	-11,79	1,03	16,29	69,69	112,21
ALP (Argila)	-12,84	1,07	17,34	145,10	244,20
ALP (Argila)	-13,91	1,07	18,41	151,84	255,55
ALP (Argila)	-14,98	1,07	19,48	158,57	266,86
ALP (Argila)	-16,05	1,07	20,55	165,26	278,14
ALP (Argila)	-17,12	1,07	21,62	171,93	289,35
ALP (Argila)	-18,19	1,07	22,69	178,54	300,49
ALP (Argila)	-19,26	1,07	23,76	185,09	311,51
ALP (Argila)	-20,30	1,00	24,80	191,30	300,50
ALP (Argila)	-21,30	1,00	25,80	197,11	309,62
ALP (Argila)	-22,30	1,00	26,80	202,57	318,20
ALP (Argila)	-23,30	1,00	27,80	207,27	325,57
ALP (Argila)	-24,30	1,00	28,80	209,52	329,12
ALP (Argila)	-25,30	1,00	29,80	190,57	299,35
ALP (Areia Argilosa)	-26,55	1,50	31,05	2,09	4,92
ALP (Areia Argilosa)	-27,80	1,00	32,30	2,22	3,49
ALP (Areia Argilosa)	-28,80	1,00	33,30	2,34	3,67
ALP (Areia Argilosa)	-29,80	1,00	34,30	2,45	3,85
ALP (Areia Argilosa)	-30,80	1,00	35,30	2,57	4,04
ALP (Areia Argilosa)	-31,80	1,00	36,30	2,70	4,24
ALP (Areia Argilosa)	-32,80	1,00	37,30	4,10	6,44
ALP (Argila)	-33,68	0,75	38,18	2,02	2,38
ALP (Argila)	-34,43	0,75	38,93	2,11	2,48
ALP (Areia Argilosa)	-35,18	0,75	39,68	4,67	5,50
ALP (Areia Argilosa)	-35,93	0,75	40,43	4,87	5,73
CDG (Areia Siltosa)	-36,80	0,99	41,30	7,74	12,07
CDG (Areia Siltosa)	-37,79	0,99	42,29	8,12	12,67
CDG (Areia Siltosa)	-38,78	0,99	43,28	8,52	13,29
CDG (Areia Siltosa)	-39,78	0,99	44,28	8,92	13,91
CDG (Areia Siltosa)	-40,77	0,99	45,27	9,32	14,55
CDG (Areia Siltosa)	-41,76	0,99	46,26	9,73	15,19
CDG (Areia Siltosa)	-42,76	0,99	47,26	10,15	15,84

A carga adicional para esta combinação é : $F = F_{G+Q} - F_{qp} = 2700 - 1980 = 720 \text{ kN}$.

Quadro 8. 39 - Resultados

Descrição do solo	zav (m)	Espessura da camada [mm]	Prof. (m)	Qi [kN]	Δ [mm]
Aterro	3,94	1,13	0,56	720,00	1,5
Aterro	2,81	1,13	1,69	714,83	1,4
Aterro	1,69	1,13	2,81	700,33	1,3
Aterro	0,56	1,13	3,94	677,35	1,2
Aterro	-0,51	1,03	5,01	646,69	1,1
Aterro	-1,54	1,03	6,04	614,39	1,0
Aterro	-2,56	1,03	7,06	580,09	0,9
Aterro	-3,59	1,03	8,09	544,08	0,8
Aterro	-4,61	1,03	9,11	506,66	0,8
Aterro	-5,64	1,03	10,14	468,13	0,7
Aterro	-6,66	1,03	11,16	428,77	0,6
Aterro	-7,69	1,03	12,19	388,84	0,6
Aterro	-8,71	1,03	13,21	348,58	0,5
Aterro	-9,74	1,03	14,24	308,16	0,5
Aterro	-10,76	1,03	15,26	267,72	0,5
Aterro	-11,79	1,03	16,29	227,33	0,4
ALP (Argila)	-12,84	1,07	17,34	186,99	0,4
ALP (Argila)	-13,91	1,07	18,41	174,18	0,4
ALP (Argila)	-14,98	1,07	19,48	161,52	0,3
ALP (Argila)	-16,05	1,07	20,55	149,04	0,3
ALP (Argila)	-17,12	1,07	21,62	137,12	0,3
ALP (Argila)	-18,19	1,07	22,69	125,38	0,3
ALP (Argila)	-19,26	1,07	23,76	113,83	0,3
ALP (Argila)	-20,30	1,00	24,80	102,46	0,2
ALP (Argila)	-21,30	1,00	25,80	91,97	0,2
ALP (Argila)	-22,30	1,00	26,80	81,62	0,2
ALP (Argila)	-23,30	1,00	27,80	71,39	0,2
ALP (Argila)	-24,30	1,00	28,80	61,29	0,2
ALP (Argila)	-25,30	1,00	29,80	51,39	0,2
ALP (Areia Argilosa)	-26,55	1,50	31,05	42,62	0,2
ALP (Areia Argilosa)	-27,80	1,00	32,30	42,02	0,2
ALP (Areia Argilosa)	-28,80	1,00	33,30	41,60	0,2
ALP (Areia Argilosa)	-29,80	1,00	34,30	41,19	0,2
ALP (Areia Argilosa)	-30,80	1,00	35,30	40,76	0,2
ALP (Areia Argilosa)	-31,80	1,00	36,30	40,33	0,2
ALP (Areia Argilosa)	-32,80	1,00	37,30	39,90	0,2
ALP (Argila)	-33,68	0,75	38,18	39,45	0,2
ALP (Argila)	-34,43	0,75	38,93	39,30	0,1
ALP (Areia Argilosa)	-35,18	0,75	39,68	39,14	0,1
ALP (Areia Argilosa)	-35,93	0,75	40,43	38,80	0,1
CDG (Areia Siltosa)	-36,80	0,99	41,30	38,47	0,1
CDG (Areia Siltosa)	-37,79	0,99	42,29	37,79	0,1
CDG (Areia Siltosa)	-38,78	0,99	43,28	37,11	0,1
CDG (Areia Siltosa)	-39,78	0,99	44,28	36,44	0,1
CDG (Areia Siltosa)	-40,77	0,99	45,27	35,76	0,1
CDG (Areia Siltosa)	-41,76	0,99	46,26	35,10	0,1
CDG (Areia Siltosa)	-42,76	0,99	47,26	34,43	0,1
CDG (Areia Siltosa)			48,00	33,78	0,1

A zona superior da estaca sustenta a maior parte da carga adicional, encontrando-se “pré-esforçada” pelo atrito negativo inicialmente presente. Este “pré-esforço” é parcialmente anulado com a mudança de direcção do atrito lateral.

O assentamento adicional da cabeça da estaca é 1,5 mm. Assim, o assentamento total para uma carga aplicada (após mobilização total do atrito negativo na estaca) de 2700 kN é: 50 mm + 1,5 mm = 51,5 mm.

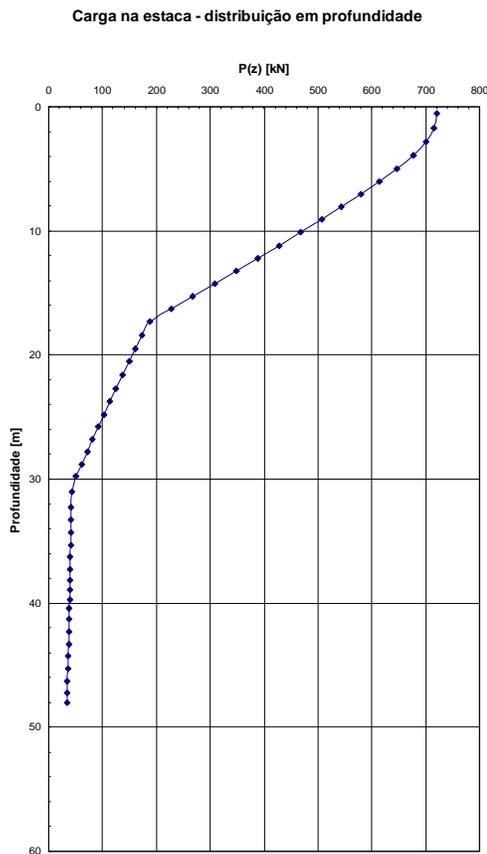


Figura 8. 43 – Carga adicional instalada na estaca

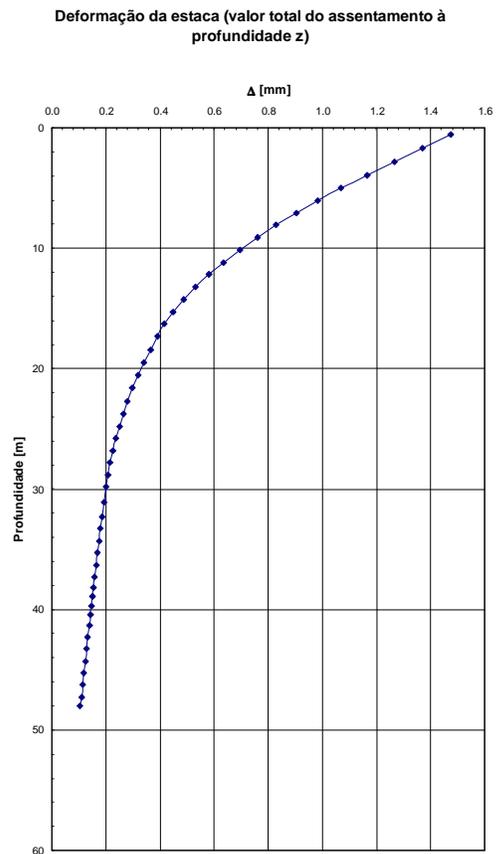


Figura 8. 44 – Assentamento adicional da estaca

Observando a Figura 8.43, onde se ilustra a distribuição de carga na estaca em profundidade, constata-se a semelhança com o gráfico obtido em estacas instrumentadas, sem considerar a existência de esforços residuais. A este propósito, faz-se referência ao exposto no Capítulo 4 relativamente ao conceito de profundidade crítica e esforços residuais.

A resistência de ponta disponível é pequena, pelo que as cargas adicionais são predominantemente suportadas pelo fuste. Resulta assim uma resposta da estaca bastante rígida, uma vez que o atrito lateral é mobilizado para pequenos deslocamentos.

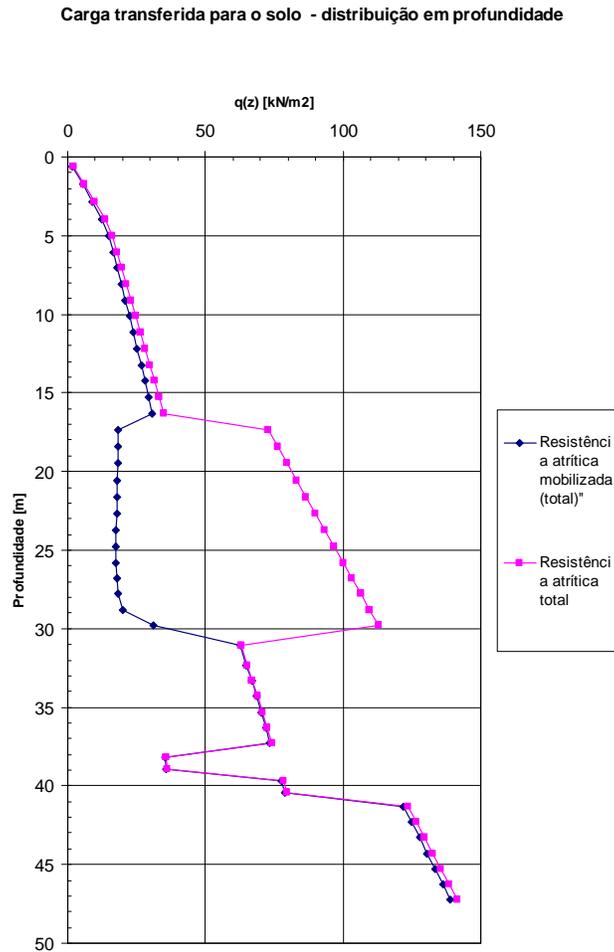


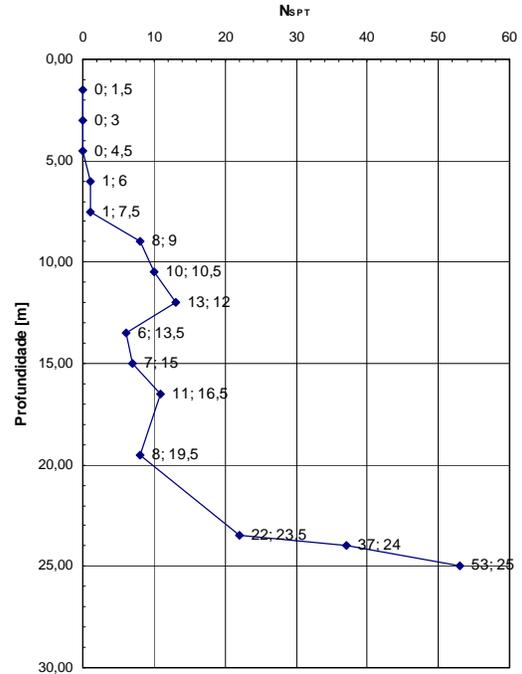
Figura 8. 45 – Atrito mobilizado ao longo do fuste para a carga total (2700 kN); Atrito total mobilizável

A resistência só será totalmente mobilizada para uma carga adicional que corresponda a um carregamento total equivalente à capacidade da estaca. Esta carga adicional, como se observa na Figura 8.45, corresponde à reserva de resistência passível de ser mobilizada ao longo da camada da aluvião argilosa (entre os 17 e 30 metros de profundidade, aproximadamente).

**Anexo 8.1 – Resultados de ensaios SPT (anteriores às
dragagens)**

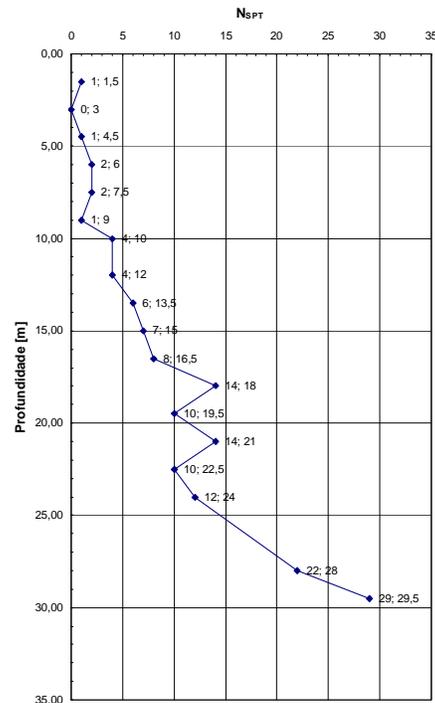
Sondagem: BH-1A
Cota de topo da sondagem BH-1 -2,19 NMM

N _{SPT}	Prof. [m]	Nível [m]	Descrição	Esp [m]
0	1,5	-3,690	DFM	8,5
0	3	-5,190		
0	4,5	-6,690		
1	6	-8,190		
1	7,5	-9,690		
8	9	-11,190	ALP (Argila)	4,5
10	10,5	-12,690		
13	12	-14,190		
6	13,5	-15,690	ALP (Argila)	3
7	15	-17,190		
11	16,5	-18,690	ALP (Argila Arenosa)	2,1
8	19,5	-21,690	ALP (Argila)	1,9
			ALP (Areia Argilosa)	3,05
22	23,5	-25,690	CDG	3,15
37	24	-26,190		
53	25	-27,190		



Sondagem: BH-1B
Cota de topo da sondagem BH-1 -2,41 NMM

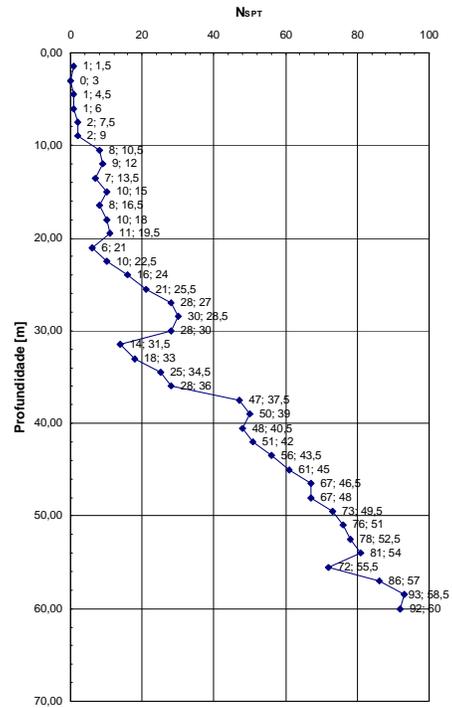
No	N _{SPT}	Prof. [m]	Nível [m]	Descrição	Esp [m]
1	1	1,5	-3,91	DFM	10
2	0	3	-5,41		
3	1	4,5	-6,91		
4	2	6	-8,41		
5	2	7,5	-9,91		
6	1	9	-11,41		
7	4	10	-12,41	ALP (Argila)	4,5
8	4	12	-14,41		
9	6	13,5	-15,91		
10	7	15	-17,41	ALP (Argila)	3
11	8	16,5	-18,91	ALP (Argila)	7,5
12	14	18	-20,41		
13	10	19,5	-21,91		
14	14	21	-23,41		
15	10	22,5	-24,91		
16	12	24	-26,41		
17	22	28	-30,41	CDG	2,31
18	29	29,5	-31,91		



Capítulo 8 – Estacas PHC – exemplo de cálculo

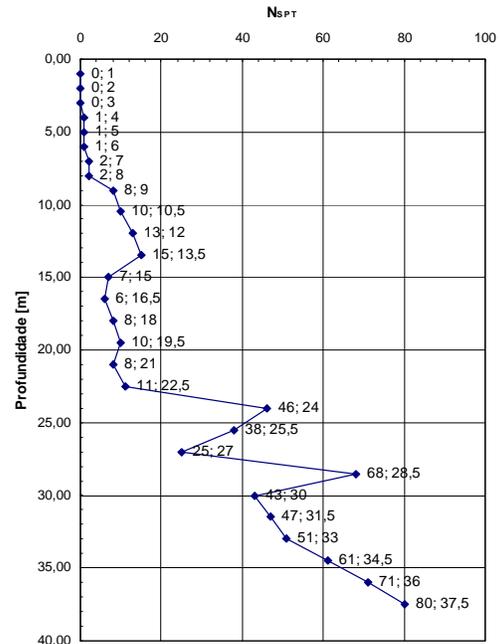
Sondagem: BH-1D
Cota de topo da sondagem BH-1 -2,33 NMM

No	NsPT	Prof. [m]	Nível [m]	Descrição	Esp [m]
1	1	1,5	-3,83	DFM	10
2	0	3	-5,33		
3	1	4,5	-6,83		
4	1	6	-8,33		
5	2	7,5	-9,83		
6	2	9	-11,33		
7	8	10,5	-12,83	ALP (Argila)	7,5
8	9	12	-14,33		
9	7	13,5	-15,83		
10	10	15	-17,33		
11	8	16,5	-18,83		
12	10	18	-20,33	ALP (Argila)	3
13	11	19,5	-21,83	ALP (Argila)	3
14	6	21	-23,33	ALP (Argila)	3
15	10	22,5	-24,83	ALP (Areia)	1,5
16	16	24	-26,33	ALP (Areia)	1,5
17	21	25,5	-27,83	ALP (Areia)	6
18	28	27	-29,33		
19	30	28,5	-30,83		
20	28	30	-32,33		
21	14	31,5	-33,83	ALP	1,5
22	18	33	-35,33	ALP (Areia)	1,5
23	25	34,5	-36,83	CDG	29,8
24	28	36	-38,33		
25	47	37,5	-39,83		
26	50	39	-41,33		
27	48	40,5	-42,83		
28	51	42	-44,33		
29	56	43,5	-45,83		
30	61	45	-47,33		
31	67	46,5	-48,83		
32	67	48	-50,33		
33	73	49,5	-51,83		
34	76	51	-53,33		
35	78	52,5	-54,83		
36	81	54	-56,33		
37	72	55,5	-57,83		
38	86	57	-59,33		
39	93	58,5	-60,83		
40	92	60	-62,33		



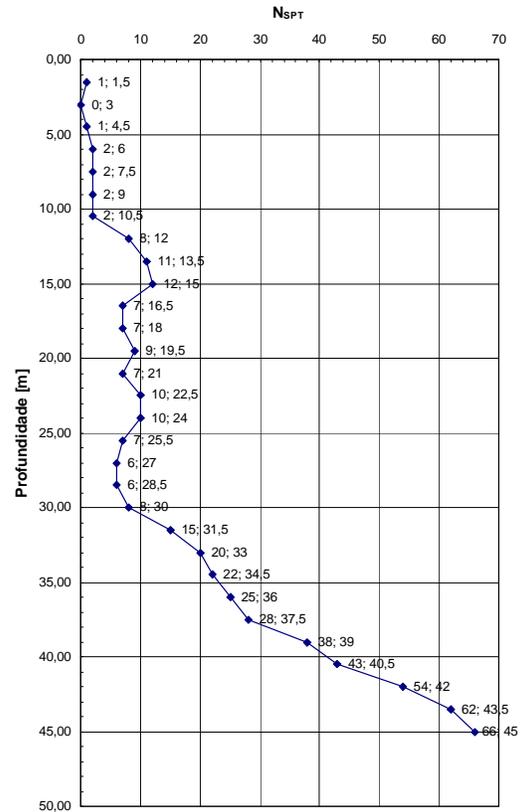
Sondagem: BH-2A
Cota de topo da sondagem BH-2/ -2,06 NMM

No	NsPT	Prof. [m]	Nível [m]	Descrição	Esp [m]
1	0	1	-3,06	DFM	8,75
2	0	2	-4,06		
3	0	3	-5,06		
4	1	4	-6,06		
5	1	5	-7,06		
6	1	6	-8,06		
7	2	7	-9,06		
8	2	8	-10,06		
9	8	9	-11,06	ALP (Argila)	5,75
10	10	10,5	-12,56		
11	13	12	-14,06		
12	15	13,5	-15,56	ALP (Argila)	7,5
13	7	15	-17,06		
14	6	16,5	-18,56	ALP (Argila)	7,5
15	8	18	-20,06		
16	10	19,5	-21,56	ALP (Areia)	1,5
17	8	21	-23,06		
18	11	22,5	-24,56	ALP (Areia)	1,5
19	46	24	-26,06	ALP (Areia)	4,5
20	38	25,5	-27,56		
21	25	27	-29,06	CDG	11,2
22	68	28,5	-30,56		
23	43	30	-32,06		
24	47	31,5	-33,56		
25	51	33	-35,06		
26	61	34,5	-36,56		
27	71	36	-38,06		
28	80	37,5	-39,56		



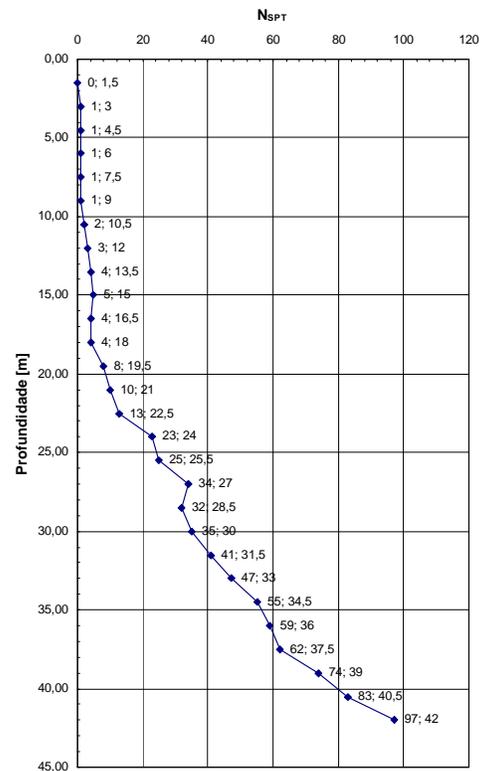
Sondagem: BH-2B
Cota de topo da sondagem BH-2: -2,42 NMM

No	N _{SPT}	Prof. [m]	Nível [m]	Descrição	Esp [m]
1	1	1,5	-3,92	DFM	11,5
2	0	3	-5,42		
3	1	4,5	-6,92		
4	2	6	-8,42		
5	2	7,5	-9,92		
6	2	9	-11,42		
7	2	10,5	-12,92		
8	8	12	-14,42	ALP (Argila)	3
9	11	13,5	-15,92		
10	12	15	-17,42	ALP (Argila)	7,5
11	7	16,5	-18,92		
12	7	18	-20,42		
13	9	19,5	-21,92		
14	7	21	-23,42	ALP (Argila arenosa)	4,5
15	10	22,5	-24,92		
16	10	24	-26,42		
17	7	25,5	-27,92	ALP (Argila)	4,5
18	6	27	-29,42		
19	6	28,5	-30,92		
20	8	30	-32,42	CDG	15,7
21	15	31,5	-33,92		
22	20	33	-35,42		
23	22	34,5	-36,92		
24	25	36	-38,42		
25	28	37,5	-39,92		
26	38	39	-41,42		
27	43	40,5	-42,92		
28	54	42	-44,42		
29	62	43,5	-45,92		
30	66	45	-47,42		



Sondagem: BH-2D
Cota de topo da sondagem BH-2: -2,1 NMM

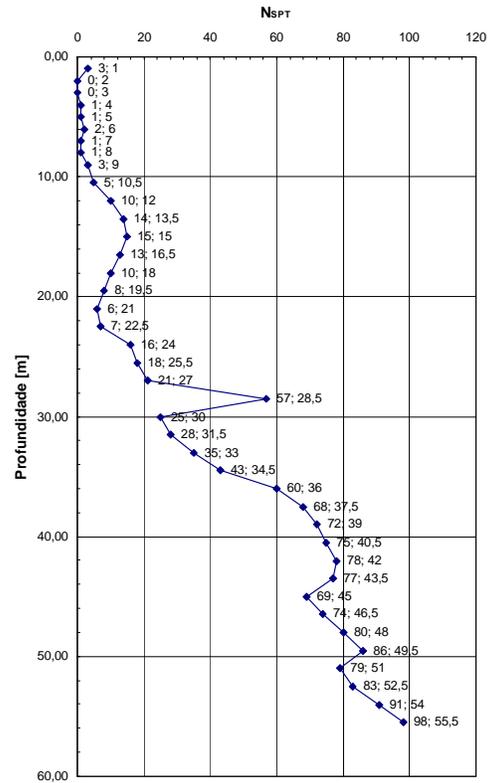
No	N _{SPT}	Prof. [m]	Nível [m]	Descrição	Esp [m]
1	0	1,5	-3,60	DFM	15
2	1	3	-5,10		
3	1	4,5	-6,60		
4	1	6	-8,10		
5	1	7,5	-9,60		
6	1	9	-11,10		
7	2	10,5	-12,60		
8	3	12	-14,10		
9	4	13,5	-15,60		
10	5	15	-17,10	ALP (Argila)	4
11	4	16,5	-18,60		
12	4	18	-20,10		
13	8	19,5	-21,60	ALP	1,5
14	10	21	-23,10	ALP (Areia Argilosa)	3
15	13	22,5	-24,60		
16	23	24	-26,10	CDG (Areia Siltosa)	19,7
17	25	25,5	-27,60		
18	34	27	-29,10		
19	32	28,5	-30,60		
20	35	30	-32,10		
21	41	31,5	-33,60		
22	47	33	-35,10		
23	55	34,5	-36,60		
24	59	36	-38,10		
25	62	37,5	-39,60		
26	74	39	-41,10		
27	83	40,5	-42,60		
28	97	42	-44,10		



Capítulo 8 – Estacas PHC – exemplo de cálculo

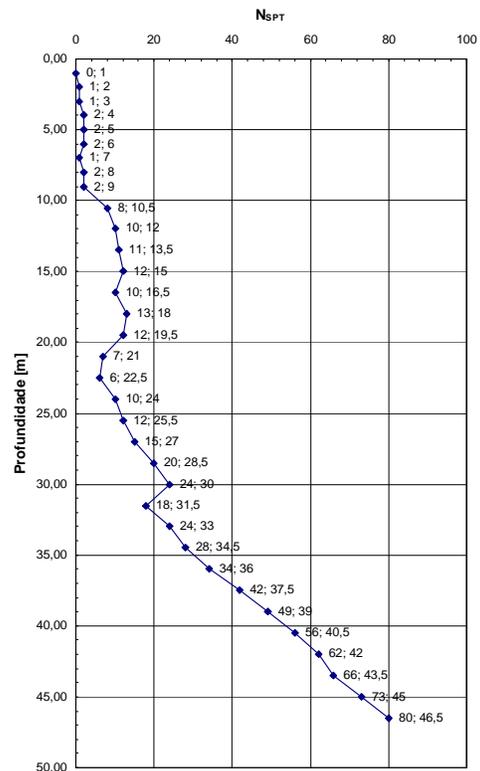
Sondagem: BH-3A
Cota de topo da sondagem BH-3: -1,96 NMM

No	N _{SPT}	Prof. [m]	Nível [m]	Descrição	Esp [m]
1	3	1	-2,96	DFM	10
2	0	2	-3,96		
3	0	3	-4,96		
4	1	4	-5,96		
5	1	5	-6,96		
6	2	6	-7,96		
7	1	7	-8,96		
8	1	8	-9,96		
9	3	9	-10,96		
10	5	10,5	-12,46	ALP (Argila)	10,5
11	10	12	-13,96		
12	14	13,5	-15,46		
13	15	15	-16,96		
14	13	16,5	-18,46		
15	10	18	-19,96		
16	8	19,5	-21,46		
17	6	21	-22,96	ALP (Argila arenosa)	3
18	7	22,5	-24,46	ALP (Areia)	6
19	16	24	-25,96		
20	18	25,5	-27,46		
21	21	27	-28,96		
22	57	28,5	-30,46		
23	25	30	-31,96		
24	28	31,5	-33,46		
25	35	33	-34,96		
26	43	34,5	-36,46		
27	60	36	-37,96		
28	68	37,5	-39,46		
29	72	39	-40,96		
30	75	40,5	-42,46		
31	78	42	-43,96		
32	77	43,5	-45,46		
33	69	45	-46,96		
34	74	46,5	-48,46		
35	80	48	-49,96		
36	86	49,5	-51,46		
37	79	51	-52,96		
38	83	52,5	-54,46		
39	91	54	-55,96		
40	98	55,5	-57,46		



Sondagem: BH-3D
Cota de topo da sondagem BH-3: -2,34 NMM

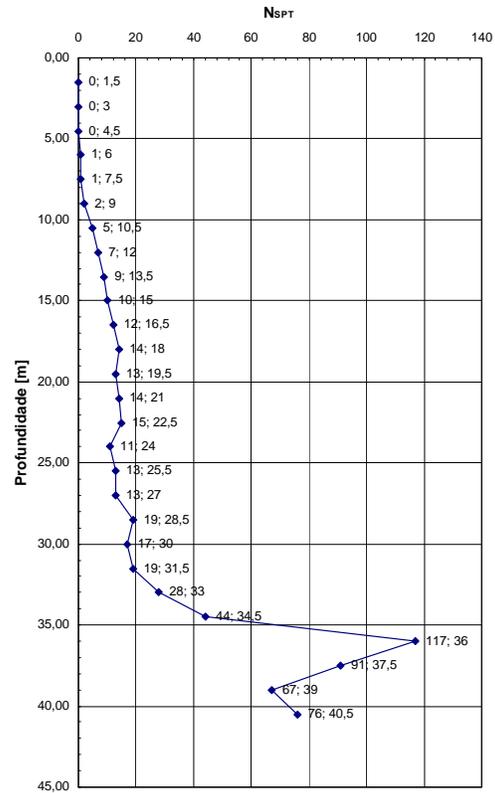
No	N _{SPT}	Prof. [m]	Nível [m]	Descrição	Esp [m]
1	0	1	-3,34	DFM	10
2	1	2	-4,34		
3	1	3	-5,34		
4	2	4	-6,34		
5	2	5	-7,34		
6	2	6	-8,34		
7	1	7	-9,34		
8	2	8	-10,34		
9	2	9	-11,34		
10	8	10,5	-12,84	ALP (Argila)	6
11	10	12	-14,34		
12	11	13,5	-15,84		
13	12	15	-17,34	ALP (Argila)	4,5
14	10	16,5	-18,84		
15	13	18	-20,34		
16	12	19,5	-21,84		
17	7	21	-23,34	ALP (Argila)	3
18	6	22,5	-24,84	ALP (Areia argilosa)	7,5
19	10	24	-26,34		
20	12	25,5	-27,84		
21	15	27	-29,34		
22	20	28,5	-30,84		
23	24	30	-32,34		
24	18	31,5	-33,84	CDG (Areia Siltosa)	16,7
25	24	33	-35,34		
26	28	34,5	-36,84		
27	34	36	-38,34		
28	42	37,5	-39,84		
29	49	39	-41,34		
30	56	40,5	-42,84		
31	62	42	-44,34		
32	66	43,5	-45,84		
33	73	45	-47,34		
34	80	46,5	-48,84		



Capítulo 8 – Estacas PHC – exemplo de cálculo

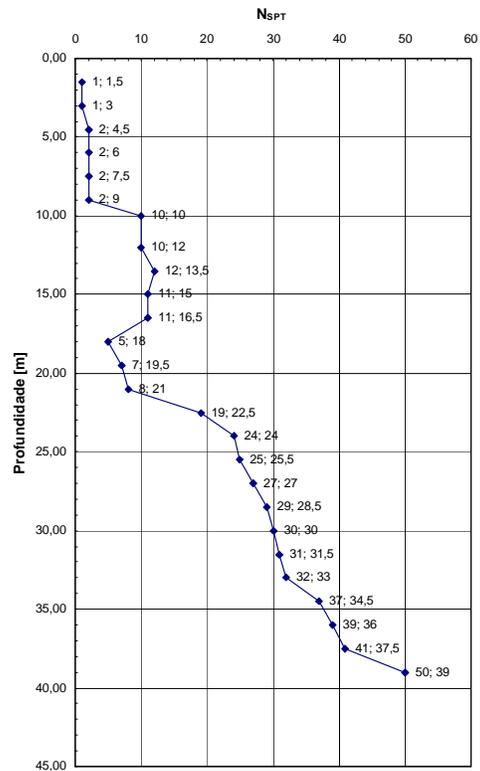
Sondagem: BH-4A
Cota de topo da sondagem BH-4 -2,15 NMM

No	N _{SPT}	Prof. [m]	Nível [m]	Descrição	Esp [m]
1	0	1,5	-3,65	DFM	10
2	0	3	-5,15		
3	0	4,5	-6,65		
4	1	6	-8,15		
5	1	7,5	-9,65		
6	2	9	-11,15		
10	5	10,5	-12,65	ALP	1,5
11	7	12	-14,15	ALP (Argila)	7,5
12	9	13,5	-15,65		
13	10	15	-17,15		
14	12	16,5	-18,65		
15	14	18	-20,15	ALP (Argila)	4,5
16	13	19,5	-21,65		
17	14	21	-23,15		
18	15	22,5	-24,65	CDG (Silte Arenoso)	4,5
19	11	24	-26,15		
20	13	25,5	-27,65		
21	13	27	-29,15	CDG	13
22	19	28,5	-30,65		
23	17	30	-32,15		
24	19	31,5	-33,65		
25	28	33	-35,15		
26	44	34,5	-36,65		
27	117	36	-38,15		
28	91	37,5	-39,65		
29	67	39	-41,15		
30	76	40,5	-42,65		



Sondagem: BH-5A
Cota de topo da sondagem BH-5 -2,16 NMM

No	N _{SPT}	Prof. [m]	Nível [m]	Descrição	Esp [m]
1	1	1,5	-3,66	DFM	10
2	1	3	-5,16		
3	2	4,5	-6,66		
4	2	6	-8,16		
5	2	7,5	-9,66		
6	2	9	-11,16		
7	10	10	-12,16	ALP (Argila)	7,5
8	10	12	-14,16		
9	12	13,5	-15,66		
10	11	15	-17,16		
11	11	16,5	-18,66	ALP	1,5
12	5	18	-20,16		
13	7	19,5	-21,66	ALP (Argila Arenosa)	3
14	8	21	-23,16		
15	19	22,5	-24,66	CDG	18,02
16	24	24	-26,16		
17	25	25,5	-27,66		
18	27	27	-29,16		
19	29	28,5	-30,66		
20	30	30	-32,16		
21	31	31,5	-33,66		
22	32	33	-35,16		
23	37	34,5	-36,66		
24	39	36	-38,16		
25	41	37,5	-39,66		
26	50	39	-41,16		



Anexo 8.2 – Análise estatística de parâmetros geotécnicos

A.8.2.1 – Aluviões Argilosas

Quadro 8. 40 – APL (Argila) – Análise estatística

	Min	Max	Média	σ	COV	n
Profundidade [m]						
w [%]	22,7	48,4	33,98	7,00	0,21	23
w _L [%]	38	52	43,74	4,32	0,10	19
w _p [%]	16	24	20,79	2,20	0,11	19
IP [%]	18	29	22,95	3,14	0,14	19
γ [kN/m ³]	17	20,3	18,71	0,91	0,05	23
G	2,68	2,72	2,70	0,01	0,00	23
e	0,66	1,32	0,94	0,19	0,20	23
Sr [%]	88	100	97,39	3,73	0,04	23
Seixo [%]	0	2,4	0,93	1,29	1,38	3
Areia [%]	8	44,6	21,07	20,42	0,97	3
Silte [%]	37	46	40,33	4,93	0,12	3
Argila [%]	18	52	38,67	18,15	0,47	3
D ₅₀ [mm]	0,0018	0,0300	0,0116	0,0160	1,3810	
c' _{tr} [kN/m ²]	11	30,3	23,30	9,13	0,39	6
$\phi'tr [°]$	19,5	22,9	20,93	1,20	0,06	6
tg(ϕ' _{tr})	0,354	0,422	0,383	0,024	0,06	6
(cu/ σ' _v) _{CIU}	0,46	0,62	0,56	0,06	0,10	6
(cu/ σ' _v) _{DSS*}	0,17	0,19	0,18	0,01	0,05	6
av ₁₋₂ [m ² /MN]	0,24	0,82	0,54	0,21	0,38	6
mv ₁₋₂ [m ² /MN]	0,138	0,420	0,292	0,101	0,35	6
cv ₁₋₂ [m ² /s]	4,67E-08	1,98E-07	9,25E-08	5,89E-08	0,64	6
k ₁₋₂ [m/s]	1,72E-10	4,99E-10	2,45E-10	1,26E-10	0,51	6
Cc	0,174	0,322	0,250	0,051	0,20	6

Quadro 8. 41 – APL (Argila) – Análise estatística (continuação)

Profundidade [m]	COV desconhecido					
	Valor médio característico			Valor característico (quantilhos de 5 e 95%)		
	kn,médio	Xk,inf	Xk,sup	kn,extremo	X _{k0,05}	X _{k0,95}
w [%]	0,37	31,42	36,5	1,75	21,73	46,2
w _L [%]	0,41	41,97	45,5	1,78	36,07	51,4
w _p [%]	0,41	19,89	21,7	1,78	16,88	24,7
IP [%]	0,41	21,67	24,2	1,78	17,38	28,5
γ [kN/m ³]	0,37	18,38	19,0	1,75	17,11	20,3
G	0,37	2,69	2,7	1,75	2,68	2,7
e	0,37	0,87	1,0	1,75	0,61	1,3
Sr [%]	0,37	96,03	98,8	1,75	90,87	103,9
Seixo [%]						
Areia [%]						
Silte [%]						
Argila [%]						
D ₅₀ [mm]						
c' _{tr} [kN/m ²]	0,82	15,81	30,8	2,18	3,39	43,2
$\phi'tr [°]$	0,82	19,95	21,91	2,18	18,33	23,54
tg(ϕ' _{tr})	0,82	0,363	0,402	2,18	0,330	0,435
(cu/ σ' _v) _{CIU}	0,82	0,52	0,61	2,18	0,44	0,69
(cu/ σ' _v) _{DSS*}	0,82	0,17	0,19	2,18	0,16	0,20
av ₁₋₂ [m ² /MN]	0,82	0,37	0,7	2,18	0,09	1,0
mv ₁₋₂ [m ² /MN]	0,82	0,21	0,4	2,18	0,07	0,5
cv ₁₋₂ [m ² /s]	0,82	4,41E-08	1,41E-07	2,18	-3,61E-08	2,21E-07
k ₁₋₂ [m/s]	0,82	1,42E-10	3,47E-10	2,18	-2,92E-11	5,18E-10
Cc	0,82	0,21	0,291	2,18	0,14	0,360

Quadro 8. 42 – APL (Argila) – Análise estatística (continuação)

Profundidade [m]	COV conhecido						
	COV	Valor médio característico			Valor característico (quantilhos de 5 e 95%)		
		kn,m	Xk,inf	Xk,sup	kn,l	Xko,05	Xko,95
w [%]	0,13	0,35	32,48	35,48	1,68	26,77	41,19
w _L [%]	0,17	0,39	40,91	46,56	1,68	31,38	56,09
w _p [%]	0,14	0,39	19,68	21,90	1,68	15,94	25,64
IP [%]							
γ [kN/m ³]	0,05	0,35	18,38	19,05	1,68	17,10	20,33
G	0,01						
e	0,20	0,35	0,87	1,01	1,68	0,62	1,26
Sr [%]	0,30	0,35	87,19	107,59	1,68	48,39	146,39
Seixo [%]							
Areia [%]							
Silte [%]							
Argila [%]							
D ₅₀ [mm]							
c' _v [kN/m ²]							
φ' _{tr} [°]	0,13	0,67	19,11	22,76	1,77	16,12	25,75
tg(φ' _{tr})	0,13	0,67	0,349	0,42	1,77	0,295	0,471
(cu/σ' _v) _{cu}	0,15	0,67	0,51	0,62	1,77	0,41	0,71
(cu/σ' _v) _{DSS*}	0,15	0,67	0,16	0,20	1,77	0,13	0,23
av ₁₋₂ [m ² /MN]	0,37	0,67	0,41	0,67	1,77	0,19	0,89
mv ₁₋₂ [m ² /MN]	0,37	0,67	0,22	0,36	1,77	0,10	0,48
cv ₁₋₂ [m ² /s]	0,68	0,67	5,03E-08	1,35E-07	1,77	-1,88E-08	2,04E-07
k ₁₋₂ [m/s]	0,90	0,67	9,71E-11	3,92E-10	1,77	-1,45E-10	6,34E-10
Cc	0,37	0,67	0,19	0,31	1,77	0,09	0,413

Os valores do COV que constam no Quadro 8.42 foram obtidos a partir das sugestões de Duncan e Baecher e Christian, ou então de Novais Ferreira (Capítulo 2). Os valores sugeridos por este último autor foram considerados em primeiro lugar, uma vez que além de se referirem a valores locais, os índices físicos e propriedades resistentes deste depósito são semelhantes aos indicados por aquele autor.

A.8.2.2 – Aluviões Arenosas

Quadro 8. 43 - Análise estatística dos parâmetros da APL (Areia)

Parâmetro	MIN	MAX	Média	Desvio Padrão	COV
e			0,766	0,03	0,04
I_p [%]			20	0,08	0,004
ϕ [°]	29,26	37,58	31,62	2,22	0,07
$tg\phi'$	0,56	0,77	0,62	0,06	0,09
ϕ_{cv} [°]			28,50		
$tg\phi_{cv}'$			0,543		
I_o [%]	31,83	72,13	45,33	10,86	0,24

Os valores apresentados por Novais Ferreira (1997) para aluviões arenosas foram utilizados no presente caso, tanto para a quantificação de valores característicos considerando o COV desconhecido, como considerando o COV conhecido.

Quadro 8. 44 - Análise estatística dos parâmetros da APL (Areia) - continuação

Parâmetro	n	COV desconhecido					
		Valor médio característico			Valor característico (quantilhos de 5 e 95%)		
		kn,médio	Xk,inf	Xk,sup	kn,extremo	Xk0.05	Xk0.95
e	6	0,82	0,74	0,79	2,18	0,70	0,83
I_p [%]	12	0,542	19,96	20,04	1,888	19,85	20,15
ϕ [°]	21	0,382	30,77	32,47	1,757	27,71	35,52
$tg\phi'$	21	0,382	0,60	0,64	1,757	0,52	0,71
ϕ_{cv} [°]			27,65	29,35			
$tg\phi_{cv}'$			0,524	0,562			
I_o [%]	21	0,382	41,18	49,47	1,757	26,24	64,41

Quadro 8. 45 - Análise estatística dos parâmetros da APL (Areia) - continuação

Parâmetro	COV	COV conhecido					
		Valor médio característico			Valor característico (quantilhos de 5 e 95%)		
		kn,m	Xk,inf	Xk,sup	kn,l	Xk0.05	Xk0.95
e	0,04	0,67	0,75	0,79	1,77	0,71	0,82
I_p [%]	0,004	0,49	19,96	20,04	1,712	19,86	20,14
ϕ [°]	0,13	0,363	30,12	33,11	1,679	24,71	38,52
$tg\phi'$	0,13	0,363	0,59	0,65	1,679	0,48	0,75
ϕ_{cv} [°]							
$tg\phi_{cv}'$							
I_o [%]							

A.8.2.3 – Estratos saprolíticos (CDG)

Quadro 8. 46 – Valores médios obtidos do SPT em cada sondagem

Sondagem	N	N60	(N)60	$\phi(N)$ [°] - Peck, Hanson e Thornburn, 1974		G0 [MN/m2]		
				ϕ [°]	tg ϕ'	Imai e Tonouchi (1982) & Stroud (1988)	Ohsaki e Iwasaki (1973)	Viana da Fonseca et al (2006)
BH-1A	37	31,0	22,0	34,6	0,692	180,4	161,1	172,9
BH-2A	60	50,0	29,0	37,1	0,757	290,7	237,4	174,2
BH-3A	67	56,0	28,0	36,7	0,747	327,9	260,0	175,1
BH-4A	38	32,0	18,0	33,3	0,660	186,4	162,6	174,2
BH-5A	32	26,0	16,0	32,8	0,644	154,7	143,1	173,8
BH-1B	25	21,0	13,0	32,0	0,624	123,3	119,7	173,5
BH-2B	37	31,0	16,0	32,9	0,649	180,3	159,8	174,6
BH-1D	63	53,0	25,0	35,7	0,721	309,1	248,2	175,5
BH-2D	51	42,0	25,0	35,7	0,721	248,0	206,8	173,9
BH-3D	48	40,0	21,0	34,4	0,686	233,8	197,2	174,8

O estudo estatístico realizado é resumido nos seguintes quadros.

Quadro 8. 47 – Análise estatística dos parâmetros do CDG

Parâmetro	MIN	MAX	Média	Desvio Padrão	COV	n	
e	0,53	0,8	0,64	0,12	0,19	5	
I_p [%]			19				
ϕ [°]	29,89	41,00	34,94	2,67	0,08	100	
tg ϕ'	0,57	0,87	0,70	0,07	0,10	100	
ϕ_{ev} [°]			30,00				
tg ϕ_{ev}'			0,58				
G0 [MPa]	Imai e Tonouchi (1982) & Stroud (1988)	72,5	473,7	248,0	110,31	0,44	100
	Ohsaki e Iwasaki (1973)	78,4	352,1	206,4	75,21	0,36	100
F(e)xA	Viana da Fonseca et al (2006)	193,4	114,7	157,0			

Quadro 8. 48 – Análise estatística dos parâmetros do CDG (continuação)

Parâmetro		COV desconhecido					
		Valor médio característico			Valor característico (quantilhos de 5 e 95%)		
		kn,médio	Xk,inf	Xk,sup	kn,extremo	Xk0.05	Xk0.95
e		0,95	0,53	0,75	2,33	0,36	0,92
I_p [%]							
ϕ [°]		0	34,94	34,94	1,64	30,57	39,31
tg ϕ'		0	0,70	0,70	1,64	0,59	0,81
ϕ_{ev} [°]							
tg ϕ_{ev}'							
G0 [MPa]	Imai e Tonouchi (1982) & Stroud (1988)	0	248,0	248,0	1,64	67,1	428,9
	Ohsaki e Iwasaki (1973)	0	206,4	206,4	1,64	83,0	329,7
F(e)xA	Viana da Fonseca et al (2006)		194,4	126,0		263,4	90,2

Quadro 8. 49 – Análise estatística dos parâmetros do CDG (continuação)

Parâmetro	COV	COV conhecido					
		Valor médio característico			Valor característico (quantilhos de 5 e 95%)		
		kn,m	Xk,inf	Xk,sup	kn,l	Xk0.05	Xk0.95
e	0,3	0,74	0,50	0,78	1,8	0,29	0,99
i_p [%]							
ϕ [°]	0,13	0	34,94	34,94	1,64	27,49	42,39
$tg\phi'$	0,13	0	0,70	0,70	1,64	0,55	0,85
ϕ_{av} [°]							
$tg\phi_{av}'$							
G0 [MPa]	Imai e Tonouchi (1982) & Stroud (1988)						
	Ohsaki e Iwasaki (1973)						
F(e)xA	Viana da Fonseca et al (2006)		205,3	118,9		299,0	77,7

Faz-se mais uma vez referência aos valores indicativos do coeficiente de variação apresentados no Capítulo 2 (Duncan, 2000, em Sabatini et al, 2002).

Anexo 8.3 – Cálculo das estacas “virtuais”. Análise com valores médios dos parâmetros

A.8.3.1 – Cálculo da estaca virtual BH-1D

Quadro 8. 50 – Estratigrafia (BH-1D)

Estrato	Espessura(m)	γ (kN/m ³)	Cota do topo (NMM) [m]
Aterro	16.8	19	4.5
ALP (Argila)	13.5	18.71	-12.3
ALP (Areia Argilosa)	7.5	19.2	-25.8
ALP (Argila)	1.5	18.71	-33.3
ALP (Areia Argilosa)	1.5	19.2	-34.8
CDG (Areia Siltosa)	29.8	19.92	-36.3

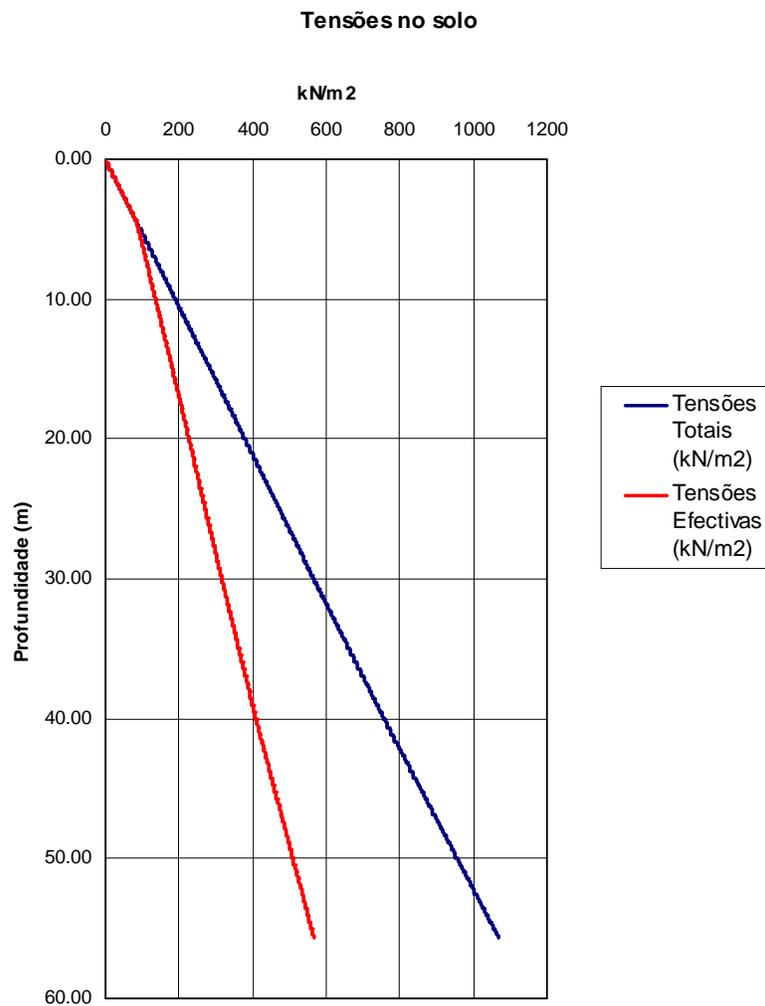


Figura 8. 46 – Tensões totais e efectivas em profundidade

A.8.3.1.1 – Resistência lateral

Quadro 8.52 – Método α

Descrição do solo	Tipo de solo	zav (m)	Prof. (m)	Métodos α																
				GDF	Das	Semple & Rigden			Randolph et al.	ql [kN/m ²]										
				α	α	F	α^p	α	α	GDF	Das	Semple & Rigden	Randolph et al.							
Aterro	NC	3.94	0.56																	
Aterro	NC	2.81	1.69																	
Aterro	NC	1.69	2.81																	
Aterro	NC	0.56	3.94																	
Aterro	NC	-0.51	5.01																	
Aterro	NC	-1.54	6.04																	
Aterro	NC	-2.56	7.06																	
Aterro	NC	-3.59	8.09																	
Aterro	NC	-4.61	9.11																	
Aterro	NC	-5.64	10.14																	
Aterro	NC	-6.66	11.16																	
Aterro	NC	-7.69	12.19																	
Aterro	NC	-8.71	13.21																	
Aterro	NC	-9.74	14.24																	
Aterro	NC	-10.76	15.26																	
Aterro	NC	-11.79	16.29																	
ALP (Argila)	C	-12.84	17.34	0.95	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00	34.90	36.59	29.38	36.59							
ALP (Argila)	C	-13.91	18.41	0.95	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00	36.27	38.31	30.76	38.31							
ALP (Argila)	C	-14.98	19.48	0.94	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00	37.62	40.03	32.14	40.03							
ALP (Argila)	C	-16.05	20.55	0.93	0.98	0.80	1.00	0.80	1.00	38.95	40.91	33.51	41.74							
ALP (Argila)	C	-17.12	21.62	0.93	0.95	0.80	1.00	0.80	1.00	40.25	41.27	34.89	43.46							
ALP (Argila)	C	-18.19	22.69	0.92	0.92	0.80	1.00	0.80	1.00	41.53	41.63	36.27	45.18							
ALP (Argila)	C	-19.26	23.76	0.91	0.89	0.80	1.00	0.80	1.00	42.79	41.97	37.65	46.89							
ALP (Argila)	C	-20.30	24.80	0.91	0.87	0.80	1.00	0.80	1.00	43.98	42.29	38.98	48.55							
ALP (Argila)	C	-21.30	25.80	0.90	0.85	0.80	1.00	0.80	1.00	45.11	42.59	40.27	50.15							
ALP (Argila)	C	-22.30	26.80	0.89	0.83	0.80	1.00	0.80	1.00	46.22	42.89	41.55	51.76							
ALP (Argila)	C	-23.30	27.80	0.89	0.81	0.80	1.00	0.80	1.00	47.31	43.18	42.84	53.36							
ALP (Argila)	C	-24.30	28.80	0.88	0.79	0.80	1.00	0.80	1.00	48.37	43.46	44.13	54.96							
ALP (Argila)	C	-25.30	29.80	0.87	0.77	0.80	1.00	0.80	1.00	49.42	43.73	45.41	56.56							
ALP (Areia Argilosa)	NC	-26.55	31.05																	
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27.80	32.30																	
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28.80	33.30																	
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29.80	34.30																	
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30.80	35.30																	
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31.80	36.30																	
ALP (Areia Argilosa)	NC	-32.80	37.30																	
ALP (Argila)	C	-33.68	38.18	0.82	0.65	0.80	1.00	0.80	1.00	57.74	45.93	56.71	70.64							
ALP (Argila)	C	-34.43	38.93	0.81	0.64	0.80	1.00	0.80	1.00	58.38	46.10	57.68	71.84							
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35.18	39.68																	
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35.93	40.43																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-36.80	41.30																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-37.79	42.29																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-38.78	43.28																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-39.78	44.28																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-40.77	45.27																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-41.76	46.26																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-42.76	47.26																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-43.75	48.25																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-44.74	49.24																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-45.74	50.24																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-46.73	51.23																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-47.72	52.22																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-48.72	53.22																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-49.71	54.21																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-50.70	55.20																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-51.70	56.20																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-52.69	57.19																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-53.68	58.18																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-54.68	59.18																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-55.67	60.17																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-56.66	61.16																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-57.66	62.16																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-58.65	63.15																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-59.64	64.14																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-60.64	65.14																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-61.63	66.13																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-62.62	67.12																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-63.62	68.12																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-64.61	69.11																	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-65.60	70.10																	

Quadro 8. 54 – Resultados

Descrição do solo	Tipo de solo	zav (m)	Prof. (m)	Valores finais		
				qI [kN/m2]	RI [kN]	Riac [kN]
Aterro	NC	3,94	0,56	1,56	2,76	2,76
Aterro	NC	2,81	1,69	4,68	8,27	11,02
Aterro	NC	1,69	2,81	7,80	13,78	24,80
Aterro	NC	0,56	3,94	10,92	19,29	44,10
Aterro	NC	-0,51	5,01	13,16	21,20	65,29
Aterro	NC	-1,54	6,04	14,54	23,41	88,70
Aterro	NC	-2,56	7,06	15,91	25,62	114,32
Aterro	NC	-3,59	8,09	17,29	27,84	142,16
Aterro	NC	-4,61	9,11	18,66	30,05	172,21
Aterro	NC	-5,64	10,14	20,04	32,26	204,47
Aterro	NC	-6,66	11,16	21,41	34,48	238,94
Aterro	NC	-7,69	12,19	22,79	36,69	275,63
Aterro	NC	-8,71	13,21	24,16	38,90	314,53
Aterro	NC	-9,74	14,24	25,54	41,11	355,65
Aterro	NC	-10,76	15,26	26,91	43,33	398,98
Aterro	NC	-11,79	16,29	28,29	45,54	444,52
ALP (Argila)	C	-12,84	17,34	25,81	43,43	487,95
ALP (Argila)	C	-13,91	18,41	27,02	45,47	533,42
ALP (Argila)	C	-14,98	19,48	28,23	47,51	580,93
ALP (Argila)	C	-16,05	20,55	29,44	49,54	630,47
ALP (Argila)	C	-17,12	21,62	30,65	51,58	682,05
ALP (Argila)	C	-18,19	22,69	31,86	53,62	735,67
ALP (Argila)	C	-19,26	23,76	33,07	55,65	791,32
ALP (Argila)	C	-20,30	24,80	34,24	53,78	845,10
ALP (Argila)	C	-21,30	25,80	35,37	55,56	900,66
ALP (Argila)	C	-22,30	26,80	36,50	57,33	957,99
ALP (Argila)	C	-23,30	27,80	37,63	59,11	1017,10
ALP (Argila)	C	-24,30	28,80	38,76	60,88	1077,98
ALP (Argila)	C	-25,30	29,80	39,89	62,65	1140,63
ALP (Areia Argilosa)	NC	-26,55	31,05	72,99	171,97	1312,61
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27,80	32,30	75,52	118,78	1431,39
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28,80	33,30	77,72	122,08	1553,47
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29,80	34,30	79,83	125,39	1678,86
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30,80	35,30	81,93	128,69	1807,55
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31,80	36,30	84,03	132,00	1939,55
ALP (Areia Argilosa)	NC	-32,80	37,30	86,14	135,31	2074,86
ALP (Argila)	C	-33,68	38,18	49,82	58,69	2133,55
ALP (Argila)	C	-34,43	38,93	50,66	59,69	2193,23
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35,18	39,68	90,97	107,17	2300,40
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35,93	40,43	92,55	109,03	2409,44
CDG (Areia Siltosa)	NC	-36,80	41,30	123,78	193,14	2602,57
CDG (Areia Siltosa)	NC	-37,79	42,29	126,73	197,74	2800,31
CDG (Areia Siltosa)	NC	-38,78	43,28	129,68	202,34	3002,65
CDG (Areia Siltosa)	NC	-39,78	44,28	132,63	206,94	3209,59
CDG (Areia Siltosa)	NC	-40,77	45,27	135,57	211,54	3421,13
CDG (Areia Siltosa)	NC	-41,76	46,26	138,52	216,14	3637,27
CDG (Areia Siltosa)	NC	-42,76	47,26	141,47	220,74	3858,01
CDG (Areia Siltosa)	NC	-43,75	48,25	144,42	225,34	4083,36
CDG (Areia Siltosa)	NC	-44,74	49,24	147,37	229,94	4313,30
CDG (Areia Siltosa)	NC	-45,74	50,24	150,32	234,55	4547,84
CDG (Areia Siltosa)	NC	-46,73	51,23	153,27	239,15	4786,99
CDG (Areia Siltosa)	NC	-47,72	52,22	156,22	243,75	5030,74
CDG (Areia Siltosa)	NC	-48,72	53,22	159,16	248,35	5279,09
CDG (Areia Siltosa)	NC	-49,71	54,21	162,11	252,95	5532,03
CDG (Areia Siltosa)	NC	-50,70	55,20	165,06	257,55	5789,58
CDG (Areia Siltosa)	NC	-51,70	56,20	168,01	262,15	6051,73
CDG (Areia Siltosa)	NC	-52,69	57,19	170,96	266,75	6318,49
CDG (Areia Siltosa)	NC	-53,68	58,18	173,91	271,35	6589,84
CDG (Areia Siltosa)	NC	-54,68	59,18	176,86	275,95	6865,79
CDG (Areia Siltosa)	NC	-55,67	60,17	179,80	280,55	7146,35
CDG (Areia Siltosa)	NC	-56,66	61,16	182,75	285,16	7431,50
CDG (Areia Siltosa)	NC	-57,66	62,16	185,70	289,76	7721,26
CDG (Areia Siltosa)	NC	-58,65	63,15	188,65	294,36	8015,61
CDG (Areia Siltosa)	NC	-59,64	64,14	191,60	298,96	8314,57
CDG (Areia Siltosa)	NC	-60,64	65,14	194,55	303,56	8618,13
CDG (Areia Siltosa)	NC	-61,63	66,13	197,50	308,16	8926,29
CDG (Areia Siltosa)	NC	-62,62	67,12	200,45	312,76	9239,05
CDG (Areia Siltosa)	NC	-63,62	68,12	203,39	317,36	9556,41
CDG (Areia Siltosa)	NC	-64,61	69,11	206,34	321,96	9878,37
CDG (Areia Siltosa)	NC	-65,60	70,10	209,29	326,56	10204,94

Resistência Lateral

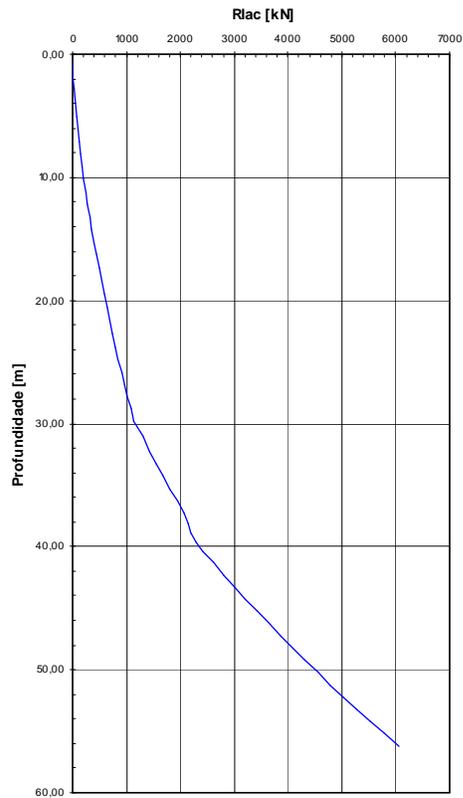


Figura 8. 47 – Resistência acumulada em profundidade

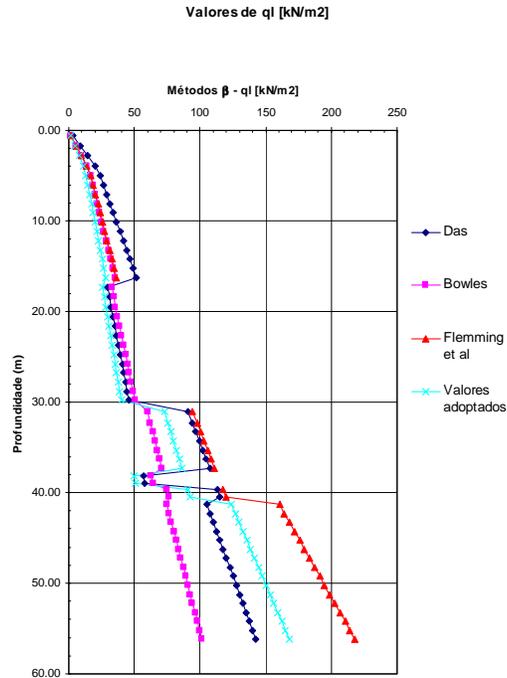


Figura 8. 48 – Resistência lateral – comparação das diferentes propostas

Adoptou-se o método β também para as camadas argilosas. Os ângulos de atrito solo-estaca considerados são os obtidos conforme descrito no ponto 8.2.2.1 para a aluvião argilosa (expressão 4.22) e no ponto 8.2.2.2 para a aluvião arenosa e para o CDG (expressão 4.10).

O coeficiente de impulso radial, K , utilizado foi o calculado com a proposta de Fleming et al.

A resistência lateral total (profundidade de 47.26 m) é: $R_{l,cal} = 3858 \text{ kN}$.

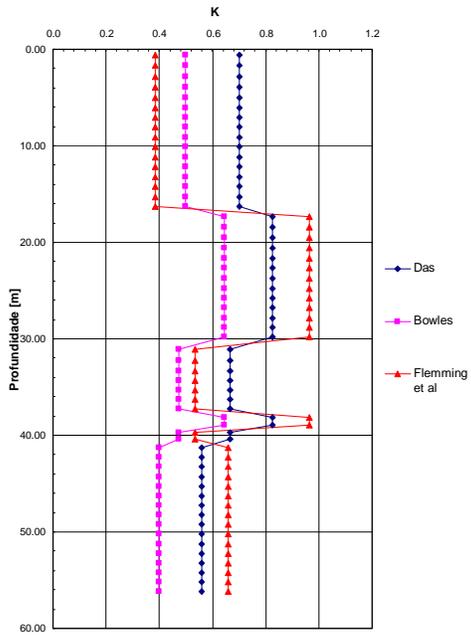


Figura 8. 49 – Coeficiente de impulso radial, K

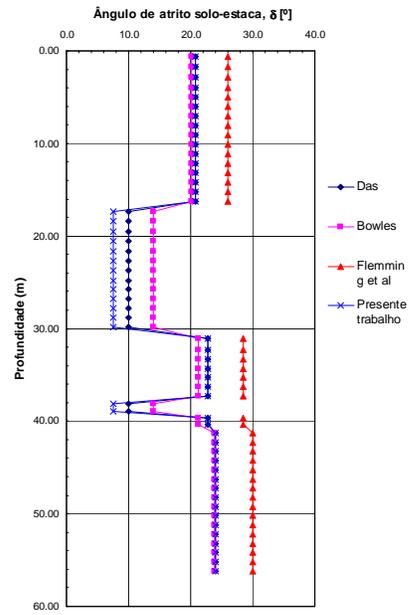


Figura 8. 50 – Valores de δ

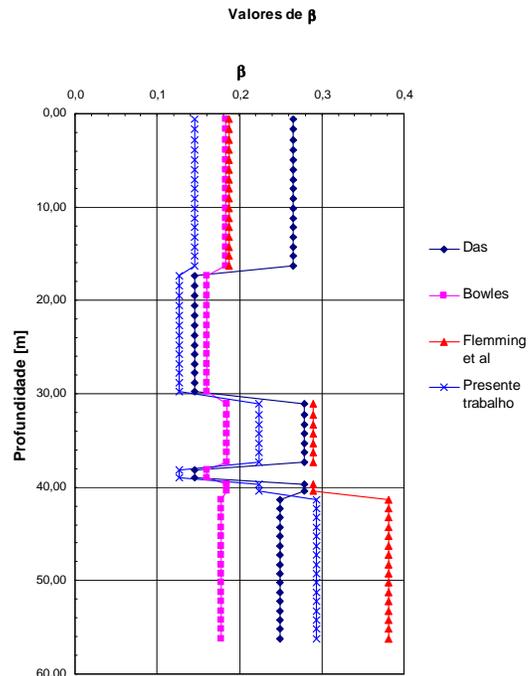


Figura 8. 51 – Coeficiente β

A.8.3.1.2 – Resistência de ponta

Quadro 8.55 – q_b de acordo com as propostas de Berezantzev et al, Hansen e Fleming et al

Descrição do solo	Tipo de solo	zav (m)	Prof. (m)	Berezantzev		Hansen			Fleming et al			
				Nq	qb [MN/m2]	Nq	dq	dq-Nq	qb [MN/m2]	ϕ (°)	Nq	qb [MN/m2]
Aterro	NC	3.94	0.56	33.0	0.35	18.4	1.24	22.9	0.24	28.25	25.8	0.28
Aterro	NC	2.81	1.69	33.0	1.06	18.4	1.37	25.2	0.81	28.17	25.5	0.82
Aterro	NC	1.69	2.81	33.0	1.76	18.4	1.40	25.8	1.38	27.66	23.8	1.27
Aterro	NC	0.56	3.94	33.0	2.47	18.4	1.42	26.1	1.95	27.33	22.8	1.71
Aterro	NC	-0.51	5.01	33.0	2.97	18.4	1.42	26.2	2.37	27.15	22.3	2.01
Aterro	NC	-1.54	6.04	33.0	3.29	18.4	1.43	26.3	2.62	27.05	22.0	2.19
Aterro	NC	-2.56	7.06	33.0	3.60	18.4	1.43	26.4	2.88	26.96	21.7	2.37
Aterro	NC	-3.59	8.09	33.0	3.91	18.4	1.44	26.4	3.13	26.88	21.5	2.55
Aterro	NC	-4.61	9.11	33.0	4.22	18.4	1.44	26.5	3.38	26.81	21.3	2.72
Aterro	NC	-5.64	10.14	33.0	4.53	18.4	1.44	26.5	3.64	26.74	21.1	2.90
Aterro	NC	-6.66	11.16	33.0	4.84	18.4	1.44	26.5	3.89	26.67	20.9	3.07
Aterro	NC	-7.69	12.19	33.0	5.15	18.4	1.44	26.5	4.14	26.61	20.8	3.24
Aterro	NC	-8.71	13.21	33.0	5.46	18.4	1.44	26.5	4.39	26.55	20.6	3.41
Aterro	NC	-9.74	14.24	33.0	5.77	18.4	1.44	26.6	4.65	26.50	20.5	3.58
Aterro	NC	-10.76	15.26	33.0	6.08	18.4	1.44	26.6	4.90	26.44	20.3	3.75
Aterro	NC	-11.79	16.29	33.0	6.39	18.4	1.44	26.6	5.15	26.40	20.2	3.92
ALP (Argila)	C	-12.84	17.34									
ALP (Argila)	C	-13.91	18.41									
ALP (Argila)	C	-14.98	19.48									
ALP (Argila)	C	-16.05	20.55									
ALP (Argila)	C	-17.12	21.62									
ALP (Argila)	C	-18.19	22.69									
ALP (Argila)	C	-19.26	23.76									
ALP (Argila)	C	-20.30	24.80									
ALP (Argila)	C	-21.30	25.80									
ALP (Argila)	C	-22.30	26.80									
ALP (Argila)	C	-23.30	27.80									
ALP (Argila)	C	-24.30	28.80									
ALP (Argila)	C	-25.30	29.80									
ALP (Areia Argilosa)	NC	-26.55	31.05	42.8	13.93	22.4	1.43	32.1	10.44	29.03	28.7	9.34
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27.80	32.30	42.8	14.43	22.4	1.43	32.1	10.82	28.99	28.5	9.62
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28.80	33.30	42.8	14.84	22.4	1.43	32.1	11.12	28.95	28.4	9.84
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29.80	34.30	42.8	15.24	22.4	1.43	32.1	11.42	28.92	28.2	10.06
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30.80	35.30	42.8	15.64	22.4	1.43	32.1	11.72	28.88	28.1	10.28
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31.80	36.30	42.8	16.04	22.4	1.43	32.1	12.03	28.85	28.0	10.49
ALP (Areia Argilosa)	NC	-32.80	37.30	42.8	16.44	22.4	1.43	32.1	12.33	28.82	27.9	10.71
ALP (Argila)	C	-33.68	38.18									
ALP (Argila)	C	-34.43	38.93									
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35.18	39.68	42.8	17.36	22.4	1.43	32.1	13.02	28.75	27.6	11.20
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35.93	40.43	42.8	17.67	22.4	1.43	32.1	13.25	28.73	27.5	11.36
CDG (Areia Siltosa)	NC	-36.80	41.30	84.7	35.70	36.3	1.39	50.5	21.28	30.00	33.0	13.90
CDG (Areia Siltosa)	NC	-37.79	42.29	84.7	36.55	36.3	1.39	50.5	21.78	30.00	33.0	14.23
CDG (Areia Siltosa)	NC	-38.78	43.28	84.7	37.40	36.3	1.39	50.5	22.29	30.00	33.0	14.56
CDG (Areia Siltosa)	NC	-39.78	44.28	84.7	38.25	36.3	1.39	50.5	22.80	30.00	33.0	14.89
CDG (Areia Siltosa)	NC	-40.77	45.27	84.7	39.10	36.3	1.39	50.5	23.31	30.00	33.0	15.23
CDG (Areia Siltosa)	NC	-41.76	46.26	84.7	39.95	36.3	1.39	50.5	23.82	30.00	33.0	15.56
CDG (Areia Siltosa)	NC	-42.76	47.26	84.7	40.80	36.3	1.39	50.5	24.32	30.00	33.0	15.89
CDG (Areia Siltosa)	NC	-43.75	48.25	84.7	41.65	36.3	1.39	50.5	24.83	30.00	33.0	16.22
CDG (Areia Siltosa)	NC	-44.74	49.24	84.7	42.50	36.3	1.39	50.5	25.34	30.00	33.0	16.55
CDG (Areia Siltosa)	NC	-45.74	50.24	84.7	43.35	36.3	1.39	50.5	25.85	30.00	33.0	16.88
CDG (Areia Siltosa)	NC	-46.73	51.23	84.7	44.20	36.3	1.39	50.5	26.35	30.00	33.0	17.21
CDG (Areia Siltosa)	NC	-47.72	52.22	84.7	45.05	36.3	1.39	50.5	26.86	30.00	33.0	17.54
CDG (Areia Siltosa)	NC	-48.72	53.22	84.7	45.90	36.3	1.39	50.5	27.37	30.00	33.0	17.87
CDG (Areia Siltosa)	NC	-49.71	54.21	84.7	46.75	36.3	1.39	50.5	27.88	30.00	33.0	18.21
CDG (Areia Siltosa)	NC	-50.70	55.20	84.7	47.61	36.3	1.39	50.5	28.39	30.00	33.0	18.54
CDG (Areia Siltosa)	NC	-51.70	56.20	84.7	48.46	36.3	1.39	50.5	28.89	30.00	33.0	18.87
CDG (Areia Siltosa)	NC	-52.69	57.19	84.7	49.31	36.3	1.39	50.5	29.40	30.00	33.0	19.20
CDG (Areia Siltosa)	NC	-53.68	58.18	84.7	50.16	36.3	1.39	50.5	29.91	30.00	33.0	19.53
CDG (Areia Siltosa)	NC	-54.68	59.18	84.7	51.01	36.3	1.39	50.5	30.42	30.00	33.0	19.86
CDG (Areia Siltosa)	NC	-55.67	60.17	84.7	51.86	36.3	1.39	50.5	30.93	30.00	33.0	20.19
CDG (Areia Siltosa)	NC	-56.66	61.16	84.7	52.71	36.3	1.39	50.5	31.43	30.00	33.0	20.52
CDG (Areia Siltosa)	NC	-57.66	62.16	84.7	53.56	36.3	1.39	50.5	31.94	30.00	33.0	20.85
CDG (Areia Siltosa)	NC	-58.65	63.15	84.7	54.41	36.3	1.39	50.5	32.45	30.00	33.0	21.19
CDG (Areia Siltosa)	NC	-59.64	64.14	84.7	55.26	36.3	1.39	50.5	32.96	30.00	33.0	21.52
CDG (Areia Siltosa)	NC	-60.64	65.14	84.7	56.11	36.3	1.39	50.5	33.47	30.00	33.0	21.85
CDG (Areia Siltosa)	NC	-61.63	66.13	84.7	56.96	36.3	1.39	50.5	33.97	30.00	33.0	22.18
CDG (Areia Siltosa)	NC	-62.62	67.12	84.7	57.81	36.3	1.39	50.5	34.48	30.00	33.0	22.51
CDG (Areia Siltosa)	NC	-63.62	68.12	84.7	58.66	36.3	1.39	50.5	34.99	30.00	33.0	22.84
CDG (Areia Siltosa)	NC	-64.61	69.11	84.7	59.51	36.3	1.39	50.5	35.50	30.00	33.0	23.17
CDG (Areia Siltosa)	NC	-65.60	70.10	84.7	60.36	36.3	1.39	50.5	36.01	30.00	33.0	23.50

Quadro 8. 56 – q_b obtido com a metodologia de Randolph et al, com p_{Lim} calculado com a solução de Carter et al

Descrição do solo	Tipo de solo	zav (m)	Prof. (m)	Randolph/Carter et al										
				G/G0	G [MN/m2]	p'0 [kPa]	p' [kPa]	lr	ϕ (°)	ψ (°)	pLim [MN/m2]	Nq	qb [MN/m2]	
Aterro	NC	3.94	0.56											
Aterro	NC	2.81	1.69											
Aterro	NC	1.69	2.81											
Aterro	NC	0.56	3.94	1.00	45.76	52.95	298.37	0.51	26.76	0.95	1.68	40.01	3.0	
Aterro	NC	-0.51	5.01	1.00	50.25	63.85	350.62	0.45	26.68	0.85	1.93	38.00	3.4	
Aterro	NC	-1.54	6.04	1.00	52.81	70.51	382.00	0.42	26.63	0.79	2.07	36.99	3.7	
Aterro	NC	-2.56	7.06	1.00	55.25	77.18	412.99	0.39	26.59	0.74	2.21	36.08	3.9	
Aterro	NC	-3.59	8.09	1.00	57.59	83.85	443.63	0.37	26.55	0.69	2.35	35.28	4.2	
Aterro	NC	-4.61	9.11	1.00	59.83	90.51	473.96	0.35	26.52	0.65	2.48	34.55	4.4	
Aterro	NC	-5.64	10.14	1.00	62.00	97.18	503.99	0.32	26.49	0.61	2.61	33.89	4.7	
Aterro	NC	-6.66	11.16	1.00	64.09	103.85	533.77	0.30	26.46	0.57	2.74	33.29	4.9	
Aterro	NC	-7.69	12.19	1.00	66.11	110.51	563.29	0.28	26.43	0.53	2.87	32.74	5.1	
Aterro	NC	-8.71	13.21	1.00	68.08	117.18	592.58	0.27	26.40	0.50	3.00	32.23	5.3	
Aterro	NC	-9.74	14.24	1.00	69.99	123.85	621.67	0.25	26.38	0.47	3.12	31.75	5.6	
Aterro	NC	-10.76	15.26	1.00	71.85	130.51	650.55	0.23	26.35	0.44	3.24	31.31	5.8	
Aterro	NC	-11.79	16.29	1.00	73.66	137.18	679.24	0.22	26.33	0.41	3.36	30.90	6.0	
ALP (Argila)	C	-12.84	17.34											
ALP (Argila)	C	-13.91	18.41											
ALP (Argila)	C	-14.98	19.48											
ALP (Argila)	C	-16.05	20.55											
ALP (Argila)	C	-17.12	21.62											
ALP (Argila)	C	-18.19	22.69											
ALP (Argila)	C	-19.26	23.76											
ALP (Argila)	C	-20.30	24.80											
ALP (Argila)	C	-21.30	25.80											
ALP (Argila)	C	-22.30	26.80											
ALP (Argila)	C	-23.30	27.80											
ALP (Argila)	C	-24.30	28.80											
ALP (Argila)	C	-25.30	29.80											
ALP (Areia Argilosa)	NC	-26.55	31.05	1.00	82.29	222.11	1113.69	0.38	29.08	0.72	5.58	32.79	10.7	
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27.80	32.30	1.00	83.76	230.12	1147.85	0.37	29.06	0.69	5.73	32.45	11.0	
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28.80	33.30	1.00	84.82	236.52	1175.07	0.36	29.04	0.67	5.84	32.19	11.2	
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29.80	34.30	1.00	86.06	242.92	1202.17	0.35	29.02	0.65	5.95	31.94	11.4	
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30.80	35.30	1.00	87.18	249.33	1228.18	0.34	29.01	0.63	6.06	31.70	11.6	
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31.80	36.30	1.00	88.30	255.73	1256.10	0.33	28.99	0.62	6.17	31.47	11.8	
ALP (Areia Argilosa)	NC	-32.80	37.30	1.00	89.40	262.13	1282.93	0.32	28.98	0.60	6.28	31.24	12.0	
ALP (Argila)	C	-33.68	38.18											
ALP (Argila)	C	-34.43	38.93											
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35.18	39.68	1.00	91.87	276.84	1344.20	0.30	28.95	0.56	6.53	30.75	12.5	
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35.93	40.43	1.00	92.66	281.64	1364.10	0.29	28.94	0.54	6.61	30.60	12.6	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-36.80	41.30	1.00	175.37	252.94	1465.25	0.00	30.00	0.00	8.49	40.27	17.0	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-37.79	42.29	1.00	175.45	258.97	1492.52	0.00	30.00	0.00	8.60	39.86	17.2	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-38.78	43.28	1.00	175.54	264.99	1519.66	0.00	30.00	0.00	8.71	39.46	17.4	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-39.78	44.28	1.00	175.61	271.02	1546.66	0.00	30.00	0.00	8.83	39.08	17.7	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-40.77	45.27	1.00	175.69	277.04	1573.54	0.00	30.00	0.00	8.94	38.71	17.9	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-41.76	46.26	1.00	175.77	283.07	1600.29	0.00	30.00	0.00	9.05	38.35	18.1	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-42.76	47.26	1.00	175.84	289.09	1626.91	0.00	30.00	0.00	9.16	38.00	18.3	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-43.75	48.25	1.00	175.91	295.12	1653.42	0.00	30.00	0.00	9.26	37.67	18.5	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-44.74	49.24	1.00	175.98	301.15	1679.81	0.00	30.00	0.00	9.37	37.34	18.7	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-45.74	50.24	1.00	176.05	307.17	1706.08	0.00	30.00	0.00	9.48	37.02	19.0	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-46.73	51.23	1.00	176.12	313.20	1732.25	0.00	30.00	0.00	9.58	36.71	19.2	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-47.72	52.22	1.00	176.19	319.22	1758.30	0.00	30.00	0.00	9.68	36.41	19.4	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-48.72	53.22	1.00	176.26	325.25	1784.25	0.00	30.00	0.00	9.79	36.11	19.6	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-49.71	54.21	1.00	176.32	331.27	1810.10	0.00	30.00	0.00	9.89	35.83	19.8	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-50.70	55.20	1.00	176.38	337.30	1835.84	0.00	30.00	0.00	9.99	35.55	20.0	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-51.70	56.20	1.00	176.45	343.32	1861.50	0.00	30.00	0.00	10.09	35.28	20.2	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-52.69	57.19	1.00	176.51	349.35	1887.04	0.00	30.00	0.00	10.19	35.01	20.4	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-53.68	58.18	1.00	176.57	355.38	1912.50	0.00	30.00	0.00	10.29	34.75	20.6	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-54.68	59.18	1.00	176.63	361.40	1937.86	0.00	30.00	0.00	10.39	34.50	20.8	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-55.67	60.17	1.00	176.69	367.43	1963.14	0.00	30.00	0.00	10.49	34.26	21.0	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-56.66	61.16	1.00	176.74	373.45	1988.32	0.00	30.00	0.00	10.59	34.02	21.2	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-57.66	62.16	1.00	176.80	379.48	2013.41	0.00	30.00	0.00	10.68	33.78	21.4	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-58.65	63.15	1.00	176.86	385.50	2038.42	0.00	30.00	0.00	10.78	33.55	21.6	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-59.64	64.14	1.00	176.91	391.53	2063.35	0.00	30.00	0.00	10.87	33.33	21.7	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-60.64	65.14	1.00	176.97	397.55	2088.19	0.00	30.00	0.00	10.97	33.11	21.9	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-61.63	66.13	1.00	177.02	403.58	2112.95	0.00	30.00	0.00	11.06	32.89	22.1	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-62.62	67.12	1.00	177.07	409.61	2137.63	0.00	30.00	0.00	11.16	32.68	22.3	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-63.62	68.12	1.00	177.12	415.63	2162.24	0.00	30.00	0.00	11.25	32.48	22.5	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-64.61	69.11	1.00	177.17	421.66	2186.76	0.00	30.00	0.00	11.34	32.27	22.7	
CDG (Areia Siltosa)	NC	-65.60	70.10	1.00	177.22	427.68	2211.22	0.00	30.00	0.00	11.43	32.08	22.9	

Quadro 8. 57 - q_b obtido com a metodologia de Yasufuku et al; q_b para a aluvião argilosa

Descrição do solo	Tipo de solo	zav (m)	Prof. (m)	Yusufuku et al (2001)								Argilas	
				G($\gamma = 0.1\%$) [MN/m ²]	p'0 [kPa]	lr	Δav	lrr	Nq	qb [MN/m ²]	qb (s/d=0.1) [MN/m ²]	Nc	qb= Nc-cu [MN/m ²]
Aterro	NC	3.94	0.56	3.2	7.6	865.4	0.000258	707.38	30.5	0.3	0.2		
Aterro	NC	2.81	1.69	8.0	22.7	721.7	0.000358	573.54	28.0	0.9	0.7		
Aterro	NC	1.69	2.81	12.2	37.8	663.3	0.000417	519.65	26.9	1.4	1.0		
Aterro	NC	0.56	3.94	16.2	52.9	627.4	0.000461	486.74	26.2	2.0	1.4		
Aterro	NC	-0.51	5.01	18.9	63.8	608.3	0.000487	469.28	25.9	2.3	1.7		
Aterro	NC	-1.54	6.04	20.6	70.5	598.4	0.000502	460.25	25.6	2.6	1.9		
Aterro	NC	-2.56	7.06	22.2	77.2	589.5	0.000515	452.17	25.5	2.8	2.0		
Aterro	NC	-3.59	8.09	23.8	83.8	581.5	0.000528	444.88	25.3	3.0	2.2		
Aterro	NC	-4.61	9.11	25.3	90.5	574.2	0.000540	438.24	25.1	3.2	2.3		
Aterro	NC	-5.64	10.14	26.9	97.2	567.5	0.000552	432.16	25.0	3.4	2.5		
Aterro	NC	-6.66	11.16	28.4	103.8	561.3	0.000563	426.55	24.9	3.6	2.6		
Aterro	NC	-7.69	12.19	29.9	110.5	555.6	0.000573	421.35	24.7	3.9	2.8		
Aterro	NC	-8.71	13.21	31.4	117.2	550.2	0.000583	416.51	24.6	4.1	3.0		
Aterro	NC	-9.74	14.24	32.9	123.8	545.2	0.000593	411.98	24.5	4.3	3.1		
Aterro	NC	-10.76	15.26	34.4	130.5	540.5	0.000602	407.73	24.4	4.5	3.3		
Aterro	NC	-11.79	16.29	35.9	137.2	536.1	0.000611	403.73	24.3	4.7	3.4		
ALP (Argila)	C	-12.84	17.34									9.0	0.33
ALP (Argila)	C	-13.91	18.41									9.0	0.34
ALP (Argila)	C	-14.98	19.48									9.0	0.36
ALP (Argila)	C	-16.05	20.55									9.0	0.38
ALP (Argila)	C	-17.12	21.62									9.0	0.39
ALP (Argila)	C	-18.19	22.69									9.0	0.41
ALP (Argila)	C	-19.26	23.76									9.0	0.42
ALP (Argila)	C	-20.30	24.80									9.0	0.44
ALP (Argila)	C	-21.30	25.80									9.0	0.45
ALP (Argila)	C	-22.30	26.80									9.0	0.47
ALP (Argila)	C	-23.30	27.80									9.0	0.48
ALP (Argila)	C	-24.30	28.80									9.0	0.49
ALP (Argila)	C	-25.30	29.80									9.0	0.51
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28.55	31.05	53.4	222.1	442.6	0.000863	320.23	27.5	9.0	6.5		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27.80	32.30	54.6	230.1	437.4	0.000882	315.61	27.3	9.2	6.7		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28.80	33.30	55.6	236.5	433.3	0.000897	312.07	27.2	9.4	6.8		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29.80	34.30	56.6	242.9	429.5	0.000911	308.66	27.1	9.6	7.0		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30.80	35.30	57.6	249.3	425.7	0.000926	305.37	26.9	9.8	7.1		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31.80	36.30	58.6	255.7	422.1	0.000940	302.20	26.8	10.1	7.3		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-32.80	37.30	59.6	262.1	418.6	0.000954	299.13	26.7	10.3	7.4		
ALP (Argila)	C	-33.68	38.18									9.0	0.64
ALP (Argila)	C	-34.43	38.93									9.0	0.65
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35.18	39.68	61.8	276.8	411.0	0.000986	292.47	26.4	10.7	7.8		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35.93	40.43	62.5	281.6	408.7	0.000997	290.39	26.4	10.9	7.9		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-36.80	41.30	106.9	252.9	732.2	0.000349	583.21	36.6	15.4	11.2		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-37.79	42.29	107.8	259.0	721.1	0.000359	572.99	36.3	15.7	11.4		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-38.78	43.28	108.7	265.0	710.5	0.000368	563.17	36.1	15.9	11.5		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-39.78	44.28	109.6	271.0	700.3	0.000378	553.72	35.8	16.2	11.7		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-40.77	45.27	110.4	277.0	690.4	0.000388	544.61	35.5	16.4	11.9		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-41.76	46.26	111.3	283.1	680.9	0.000398	535.84	35.3	16.6	12.1		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-42.76	47.26	112.1	289.1	671.7	0.000407	527.38	35.0	16.9	12.2		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-43.75	48.25	112.9	295.1	662.8	0.000417	519.21	34.8	17.1	12.4		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-44.74	49.24	113.7	301.1	654.2	0.000427	511.32	34.5	17.3	12.6		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-45.74	50.24	114.6	307.2	645.9	0.000437	503.69	34.3	17.6	12.7		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-46.73	51.23	115.3	313.2	637.9	0.000447	496.32	34.1	17.8	12.9		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-47.72	52.22	116.1	319.2	630.1	0.000457	489.18	33.9	18.0	13.1		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-48.72	53.22	116.9	325.2	622.5	0.000467	482.27	33.7	18.2	13.2		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-49.71	54.21	117.7	331.3	615.2	0.000477	475.57	33.4	18.5	13.4		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-50.70	55.20	118.4	337.3	608.1	0.000487	469.07	33.2	18.7	13.5		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-51.70	56.20	119.2	343.3	601.2	0.000497	462.77	33.0	18.9	13.7		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-52.69	57.19	119.9	349.3	594.5	0.000508	456.66	32.8	19.1	13.9		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-53.68	58.18	120.6	355.4	587.9	0.000518	450.72	32.7	19.3	14.0		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-54.68	59.18	121.4	361.4	581.6	0.000528	444.95	32.5	19.6	14.2		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-55.67	60.17	122.1	367.4	575.4	0.000538	439.34	32.3	19.8	14.3		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-56.66	61.16	122.8	373.5	569.4	0.000549	433.89	32.1	20.0	14.5		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-57.66	62.16	123.5	379.5	563.6	0.000559	428.59	31.9	20.2	14.6		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-58.65	63.15	124.2	385.5	557.9	0.000569	423.42	31.8	20.4	14.8		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-59.64	64.14	124.8	391.5	552.3	0.000579	418.40	31.6	20.6	14.9		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-60.64	65.14	125.5	397.6	546.9	0.000590	413.50	31.4	20.8	15.1		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-61.63	66.13	126.2	403.6	541.6	0.000600	408.73	31.3	21.0	15.2		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-62.62	67.12	126.9	409.6	536.5	0.000611	404.08	31.1	21.2	15.4		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-63.62	68.12	127.5	415.6	531.4	0.000621	399.54	31.0	21.4	15.5		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-64.61	69.11	128.2	421.7	526.5	0.000632	395.11	30.8	21.6	15.7		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-65.60	70.10	128.8	427.7	521.7	0.000642	390.80	30.7	21.8	15.8		

Quadro 8. 58 – Resultados

Descrição do solo	Tipo de solo	zav (m)	Prof. (m)	qb [MN/m ²]	Rb [kN]
Aterro	NC	3,94	0,56	0,33	64,1
Aterro	NC	2,81	1,69	0,90	176,6
Aterro	NC	1,69	2,81	1,44	282,7
Aterro	NC	0,56	3,94	1,96	385,4
Aterro	NC	-0,51	5,01	2,33	457,9
Aterro	NC	-1,54	6,04	2,56	501,7
Aterro	NC	-2,56	7,06	2,78	545,2
Aterro	NC	-3,59	8,09	3,00	588,4
Aterro	NC	-4,61	9,11	3,22	631,3
Aterro	NC	-5,64	10,14	3,43	674,0
Aterro	NC	-6,66	11,16	3,65	716,4
Aterro	NC	-7,69	12,19	3,86	758,6
Aterro	NC	-8,71	13,21	4,08	800,6
Aterro	NC	-9,74	14,24	4,29	842,4
Aterro	NC	-10,76	15,26	4,50	884,0
Aterro	NC	-11,79	16,29	4,71	925,5
ALP (Argila)	C	-12,84	17,34	0,33	64,7
ALP (Argila)	C	-13,91	18,41	0,34	67,7
ALP (Argila)	C	-14,98	19,48	0,36	70,7
ALP (Argila)	C	-16,05	20,55	0,38	73,8
ALP (Argila)	C	-17,12	21,62	0,39	76,8
ALP (Argila)	C	-18,19	22,69	0,41	79,8
ALP (Argila)	C	-19,26	23,76	0,42	82,9
ALP (Argila)	C	-20,30	24,80	0,44	85,8
ALP (Argila)	C	-21,30	25,80	0,45	88,6
ALP (Argila)	C	-22,30	26,80	0,47	91,5
ALP (Argila)	C	-23,30	27,80	0,48	94,3
ALP (Argila)	C	-24,30	28,80	0,49	97,1
ALP (Argila)	C	-25,30	29,80	0,51	100,0
ALP (Areia Argilosa)	NC	-26,55	31,05	8,95	1757,9
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27,80	32,30	9,22	1809,9
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28,80	33,30	9,43	1851,2
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29,80	34,30	9,64	1892,4
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30,80	35,30	9,85	1933,3
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31,80	36,30	10,05	1974,1
ALP (Areia Argilosa)	NC	-32,80	37,30	10,26	2014,6
ALP (Argila)	C	-33,68	38,18	0,64	124,8
ALP (Argila)	C	-34,43	38,93	0,65	127,0
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35,18	39,68	10,73	2107,1
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35,93	40,43	10,88	2137,1
CDG (Areia Siltosa)	NC	-36,80	41,30	15,44	3031,1
CDG (Areia Siltosa)	NC	-37,79	42,29	15,68	3079,1
CDG (Areia Siltosa)	NC	-38,78	43,28	15,92	3126,6
CDG (Areia Siltosa)	NC	-39,78	44,28	16,16	3173,7
CDG (Areia Siltosa)	NC	-40,77	45,27	16,40	3220,5
CDG (Areia Siltosa)	NC	-41,76	46,26	16,64	3266,8
CDG (Areia Siltosa)	NC	-42,76	47,26	16,87	3312,9
CDG (Areia Siltosa)	NC	-43,75	48,25	17,10	3358,5
CDG (Areia Siltosa)	NC	-44,74	49,24	17,34	3403,9
CDG (Areia Siltosa)	NC	-45,74	50,24	17,56	3448,9
CDG (Areia Siltosa)	NC	-46,73	51,23	17,79	3493,5
CDG (Areia Siltosa)	NC	-47,72	52,22	18,02	3537,9
CDG (Areia Siltosa)	NC	-48,72	53,22	18,24	3581,9
CDG (Areia Siltosa)	NC	-49,71	54,21	18,47	3625,7
CDG (Areia Siltosa)	NC	-50,70	55,20	18,69	3669,1
CDG (Areia Siltosa)	NC	-51,70	56,20	18,91	3712,3
CDG (Areia Siltosa)	NC	-52,69	57,19	19,13	3755,2
CDG (Areia Siltosa)	NC	-53,68	58,18	19,34	3797,8
CDG (Areia Siltosa)	NC	-54,68	59,18	19,56	3840,2
CDG (Areia Siltosa)	NC	-55,67	60,17	19,77	3882,2
CDG (Areia Siltosa)	NC	-56,66	61,16	19,99	3924,1
CDG (Areia Siltosa)	NC	-57,66	62,16	20,20	3965,6
CDG (Areia Siltosa)	NC	-58,65	63,15	20,41	4007,0
CDG (Areia Siltosa)	NC	-59,64	64,14	20,62	4048,0
CDG (Areia Siltosa)	NC	-60,64	65,14	20,82	4088,9
CDG (Areia Siltosa)	NC	-61,63	66,13	21,03	4129,5
CDG (Areia Siltosa)	NC	-62,62	67,12	21,24	4169,9
CDG (Areia Siltosa)	NC	-63,62	68,12	21,44	4210,1
CDG (Areia Siltosa)	NC	-64,61	69,11	21,65	4250,0
CDG (Areia Siltosa)	NC	-65,60	70,10	21,85	4289,7

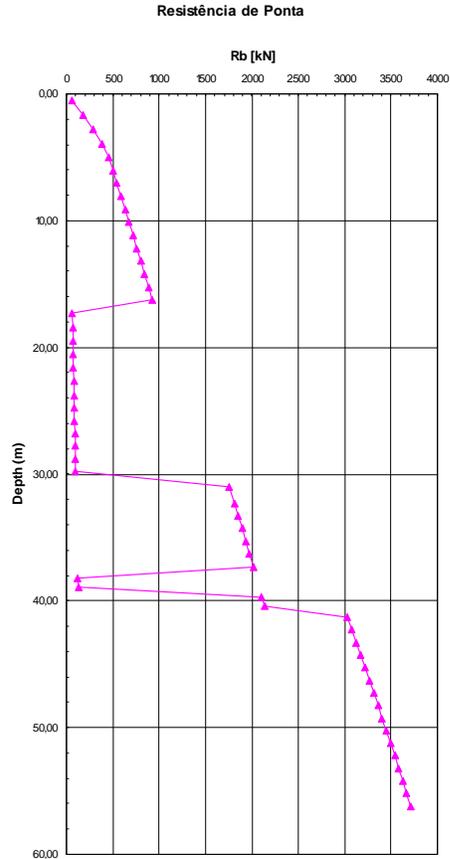


Figura 8. 52 – Resistência de ponta – variação em profundidade (Yasufuku et al)

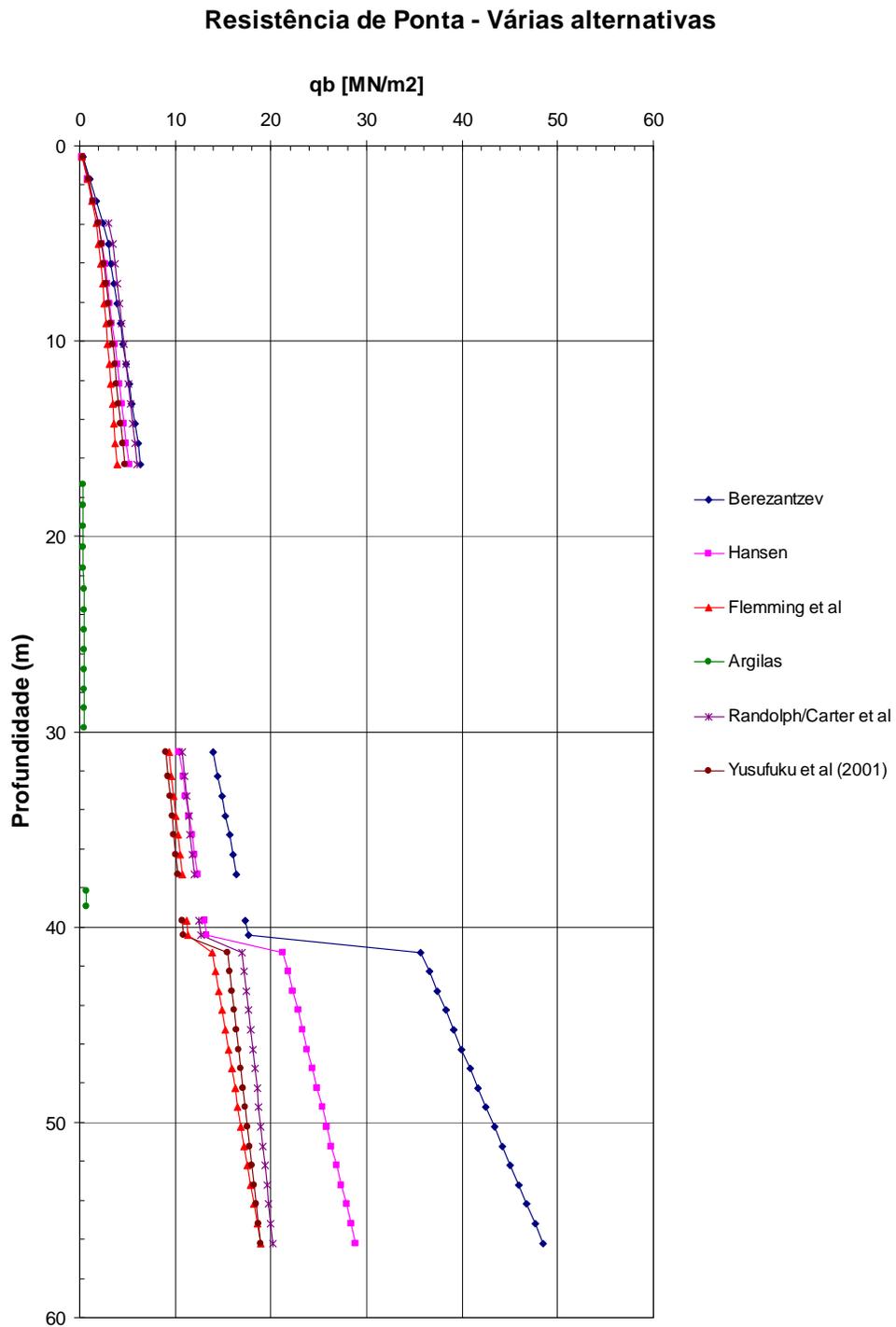


Figura 8. 53 – Comparação dos vários métodos

A resistência de ponta avaliada à profundidade de 47.26 metros é: $R_{b,cal} = 3312.9 \text{ kN}$.

Observações:

- Os métodos de Randolph et al e de Yasufuku et al fornecem valores semelhantes, o que é expectável, uma vez que se baseiam ambos na teoria de expansão de cavidades;
- Os valores obtidos com o método de Fleming são próximos dos de Randolph et al e de Yasufuku et al. De notar que para o caso do CDG, o método de Fleming corresponde ao de Berezantzev et al, mas considerando o ângulo de atrito de volume constante em vez do ângulo de atrito de pico;
- Os métodos “clássicos” de Berezantzev et al e de Hansen, calculados com o ângulo de atrito de pico, ϕ' , fornecem valores muito superiores aos restantes.

A.8.3.2 – Cálculo da estaca virtual BH-3A

Quadro 8. 59 - Estratigrafia (BH-3A)

Estrato	Espessura(m)	γ (kN/m ³)	Cota do topo (NMM) [m]
Aterro	16.5	19	4.5
ALP (Argila)	10.5	18.71	-12
ALP (Argila Arenosa)	3	18.71	-22.5
ALP (Areia Argilosa)	6	19.2	-25.5
CDG (Areia Siltosa)	29.3	19.92	-31.5

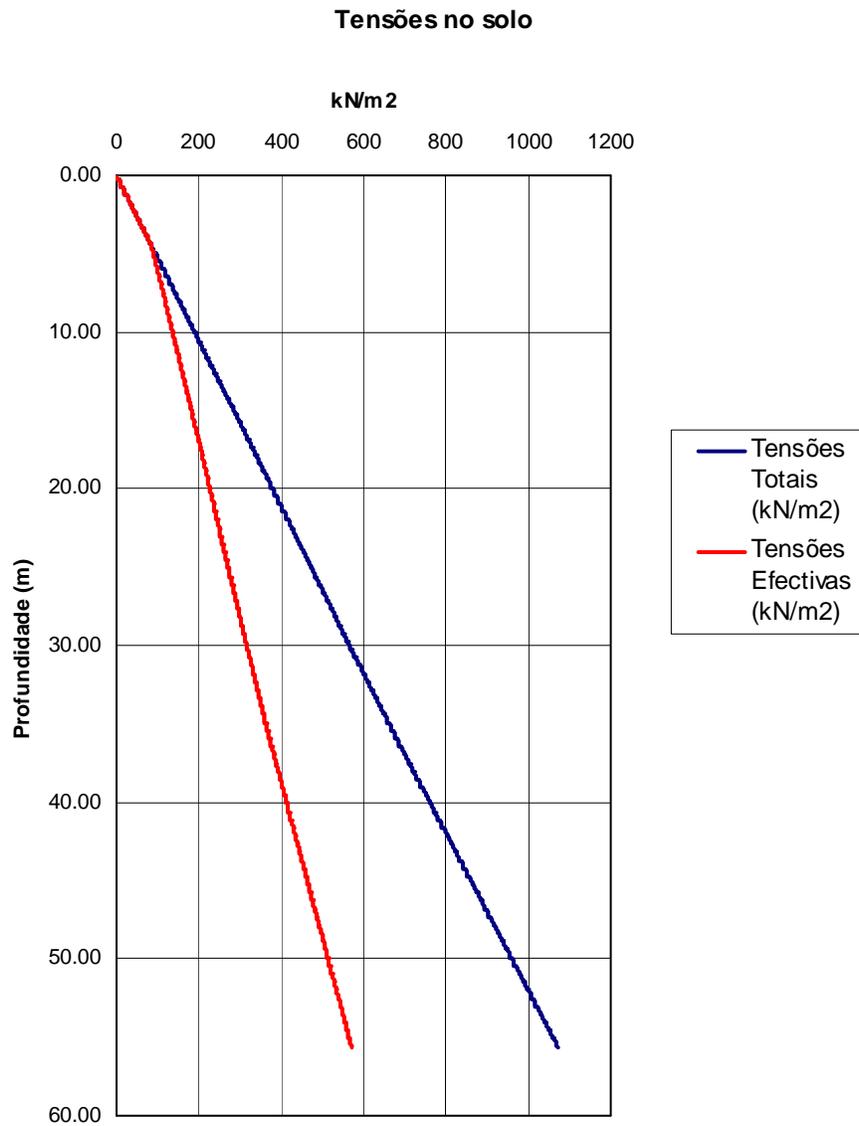


Figura 8. 54 – Tensões totais e efectivas em profundidade

Quadro 8. 60 – Descrição dos estratos; Estado de tensão e parâmetros

Descrição do solo	Tipo de solo	z (m)	zav (m)	Espessura (m)	Profundidade (m)	σ'_0 (kPa)	u_0 (kPa)	D50 [mm]	l_0 (%)	ϕ (°)	ϕ_{cv} (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)	OCR	S	G_s (MN/m ²)	$\frac{v_p}{0.1\%}$ (MN/m ²)	EO (MN/m ²)	ν	N
		4,50																		
Aterro	NC	3,38	3,94	1,13	0,56	10,69			35,00	30,00	26,00					17,3	3,19	44,97	0,30	
Aterro	NC	2,25	2,81	1,13	1,69	32,06			35,00	30,00	26,00					30,0	7,99	77,89	0,30	
Aterro	NC	1,13	1,69	1,13	2,81	53,44			35,00	30,00	26,00					38,7	12,24	100,56	0,30	
Aterro	NC	0,00	0,56	1,13	3,94	74,81			35,00	30,00	26,00					45,8	16,20	118,88	0,30	
Aterro	NC	-1,00	-0,50	1,00	5,00	90,09	4,91		35,00	30,00	26,00					50,2	18,92	130,57	0,30	
Aterro	NC	-2,00	-1,50	1,00	6,00	99,28	14,72		35,00	30,00	26,00					52,7	20,52	137,06	0,30	
Aterro	NC	-3,00	-2,50	1,00	7,00	108,48	24,53		35,00	30,00	26,00					55,1	22,09	143,27	0,30	
Aterro	NC	-4,00	-3,50	1,00	8,00	117,67	34,34		35,00	30,00	26,00					57,4	23,65	149,21	0,30	
Aterro	NC	-5,00	-4,50	1,00	9,00	126,86	44,15		35,00	30,00	26,00					59,6	25,18	154,93	0,30	
Aterro	NC	-6,00	-5,50	1,00	10,00	136,05	53,96		35,00	30,00	26,00					61,7	26,69	160,44	0,30	
Aterro	NC	-7,00	-6,50	1,00	11,00	145,24	63,77		35,00	30,00	26,00					63,8	28,19	165,78	0,30	
Aterro	NC	-8,00	-7,50	1,00	12,00	154,43	73,58		35,00	30,00	26,00					65,7	29,67	170,94	0,30	
Aterro	NC	-9,00	-8,50	1,00	13,00	163,62	83,39		35,00	30,00	26,00					67,7	31,14	175,95	0,30	
Aterro	NC	-10,00	-9,50	1,00	14,00	172,81	93,20		35,00	30,00	26,00					69,5	32,59	180,83	0,30	
Aterro	NC	-11,00	-10,50	1,00	15,00	182,00	103,01		35,00	30,00	26,00					71,4	34,03	185,57	0,30	
Aterro	NC	-12,00	-11,50	1,00	16,00	191,19	112,82		35,00	30,00	26,00					73,2	35,46	190,20	0,30	
ALP (Argila)	C	-13,05	-12,53	1,05	17,03	200,45	122,87		20,93	10,00			36,081			5,1	3,27	15,41	0,50	
ALP (Argila)	C	-14,10	-13,58	1,05	18,08	209,80	133,17		20,93	10,00			37,764			5,4	3,44	16,13	0,50	
ALP (Argila)	C	-15,15	-14,63	1,05	19,13	219,14	143,47		20,93	10,00			39,446			5,6	3,62	16,85	0,50	
ALP (Argila)	C	-16,20	-15,68	1,05	20,18	228,49	153,77		20,93	10,00			41,128			5,9	3,80	17,57	0,50	
ALP (Argila)	C	-17,25	-16,73	1,05	21,23	237,83	164,07		20,93	10,00			42,810			6,1	3,97	18,29	0,50	
ALP (Argila)	C	-18,30	-17,78	1,05	22,28	247,18	174,37		20,93	10,00			44,492			6,3	4,15	19,01	0,50	
ALP (Argila)	C	-19,35	-18,83	1,05	23,33	256,52	184,67		20,93	10,00			46,174			6,6	4,33	19,73	0,50	
ALP (Argila)	C	-20,40	-19,88	1,05	24,38	265,87	194,97		20,93	10,00			47,856			6,8	4,51	20,44	0,50	
ALP (Argila)	C	-21,45	-20,93	1,05	25,43	275,21	205,27		20,93	10,00			49,538			7,1	4,70	21,16	0,50	
ALP (Argila)	C	-22,50	-21,98	1,05	26,48	284,56	215,57		20,93	10,00			51,220			7,3	4,88	21,88	0,50	
ALP (Argila Arenosa)	C	-23,50	-23,00	1,00	27,50	293,68	225,83		20,93	10,00			52,862			7,5	5,06	22,58	0,50	
ALP (Argila Arenosa)	C	-24,50	-24,00	1,00	28,50	302,58	235,44		20,93	10,00			54,464			7,8	5,23	23,27	0,50	
ALP (Argila Arenosa)	C	-25,50	-25,00	1,00	29,50	311,48	245,25		20,93	10,00			56,066			8,0	5,41	23,95	0,50	
ALP (Areia Argilosa)	NC	-26,50	-26,00	1,00	30,50	320,63	255,06	49,70	32,50	28,50						81,1	52,39	210,98	0,30	28,00
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27,50	-27,00	1,00	31,50	330,02	264,87	49,70	32,50	28,50						82,3	53,40	214,04	0,30	28,00
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28,50	-28,00	1,00	32,50	339,41	274,68	49,70	32,50	28,50						83,5	54,41	217,07	0,30	28,00
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29,50	-29,00	1,00	33,50	348,80	284,49	49,70	32,50	28,50						84,6	55,40	220,05	0,30	28,00
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30,50	-30,00	1,00	34,50	358,19	294,30	49,70	32,50	28,50						85,8	56,39	222,99	0,30	28,00
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31,50	-31,00	1,00	35,50	367,58	304,11	49,70	32,50	28,50						86,9	57,37	225,90	0,30	28,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-32,48	-31,99	0,98	36,49	377,21	313,81		36,70	30,00						175,0	102,79	454,95	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-33,45	-32,97	0,98	37,47	387,08	323,39		36,70	30,00						175,1	103,74	455,19	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-34,43	-33,94	0,98	38,44	396,96	332,97		36,70	30,00						175,2	104,67	455,42	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-35,41	-34,92	0,98	39,42	406,83	342,55		36,70	30,00						175,2	105,58	455,64	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-36,38	-35,90	0,98	40,40	416,70	352,13		36,70	30,00						175,3	106,49	455,86	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-37,36	-36,87	0,98	41,37	426,58	361,71		36,70	30,00						175,4	107,37	456,07	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-38,34	-37,85	0,98	42,35	436,45	371,29		36,70	30,00						175,5	108,25	456,28	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-39,31	-38,83	0,98	43,33	446,33	380,87		36,70	30,00						175,6	109,11	456,49	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-40,29	-39,80	0,98	44,30	456,20	390,45		36,70	30,00						175,6	109,96	456,69	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-41,27	-40,78	0,98	45,28	466,07	400,04		36,70	30,00						175,7	110,80	456,88	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-42,24	-41,76	0,98	46,26	475,95	409,62		36,70	30,00						175,8	111,63	457,07	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-43,22	-42,73	0,98	47,23	485,82	419,20		36,70	30,00						175,9	112,44	457,26	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-44,20	-43,71	0,98	48,21	495,70	428,78		36,70	30,00						175,9	113,25	457,45	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-45,17	-44,69	0,98	49,19	505,57	438,36		36,70	30,00						176,0	114,04	457,63	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-46,15	-45,66	0,98	50,16	515,44	447,94		36,70	30,00						176,1	114,83	457,80	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-47,13	-46,64	0,98	51,14	525,32	457,52		36,70	30,00						176,1	115,60	457,98	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-48,10	-47,62	0,98	52,12	535,19	467,10		36,70	30,00						176,2	116,37	458,15	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-49,08	-48,59	0,98	53,09	545,07	476,68		36,70	30,00						176,3	117,13	458,32	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-50,06	-49,57	0,98	54,07	554,94	486,27		36,70	30,00						176,3	117,88	458,48	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-51,03	-50,55	0,98	55,05	564,81	495,85		36,70	30,00						176,4	118,61	458,64	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-52,01	-51,52	0,98	56,02	574,69	505,43		36,70	30,00						176,5	119,35	458,80	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-52,99	-52,50	0,98	57,00	584,56	515,01		36,70	30,00						176,5	120,07	458,96	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-53,96	-53,48	0,98	57,98	594,44	524,59		36,70	30,00						176,6	120,79	459,11	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-54,94	-54,45	0,98	58,95	604,31	534,17		36,70	30,00						176,6	121,49	459,26	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-55,92	-55,43	0,98	59,93	614,19	543,75		36,70	30,00						176,7	122,19	459,41	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-56,89	-56,41	0,98	60,91	624,06	553,33		36,70	30,00						176,8	122,89	459,56	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-57,87	-57,38	0,98	61,88	633,93	562,91		36,70	30,00						176,8	123,57	459,70	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-58,85	-58,36	0,98	62,86	643,81	572,50		36,70	30,00						176,9	124,25	459,84	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-59,82	-59,34	0,98	63,84	653,68	582,08		36,70	30,00						176,9	124,93	459,98	0,30	67,00
CDG (Areia Siltyosa)	NC	-60,80	-60,31	0,98	64,81	663,56	591,66		36,70	30,00						177,0	125,59	460,12	0,30	67,00

A.8.3.2.1 – Resistência lateral

Quadro 8. 61 – Resultados

Descrição do solo	Tipo de solo	zav (m)	Prof. (m)	Valores finais		
				q1 [kN/m2]	Rl [kN]	Rlac [kN]
Aterro	NC	3,94	0,56	1,56	2,76	2,76
Aterro	NC	2,81	1,69	4,68	8,27	11,02
Aterro	NC	1,69	2,81	7,80	13,78	24,80
Aterro	NC	0,56	3,94	10,92	19,29	44,10
Aterro	NC	-0,50	5,00	13,15	20,65	64,75
Aterro	NC	-1,50	6,00	14,49	22,76	87,51
Aterro	NC	-2,50	7,00	15,83	24,87	112,37
Aterro	NC	-3,50	8,00	17,17	26,97	139,35
Aterro	NC	-4,50	9,00	18,51	29,08	168,43
Aterro	NC	-5,50	10,00	19,85	31,19	199,61
Aterro	NC	-6,50	11,00	21,19	33,29	232,90
Aterro	NC	-7,50	12,00	22,54	35,40	268,30
Aterro	NC	-8,50	13,00	23,88	37,51	305,81
Aterro	NC	-9,50	14,00	25,22	39,61	345,42
Aterro	NC	-10,50	15,00	26,56	41,72	387,14
Aterro	NC	-11,50	16,00	27,90	43,82	430,96
ALP (Argila)	C	-12,53	17,03	25,44	41,97	472,93
ALP (Argila)	C	-13,58	18,08	26,63	43,92	516,85
ALP (Argila)	C	-14,63	19,13	27,82	45,88	562,73
ALP (Argila)	C	-15,68	20,18	29,00	47,84	610,56
ALP (Argila)	C	-16,73	21,23	30,19	49,79	660,36
ALP (Argila)	C	-17,78	22,28	31,38	51,75	712,10
ALP (Argila)	C	-18,83	23,33	32,56	53,70	765,81
ALP (Argila)	C	-19,88	24,38	33,75	55,66	821,47
ALP (Argila)	C	-20,93	25,43	34,93	57,62	879,09
ALP (Argila)	C	-21,98	26,48	36,12	59,57	938,66
ALP (Argila Arenosa)	C	-23,00	27,50	37,28	58,56	997,22
ALP (Argila Arenosa)	C	-24,00	28,50	38,41	60,33	1057,55
ALP (Argila Arenosa)	C	-25,00	29,50	39,54	62,11	1119,65
ALP (Areia Argilosa)	NC	-26,00	30,50	71,84	112,85	1232,51
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27,00	31,50	73,95	116,16	1348,66
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28,00	32,50	76,05	119,46	1468,12
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29,00	33,50	78,16	122,77	1590,89
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30,00	34,50	80,26	126,07	1716,96
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31,00	35,50	82,36	129,38	1846,34
CDG (Areia Siltosa)	NC	-31,99	36,49	110,75	169,91	2016,25
CDG (Areia Siltosa)	NC	-32,97	37,47	113,65	174,36	2190,62
CDG (Areia Siltosa)	NC	-33,94	38,44	116,55	178,81	2369,42
CDG (Areia Siltosa)	NC	-34,92	39,42	119,45	183,26	2552,68
CDG (Areia Siltosa)	NC	-35,90	40,40	122,35	187,70	2740,39
CDG (Areia Siltosa)	NC	-36,87	41,37	125,25	192,15	2932,54
CDG (Areia Siltosa)	NC	-37,85	42,35	128,15	196,60	3129,14
CDG (Areia Siltosa)	NC	-38,83	43,33	131,05	201,05	3330,19
CDG (Areia Siltosa)	NC	-39,80	44,30	133,95	205,50	3535,68
CDG (Areia Siltosa)	NC	-40,78	45,28	136,85	209,94	3745,63
CDG (Areia Siltosa)	NC	-41,76	46,26	139,75	214,39	3960,02
CDG (Areia Siltosa)	NC	-42,73	47,23	142,65	218,84	4178,86
CDG (Areia Siltosa)	NC	-43,71	48,21	145,55	223,29	4402,15
CDG (Areia Siltosa)	NC	-44,69	49,19	148,44	227,74	4629,88
CDG (Areia Siltosa)	NC	-45,66	50,16	151,34	232,18	4862,07
CDG (Areia Siltosa)	NC	-46,64	51,14	154,24	236,63	5098,70
CDG (Areia Siltosa)	NC	-47,62	52,12	157,14	241,08	5339,78
CDG (Areia Siltosa)	NC	-48,59	53,09	160,04	245,53	5585,30
CDG (Areia Siltosa)	NC	-49,57	54,07	162,94	249,97	5835,28
CDG (Areia Siltosa)	NC	-50,55	55,05	165,84	254,42	6089,70
CDG (Areia Siltosa)	NC	-51,52	56,02	168,74	258,87	6348,57
CDG (Areia Siltosa)	NC	-52,50	57,00	171,64	263,32	6611,89
CDG (Areia Siltosa)	NC	-53,48	57,98	174,54	267,77	6879,65
CDG (Areia Siltosa)	NC	-54,45	58,95	177,44	272,21	7151,86
CDG (Areia Siltosa)	NC	-55,43	59,93	180,34	276,66	7428,53
CDG (Areia Siltosa)	NC	-56,41	60,91	183,23	281,11	7709,63
CDG (Areia Siltosa)	NC	-57,38	61,88	186,13	285,56	7995,19
CDG (Areia Siltosa)	NC	-58,36	62,86	189,03	290,00	8285,20
CDG (Areia Siltosa)	NC	-59,34	63,84	191,93	294,45	8579,65
CDG (Areia Siltosa)	NC	-60,31	64,81	194,83	298,90	8878,55

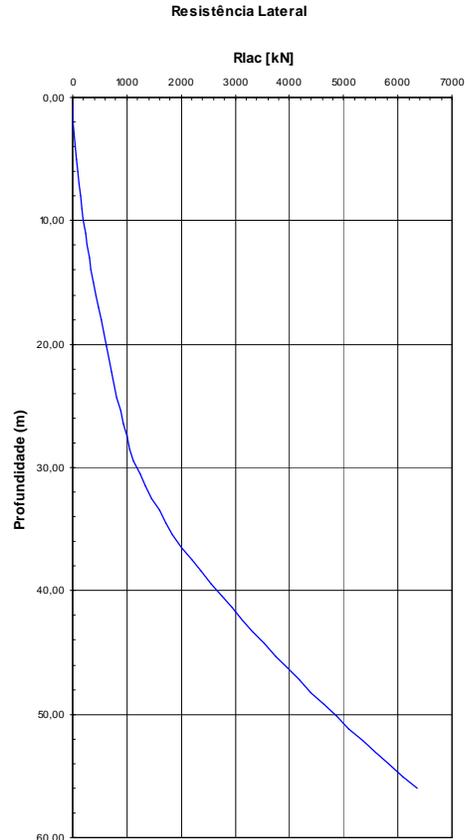


Figura 8. 55 – Resistência acumulada em profundidade

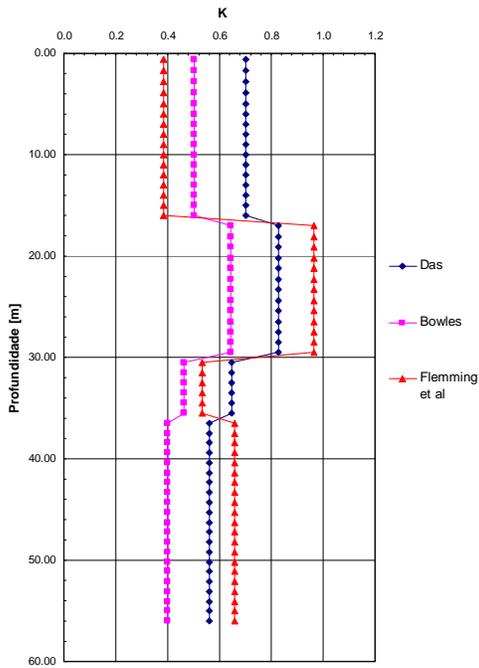


Figura 8. 56 – Coeficiente de impulso radial, K

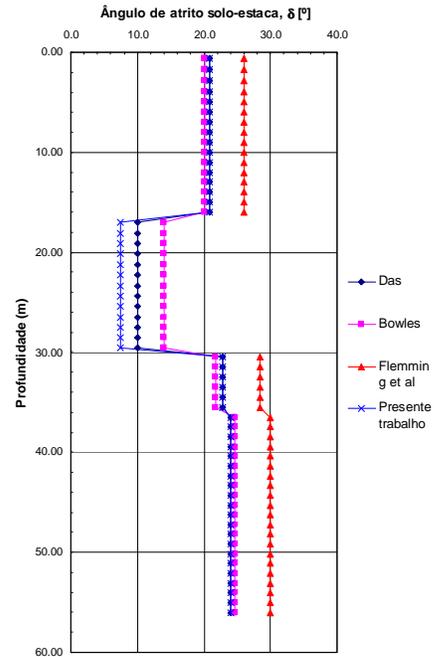


Figura 8. 57 – Valores de δ

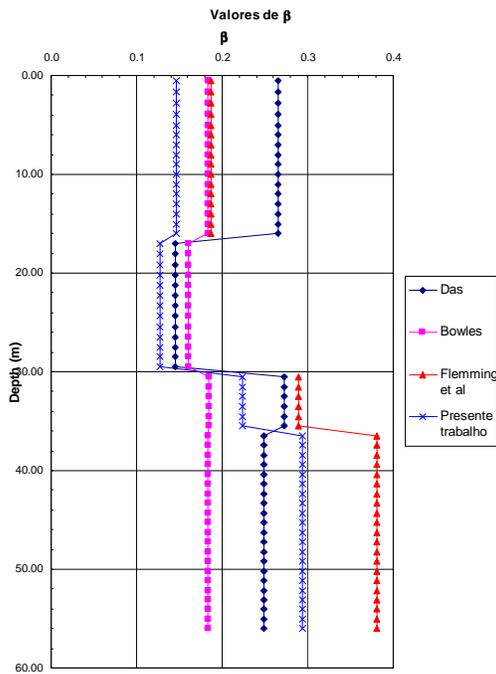


Figura 8. 58 - Coeficiente β

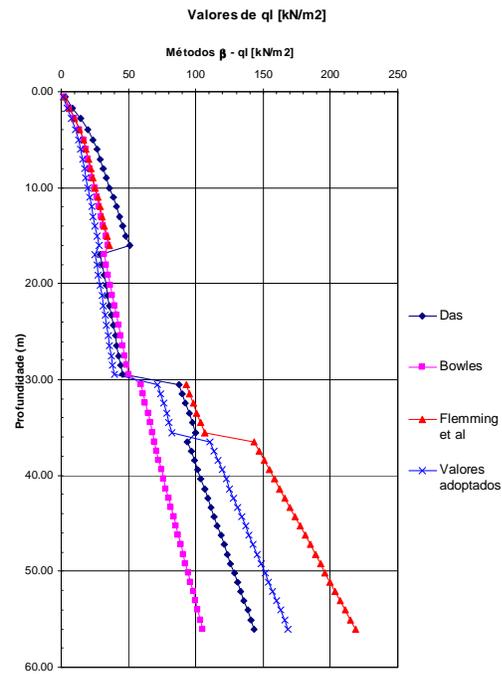


Figura 8. 59 - Resistência lateral – comparação das diferentes propostas

O cálculo foi efectuado de forma análoga ao da estaca BH-1D. A resistência lateral total (profundidade de 47.23 m) é: $R_{l,cal} = 4178.9 \text{ kN}$.

A.8.3.2.2 – Resistência de ponta

Quadro 8. 62 – Resultados

Descrição do solo	Tipo de solo	zav (m)	Prof. (m)	qb [MN/m2]	Rb [kN]
Aterro	NC	3,94	0,56	0,33	64,1
Aterro	NC	2,81	1,69	0,90	176,6
Aterro	NC	1,69	2,81	1,44	282,7
Aterro	NC	0,56	3,94	1,96	385,4
Aterro	NC	-0,50	5,00	2,33	457,3
Aterro	NC	-1,50	6,00	2,55	500,1
Aterro	NC	-2,50	7,00	2,76	542,6
Aterro	NC	-3,50	8,00	2,98	584,7
Aterro	NC	-4,50	9,00	3,19	626,6
Aterro	NC	-5,50	10,00	3,40	668,3
Aterro	NC	-6,50	11,00	3,61	709,7
Aterro	NC	-7,50	12,00	3,82	750,9
Aterro	NC	-8,50	13,00	4,03	791,9
Aterro	NC	-9,50	14,00	4,24	832,7
Aterro	NC	-10,50	15,00	4,45	873,4
Aterro	NC	-11,50	16,00	4,65	913,9
ALP (Argila)	C	-12,53	17,03	0,32	63,8
ALP (Argila)	C	-13,58	18,08	0,34	66,7
ALP (Argila)	C	-14,63	19,13	0,36	69,7
ALP (Argila)	C	-15,68	20,18	0,37	72,7
ALP (Argila)	C	-16,73	21,23	0,39	75,7
ALP (Argila)	C	-17,78	22,28	0,40	78,6
ALP (Argila)	C	-18,83	23,33	0,42	81,6
ALP (Argila)	C	-19,88	24,38	0,43	84,6
ALP (Argila)	C	-20,93	25,43	0,45	87,5
ALP (Argila)	C	-21,98	26,48	0,46	90,5
ALP (Argila Arenosa)	C	-23,00	27,50	0,48	93,4
ALP (Argila Arenosa)	C	-24,00	28,50	0,49	96,2
ALP (Argila Arenosa)	C	-25,00	29,50	0,50	99,1
ALP (Areia Argilosa)	NC	-26,00	30,50	8,80	1727,8
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27,00	31,50	9,01	1769,3
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28,00	32,50	9,22	1810,7
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29,00	33,50	9,43	1851,8
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30,00	34,50	9,64	1892,7
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31,00	35,50	9,85	1933,4
CDG (Areia Siltosa)	NC	-31,99	36,49	14,33	2814,3
CDG (Areia Siltosa)	NC	-32,97	37,47	14,58	2863,3
CDG (Areia Siltosa)	NC	-33,94	38,44	14,83	2911,9
CDG (Areia Siltosa)	NC	-34,92	39,42	15,08	2960,1
CDG (Areia Siltosa)	NC	-35,90	40,40	15,32	3007,8
CDG (Areia Siltosa)	NC	-36,87	41,37	15,56	3055,1
CDG (Areia Siltosa)	NC	-37,85	42,35	15,80	3102,0
CDG (Areia Siltosa)	NC	-38,83	43,33	16,04	3148,6
CDG (Areia Siltosa)	NC	-39,80	44,30	16,27	3194,7
CDG (Areia Siltosa)	NC	-40,78	45,28	16,50	3240,5
CDG (Areia Siltosa)	NC	-41,76	46,26	16,74	3286,0
CDG (Areia Siltosa)	NC	-42,73	47,23	16,97	3331,1
CDG (Areia Siltosa)	NC	-43,71	48,21	17,19	3375,9
CDG (Areia Siltosa)	NC	-44,69	49,19	17,42	3420,3
CDG (Areia Siltosa)	NC	-45,66	50,16	17,64	3464,4
CDG (Areia Siltosa)	NC	-46,64	51,14	17,87	3508,3
CDG (Areia Siltosa)	NC	-47,62	52,12	18,09	3551,8
CDG (Areia Siltosa)	NC	-48,59	53,09	18,31	3595,0
CDG (Areia Siltosa)	NC	-49,57	54,07	18,53	3637,9
CDG (Areia Siltosa)	NC	-50,55	55,05	18,74	3680,6
CDG (Areia Siltosa)	NC	-51,52	56,02	18,96	3722,9
CDG (Areia Siltosa)	NC	-52,50	57,00	19,18	3765,0
CDG (Areia Siltosa)	NC	-53,48	57,98	19,39	3806,9
CDG (Areia Siltosa)	NC	-54,45	58,95	19,60	3848,5
CDG (Areia Siltosa)	NC	-55,43	59,93	19,81	3889,8
CDG (Areia Siltosa)	NC	-56,41	60,91	20,02	3930,9
CDG (Areia Siltosa)	NC	-57,38	61,88	20,23	3971,7
CDG (Areia Siltosa)	NC	-58,36	62,86	20,43	4012,3
CDG (Areia Siltosa)	NC	-59,34	63,84	20,64	4052,7
CDG (Areia Siltosa)	NC	-60,31	64,81	20,84	4092,8

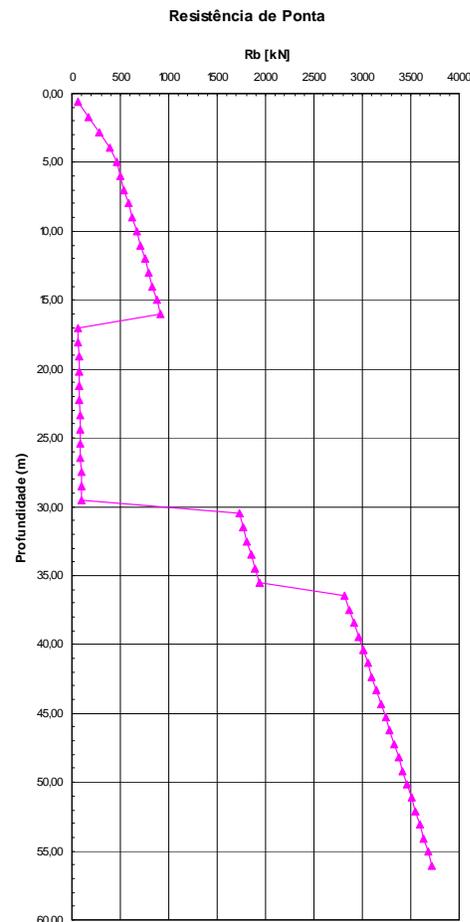


Figura 8. 60 – Resistência de ponta – variação em profundidade (Yasufuku et al)

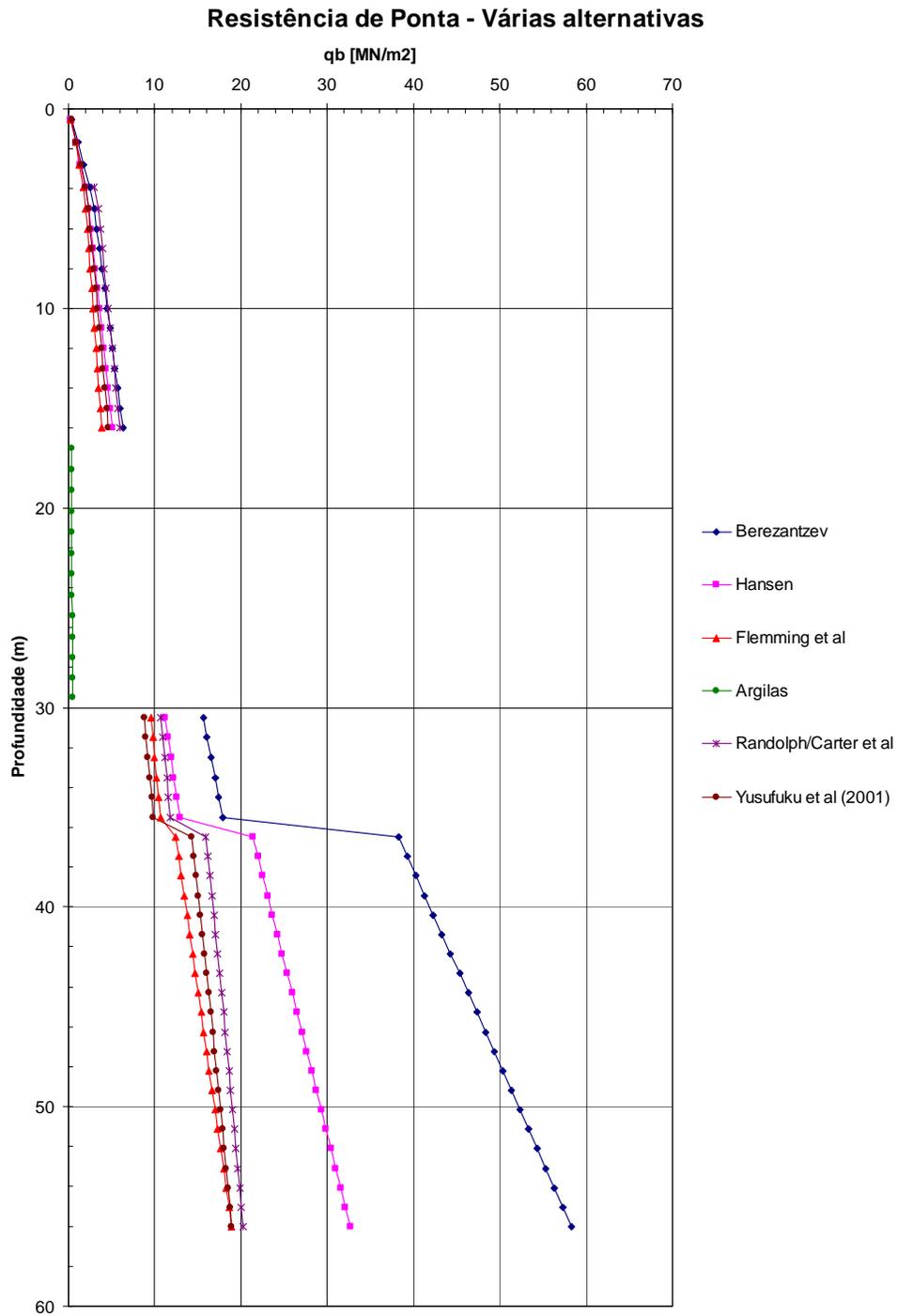


Figura 8. 61 – Comparação dos vários métodos

A resistência de ponta avaliada à profundidade de 47.23 metros é: $R_{b,cal} = 3331.1 \text{ kN}$.

A.8.3.3 – Cálculo da estaca virtual BH-3D

Quadro 8. 63 -Estratigrafia (BH-3D)

Estrato	Espessura(m)	γ (kN/m ³)	Cota do topo (NMM) [m]
Aterro	16.9	19	4.5
ALP (Argila)	13.5	18.71	-12.4
ALP (Areia Argilosa)	7.5	19.2	-25.9
CDG (Areia Siltosa)	16.7	19.92	-33.4

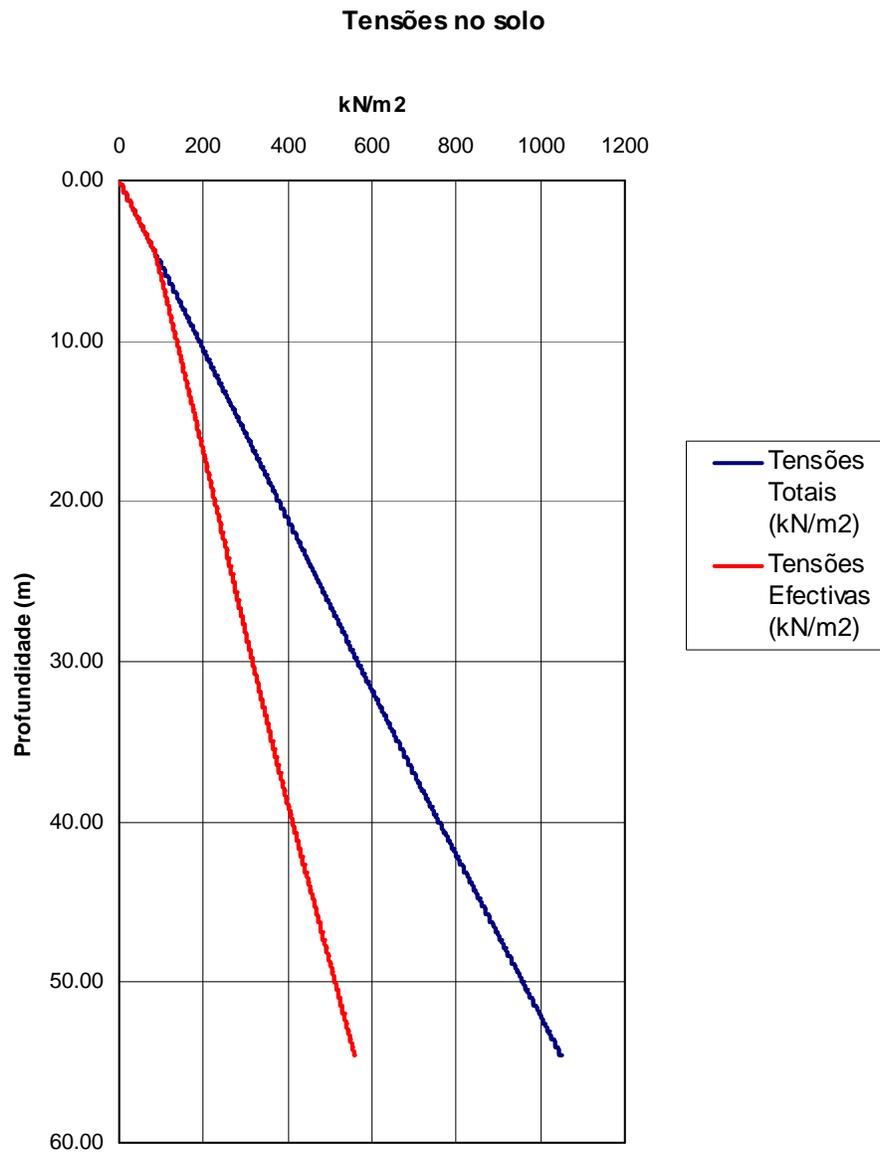


Figura 8. 62 - Tensões totais e efectivas em profundidade

Quadro 8. 64 – Descrição dos estratos; Estado de tensão e parâmetros

Descrição do solo	Tipo de solo	z (m)	zav (m)	Espessura (m)	Profundidade (m)	e ₀ (kPa)	u ₀ (kPa)	D50 [mm]	Ip (%)	ψ (°)	ψ _{cv} (°)	c' (kPa)	cu (kPa)	OCR	S	G _v (MN/m ²)	γ _{sat} (kN/m ³)	E ₀ (MN/m ²)	v	N		
		4,50																				
Aterro	NC	4,28	0,45	0,23	4,27			35,00	30,00	26,00						10,9	1,49	28,44	0,30			
Aterro	NC	3,60	0,45	0,68	12,83			35,00	30,00	26,00						18,9	3,72	49,26	0,30			
Aterro	NC	3,15	0,45	1,13	21,38			35,00	30,00	26,00						24,5	5,69	63,60	0,30			
Aterro	NC	2,70	0,45	1,58	29,93			35,00	30,00	26,00						28,9	7,54	75,25	0,30			
Aterro	NC	2,25	0,45	2,03	38,48			35,00	30,00	26,00						32,8	9,30	85,32	0,30			
Aterro	NC	1,80	0,45	2,48	47,03			35,00	30,00	26,00						36,3	11,00	94,33	0,30			
Aterro	NC	1,35	0,45	2,93	55,58			35,00	30,00	26,00						39,4	12,64	102,55	0,30			
Aterro	NC	0,90	0,45	3,38	64,13			35,00	30,00	26,00						42,4	14,25	110,15	0,30			
Aterro	NC	0,45	0,45	3,83	72,68			35,00	30,00	26,00						45,1	15,82	117,27	0,30			
Aterro	NC	0,00	0,45	4,28	81,23			35,00	30,00	26,00						47,7	17,35	123,97	0,30			
Aterro	NC	-0,56	1,13	5,06	90,68	5,53		35,00	30,00	26,00						50,4	19,02	130,99	0,30			
Aterro	NC	-1,13	1,13	6,19	101,04	16,59		35,00	30,00	26,00						53,2	20,82	138,27	0,30			
Aterro	NC	-2,25	1,13	7,32	111,40	27,65		35,00	30,00	26,00						55,8	22,59	145,19	0,30			
Aterro	NC	-3,38	1,13	8,45	121,76	38,70		35,00	30,00	26,00						58,4	24,33	151,79	0,30			
Aterro	NC	-4,51	1,13	9,57	132,12	49,76		35,00	30,00	26,00						60,8	26,05	158,11	0,30			
Aterro	NC	-5,64	1,13	10,70	142,48	60,82		35,00	30,00	26,00						63,2	27,74	164,19	0,30			
Aterro	NC	-6,76	1,13	11,83	152,84	71,88		35,00	30,00	26,00						65,4	29,42	170,06	0,30			
Aterro	NC	-7,89	1,13	12,95	163,20	82,94		35,00	30,00	26,00						67,6	31,07	175,73	0,30			
Aterro	NC	-9,02	1,13	14,08	173,56	94,00		35,00	30,00	26,00						69,7	32,71	181,22	0,30			
Aterro	NC	-10,15	1,13	15,21	183,92	105,06		35,00	30,00	26,00						71,7	34,33	186,55	0,30			
Aterro	NC	-11,27	1,13	16,34	194,28	116,11		35,00	30,00	26,00						73,7	35,94	191,73	0,30			
ALP (Argila)	C	-12,40	1,00	17,40	203,88	126,55		20,93	10,00				36,698			5,2	3,33	15,68	0,50			
ALP (Argila)	C	-13,40	1,00	18,40	212,78	136,36		20,93	10,00				38,300			5,5	3,50	16,36	0,50			
ALP (Argila)	C	-14,40	1,00	19,40	221,68	146,17		20,93	10,00				39,902			5,7	3,67	17,05	0,50			
ALP (Argila)	C	-15,40	1,00	20,40	230,58	155,98		20,93	10,00				41,504			5,9	3,84	17,73	0,50			
ALP (Argila)	C	-16,40	1,00	21,40	239,48	165,79		20,93	10,00				43,106			6,1	4,01	18,41	0,50			
ALP (Argila)	C	-17,40	1,00	22,40	248,38	175,60		20,93	10,00				44,708			6,4	4,18	19,10	0,50			
ALP (Argila)	C	-18,40	1,13	23,46	257,83	186,02		20,93	10,00				46,410			6,6	4,36	19,83	0,50			
ALP (Argila)	C	-19,53	1,13	24,59	267,85	197,06		20,93	10,00				48,212			6,9	4,55	20,60	0,50			
ALP (Argila)	C	-20,65	1,13	25,71	277,86	208,09		20,93	10,00				50,014			7,1	4,75	21,37	0,50			
ALP (Argila)	C	-21,78	1,13	26,84	287,87	219,13		20,93	10,00				51,817			7,4	4,94	22,14	0,50			
ALP (Argila)	C	-22,90	1,00	27,90	297,33	229,55		20,93	10,00				53,519			7,6	5,13	22,86	0,50			
ALP (Argila)	C	-23,90	1,00	28,90	306,23	239,36		20,93	10,00				55,121			7,8	5,30	23,55	0,50			
ALP (Argila)	C	-24,90	1,00	29,90	315,13	249,17		20,93	10,00				56,723			8,1	5,48	24,23	0,50			
ALP (Areia Argilosa)	NC	-26,37	0,94	30,87	323,98	258,68		38,50	30,30	28,50						82,9	53,94	215,66	0,30	16,00		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27,31	0,94	31,81	332,78	267,87		38,50	30,30	28,50						84,1	54,91	218,57	0,30	16,00		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28,24	0,94	32,74	341,58	277,07		38,50	30,30	28,50						85,2	55,87	221,44	0,30	16,00		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29,18	0,94	33,68	350,39	286,27		38,50	30,30	28,50						86,3	56,82	224,27	0,30	16,00		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30,12	0,94	34,62	359,19	295,46		38,50	30,30	28,50						87,3	57,77	227,07	0,30	16,00		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31,06	0,94	35,56	367,99	304,66		38,50	30,30	28,50						88,4	58,70	229,84	0,30	16,00		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31,53	0,94	36,49	376,80	313,86		38,50	30,30	28,50						89,5	59,63	232,57	0,30	16,00		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-32,46	0,94	37,43	385,60	323,06		38,50	30,30	28,50						90,5	60,55	235,27	0,30	16,00		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-33,40	0,98	38,39	394,97	332,47		34,40	30,00							175,1	104,48	455,37	0,30	48,00		
CDG (Areia Silteosa)	NC	-34,38	0,98	39,37	404,90	342,11		34,40	30,00							175,2	105,41	455,60	0,30	48,00		
CDG (Areia Silteosa)	NC	-35,36	0,98	40,36	414,83	351,75		34,40	30,00							175,3	106,32	455,82	0,30	48,00		
CDG (Areia Silteosa)	NC	-36,35	0,98	41,34	424,76	361,38		34,40	30,00							175,4	107,21	456,04	0,30	48,00		
CDG (Areia Silteosa)	NC	-37,33	0,98	42,32	434,69	371,02		34,40	30,00							175,5	108,09	456,25	0,30	48,00		
CDG (Areia Silteosa)	NC	-38,31	0,98	43,30	444,63	380,66		34,40	30,00							175,6	108,96	456,45	0,30	48,00		
CDG (Areia Silteosa)	NC	-39,29	0,98	44,29	454,56	390,29		34,40	30,00							175,6	109,82	456,65	0,30	48,00		
CDG (Areia Silteosa)	NC	-40,28	0,98	45,27	464,49	399,93		34,40	30,00							175,7	110,67	456,85	0,30	48,00		
CDG (Areia Silteosa)	NC	-41,26	0,98	46,25	474,42	409,57		34,40	30,00							175,8	111,50	457,05	0,30	48,00		
CDG (Areia Silteosa)	NC	-42,24	0,98	47,23	484,35	419,20		34,40	30,00							175,9	112,32	457,23	0,30	48,00		
CDG (Areia Silteosa)	NC	-43,22	0,98	48,21	494,28	428,84		34,40	30,00							175,9	113,13	457,42	0,30	48,00		
CDG (Areia Silteosa)	NC	-44,21	0,98	49,20	504,22	438,48		34,40	30,00							176,0	113,93	457,60	0,30	48,00		
CDG (Areia Silteosa)	NC	-45,19	0,98	50,18	514,15	448,12		34,40	30,00							176,1	114,73	457,78	0,30	48,00		
CDG (Areia Silteosa)	NC	-46,17	0,98	51,16	524,08	457,75		34,40	30,00							176,1	115,51	457,96	0,30	48,00		
CDG (Areia Silteosa)	NC	-47,15	0,98	52,14	534,01	467,39		34,40	30,00							176,2	116,28	458,13	0,30	48,00		
CDG (Areia Silteosa)	NC	-48,14	0,98	53,13	543,94	477,03		34,40	30,00							176,3	117,04	458,30	0,30	48,00		
CDG (Areia Silteosa)	NC	-49,12	0,98	54,11	553,87	486,66		34,40	30,00							176,3	117,79	458,46	0,30	48,00		
CDG (Areia Silteosa)	NC	-50,10																				

A.8.3.3.1 – Resistência lateral

Quadro 8. 65 – Resultados

Descrição do solo	Tipo de solo	zav (m)	Prof. (m)	Valores finais		
				qI [kN/m ²]	RI [kN]	RIac [kN]
Aterro	NC	4,28	0,23	0,62	0,44	0,44
Aterro	NC	3,83	0,68	1,87	1,32	1,76
Aterro	NC	3,38	1,13	3,12	2,20	3,97
Aterro	NC	2,93	1,58	4,37	3,09	7,06
Aterro	NC	2,48	2,03	5,61	3,97	11,02
Aterro	NC	2,03	2,48	6,86	4,85	15,88
Aterro	NC	1,58	2,93	8,11	5,73	21,61
Aterro	NC	1,13	3,38	9,36	6,61	28,22
Aterro	NC	0,67	3,83	10,61	7,50	35,72
Aterro	NC	0,23	4,28	11,85	8,38	44,10
Aterro	NC	-0,56	5,06	13,23	23,43	67,53
Aterro	NC	-1,69	6,19	14,74	26,11	93,64
Aterro	NC	-2,82	7,32	16,26	28,79	122,42
Aterro	NC	-3,95	8,45	17,77	31,46	153,89
Aterro	NC	-5,07	9,57	19,28	34,14	188,03
Aterro	NC	-6,20	10,70	20,79	36,82	224,84
Aterro	NC	-7,33	11,83	22,30	39,49	264,34
Aterro	NC	-8,45	12,95	23,82	42,17	306,51
Aterro	NC	-9,58	14,08	25,33	44,85	351,35
Aterro	NC	-10,71	15,21	26,84	47,52	398,88
Aterro	NC	-11,84	16,34	28,35	50,20	449,08
ALP (Argila)	C	-12,90	17,40	25,88	40,65	489,73
ALP (Argila)	C	-13,90	18,40	27,01	42,43	532,16
ALP (Argila)	C	-14,90	19,40	28,14	44,20	576,36
ALP (Argila)	C	-15,90	20,40	29,27	45,97	622,33
ALP (Argila)	C	-16,90	21,40	30,40	47,75	670,08
ALP (Argila)	C	-17,90	22,40	31,53	49,52	719,60
ALP (Argila)	C	-18,96	23,46	32,73	51,37	771,97
ALP (Argila)	C	-20,09	24,59	34,00	53,20	827,17
ALP (Argila)	C	-21,21	25,71	35,27	55,01	885,18
ALP (Argila)	C	-22,34	26,84	36,54	56,80	945,98
ALP (Argila)	C	-23,40	27,90	37,74	58,57	1009,55
ALP (Argila)	C	-24,40	28,90	38,87	60,32	1075,87
ALP (Argila)	C	-25,40	29,90	40,00	62,05	1144,92
ALP (Areia Argilosa)	NC	-26,37	30,87	72,60	106,91	1254,50
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27,31	31,81	74,57	109,81	1364,31
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28,24	32,74	76,54	112,71	1477,02
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29,18	33,68	78,51	115,62	1592,64
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30,12	34,62	80,49	118,52	1711,16
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31,06	35,56	82,46	121,43	1832,59
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31,99	36,49	84,43	124,33	1956,93
ALP (Areia Argilosa)	NC	-32,93	37,43	86,40	127,24	2084,17
CDG (Areia Siltosa)	NC	-33,89	38,39	115,97	178,95	2263,12
CDG (Areia Siltosa)	NC	-34,87	39,37	118,89	183,45	2446,57
CDG (Areia Siltosa)	NC	-35,86	40,36	121,80	187,95	2634,52
CDG (Areia Siltosa)	NC	-36,84	41,34	124,72	192,45	2826,96
CDG (Areia Siltosa)	NC	-37,82	42,32	127,63	196,95	3023,91
CDG (Areia Siltosa)	NC	-38,80	43,30	130,55	201,45	3225,36
CDG (Areia Siltosa)	NC	-39,79	44,29	133,47	205,95	3431,31
CDG (Areia Siltosa)	NC	-40,77	45,27	136,38	210,45	3641,76
CDG (Areia Siltosa)	NC	-41,75	46,25	139,30	214,95	3856,71
CDG (Areia Siltosa)	NC	-42,73	47,23	142,21	219,45	4076,15
CDG (Areia Siltosa)	NC	-43,71	48,21	145,13	223,95	4300,10
CDG (Areia Siltosa)	NC	-44,70	49,20	148,05	228,45	4528,55
CDG (Areia Siltosa)	NC	-45,68	50,18	150,96	232,95	4761,50
CDG (Areia Siltosa)	NC	-46,66	51,16	153,88	237,45	4998,94
CDG (Areia Siltosa)	NC	-47,64	52,14	156,79	241,95	5240,89
CDG (Areia Siltosa)	NC	-48,63	53,13	159,71	246,45	5487,34
CDG (Areia Siltosa)	NC	-49,61	54,11	162,63	250,95	5738,28

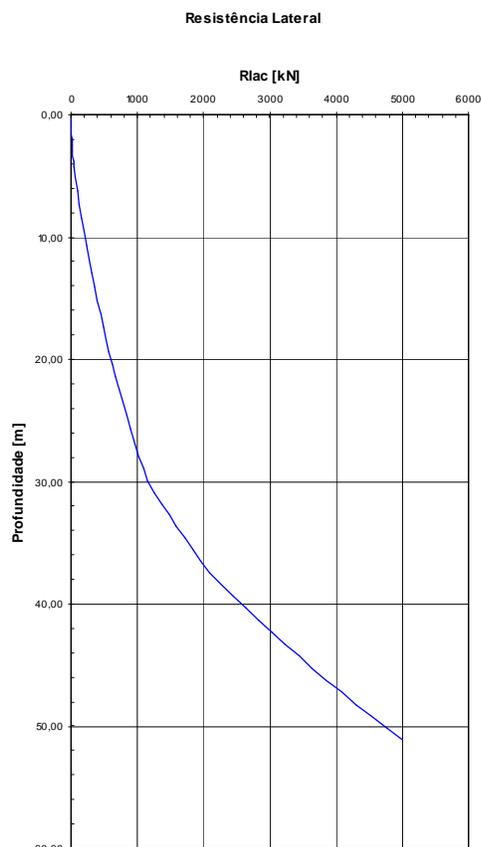


Figura 8. 63 – Resistência acumulada em profundidade

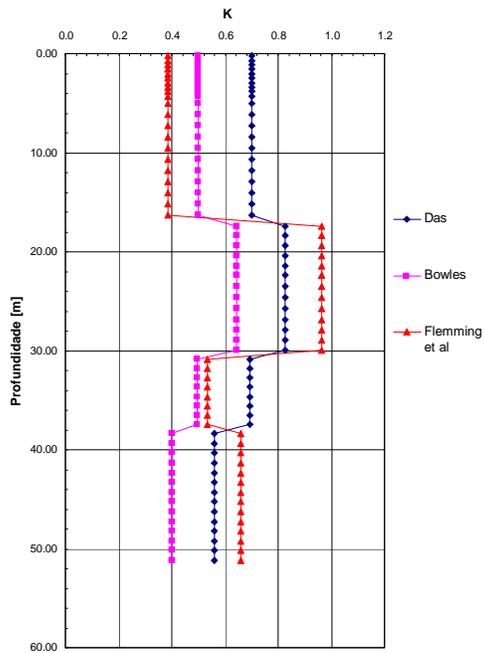


Figura 8.64 – Coeficiente de impulso radial, K

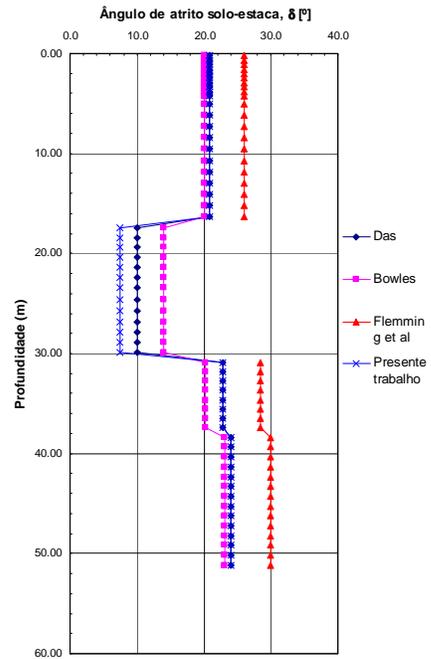


Figura 8.65 – Valores de δ

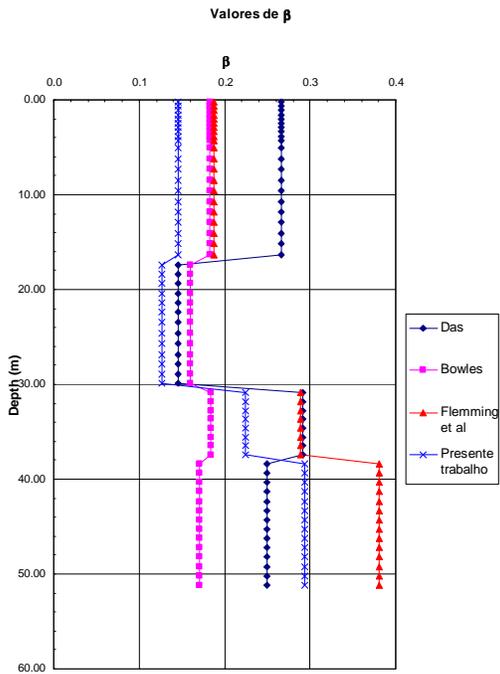


Figura 8.66 - Coeficiente β

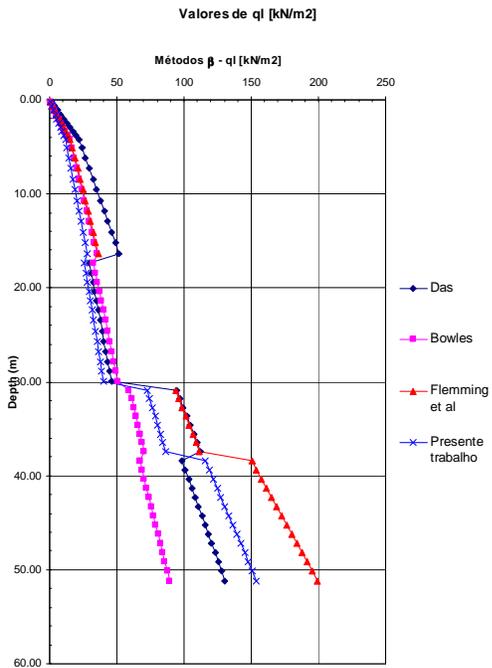


Figura 8.67 - Resistência lateral – comparação das diferentes propostas

O cálculo foi efectuado de forma análoga ao da estaca BH-1D. A resistência lateral total (profundidade de 47.23 m) é: $R_{l,cal} = 4076.2 \text{ kN}$.

A.8.3.3.2 – Resistência de ponta

Quadro 8. 66 – Resultados

Descrição do solo	Tipo de solo	zav (m)	Prof. (m)	qb [MN/m2]	Rb [kN]
Aterro	NC	4,28	0,23	0,14	27,5
Aterro	NC	3,83	0,68	0,39	75,8
Aterro	NC	3,38	1,13	0,62	121,5
Aterro	NC	2,93	1,58	0,84	165,7
Aterro	NC	2,48	2,03	1,06	208,9
Aterro	NC	2,03	2,48	1,28	251,3
Aterro	NC	1,58	2,93	1,49	293,1
Aterro	NC	1,13	3,38	1,70	334,4
Aterro	NC	0,67	3,83	1,91	375,3
Aterro	NC	0,23	4,28	2,12	415,7
Aterro	NC	-0,56	5,06	2,34	460,1
Aterro	NC	-1,69	6,19	2,59	508,2
Aterro	NC	-2,82	7,32	2,83	556,0
Aterro	NC	-3,95	8,45	3,07	603,4
Aterro	NC	-5,07	9,57	3,31	650,5
Aterro	NC	-6,20	10,70	3,55	697,3
Aterro	NC	-7,33	11,83	3,79	743,8
Aterro	NC	-8,45	12,95	4,02	790,1
Aterro	NC	-9,58	14,08	4,26	836,1
Aterro	NC	-10,71	15,21	4,49	881,9
Aterro	NC	-11,84	16,34	4,72	927,4
ALP (Argila)	C	-12,90	17,40	0,33	64,9
ALP (Argila)	C	-13,90	18,40	0,34	67,7
ALP (Argila)	C	-14,90	19,40	0,36	70,5
ALP (Argila)	C	-15,90	20,40	0,37	73,3
ALP (Argila)	C	-16,90	21,40	0,39	76,2
ALP (Argila)	C	-17,90	22,40	0,40	79,0
ALP (Argila)	C	-18,96	23,46	0,42	82,0
ALP (Argila)	C	-20,09	24,59	0,43	85,2
ALP (Argila)	C	-21,21	25,71	0,45	88,4
ALP (Argila)	C	-22,34	26,84	0,47	91,6
ALP (Argila)	C	-23,40	27,90	0,48	94,6
ALP (Argila)	C	-24,40	28,90	0,50	97,4
ALP (Argila)	C	-25,40	29,90	0,51	100,2
ALP (Areia Argilosa)	NC	-26,37	30,87	8,98	1763,1
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27,31	31,81	9,18	1802,5
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28,24	32,74	9,38	1841,7
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29,18	33,68	9,58	1880,7
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30,12	34,62	9,78	1919,5
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31,06	35,56	9,97	1958,1
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31,99	36,49	10,17	1996,6
ALP (Areia Argilosa)	NC	-32,93	37,43	10,36	2034,9
CDG (Areia Siltosa)	NC	-33,89	38,39	14,78	2902,2
CDG (Areia Siltosa)	NC	-34,87	39,37	15,03	2950,7
CDG (Areia Siltosa)	NC	-35,86	40,36	15,27	2998,8
CDG (Areia Siltosa)	NC	-36,84	41,34	15,52	3046,4
CDG (Areia Siltosa)	NC	-37,82	42,32	15,76	3093,7
CDG (Areia Siltosa)	NC	-38,80	43,30	15,99	3140,6
CDG (Areia Siltosa)	NC	-39,79	44,29	16,23	3187,1
CDG (Areia Siltosa)	NC	-40,77	45,27	16,47	3233,2
CDG (Areia Siltosa)	NC	-41,75	46,25	16,70	3279,0
CDG (Areia Siltosa)	NC	-42,73	47,23	16,93	3324,4
CDG (Areia Siltosa)	NC	-43,71	48,21	17,16	3369,5
CDG (Areia Siltosa)	NC	-44,70	49,20	17,39	3414,2
CDG (Areia Siltosa)	NC	-45,68	50,18	17,61	3458,7
CDG (Areia Siltosa)	NC	-46,66	51,16	17,84	3502,8
CDG (Areia Siltosa)	NC	-47,64	52,14	18,06	3546,6
CDG (Areia Siltosa)	NC	-48,63	53,13	18,28	3590,1
CDG (Areia Siltosa)	NC	-49,61	54,11	18,50	3633,3

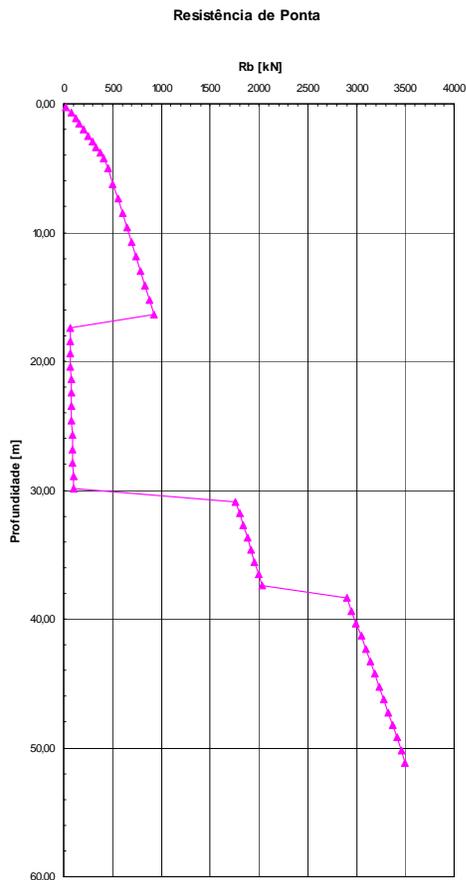


Figura 8. 68 – Resistência de ponta – variação em profundidade (Yasufuku et al)

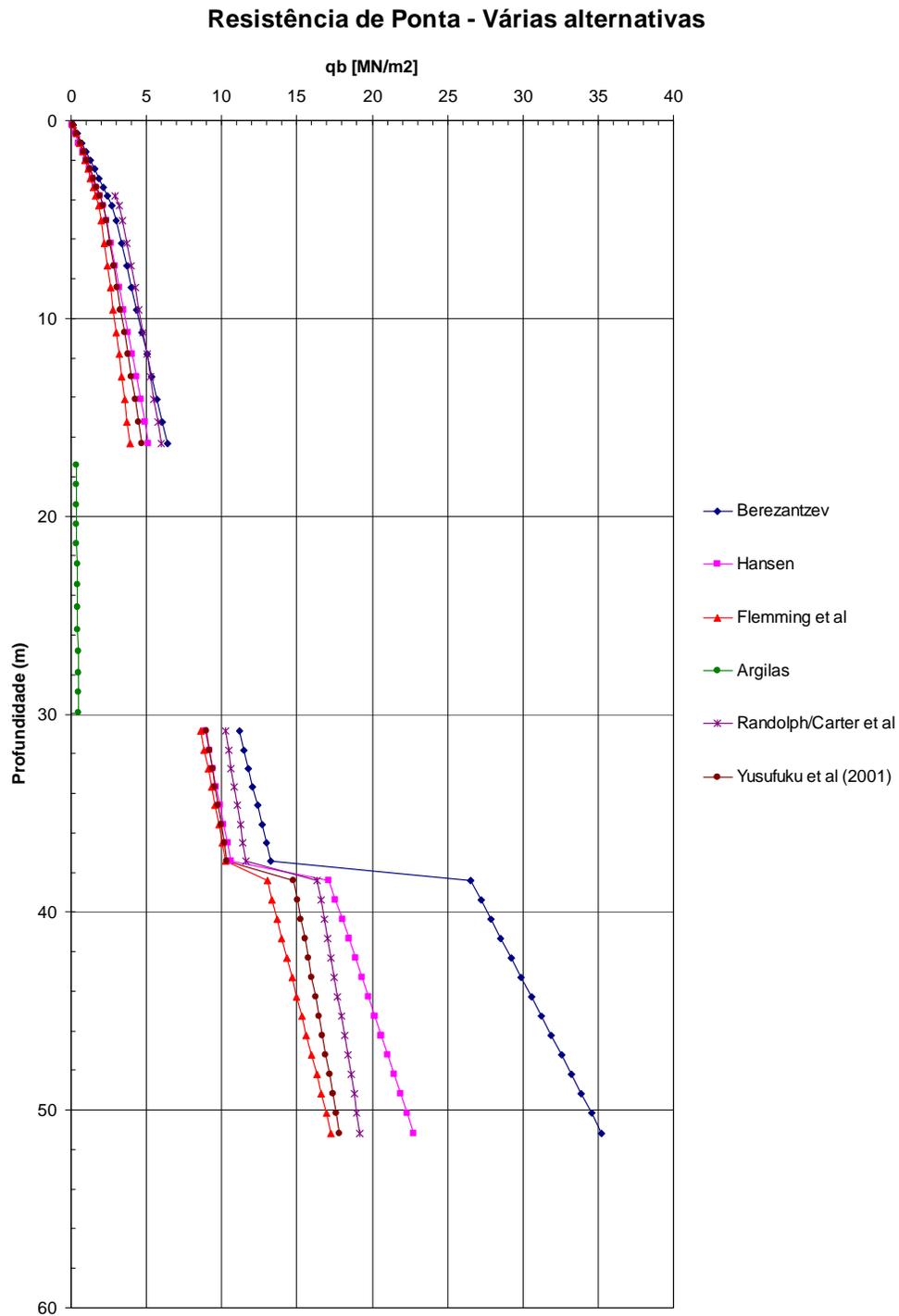


Figura 8. 69 – Comparação dos vários métodos

A resistência de ponta avaliada à profundidade de 47.23 metros é: $R_{b,cal} = 3324.4$ kN.

Anexo 8.4 – Cálculo das estacas “virtuais”. Análise com valores característicos dos parâmetros

A.8.4.1 – Cálculo da estaca virtual BH-1D

Quadro 8. 67 – Descrição dos estratos; Estado de tensão e parâmetros

Descrição do solo	Tipo de solo	z (m)	zav (m)	Espessura (m)	Profundidade (m)	σ _v (kPa)	σ _v (kPa)	σ _v (kPa)	D ₅₀ (mm)	I _p (%)	φ (°)	ψ _{cv} (°)	c' (kPa)	c _u (kPa)	OCR	S	G _v (MN/m ²)	G _v (MN/m ²)	E ₀ (MN/m ²)	ν	
Aterro	NC	4,50	3,94	1,13	0,56	10,69			35,00	28,00	25,00						17,6	3,27	45,65	0,30	
Aterro	NC	3,38																			
Aterro	NC	2,25	2,81	1,13	1,69	32,06			35,00	28,00	25,00						30,4	8,19	79,07	0,30	
Aterro	NC	1,13	1,69	1,13	2,81	53,44			35,00	28,00	25,00						39,3	12,55	102,08	0,30	
Aterro	NC	0,00	0,56	1,13	3,94	74,81			35,00	28,00	25,00						46,5	16,61	120,78	0,30	
Aterro	NC	-0,51	-0,51	1,03	5,01	90,21	5,03		35,00	28,00	25,00						51,0	19,42	132,63	0,30	
Aterro	NC	-1,03	-1,54	1,03	6,04	99,63	15,08		35,00	28,00	25,00						53,6	21,10	138,38	0,30	
Aterro	NC	-2,05	-2,56	1,03	7,06	109,05	25,14		35,00	28,00	25,00						56,1	22,76	145,82	0,30	
Aterro	NC	-3,08	-3,59	1,03	8,09	118,47	35,19		35,00	28,00	25,00						58,5	24,39	151,99	0,30	
Aterro	NC	-4,10	-4,61	1,03	9,11	127,89	45,25		35,00	28,00	25,00						60,7	25,99	157,92	0,30	
Aterro	NC	-5,13	-5,64	1,03	10,14	137,31	55,30		35,00	28,00	25,00						62,9	27,58	163,63	0,30	
Aterro	NC	-6,15	-6,66	1,03	11,16	146,73	65,36		35,00	28,00	25,00						65,1	29,15	169,15	0,30	
Aterro	NC	-7,18	-7,69	1,03	12,19	156,15	75,41		35,00	28,00	25,00						67,1	30,71	174,49	0,30	
Aterro	NC	-8,20	-8,71	1,03	13,21	165,57	85,47		35,00	28,00	25,00						69,1	32,25	179,68	0,30	
Aterro	NC	-9,23	-9,74	1,03	14,24	174,99	95,52		35,00	28,00	25,00						71,0	33,77	184,72	0,30	
Aterro	NC	-10,25	-10,76	1,03	15,26	184,41	105,58		35,00	28,00	25,00						72,9	35,28	189,63	0,30	
Aterro	NC	-11,28	-11,79	1,03	16,29	193,83	115,64		35,00	28,00	25,00						74,8	36,78	194,41	0,30	
ALP (Argila)	C	-12,30	-12,84	1,07	17,34	203,30	125,92		19,95	7,00			34,562	1			4,7	3,01	13,97	0,50	
ALP (Argila)	C	-13,37	-13,91	1,07	18,41	212,84	136,43		19,95	7,00			36,183	1			4,9	3,17	14,62	0,50	
ALP (Argila)	C	-14,44	-14,98	1,07	19,48	222,38	146,94		19,95	7,00			37,804	1			5,1	3,33	15,28	0,50	
ALP (Argila)	C	-15,51	-16,05	1,07	20,55	231,91	157,45		19,95	7,00			39,425	1			5,3	3,49	15,93	0,50	
ALP (Argila)	C	-16,59	-17,12	1,07	21,62	241,45	167,96		19,95	7,00			41,046	1			5,5	3,66	16,59	0,50	
ALP (Argila)	C	-17,66	-18,19	1,07	22,69	250,98	178,47		19,95	7,00			42,667	1			5,7	3,82	17,24	0,50	
ALP (Argila)	C	-18,73	-19,26	1,07	23,76	260,52	188,98		19,95	7,00			44,288	1			6,0	3,99	17,90	0,50	
ALP (Argila)	C	-19,80	-20,30	1,00	24,80	269,74	199,14		19,95	7,00			45,855	1			6,2	4,15	18,53	0,50	
ALP (Argila)	C	-20,80	-21,30	1,00	25,80	278,64	208,95		19,95	7,00			47,368	1			6,4	4,30	19,14	0,50	
ALP (Argila)	C	-21,80	-22,30	1,00	26,80	287,54	218,76		19,95	7,00			48,881	1			6,6	4,46	19,75	0,50	
ALP (Argila)	C	-22,80	-23,30	1,00	27,80	296,44	228,57		19,95	7,00			50,394	1			6,8	4,62	20,36	0,50	
ALP (Argila)	C	-23,80	-24,30	1,00	28,80	305,34	238,38		19,95	7,00			51,907	1			7,0	4,77	20,98	0,50	
ALP (Argila)	C	-24,80	-25,30	1,00	29,80	314,24	248,19		19,95	7,00			53,420	1			7,2	4,93	21,59	0,50	
ALP (Área Argilosa)	NC	-25,80	-26,55	1,50	31,05	325,73	260,46	45,33	30,12	27,65							80,0	52,10	208,02	0,30	
ALP (Área Argilosa)	NC	-27,30	-27,80	1,00	32,30	337,47	272,72	45,33	30,12	27,65							81,4	53,34	211,74	0,30	
ALP (Área Argilosa)	NC	-28,30	-28,80	1,00	33,30	346,86	282,53	45,33	30,12	27,65							82,6	54,32	214,66	0,30	
ALP (Área Argilosa)	NC	-29,30	-29,80	1,00	34,30	356,25	292,34	45,33	30,12	27,65							83,7	55,29	217,55	0,30	
ALP (Área Argilosa)	NC	-30,30	-30,80	1,00	35,30	365,64	302,15	45,33	30,12	27,65							84,8	56,26	220,40	0,30	
ALP (Área Argilosa)	NC	-31,30	-31,80	1,00	36,30	375,03	311,96	45,33	30,12	27,65							85,8	57,21	223,21	0,30	
ALP (Área Argilosa)	NC	-32,30	-32,80	1,00	37,30	384,42	321,77	45,33	30,12	27,65							86,9	58,16	225,99	0,30	
ALP (Argila)	C	-33,30	-33,68	0,75	38,18	392,45	330,35		19,95	7,00			66,716	1			9,0	6,46	26,96	0,50	
ALP (Argila)	C	-34,05	-34,43	0,75	38,93	399,12	337,71		19,95	7,00			67,851	1			9,1	6,58	27,42	0,50	
ALP (Área Argilosa)	NC	-35,55	-35,18	0,75	39,68	405,98	345,07	45,33	30,12	27,65							89,3	60,31	232,24	0,30	
ALP (Área Argilosa)	NC	-36,30	-35,93	0,75	40,43	413,03	352,42	45,33	30,12	27,65							90,1	61,00	234,24	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-36,80	-36,80	0,99	41,30	421,57	360,98		34,94	30,00							100,8	61,43	261,96	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-37,29	-37,79	0,99	42,29	431,61	370,72		34,94	30,00							100,8	61,95	262,09	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-38,29	-38,78	0,99	43,28	441,65	380,46		34,94	30,00							100,8	62,45	262,21	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-39,28	-39,78	0,99	44,28	451,70	390,21		34,94	30,00							100,9	62,95	262,33	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-40,27	-40,77	0,99	45,27	461,74	399,95		34,94	30,00							100,9	63,45	262,44	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-41,27	-41,76	0,99	46,26	471,78	409,70		34,94	30,00							101,0	63,93	262,55	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-42,26	-42,76	0,99	47,26	481,82	419,44		34,94	30,00							101,0	64,41	262,66	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-43,25	-43,75	0,99	48,25	491,87	429,19		34,94	30,00							101,1	64,88	262,77	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-44,25	-44,74	0,99	49,24	501,91	438,93		34,94	30,00							101,1	65,35	262,88	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-45,24	-45,74	0,99	50,24	511,95	448,68		34,94	30,00							101,1	65,81	262,98	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-46,23	-46,73	0,99	51,23	521,99	458,42		34,94	30,00							101,2	66,27	263,09	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-47,23	-47,72	0,99	52,22	532,04	468,17		34,94	30,00							101,2	66,72	263,19	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-48,22	-48,72	0,99	53,22	542,08	477,91		34,94	30,00							101,3	67,16	263,28	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-49,21	-49,71	0,99	54,21	552,12	487,66		34,94	30,00							101,3	67,60	263,38	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-50,21	-50,70	0,99	55,20	562,16	497,40		34,94	30,00							101,3	68,03	263,48	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-51,20	-51,70	0,99	56,20	572,21	507,14		34,94	30,00							101,4	68,46	263,57	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-52,19	-52,69	0,99	57,19	582,25	516,89		34,94	30,00							101,4	68,89	263,66	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-53,19	-53,68	0,99	58,18	592,29	526,63		34,94	30,00							101,4	69,30	263,75	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-54,18	-54,68	0,99	59,18	602,34	536,38		34,94	30,00							101,5	69,72	263,84	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-55,17	-55,67	0,99	60,17	612,38	546,12		34,94	30,00							101,5	70,13	263,93	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-56,17	-56,66	0,99	61,16	622,42	555,87		34,94	30,00							101,5	70,54	264,01	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-57,16	-57,66	0,99	62,16	632,46	565,61		34,94	30,00							101,6	70,94	264,10	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-58,15	-58,65	0,99	63,15	642,51	575,36		34,94	30,00							101,6	71,33	264,18	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-59,15	-59,64	0,99	64,14	652,55	585,10		34,94	30,00							101,6	71,73	264,26	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-60,14	-60,64	0,99	65,14	662,59	594,85		34,94	30,00							101,7	72,12	264,34	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-61,13	-61,63	0,99	66,13	672,63	604,59		34,94	30,00							101,7	72,50	264,42	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-62,13	-62,62	0,99	67,12	682,68	614,33		34,94	30,00							101,7	72,89	264,50	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-63,12	-63,62	0,99	68,12	692,72	624,08		34,94	30,00							101,8	73,26	264,58	0,30	
CDG (Área Silteosa)	NC	-64,11	-64,61	0,99	69,11	702,76	63														

A.8.4.1.1 – Resistência lateral

Quadro 8. 68 – Método α

Descrição do solo	Tipo de solo	zav (m)	Prof. (m)	Métodos α																	
				GDF	Das	Semple & Rigden			Randolph et al.	q _l [kN/m ²]											
				α	α	F	α^p	α	α	GDF	Das	Semple & Rigden	Randolph et al.								
Aterro	NC	3,94	0,56																		
Aterro	NC	2,81	1,69																		
Aterro	NC	1,69	2,81																		
Aterro	NC	0,56	3,94																		
Aterro	NC	-0,51	5,01																		
Aterro	NC	-1,54	6,04																		
Aterro	NC	-2,56	7,06																		
Aterro	NC	-3,59	8,09																		
Aterro	NC	-4,61	9,11																		
Aterro	NC	-5,64	10,14																		
Aterro	NC	-6,66	11,16																		
Aterro	NC	-7,69	12,19																		
Aterro	NC	-8,71	13,21																		
Aterro	NC	-9,74	14,24																		
Aterro	NC	-10,76	15,26																		
Aterro	NC	-11,79	16,29																		
ALP (Argila)	C	-12,84	17,34	0,96	1,00	0,80	1,00	0,80	1,00	33,24	34,56	27,75	34,56								
ALP (Argila)	C	-13,91	18,41	0,96	1,00	0,80	1,00	0,80	1,00	34,56	36,18	29,05	36,18								
ALP (Argila)	C	-14,98	19,48	0,95	1,00	0,80	1,00	0,80	1,00	35,87	37,80	30,35	37,80								
ALP (Argila)	C	-16,05	20,55	0,94	1,00	0,80	1,00	0,80	1,00	37,15	39,43	31,65	39,43								
ALP (Argila)	C	-17,12	21,62	0,94	0,99	0,80	1,00	0,80	1,00	38,41	40,76	32,95	41,05								
ALP (Argila)	C	-18,19	22,69	0,93	0,96	0,80	1,00	0,80	1,00	39,65	41,10	34,26	42,67								
ALP (Argila)	C	-19,26	23,76	0,92	0,94	0,80	1,00	0,80	1,00	40,87	41,44	35,56	44,29								
ALP (Argila)	C	-20,30	24,80	0,92	0,91	0,80	1,00	0,80	1,00	42,03	41,76	36,82	45,86								
ALP (Argila)	C	-21,30	25,80	0,91	0,89	0,80	1,00	0,80	1,00	43,13	42,06	38,03	47,37								
ALP (Argila)	C	-22,30	26,80	0,90	0,87	0,80	1,00	0,80	1,00	44,21	42,35	39,24	48,88								
ALP (Argila)	C	-23,30	27,80	0,90	0,85	0,80	1,00	0,80	1,00	45,28	42,64	40,46	50,39								
ALP (Argila)	C	-24,30	28,80	0,89	0,83	0,80	1,00	0,80	1,00	46,32	42,92	41,67	51,91								
ALP (Argila)	C	-25,30	29,80	0,89	0,81	0,80	1,00	0,80	1,00	47,35	43,19	42,89	53,42								
ALP (Areia Argilosa)	NC	-26,55	31,05																		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27,80	32,30																		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28,80	33,30																		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29,80	34,30																		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30,80	35,30																		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31,80	36,30																		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-32,80	37,30																		
ALP (Argila)	C	-33,68	38,18	0,83	0,68	0,80	1,00	0,80	1,00	55,58	45,35	53,56	66,72								
ALP (Argila)	C	-34,43	38,93	0,83	0,67	0,80	1,00	0,80	1,00	56,22	45,52	54,47	67,85								
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35,18	39,68																		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35,93	40,43																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-36,80	41,30																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-37,79	42,29																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-38,78	43,28																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-39,78	44,28																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-40,77	45,27																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-41,76	46,26																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-42,76	47,26																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-43,75	48,25																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-44,74	49,24																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-45,74	50,24																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-46,73	51,23																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-47,72	52,22																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-48,72	53,22																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-49,71	54,21																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-50,70	55,20																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-51,70	56,20																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-52,69	57,19																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-53,68	58,18																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-54,68	59,18																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-55,67	60,17																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-56,66	61,16																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-57,66	62,16																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-58,65	63,15																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-59,64	64,14																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-60,64	65,14																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-61,63	66,13																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-62,62	67,12																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-63,62	68,12																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-64,61	69,11																		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-65,60	70,10																		

Quadro 8. 70 – Resultados

Descrição do solo	Tipo de solo	zav (m)	Prof. (m)	Valores finais		
				qI [kN/m2]	RI [kN]	Riac [kN]
Aterro	NC	3,94	0,56	1,32	2,33	2,33
Aterro	NC	2,81	1,69	3,95	6,98	9,30
Aterro	NC	1,69	2,81	6,58	11,63	20,93
Aterro	NC	0,56	3,94	9,21	16,28	37,21
Aterro	NC	-0,51	5,01	11,11	17,88	55,09
Aterro	NC	-1,54	6,04	12,27	19,75	74,84
Aterro	NC	-2,56	7,06	13,43	21,62	96,46
Aterro	NC	-3,59	8,09	14,59	23,49	119,95
Aterro	NC	-4,61	9,11	15,75	25,35	145,30
Aterro	NC	-5,64	10,14	16,91	27,22	172,52
Aterro	NC	-6,66	11,16	18,07	29,09	201,61
Aterro	NC	-7,69	12,19	19,23	30,96	232,57
Aterro	NC	-8,71	13,21	20,39	32,82	265,39
Aterro	NC	-9,74	14,24	21,55	34,69	300,08
Aterro	NC	-10,76	15,26	22,71	36,56	336,64
Aterro	NC	-11,79	16,29	23,87	38,43	375,06
ALP (Argila)	C	-12,84	17,34	18,46	31,07	406,13
ALP (Argila)	C	-13,91	18,41	19,33	32,53	438,66
ALP (Argila)	C	-14,98	19,48	20,19	33,98	472,64
ALP (Argila)	C	-16,05	20,55	21,06	35,44	508,08
ALP (Argila)	C	-17,12	21,62	21,92	36,90	544,98
ALP (Argila)	C	-18,19	22,69	22,79	38,36	583,34
ALP (Argila)	C	-19,26	23,76	23,66	39,81	623,15
ALP (Argila)	C	-20,30	24,80	24,49	38,47	661,62
ALP (Argila)	C	-21,30	25,80	25,30	39,74	701,37
ALP (Argila)	C	-22,30	26,80	26,11	41,01	742,38
ALP (Argila)	C	-23,30	27,80	26,92	42,28	784,66
ALP (Argila)	C	-24,30	28,80	27,73	43,55	828,21
ALP (Argila)	C	-25,30	29,80	28,53	44,82	873,03
ALP (Areia Argilosa)	NC	-26,55	31,05	62,95	148,31	1021,35
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27,80	32,30	65,21	102,44	1123,78
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28,80	33,30	67,03	105,29	1229,07
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29,80	34,30	68,84	108,14	1337,21
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30,80	35,30	70,66	110,99	1448,20
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31,80	36,30	72,47	113,84	1562,04
ALP (Areia Argilosa)	NC	-32,80	37,30	74,29	116,69	1678,73
ALP (Argila)	C	-33,68	38,18	35,64	41,98	1720,72
ALP (Argila)	C	-34,43	38,93	36,24	42,70	1763,41
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35,18	39,68	78,46	92,43	1855,84
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35,93	40,43	79,82	94,03	1949,87
CDG (Areia Siltosa)	NC	-36,80	41,30	123,78	193,14	2143,01
CDG (Areia Siltosa)	NC	-37,79	42,29	126,73	197,74	2340,75
CDG (Areia Siltosa)	NC	-38,78	43,28	129,68	202,34	2543,09
CDG (Areia Siltosa)	NC	-39,78	44,28	132,63	206,94	2750,03
CDG (Areia Siltosa)	NC	-40,77	45,27	135,57	211,54	2961,57
CDG (Areia Siltosa)	NC	-41,76	46,26	138,52	216,14	3177,71
CDG (Areia Siltosa)	NC	-42,76	47,26	141,47	220,74	3398,45
CDG (Areia Siltosa)	NC	-43,75	48,25	144,42	225,34	3623,79
CDG (Areia Siltosa)	NC	-44,74	49,24	147,37	229,94	3853,74
CDG (Areia Siltosa)	NC	-45,74	50,24	150,32	234,55	4088,28
CDG (Areia Siltosa)	NC	-46,73	51,23	153,27	239,15	4327,43
CDG (Areia Siltosa)	NC	-47,72	52,22	156,22	243,75	4571,17
CDG (Areia Siltosa)	NC	-48,72	53,22	159,16	248,35	4819,52
CDG (Areia Siltosa)	NC	-49,71	54,21	162,11	252,95	5072,47
CDG (Areia Siltosa)	NC	-50,70	55,20	165,06	257,55	5330,02
CDG (Areia Siltosa)	NC	-51,70	56,20	168,01	262,15	5592,17
CDG (Areia Siltosa)	NC	-52,69	57,19	170,96	266,75	5858,92
CDG (Areia Siltosa)	NC	-53,68	58,18	173,91	271,35	6130,27
CDG (Areia Siltosa)	NC	-54,68	59,18	176,86	275,95	6406,23
CDG (Areia Siltosa)	NC	-55,67	60,17	179,80	280,55	6686,78
CDG (Areia Siltosa)	NC	-56,66	61,16	182,75	285,16	6971,94
CDG (Areia Siltosa)	NC	-57,66	62,16	185,70	289,76	7261,69
CDG (Areia Siltosa)	NC	-58,65	63,15	188,65	294,36	7556,05
CDG (Areia Siltosa)	NC	-59,64	64,14	191,60	298,96	7855,01
CDG (Areia Siltosa)	NC	-60,64	65,14	194,55	303,56	8158,57
CDG (Areia Siltosa)	NC	-61,63	66,13	197,50	308,16	8466,73
CDG (Areia Siltosa)	NC	-62,62	67,12	200,45	312,76	8779,49
CDG (Areia Siltosa)	NC	-63,62	68,12	203,39	317,36	9096,85
CDG (Areia Siltosa)	NC	-64,61	69,11	206,34	321,96	9418,81
CDG (Areia Siltosa)	NC	-65,60	70,10	209,29	326,56	9745,37

Resistência Lateral

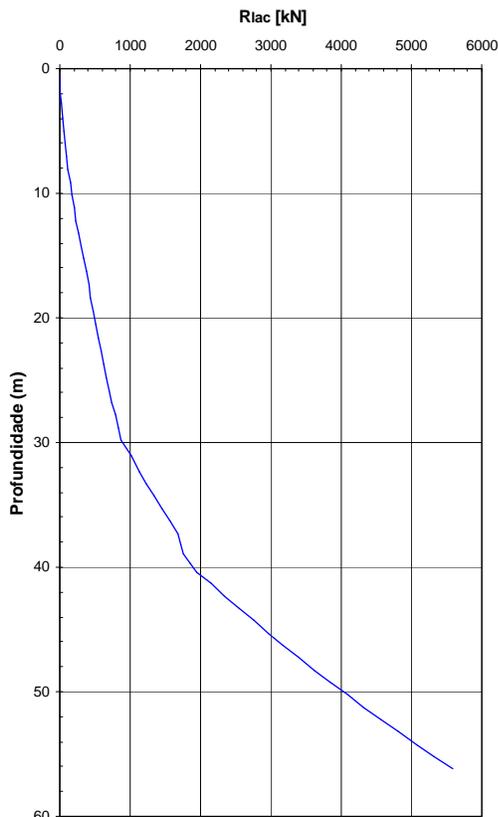


Figura 8. 70 – Resistência acumulada em profundidade

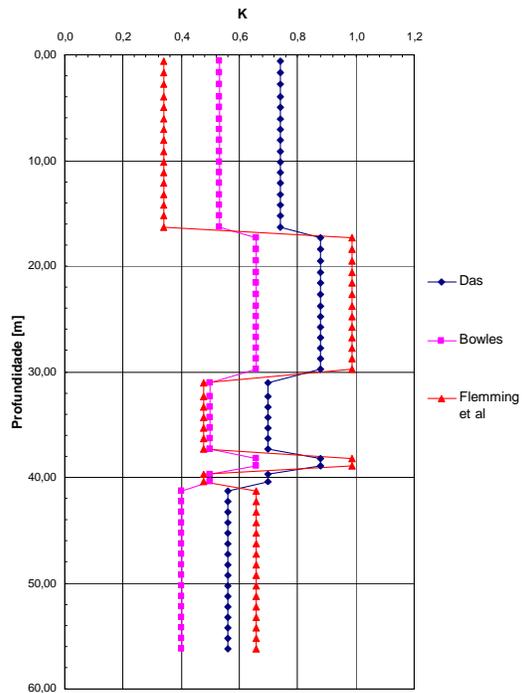


Figura 8. 71 – Coeficiente de impulso radial, K

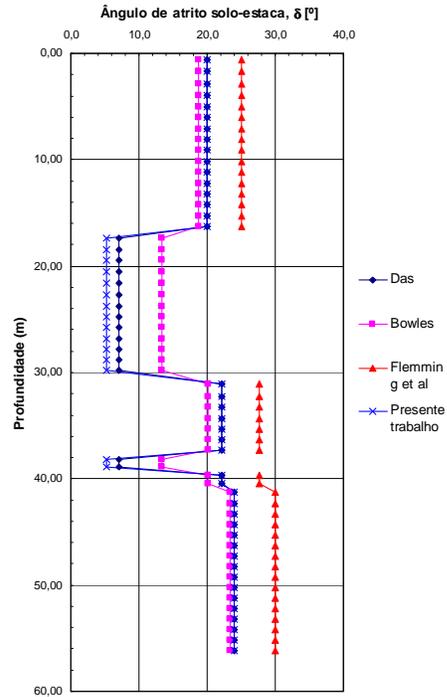


Figura 8. 72 – Valores de δ

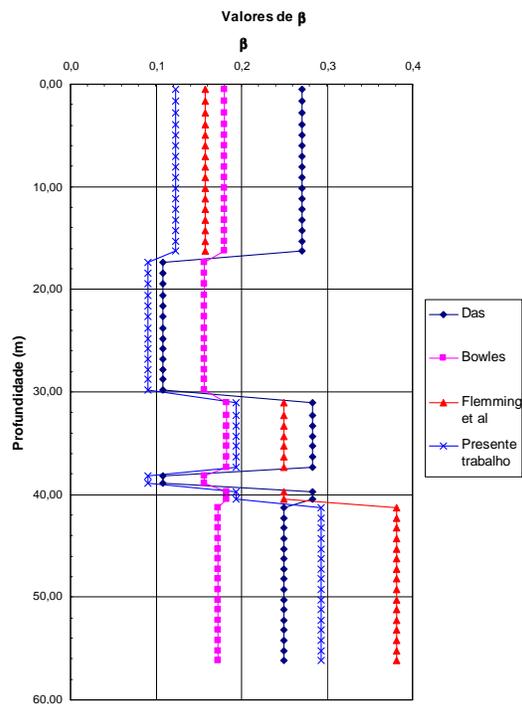


Figura 8. 73 - Coeficiente β

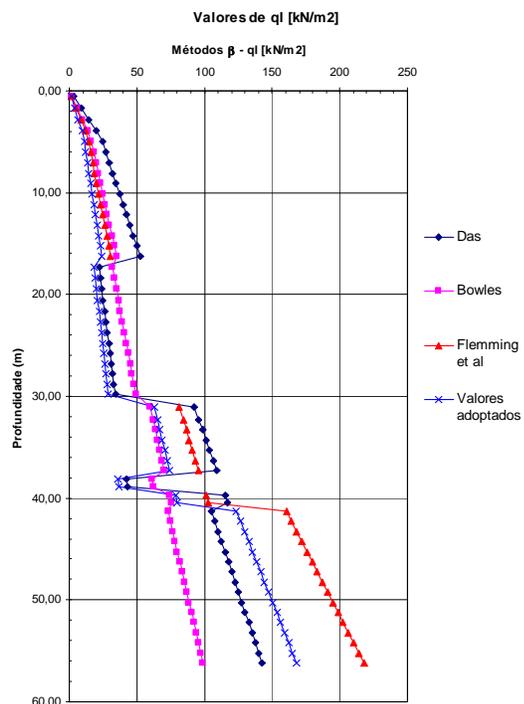


Figura 8. 74 - Resistência lateral – comparação das diferentes propostas

A.8.4.1.2 – Resistência de ponta

Quadro 8. 71 – q_b de acordo com as propostas de Berezantzev et al, Hansen e Fleming et al

Descrição do solo	Tipo de solo	zav (m)	Prof. (m)	Berezantzev		Hansen			Fleming et al			
				Nq	qb [MN/m2]	Nq	dq	dq-Nq	qb [MN/m2]	ϕ (°)	Nq	qb [MN/m2]
Aterro	NC	3,94	0,56	24,9	0,27	14,7	1,25	18,4	0,20	27,25	22,6	0,24
Aterro	NC	2,81	1,69	24,9	0,80	14,7	1,38	20,4	0,65	27,23	22,5	0,72
Aterro	NC	1,69	2,81	24,9	1,33	14,7	1,42	20,9	1,11	26,73	21,1	1,13
Aterro	NC	0,56	3,94	24,9	1,86	14,7	1,43	21,1	1,58	26,40	20,2	1,51
Aterro	NC	-0,51	5,01	24,9	2,25	14,7	1,44	21,2	1,91	26,21	19,7	1,78
Aterro	NC	-1,54	6,04	24,9	2,48	14,7	1,45	21,3	2,12	26,12	19,5	1,94
Aterro	NC	-2,56	7,06	24,9	2,72	14,7	1,45	21,3	2,33	26,03	19,3	2,10
Aterro	NC	-3,59	8,09	24,9	2,95	14,7	1,45	21,4	2,53	25,94	19,1	2,26
Aterro	NC	-4,61	9,11	24,9	3,19	14,7	1,45	21,4	2,74	25,87	18,9	2,42
Aterro	NC	-5,64	10,14	24,9	3,42	14,7	1,46	21,4	2,94	25,80	18,7	2,57
Aterro	NC	-6,66	11,16	24,9	3,65	14,7	1,46	21,4	3,15	25,73	18,6	2,72
Aterro	NC	-7,69	12,19	24,9	3,89	14,7	1,46	21,5	3,35	25,67	18,4	2,88
Aterro	NC	-8,71	13,21	24,9	4,12	14,7	1,46	21,5	3,56	25,61	18,3	3,03
Aterro	NC	-9,74	14,24	24,9	4,36	14,7	1,46	21,5	3,76	25,56	18,2	3,18
Aterro	NC	-10,76	15,26	24,9	4,59	14,7	1,46	21,5	3,96	25,51	18,0	3,33
Aterro	NC	-11,79	16,29	24,9	4,83	14,7	1,46	21,5	4,17	25,46	17,9	3,48
ALP (Argila)	C	-12,84	17,34									
ALP (Argila)	C	-13,91	18,41									
ALP (Argila)	C	-14,98	19,48									
ALP (Argila)	C	-16,05	20,55									
ALP (Argila)	C	-17,12	21,62									
ALP (Argila)	C	-18,19	22,69									
ALP (Argila)	C	-19,26	23,76									
ALP (Argila)	C	-20,30	24,80									
ALP (Argila)	C	-21,30	25,80									
ALP (Argila)	C	-22,30	26,80									
ALP (Argila)	C	-23,30	27,80									
ALP (Argila)	C	-24,30	28,80									
ALP (Argila)	C	-25,30	29,80									
ALP (Areia Argilosa)	NC	-26,55	31,05	33,6	10,93	18,7	1,45	27,0	8,80	28,18	25,5	8,32
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27,80	32,30	33,6	11,33	18,7	1,45	27,0	9,11	28,14	25,4	8,57
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28,80	33,30	33,6	11,64	18,7	1,45	27,0	9,37	28,11	25,3	8,76
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29,80	34,30	33,6	11,96	18,7	1,45	27,0	9,62	28,07	25,2	8,96
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30,80	35,30	33,6	12,27	18,7	1,45	27,0	9,88	28,04	25,0	9,16
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31,80	36,30	33,6	12,59	18,7	1,45	27,0	10,13	28,01	24,9	9,35
ALP (Areia Argilosa)	NC	-32,80	37,30	33,6	12,90	18,7	1,45	27,0	10,39	27,98	24,8	9,55
ALP (Argila)	C	-33,68	38,18									
ALP (Argila)	C	-34,43	38,93									
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35,18	39,68	33,6	13,63	18,7	1,45	27,0	10,97	27,91	24,6	9,99
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35,93	40,43	33,6	13,86	18,7	1,45	27,0	11,16	27,89	24,5	10,13
CDG (Areia Siltosa)	NC	-36,80	41,30	73,9	31,16	33,0	1,40	46,2	19,47	30,00	33,0	13,90
CDG (Areia Siltosa)	NC	-37,79	42,29	73,9	31,91	33,0	1,40	46,2	19,94	30,00	33,0	14,23
CDG (Areia Siltosa)	NC	-38,78	43,28	73,9	32,65	33,0	1,40	46,2	20,40	30,00	33,0	14,56
CDG (Areia Siltosa)	NC	-39,78	44,28	73,9	33,39	33,0	1,40	46,2	20,87	30,00	33,0	14,89
CDG (Areia Siltosa)	NC	-40,77	45,27	73,9	34,13	33,0	1,40	46,2	21,33	30,00	33,0	15,23
CDG (Areia Siltosa)	NC	-41,76	46,26	73,9	34,88	33,0	1,40	46,2	21,80	30,00	33,0	15,56
CDG (Areia Siltosa)	NC	-42,76	47,26	73,9	35,62	33,0	1,40	46,2	22,26	30,00	33,0	15,89
CDG (Areia Siltosa)	NC	-43,75	48,25	73,9	36,36	33,0	1,40	46,2	22,73	30,00	33,0	16,22
CDG (Areia Siltosa)	NC	-44,74	49,24	73,9	37,10	33,0	1,40	46,2	23,19	30,00	33,0	16,55
CDG (Areia Siltosa)	NC	-45,74	50,24	73,9	37,85	33,0	1,40	46,2	23,66	30,00	33,0	16,88
CDG (Areia Siltosa)	NC	-46,73	51,23	73,9	38,59	33,0	1,40	46,2	24,12	30,00	33,0	17,21
CDG (Areia Siltosa)	NC	-47,72	52,22	73,9	39,33	33,0	1,40	46,2	24,59	30,00	33,0	17,54
CDG (Areia Siltosa)	NC	-48,72	53,22	73,9	40,07	33,0	1,40	46,2	25,05	30,00	33,0	17,87
CDG (Areia Siltosa)	NC	-49,71	54,21	73,9	40,81	33,0	1,40	46,2	25,52	30,00	33,0	18,21
CDG (Areia Siltosa)	NC	-50,70	55,20	73,9	41,56	33,0	1,40	46,2	25,98	30,00	33,0	18,54
CDG (Areia Siltosa)	NC	-51,70	56,20	73,9	42,30	33,0	1,40	46,2	26,45	30,00	33,0	18,87
CDG (Areia Siltosa)	NC	-52,69	57,19	73,9	43,04	33,0	1,40	46,2	26,91	30,00	33,0	19,20
CDG (Areia Siltosa)	NC	-53,68	58,18	73,9	43,78	33,0	1,40	46,2	27,38	30,00	33,0	19,53
CDG (Areia Siltosa)	NC	-54,68	59,18	73,9	44,53	33,0	1,40	46,2	27,84	30,00	33,0	19,86
CDG (Areia Siltosa)	NC	-55,67	60,17	73,9	45,27	33,0	1,40	46,2	28,31	30,00	33,0	20,19
CDG (Areia Siltosa)	NC	-56,66	61,16	73,9	46,01	33,0	1,40	46,2	28,77	30,00	33,0	20,52
CDG (Areia Siltosa)	NC	-57,66	62,16	73,9	46,75	33,0	1,40	46,2	29,24	30,00	33,0	20,85
CDG (Areia Siltosa)	NC	-58,65	63,15	73,9	47,50	33,0	1,40	46,2	29,70	30,00	33,0	21,19
CDG (Areia Siltosa)	NC	-59,64	64,14	73,9	48,24	33,0	1,40	46,2	30,16	30,00	33,0	21,52
CDG (Areia Siltosa)	NC	-60,64	65,14	73,9	48,98	33,0	1,40	46,2	30,63	30,00	33,0	21,85
CDG (Areia Siltosa)	NC	-61,63	66,13	73,9	49,72	33,0	1,40	46,2	31,09	30,00	33,0	22,18
CDG (Areia Siltosa)	NC	-62,62	67,12	73,9	50,47	33,0	1,40	46,2	31,56	30,00	33,0	22,51
CDG (Areia Siltosa)	NC	-63,62	68,12	73,9	51,21	33,0	1,40	46,2	32,02	30,00	33,0	22,84
CDG (Areia Siltosa)	NC	-64,61	69,11	73,9	51,95	33,0	1,40	46,2	32,49	30,00	33,0	23,17
CDG (Areia Siltosa)	NC	-65,60	70,10	73,9	52,69	33,0	1,40	46,2	32,95	30,00	33,0	23,50

Quadro 8. 72 – q_b obtido com a metodologia de Randolph et al, com p_{Lim} calculado com a solução de Carter et al

Descrição do solo	Tipo de solo	zav (m)	Prof. (m)	Randolph/Carter et al											
				G/G0	G [MN/m2]	p'0 [kPa]	p' [kPa]	lr	ϕ (°)	ψ (°)	pLim [MN/m2]	Nq	qb [MN/m2]		
Aterro	NC	3,94	0,56												
Aterro	NC	2,81	1,69												
Aterro	NC	1,69	2,81												
Aterro	NC	0,56	3,94	1,00	46,45	53,73	292,53	0,51	25,77	0,96	1,59	36,87	2,8		
Aterro	NC	-0,51	5,01	1,00	51,01	64,79	343,88	0,46	25,69	0,86	1,83	35,04	3,2		
Aterro	NC	-1,54	6,04	1,00	53,61	71,56	374,74	0,43	25,64	0,80	1,96	34,11	3,4		
Aterro	NC	-2,56	7,06	1,00	56,09	78,33	405,21	0,40	25,60	0,75	2,10	33,29	3,6		
Aterro	NC	-3,59	8,09	1,00	58,46	85,09	435,35	0,38	25,56	0,70	2,23	32,56	3,9		
Aterro	NC	-4,61	9,11	1,00	60,74	91,86	465,18	0,35	25,53	0,66	2,36	31,90	4,1		
Aterro	NC	-5,64	10,14	1,00	62,93	98,62	494,73	0,33	25,50	0,62	2,48	31,30	4,3		
Aterro	NC	-6,66	11,16	1,00	65,06	105,39	524,02	0,31	25,47	0,58	2,61	30,76	4,5		
Aterro	NC	-7,69	12,19	1,00	67,11	112,15	553,08	0,29	25,44	0,55	2,73	30,25	4,7		
Aterro	NC	-8,71	13,21	1,00	69,11	118,92	581,91	0,27	25,41	0,51	2,85	29,79	4,9		
Aterro	NC	-9,74	14,24	1,00	71,05	125,69	610,54	0,26	25,39	0,48	2,97	29,35	5,1		
Aterro	NC	-10,76	15,26	1,00	72,93	132,45	638,98	0,24	25,36	0,45	3,08	28,95	5,3		
Aterro	NC	-11,79	16,29	1,00	74,77	139,22	667,22	0,23	25,34	0,42	3,20	28,57	5,5		
ALP (Argila)	C	-12,84	17,34												
ALP (Argila)	C	-13,91	18,41												
ALP (Argila)	C	-14,98	19,48												
ALP (Argila)	C	-16,05	20,55												
ALP (Argila)	C	-17,12	21,62												
ALP (Argila)	C	-18,19	22,69												
ALP (Argila)	C	-19,26	23,76												
ALP (Argila)	C	-20,30	24,80												
ALP (Argila)	C	-21,30	25,80												
ALP (Argila)	C	-22,30	26,80												
ALP (Argila)	C	-23,30	27,80												
ALP (Argila)	C	-24,30	28,80												
ALP (Argila)	C	-25,30	29,80												
ALP (Areia Argilosa)	NC	-26,55	31,05	1,00	80,01	224,96	1089,41	0,37	28,20	0,68	5,28	30,22	9,8		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27,80	32,30	1,00	81,44	233,06	1122,93	0,35	28,18	0,66	5,41	29,92	10,1		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28,80	33,30	1,00	82,56	239,55	1149,64	0,34	28,16	0,64	5,52	29,68	10,3		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29,80	34,30	1,00	83,67	246,03	1176,26	0,33	28,15	0,62	5,62	29,45	10,5		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30,80	35,30	1,00	84,77	252,52	1202,76	0,32	28,13	0,60	5,73	29,24	10,7		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31,80	36,30	1,00	85,85	259,00	1229,19	0,31	28,12	0,58	5,83	29,02	10,9		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-32,80	37,30	1,00	86,92	265,49	1255,52	0,30	28,10	0,56	5,94	28,82	11,1		
ALP (Argila)	C	-33,68	38,18												
ALP (Argila)	C	-34,43	38,93												
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35,18	39,68	1,00	89,32	280,38	1315,67	0,28	28,07	0,52	6,17	28,37	11,5		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35,93	40,43	1,00	90,09	285,24	1335,22	0,27	28,06	0,51	6,25	28,24	11,7		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-36,80	41,30	1,00	100,76	252,94	1296,41	0,00	30,00	0,00	6,64	31,52	13,3		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-37,79	42,29	1,00	100,80	258,97	1320,55	0,00	30,00	0,00	6,73	31,20	13,5		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-38,78	43,28	1,00	100,85	264,99	1344,58	0,00	30,00	0,00	6,82	30,89	13,6		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-39,78	44,28	1,00	100,89	271,02	1368,48	0,00	30,00	0,00	6,91	30,60	13,8		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-40,77	45,27	1,00	100,94	277,04	1392,27	0,00	30,00	0,00	7,00	30,31	14,0		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-41,76	46,26	1,00	100,98	283,07	1415,95	0,00	30,00	0,00	7,08	30,03	14,2		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-42,76	47,26	1,00	101,02	289,09	1439,51	0,00	30,00	0,00	7,17	29,75	14,3		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-43,75	48,25	1,00	101,07	295,12	1462,99	0,00	30,00	0,00	7,25	29,49	14,5		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-44,74	49,24	1,00	101,11	301,15	1486,35	0,00	30,00	0,00	7,34	29,23	14,7		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-45,74	50,24	1,00	101,15	307,17	1509,60	0,00	30,00	0,00	7,42	28,98	14,8		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-46,73	51,23	1,00	101,19	313,20	1532,77	0,00	30,00	0,00	7,50	28,74	15,0		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-47,72	52,22	1,00	101,23	319,22	1555,84	0,00	30,00	0,00	7,58	28,51	15,2		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-48,72	53,22	1,00	101,26	325,25	1578,82	0,00	30,00	0,00	7,66	28,28	15,3		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-49,71	54,21	1,00	101,30	331,27	1601,70	0,00	30,00	0,00	7,74	28,05	15,5		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-50,70	55,20	1,00	101,34	337,30	1624,49	0,00	30,00	0,00	7,82	27,83	15,6		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-51,70	56,20	1,00	101,37	343,32	1647,20	0,00	30,00	0,00	7,90	27,62	15,8		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-52,69	57,19	1,00	101,41	349,35	1669,82	0,00	30,00	0,00	7,98	27,42	16,0		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-53,68	58,18	1,00	101,44	355,38	1692,36	0,00	30,00	0,00	8,06	27,21	16,1		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-54,68	59,18	1,00	101,48	361,40	1714,81	0,00	30,00	0,00	8,14	27,02	16,3		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-55,67	60,17	1,00	101,51	367,43	1737,19	0,00	30,00	0,00	8,21	26,82	16,4		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-56,66	61,16	1,00	101,54	373,45	1759,48	0,00	30,00	0,00	8,29	26,64	16,6		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-57,66	62,16	1,00	101,58	379,48	1781,71	0,00	30,00	0,00	8,37	26,45	16,7		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-58,65	63,15	1,00	101,61	385,50	1803,85	0,00	30,00	0,00	8,44	26,27	16,9		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-59,64	64,14	1,00	101,64	391,53	1825,92	0,00	30,00	0,00	8,52	26,10	17,0		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-60,64	65,14	1,00	101,67	397,55	1847,92	0,00	30,00	0,00	8,59	25,93	17,2		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-61,63	66,13	1,00	101,70	403,58	1869,84	0,00	30,00	0,00	8,66	25,76	17,3		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-62,62	67,12	1,00	101,73	409,61	1891,70	0,00	30,00	0,00	8,74	25,59	17,5		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-63,62	68,12	1,00	101,76	415,63	1913,48	0,00	30,00	0,00	8,81	25,43	17,6		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-64,61	69,11	1,00	101,79	421,66	1935,20	0,00	30,00	0,00	8,88	25,28	17,8		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-65,60	70,10	1,00	101,82	427,68	1956,85	0,00	30,00	0,00	8,95	25,12	17,9		

Quadro 8. 73 - q_b obtido com a metodologia de Yasufuku et al; q_b para a aluvião argilosa

Descrição do solo	Tipo de solo	zav (m)	Prof. (m)	Yusufuku et al (2001)							Argilas		
				G($\gamma = 0.1\%$) [MN/m ²]	p'0 [kPa]	lr	Δav	lrr	Nq	qb [MN/m ²]	qb (s/d=0.1) [MN/m ²]	Nc	qb= Nc-cu [MN/m ²]
Aterro	NC	3,94	0,56	3,3	7,7	914,6	0,000234	753,55	28,4	0,3	0,2		
Aterro	NC	2,81	1,69	8,2	23,0	762,8	0,000324	611,58	26,2	0,8	0,6		
Aterro	NC	1,69	2,81	12,5	38,4	701,0	0,000377	554,39	25,2	1,3	1,0		
Aterro	NC	0,56	3,94	16,6	53,7	663,1	0,000417	519,45	24,5	1,8	1,3		
Aterro	NC	-0,51	5,01	19,4	64,8	642,9	0,000441	500,91	24,2	2,2	1,6		
Aterro	NC	-1,54	6,04	21,1	71,6	632,4	0,000454	491,32	24,0	2,4	1,7		
Aterro	NC	-2,56	7,06	22,8	78,3	623,0	0,000466	482,74	23,8	2,6	1,9		
Aterro	NC	-3,59	8,09	24,4	85,1	614,6	0,000478	475,00	23,7	2,8	2,0		
Aterro	NC	-4,61	9,11	26,0	91,9	606,9	0,000489	467,95	23,5	3,0	2,2		
Aterro	NC	-5,64	10,14	27,6	98,6	599,8	0,000500	461,49	23,4	3,2	2,3		
Aterro	NC	-6,66	11,16	29,2	105,4	593,2	0,000510	455,53	23,3	3,4	2,5		
Aterro	NC	-7,69	12,19	30,7	112,2	587,2	0,000519	450,01	23,2	3,6	2,6		
Aterro	NC	-8,71	13,21	32,2	118,9	581,5	0,000528	444,86	23,1	3,8	2,8		
Aterro	NC	-9,74	14,24	33,8	125,7	576,2	0,000537	440,05	23,0	4,0	2,9		
Aterro	NC	-10,76	15,26	35,3	132,5	571,2	0,000545	435,54	22,9	4,2	3,1		
Aterro	NC	-11,79	16,29	36,8	139,2	566,5	0,000554	431,29	22,8	4,4	3,2		
ALP (Argila)	C	-12,84	17,34									9,0	0,31
ALP (Argila)	C	-13,91	18,41									9,0	0,33
ALP (Argila)	C	-14,98	19,48									9,0	0,34
ALP (Argila)	C	-16,05	20,55									9,0	0,35
ALP (Argila)	C	-17,12	21,62									9,0	0,37
ALP (Argila)	C	-18,19	22,69									9,0	0,38
ALP (Argila)	C	-19,26	23,76									9,0	0,40
ALP (Argila)	C	-20,30	24,80									9,0	0,41
ALP (Argila)	C	-21,30	25,80									9,0	0,43
ALP (Argila)	C	-22,30	26,80									9,0	0,44
ALP (Argila)	C	-23,30	27,80									9,0	0,45
ALP (Argila)	C	-24,30	28,80									9,0	0,47
ALP (Argila)	C	-25,30	29,80									9,0	0,48
ALP (Areia Argilosa)	NC	-26,55	31,05	52,1	225,0	442,1	0,000865	319,77	25,5	8,3	6,0		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27,80	32,30	53,3	233,1	436,8	0,000884	315,16	25,4	8,6	6,2		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28,80	33,30	54,3	239,5	432,8	0,000899	311,63	25,3	8,8	6,4		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29,80	34,30	55,3	246,0	429,0	0,000913	308,22	25,2	9,0	6,5		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30,80	35,30	56,3	252,5	425,2	0,000928	304,94	25,0	9,2	6,6		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31,80	36,30	57,2	259,0	421,6	0,000942	301,77	24,9	9,3	6,8		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-32,80	37,30	58,2	265,5	418,1	0,000956	298,71	24,8	9,5	6,9		
ALP (Argila)	C	-33,68	38,18									9,0	0,60
ALP (Argila)	C	-34,43	38,93									9,0	0,61
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35,18	39,68	60,3	280,4	410,6	0,000988	292,05	24,6	10,0	7,2		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35,93	40,43	61,0	285,2	408,2	0,000999	289,98	24,5	10,1	7,3		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-36,80	41,30	61,4	292,9	420,7	0,000946	300,91	27,3	11,5	8,3		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-37,79	42,29	61,9	299,0	414,3	0,000972	295,34	27,1	11,7	8,5		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-38,78	43,28	62,5	305,0	408,2	0,000999	290,00	26,8	11,9	8,6		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-39,78	44,28	63,0	311,0	402,3	0,001025	284,86	26,6	12,0	8,7		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-40,77	45,27	63,4	317,0	396,7	0,001052	279,91	26,4	12,2	8,8		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-41,76	46,26	63,9	323,1	391,2	0,001078	275,15	26,2	12,4	9,0		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-42,76	47,26	64,4	329,1	385,9	0,001105	270,55	26,0	12,5	9,1		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-43,75	48,25	64,9	335,1	380,8	0,001132	266,13	25,8	12,7	9,2		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-44,74	49,24	65,4	341,1	375,9	0,001159	261,85	25,7	12,9	9,3		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-45,74	50,24	65,8	347,1	371,1	0,001185	257,72	25,5	13,0	9,5		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-46,73	51,23	66,3	353,2	366,5	0,001213	253,73	25,3	13,2	9,6		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-47,72	52,22	66,7	359,2	362,0	0,001240	249,87	25,1	13,4	9,7		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-48,72	53,22	67,2	365,2	357,7	0,001267	246,13	25,0	13,5	9,8		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-49,71	54,21	67,6	371,2	353,4	0,001294	242,51	24,8	13,7	9,9		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-50,70	55,20	68,0	377,2	349,4	0,001322	239,01	24,6	13,8	10,0		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-51,70	56,20	68,5	383,3	345,4	0,001349	235,61	24,5	14,0	10,2		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-52,69	57,19	68,9	389,3	341,5	0,001377	232,31	24,3	14,2	10,3		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-53,68	58,18	69,3	395,4	337,8	0,001404	229,11	24,2	14,3	10,4		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-54,68	59,18	69,7	401,4	334,1	0,001432	226,01	24,0	14,5	10,5		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-55,67	60,17	70,1	407,4	330,6	0,001460	222,99	23,9	14,6	10,6		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-56,66	61,16	70,5	413,4	327,1	0,001487	220,06	23,7	14,8	10,7		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-57,66	62,16	70,9	419,4	323,8	0,001515	217,21	23,6	14,9	10,8		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-58,65	63,15	71,3	425,4	320,5	0,001543	214,43	23,5	15,1	10,9		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-59,64	64,14	71,7	431,4	317,3	0,001571	211,73	23,3	15,2	11,0		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-60,64	65,14	72,1	437,4	314,2	0,001600	209,11	23,2	15,4	11,2		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-61,63	66,13	72,5	443,4	311,2	0,001628	206,55	23,1	15,5	11,3		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-62,62	67,12	72,9	449,4	308,2	0,001656	204,06	23,0	15,7	11,4		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-63,62	68,12	73,3	455,4	305,3	0,001684	201,63	22,8	15,8	11,5		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-64,61	69,11	73,6	461,4	302,5	0,001713	199,26	22,7	16,0	11,6		
CDG (Areia Siltosa)	NC	-65,60	70,10	74,0	467,4	299,7	0,001741	196,95	22,6	16,1	11,7		

Quadro 8. 74 – Resultados

Descrição do solo	Tipo de solo	zav (m)	Prof. (m)	qb [MN/m ²]	Rb [kN]
Aterro	NC	3,94	0,56	0,30	59,6
Aterro	NC	2,81	1,69	0,84	164,7
Aterro	NC	1,69	2,81	1,34	264,0
Aterro	NC	0,56	3,94	1,83	360,1
Aterro	NC	-0,51	5,01	2,18	428,0
Aterro	NC	-1,54	6,04	2,39	469,1
Aterro	NC	-2,56	7,06	2,60	509,9
Aterro	NC	-3,59	8,09	2,80	550,4
Aterro	NC	-4,61	9,11	3,01	590,7
Aterro	NC	-5,64	10,14	3,21	630,7
Aterro	NC	-6,66	11,16	3,41	670,5
Aterro	NC	-7,69	12,19	3,62	710,1
Aterro	NC	-8,71	13,21	3,82	749,5
Aterro	NC	-9,74	14,24	4,02	788,8
Aterro	NC	-10,76	15,26	4,22	827,9
Aterro	NC	-11,79	16,29	4,41	866,8
ALP (Argila)	C	-12,84	17,34	0,31	61,1
ALP (Argila)	C	-13,91	18,41	0,33	63,9
ALP (Argila)	C	-14,98	19,48	0,34	66,8
ALP (Argila)	C	-16,05	20,55	0,35	69,7
ALP (Argila)	C	-17,12	21,62	0,37	72,5
ALP (Argila)	C	-18,19	22,69	0,38	75,4
ALP (Argila)	C	-19,26	23,76	0,40	78,3
ALP (Argila)	C	-20,30	24,80	0,41	81,0
ALP (Argila)	C	-21,30	25,80	0,43	83,7
ALP (Argila)	C	-22,30	26,80	0,44	86,4
ALP (Argila)	C	-23,30	27,80	0,45	89,1
ALP (Argila)	C	-24,30	28,80	0,47	91,7
ALP (Argila)	C	-25,30	29,80	0,48	94,4
ALP (Areia Argilosa)	NC	-26,55	31,05	8,32	1633,7
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27,80	32,30	8,57	1682,2
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28,80	33,30	8,76	1720,8
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29,80	34,30	8,96	1759,2
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30,80	35,30	9,15	1797,5
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31,80	36,30	9,35	1835,5
ALP (Areia Argilosa)	NC	-32,80	37,30	9,54	1873,4
ALP (Argila)	C	-33,68	38,18	0,60	117,9
ALP (Argila)	C	-34,43	38,93	0,61	119,9
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35,18	39,68	9,98	1959,7
ALP (Areia Argilosa)	NC	-35,93	40,43	10,12	1987,7
CDG (Areia Siltosa)	NC	-36,80	41,30	11,50	2258,8
CDG (Areia Siltosa)	NC	-37,79	42,29	11,68	2293,5
CDG (Areia Siltosa)	NC	-38,78	43,28	11,86	2327,9
CDG (Areia Siltosa)	NC	-39,78	44,28	12,03	2362,0
CDG (Areia Siltosa)	NC	-40,77	45,27	12,20	2395,8
CDG (Areia Siltosa)	NC	-41,76	46,26	12,37	2429,3
CDG (Areia Siltosa)	NC	-42,76	47,26	12,54	2462,5
CDG (Areia Siltosa)	NC	-43,75	48,25	12,71	2495,4
CDG (Areia Siltosa)	NC	-44,74	49,24	12,88	2528,1
CDG (Areia Siltosa)	NC	-45,74	50,24	13,04	2560,6
CDG (Areia Siltosa)	NC	-46,73	51,23	13,20	2592,7
CDG (Areia Siltosa)	NC	-47,72	52,22	13,37	2624,7
CDG (Areia Siltosa)	NC	-48,72	53,22	13,53	2656,4
CDG (Areia Siltosa)	NC	-49,71	54,21	13,69	2687,8
CDG (Areia Siltosa)	NC	-50,70	55,20	13,85	2719,1
CDG (Areia Siltosa)	NC	-51,70	56,20	14,01	2750,1
CDG (Areia Siltosa)	NC	-52,69	57,19	14,16	2780,9
CDG (Areia Siltosa)	NC	-53,68	58,18	14,32	2811,5
CDG (Areia Siltosa)	NC	-54,68	59,18	14,47	2841,8
CDG (Areia Siltosa)	NC	-55,67	60,17	14,63	2872,0
CDG (Areia Siltosa)	NC	-56,66	61,16	14,78	2902,0
CDG (Areia Siltosa)	NC	-57,66	62,16	14,93	2931,8
CDG (Areia Siltosa)	NC	-58,65	63,15	15,08	2961,4
CDG (Areia Siltosa)	NC	-59,64	64,14	15,23	2990,8
CDG (Areia Siltosa)	NC	-60,64	65,14	15,38	3020,0
CDG (Areia Siltosa)	NC	-61,63	66,13	15,53	3049,0
CDG (Areia Siltosa)	NC	-62,62	67,12	15,68	3077,9
CDG (Areia Siltosa)	NC	-63,62	68,12	15,82	3106,6
CDG (Areia Siltosa)	NC	-64,61	69,11	15,97	3135,1
CDG (Areia Siltosa)	NC	-65,60	70,10	16,11	3163,5

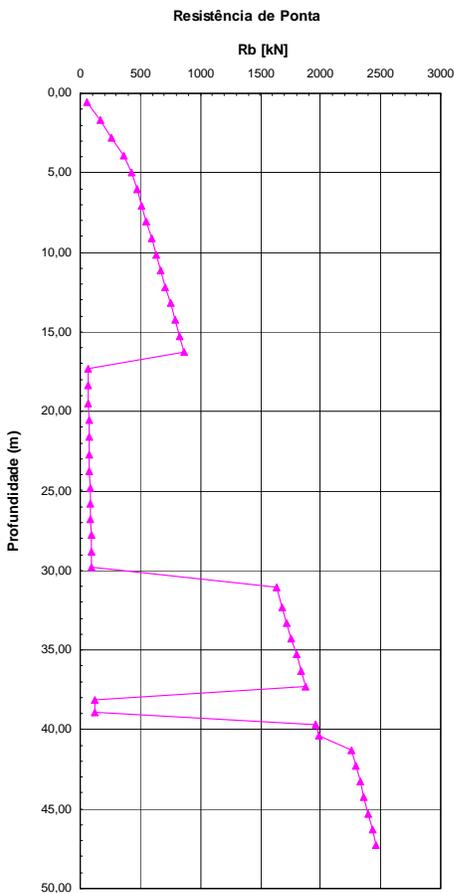


Figura 8. 75 – Resistência de ponta – variação em profundidade (Yasufuku et al)

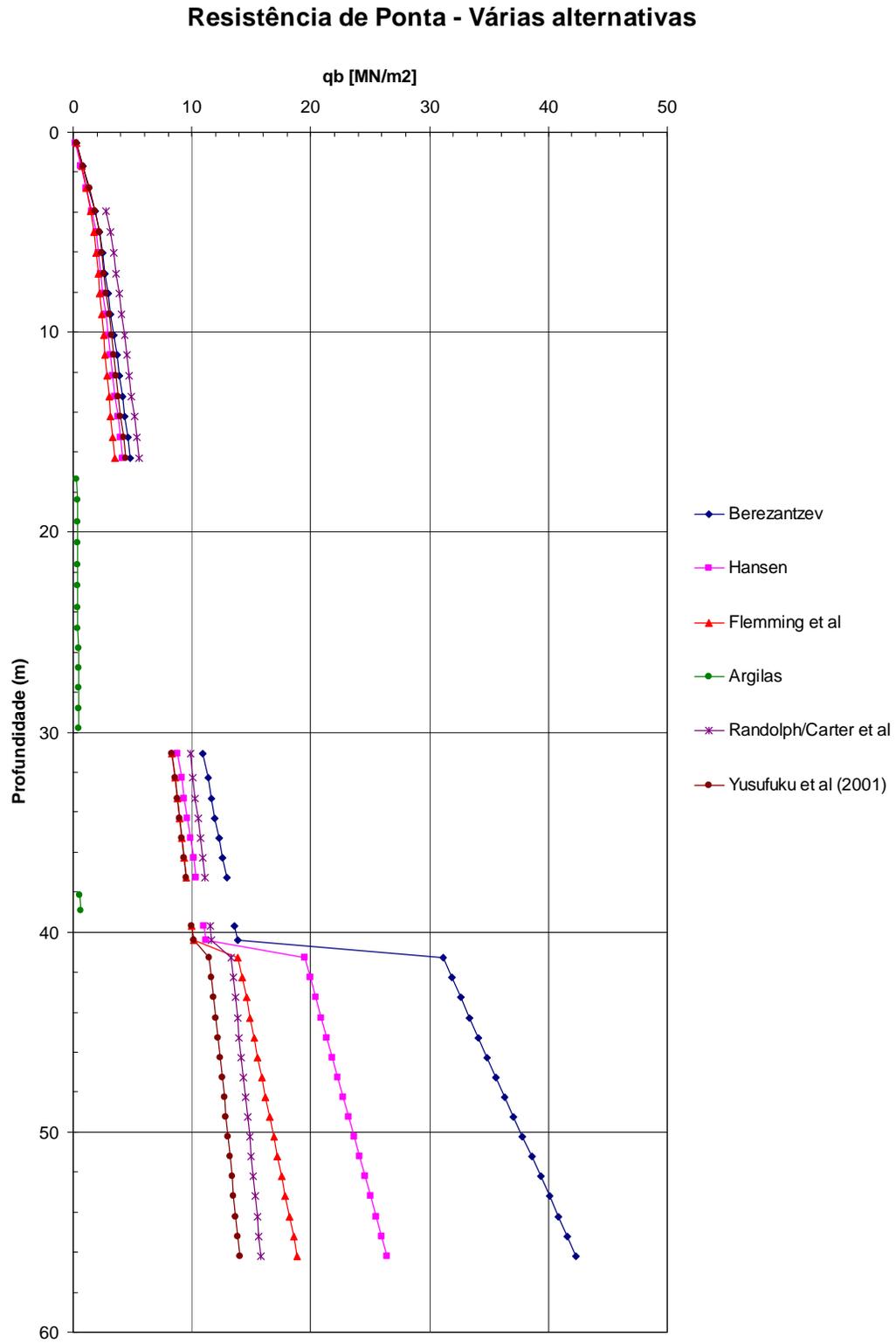


Figura 8. 76 – Comparação dos vários métodos

A.8.4.2 – Cálculo da estaca virtual BH-3A

Quadro 8. 75 – Descrição dos estratos; Estado de tensão e parâmetros

Descrição do solo	Tipo de solo	z (m)	zav (m)	Espessura (m)	Profundidade (m)	σ ₀ (kPa)	u ₀ (kPa)	D ₅₀ (mm)	IP (%)	φ (°)	ψ cv (°)	c' (kPa)	cu (kPa)	OCR	S	G _s (MN/m ²)	q _{15%} (kN/m ²)	E ₀ (MN/m ²)	ν	
		4.50																		
Aterro	NC	3.38	3.94	1.13	0.56	10.69			35.00	28.00	25.00					17.6	3.27	45.65	0.30	
Aterro	NC	2.25	2.81	1.13	1.69	32.08			35.00	28.00	25.00					30.4	8.19	79.07	0.30	
Aterro	NC	1.13	1.69	1.13	2.81	53.44			35.00	28.00	25.00					39.3	12.55	102.08	0.30	
Aterro	NC	0.00	0.56	1.13	3.94	74.81			35.00	28.00	25.00					46.5	16.61	120.78	0.30	
Aterro	NC	-1.00	-0.50	1.00	5.00	90.09	4.91		35.00	28.00	25.00					51.0	19.40	132.55	0.30	
Aterro	NC	-2.00	-1.50	1.00	6.00	99.28	14.72		35.00	28.00	25.00					53.5	21.04	139.14	0.30	
Aterro	NC	-3.00	-2.50	1.00	7.00	108.48	24.53		35.00	28.00	25.00					55.9	22.66	145.44	0.30	
Aterro	NC	-4.00	-3.50	1.00	8.00	117.67	34.34		35.00	28.00	25.00					58.3	24.25	151.47	0.30	
Aterro	NC	-5.00	-4.50	1.00	9.00	126.86	44.15		35.00	28.00	25.00					60.5	25.82	157.28	0.30	
Aterro	NC	-6.00	-5.50	1.00	10.00	136.05	53.96		35.00	28.00	25.00					62.6	27.37	162.88	0.30	
Aterro	NC	-7.00	-6.50	1.00	11.00	145.24	63.77		35.00	28.00	25.00					64.7	28.91	168.29	0.30	
Aterro	NC	-8.00	-7.50	1.00	12.00	154.43	73.58		35.00	28.00	25.00					66.7	30.42	173.53	0.30	
Aterro	NC	-9.00	-8.50	1.00	13.00	163.62	83.39		35.00	28.00	25.00					68.7	31.93	178.62	0.30	
Aterro	NC	-10.00	-9.50	1.00	14.00	172.81	93.20		35.00	28.00	25.00					70.6	33.42	183.57	0.30	
Aterro	NC	-11.00	-10.50	1.00	15.00	182.00	103.01		35.00	28.00	25.00					72.5	34.90	188.38	0.30	
Aterro	NC	-12.00	-11.50	1.00	16.00	191.19	112.82		35.00	28.00	25.00					74.3	36.36	193.08	0.30	
ALP (Argila)	C	-13.05	-12.53	1.05	17.03	200.45	122.87		19.95	7.00		34.077				4.6	2.96	13.77	0.50	
ALP (Argila)	C	-14.10	-13.58	1.05	18.08	209.80	133.17		19.95	7.00		35.666				4.8	3.12	14.41	0.50	
ALP (Argila)	C	-15.15	-14.63	1.05	19.13	219.14	143.47		19.95	7.00		37.254				5.0	3.28	15.06	0.50	
ALP (Argila)	C	-16.20	-15.68	1.05	20.18	228.49	153.77		19.95	7.00		38.843				5.2	3.44	15.70	0.50	
ALP (Argila)	C	-17.25	-16.73	1.05	21.23	237.83	164.07		19.95	7.00		40.432				5.4	3.60	16.34	0.50	
ALP (Argila)	C	-18.30	-17.78	1.05	22.28	247.18	174.37		19.95	7.00		42.020				5.7	3.76	16.98	0.50	
ALP (Argila)	C	-19.35	-18.83	1.05	23.33	256.52	184.67		19.95	7.00		43.609				5.9	3.92	17.62	0.50	
ALP (Argila)	C	-20.40	-19.88	1.05	24.38	265.87	194.97		19.95	7.00		45.197				6.1	4.08	18.26	0.50	
ALP (Argila)	C	-21.45	-20.93	1.05	25.43	275.21	205.27		19.95	7.00		46.786				6.3	4.24	18.91	0.50	
ALP (Argila)	C	-22.50	-21.98	1.05	26.48	284.56	215.57		19.95	7.00		48.375				6.5	4.41	19.55	0.50	
ALP (Argila Arenosa)	C	-23.50	-23.00	1.00	27.50	293.88	225.83		19.95	7.00		49.964				6.7	4.57	20.17	0.50	
ALP (Argila Arenosa)	C	-24.50	-24.00	1.00	28.50	302.58	235.44		19.95	7.00		51.439				6.9	4.73	20.79	0.50	
ALP (Argila Arenosa)	C	-25.50	-25.00	1.00	29.50	311.48	245.25		19.95	7.00		52.952				7.1	4.88	21.40	0.50	
ALP (Areia Argilosa)	NC	-26.50	-26.00	1.00	30.50	320.63	255.06	45.33	30.12	27.65						79.4	51.56	206.38	0.30	
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27.50	-27.00	1.00	31.50	330.02	264.87	45.33	30.12	27.65						80.5	52.55	209.38	0.30	
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28.50	-28.00	1.00	32.50	339.41	274.68	45.33	30.12	27.65						81.7	53.54	212.34	0.30	
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29.50	-29.00	1.00	33.50	348.80	284.49	45.33	30.12	27.65						82.8	54.52	215.26	0.30	
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30.50	-30.00	1.00	34.50	358.19	294.30	45.33	30.12	27.65						83.9	55.49	218.14	0.30	
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31.50	-31.00	1.00	35.50	367.58	304.11	45.33	30.12	27.65						85.0	56.45	220.98	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-32.48	-31.99	0.98	36.49	377.21	313.81		34.94	30.00						100.5	59.05	261.38	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-33.45	-32.97	0.98	37.47	387.08	323.39		34.94	30.00						100.6	59.60	261.52	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-34.43	-33.94	0.98	38.44	396.96	332.97		34.94	30.00						100.6	60.13	261.65	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-35.41	-34.92	0.98	39.42	406.83	342.55		34.94	30.00						100.7	60.66	261.78	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-36.38	-35.90	0.98	40.40	416.70	352.13		34.94	30.00						100.7	61.18	261.90	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-37.36	-36.87	0.98	41.37	426.58	361.71		34.94	30.00						100.8	61.69	262.03	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-38.34	-37.85	0.98	42.35	436.45	371.29		34.94	30.00						100.8	62.19	262.15	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-39.31	-38.83	0.98	43.33	446.33	380.87		34.94	30.00						100.9	62.69	262.26	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-40.29	-39.80	0.98	44.30	456.20	390.45		34.94	30.00						100.9	63.18	262.38	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-41.27	-40.78	0.98	45.28	466.07	400.04		34.94	30.00						101.0	63.66	262.49	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-42.24	-41.76	0.98	46.26	475.95	409.62		34.94	30.00						101.0	64.13	262.60	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-43.22	-42.73	0.98	47.23	485.82	419.20		34.94	30.00						101.0	64.60	262.71	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-44.20	-43.71	0.98	48.21	495.70	428.78		34.94	30.00						101.1	65.06	262.81	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-45.17	-44.69	0.98	49.19	505.57	438.36		34.94	30.00						101.1	65.52	262.92	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-46.15	-45.66	0.98	50.16	515.44	447.94		34.94	30.00						101.2	65.97	263.02	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-47.13	-46.64	0.98	51.14	525.32	457.52		34.94	30.00						101.2	66.42	263.12	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-48.10	-47.62	0.98	52.12	535.19	467.10		34.94	30.00						101.2	66.86	263.22	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-49.08	-48.59	0.98	53.09	545.07	476.68		34.94	30.00						101.3	67.29	263.31	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-50.06	-49.57	0.98	54.07	554.94	486.27		34.94	30.00						101.3	67.72	263.41	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-51.03	-50.55	0.98	55.05	564.81	495.85		34.94	30.00						101.3	68.15	263.50	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-52.01	-51.52	0.98	56.02	574.69	505.43		34.94	30.00						101.4	68.57	263.59	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-52.99	-52.50	0.98	57.00	584.56	515.01		34.94	30.00						101.4	68.98	263.68	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-53.96	-53.48	0.98	57.98	594.44	524.59		34.94	30.00						101.4	69.39	263.77	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-54.94	-54.45	0.98	58.95	604.31	534.17		34.94	30.00						101.5	69.80	263.86	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-55.92	-55.43	0.98	59.93	614.19	543.75		34.94	30.00						101.5	70.20	263.94	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-56.89	-56.41	0.98	60.91	624.06	553.33		34.94	30.00						101.5	70.60	264.03	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-57.87	-57.38	0.98	61.88	633.93	562.91		34.94	30.00						101.6	71.00	264.11	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-58.85	-58.36	0.98	62.86	643.81	572.50		34.94	30.00						101.6	71.39	264.19	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-59.82	-59.34	0.98	63.84	653.68	582.08		34.94	30.00						101.6	71.77	264.27	0.30	
CDG (Areia Silteosa)	NC	-60.80	-60.31	0.98	64.81	663.56	591.66		34.94	30.00						101.7	72.15	264.35	0.30	

A.8.4.2.1 – Resistência lateral

Quadro 8. 76 – Resultados

Descrição do solo	Tipo de solo	zav (m)	Prof. (m)	Valores finais		
				ql [kN/m ²]	Rl [kN]	Rlac [kN]
Aterro	NC	3,94	0,56	1,32	2,33	2,33
Aterro	NC	2,81	1,69	3,95	6,98	9,30
Aterro	NC	1,69	2,81	6,58	11,63	20,93
Aterro	NC	0,56	3,94	9,21	16,28	37,21
Aterro	NC	-0,50	5,00	11,09	17,43	54,63
Aterro	NC	-1,50	6,00	12,22	19,20	73,84
Aterro	NC	-2,50	7,00	13,36	20,98	94,82
Aterro	NC	-3,50	8,00	14,49	22,76	117,57
Aterro	NC	-4,50	9,00	15,62	24,54	142,11
Aterro	NC	-5,50	10,00	16,75	26,31	168,42
Aterro	NC	-6,50	11,00	17,88	28,09	196,51
Aterro	NC	-7,50	12,00	19,01	29,87	226,38
Aterro	NC	-8,50	13,00	20,15	31,64	258,02
Aterro	NC	-9,50	14,00	21,28	33,42	291,45
Aterro	NC	-10,50	15,00	22,41	35,20	326,65
Aterro	NC	-11,50	16,00	23,54	36,98	363,62
ALP (Argila)	C	-12,53	17,03	18,20	30,02	393,64
ALP (Argila)	C	-13,58	18,08	19,05	31,42	425,06
ALP (Argila)	C	-14,63	19,13	19,90	32,82	457,88
ALP (Argila)	C	-15,68	20,18	20,75	34,22	492,10
ALP (Argila)	C	-16,73	21,23	21,60	35,62	527,72
ALP (Argila)	C	-17,78	22,28	22,44	37,02	564,74
ALP (Argila)	C	-18,83	23,33	23,29	38,42	603,16
ALP (Argila)	C	-19,88	24,38	24,14	39,82	642,98
ALP (Argila)	C	-20,93	25,43	24,99	41,22	684,19
ALP (Argila)	C	-21,98	26,48	25,84	42,62	726,81
ALP (Argila Arenosa)	C	-23,00	27,50	26,67	41,89	768,70
ALP (Argila Arenosa)	C	-24,00	28,50	27,48	43,16	811,86
ALP (Argila Arenosa)	C	-25,00	29,50	28,28	44,43	856,28
ALP (Areia Argilosa)	NC	-26,00	30,50	61,96	97,33	953,61
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27,00	31,50	63,77	100,18	1053,79
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28,00	32,50	65,59	103,03	1156,81
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29,00	33,50	67,40	105,88	1262,69
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30,00	34,50	69,22	108,73	1371,42
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31,00	35,50	71,03	111,58	1483,00
CDG (Areia Siltosa)	NC	-31,99	36,49	110,75	169,91	1652,91
CDG (Areia Siltosa)	NC	-32,97	37,47	113,65	174,36	1827,27
CDG (Areia Siltosa)	NC	-33,94	38,44	116,55	178,81	2006,08
CDG (Areia Siltosa)	NC	-34,92	39,42	119,45	183,26	2189,34
CDG (Areia Siltosa)	NC	-35,90	40,40	122,35	187,70	2377,04
CDG (Areia Siltosa)	NC	-36,87	41,37	125,25	192,15	2569,20
CDG (Areia Siltosa)	NC	-37,85	42,35	128,15	196,60	2765,80
CDG (Areia Siltosa)	NC	-38,83	43,33	131,05	201,05	2966,85
CDG (Areia Siltosa)	NC	-39,80	44,30	133,95	205,50	3172,34
CDG (Areia Siltosa)	NC	-40,78	45,28	136,85	209,94	3382,29
CDG (Areia Siltosa)	NC	-41,76	46,26	139,75	214,39	3596,68
CDG (Areia Siltosa)	NC	-42,73	47,23	142,65	218,84	3815,52
CDG (Areia Siltosa)	NC	-43,71	48,21	145,55	223,29	4038,80
CDG (Areia Siltosa)	NC	-44,69	49,19	148,44	227,74	4266,54
CDG (Areia Siltosa)	NC	-45,66	50,16	151,34	232,18	4498,72
CDG (Areia Siltosa)	NC	-46,64	51,14	154,24	236,63	4735,35
CDG (Areia Siltosa)	NC	-47,62	52,12	157,14	241,08	4976,43
CDG (Areia Siltosa)	NC	-48,59	53,09	160,04	245,53	5221,96
CDG (Areia Siltosa)	NC	-49,57	54,07	162,94	249,97	5471,93
CDG (Areia Siltosa)	NC	-50,55	55,05	165,84	254,42	5726,36
CDG (Areia Siltosa)	NC	-51,52	56,02	168,74	258,87	5985,23
CDG (Areia Siltosa)	NC	-52,50	57,00	171,64	263,32	6248,54
CDG (Areia Siltosa)	NC	-53,48	57,98	174,54	267,77	6516,31
CDG (Areia Siltosa)	NC	-54,45	58,95	177,44	272,21	6788,52
CDG (Areia Siltosa)	NC	-55,43	59,93	180,34	276,66	7065,18
CDG (Areia Siltosa)	NC	-56,41	60,91	183,23	281,11	7346,29
CDG (Areia Siltosa)	NC	-57,38	61,88	186,13	285,56	7631,85
CDG (Areia Siltosa)	NC	-58,36	62,86	189,03	290,00	7921,85
CDG (Areia Siltosa)	NC	-59,34	63,84	191,93	294,45	8216,31
CDG (Areia Siltosa)	NC	-60,31	64,81	194,83	298,90	8515,21

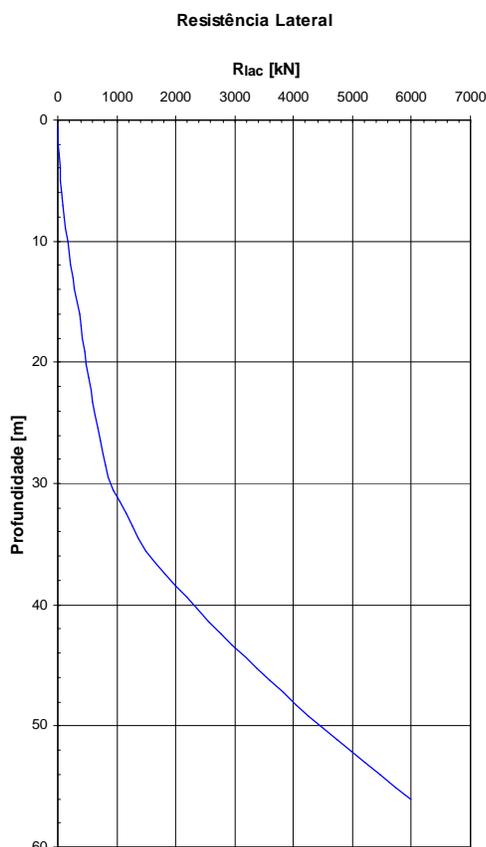


Figura 8. 77 – Resistência acumulada em profundidade

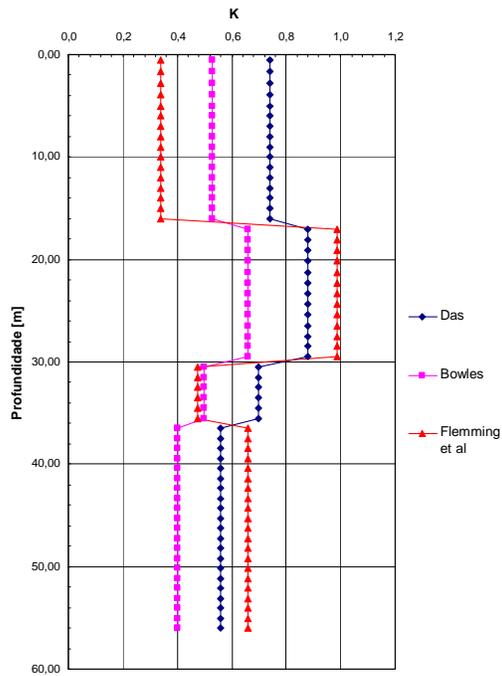


Figura 8. 78 – Coeficiente de impulso radial, K

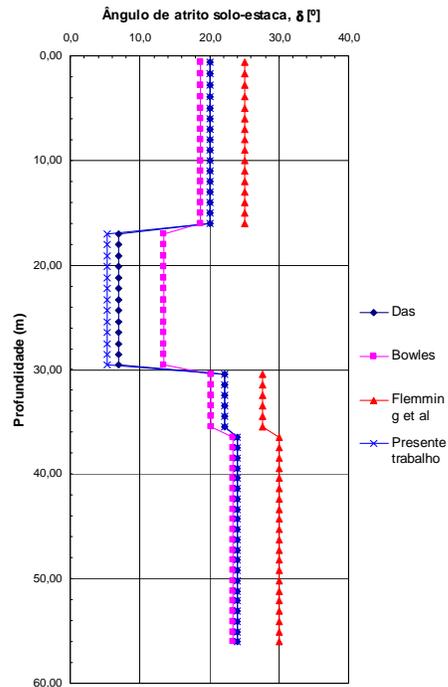


Figura 8. 79 – Valores de δ

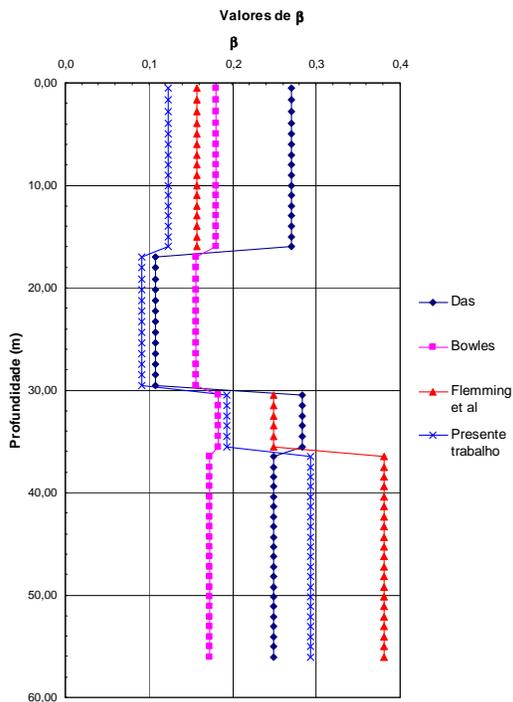


Figura 8. 80 - Coeficiente β

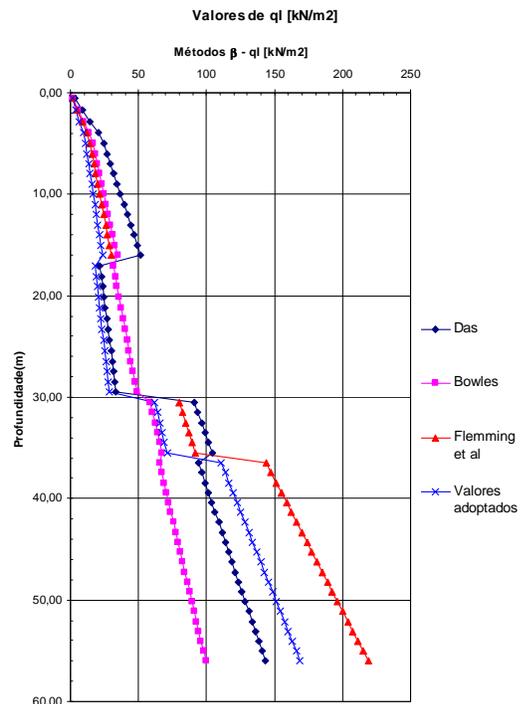


Figura 8. 81 - Resistência lateral – comparação das diferentes propostas

A.8.4.2.2 – Resistência de ponta

Quadro 8.77 – Resultados

Descrição do solo	Tipo de solo	zav (m)	Prof. (m)	qb [MN/m ²]	Rb [kN]
Aterro	NC	3,94	0,56	0,30	59,6
Aterro	NC	2,81	1,69	0,84	164,7
Aterro	NC	1,69	2,81	1,34	264,0
Aterro	NC	0,56	3,94	1,83	360,1
Aterro	NC	-0,50	5,00	2,18	427,5
Aterro	NC	-1,50	6,00	2,38	467,6
Aterro	NC	-2,50	7,00	2,58	507,4
Aterro	NC	-3,50	8,00	2,79	547,0
Aterro	NC	-4,50	9,00	2,99	586,3
Aterro	NC	-5,50	10,00	3,18	625,4
Aterro	NC	-6,50	11,00	3,38	664,2
Aterro	NC	-7,50	12,00	3,58	702,9
Aterro	NC	-8,50	13,00	3,78	741,4
Aterro	NC	-9,50	14,00	3,97	779,7
Aterro	NC	-10,50	15,00	4,17	817,9
Aterro	NC	-11,50	16,00	4,36	855,9
ALP (Argila)	C	-12,53	17,03	0,31	60,2
ALP (Argila)	C	-13,58	18,08	0,32	63,0
ALP (Argila)	C	-14,63	19,13	0,34	65,8
ALP (Argila)	C	-15,68	20,18	0,35	68,6
ALP (Argila)	C	-16,73	21,23	0,36	71,4
ALP (Argila)	C	-17,78	22,28	0,38	74,3
ALP (Argila)	C	-18,83	23,33	0,39	77,1
ALP (Argila)	C	-19,88	24,38	0,41	79,9
ALP (Argila)	C	-20,93	25,43	0,42	82,7
ALP (Argila)	C	-21,98	26,48	0,44	85,5
ALP (Argila Arenosa)	C	-23,00	27,50	0,45	88,2
ALP (Argila Arenosa)	C	-24,00	28,50	0,46	90,9
ALP (Argila Arenosa)	C	-25,00	29,50	0,48	93,6
ALP (Areia Argilosa)	NC	-26,00	30,50	8,21	1612,5
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27,00	31,50	8,41	1651,5
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28,00	32,50	8,61	1690,2
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29,00	33,50	8,80	1728,8
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30,00	34,50	9,00	1767,1
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31,00	35,50	9,19	1805,3
CDG (Areia Siltosa)	NC	-31,99	36,49	10,70	2101,5
CDG (Areia Siltosa)	NC	-32,97	37,47	10,88	2137,1
CDG (Areia Siltosa)	NC	-33,94	38,44	11,06	2172,4
CDG (Areia Siltosa)	NC	-34,92	39,42	11,24	2207,3
CDG (Areia Siltosa)	NC	-35,90	40,40	11,42	2241,9
CDG (Areia Siltosa)	NC	-36,87	41,37	11,59	2276,1
CDG (Areia Siltosa)	NC	-37,85	42,35	11,77	2310,1
CDG (Areia Siltosa)	NC	-38,83	43,33	11,94	2343,8
CDG (Areia Siltosa)	NC	-39,80	44,30	12,11	2377,2
CDG (Areia Siltosa)	NC	-40,78	45,28	12,28	2410,3
CDG (Areia Siltosa)	NC	-41,76	46,26	12,44	2443,1
CDG (Areia Siltosa)	NC	-42,73	47,23	12,61	2475,6
CDG (Areia Siltosa)	NC	-43,71	48,21	12,77	2507,9
CDG (Areia Siltosa)	NC	-44,69	49,19	12,94	2540,0
CDG (Areia Siltosa)	NC	-45,66	50,16	13,10	2571,8
CDG (Areia Siltosa)	NC	-46,64	51,14	13,26	2603,3
CDG (Areia Siltosa)	NC	-47,62	52,12	13,42	2634,7
CDG (Areia Siltosa)	NC	-48,59	53,09	13,58	2665,7
CDG (Areia Siltosa)	NC	-49,57	54,07	13,73	2696,6
CDG (Areia Siltosa)	NC	-50,55	55,05	13,89	2727,3
CDG (Areia Siltosa)	NC	-51,52	56,02	14,04	2757,7
CDG (Areia Siltosa)	NC	-52,50	57,00	14,20	2787,9
CDG (Areia Siltosa)	NC	-53,48	57,98	14,35	2818,0
CDG (Areia Siltosa)	NC	-54,45	58,95	14,50	2847,8
CDG (Areia Siltosa)	NC	-55,43	59,93	14,65	2877,4
CDG (Areia Siltosa)	NC	-56,41	60,91	14,80	2906,9
CDG (Areia Siltosa)	NC	-57,38	61,88	14,95	2936,1
CDG (Areia Siltosa)	NC	-58,36	62,86	15,10	2965,2
CDG (Areia Siltosa)	NC	-59,34	63,84	15,25	2994,1
CDG (Areia Siltosa)	NC	-60,31	64,81	15,39	3022,8

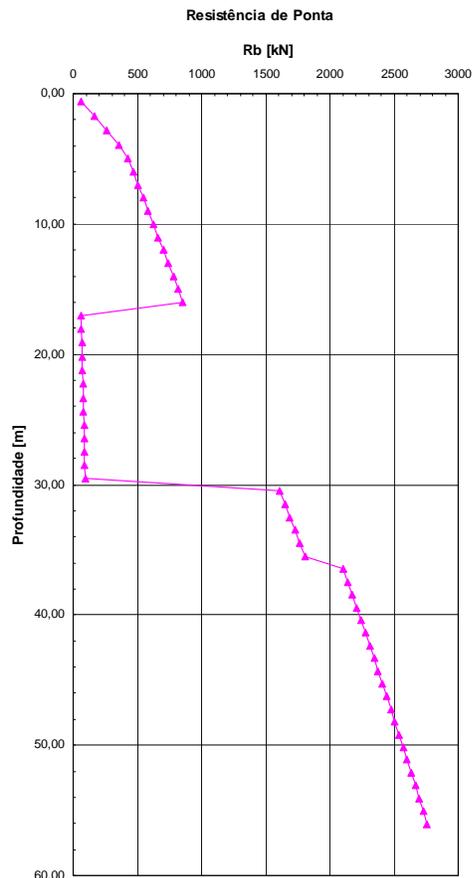


Figura 8.82 – Resistência de ponta – variação em profundidade (Yasufuku et al)

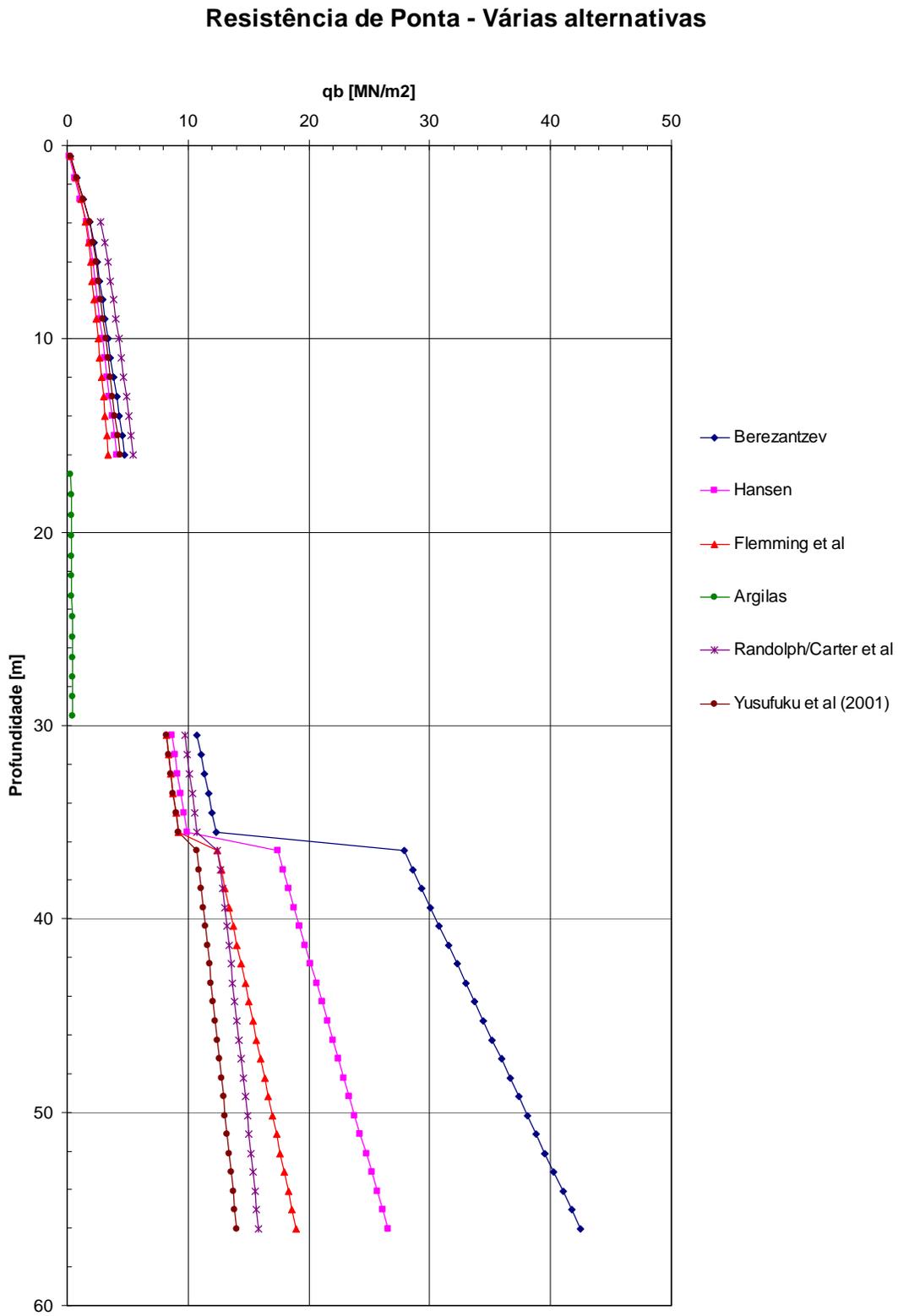


Figura 8. 83 – Comparação dos vários métodos

A.8.4.3 – Cálculo da estaca virtual BH-3D

Quadro 8. 78 – Descrição dos estratos; Estado de tensão e parâmetros

Descrição do solo	Tipo de solo	z (m)	zav (m)	Espessura (m)	Profundidade (m)	σ'0 (kPa)	u0 (kPa)	D50 [mm]	Id (%)	φ' (°)	φ'cv (°)	c' (kPa)	cu (kPa)	OCR	S	G _s (MN/m ³)	U ₁₀ (0.1%) (MN/m ²)	E _s (MN/m ²)	v	
		4,50																		
Aterro	NC	4,28	0,45	0,23	4,27				35,00	28,00	25,00					11,1	1,52	28,87	0,30	
		4,05																		
Aterro	NC	3,83	0,45	0,68	12,83				35,00	28,00	25,00					19,2	3,81	50,01	0,30	
		3,60																		
Aterro	NC	3,38	0,45	1,13	21,38				35,00	28,00	25,00					24,8	5,84	64,56	0,30	
		3,15																		
Aterro	NC	2,93	0,45	1,58	29,93				35,00	28,00	25,00					29,4	7,73	76,39	0,30	
		2,70																		
Aterro	NC	2,48	0,45	2,03	38,48				35,00	28,00	25,00					33,3	9,54	86,62	0,30	
		2,25																		
Aterro	NC	2,03	0,45	2,48	47,03				35,00	28,00	25,00					36,8	11,28	95,76	0,30	
		1,80																		
Aterro	NC	1,58	0,45	2,93	55,58				35,00	28,00	25,00					40,0	12,96	104,10	0,30	
		1,35																		
Aterro	NC	1,13	0,45	3,38	64,13				35,00	28,00	25,00					43,0	14,61	111,82	0,30	
		0,90																		
Aterro	NC	0,67	0,45	3,83	72,68				35,00	28,00	25,00					45,8	16,22	119,04	0,30	
		0,45																		
Aterro	NC	0,23	0,45	4,28	81,23				35,00	28,00	25,00					48,4	17,80	125,85	0,30	
		0,00																		
Aterro	NC	-0,56	1,13	5,06	90,68	5,53			35,00	28,00	25,00					51,1	19,51	132,97	0,30	
		-1,13																		
Aterro	NC	-1,69	1,13	6,19	101,04	16,59			35,00	28,00	25,00					54,0	21,35	140,37	0,30	
		-2,25																		
Aterro	NC	-2,82	1,13	7,32	111,40	27,65			35,00	28,00	25,00					56,7	23,16	147,39	0,30	
		-3,38																		
Aterro	NC	-3,95	1,13	8,45	121,76	38,70			35,00	28,00	25,00					59,3	24,95	154,09	0,30	
		-4,51																		
Aterro	NC	-5,07	1,13	9,57	132,12	49,78			35,00	28,00	25,00					61,7	26,71	160,51	0,30	
		-5,64																		
Aterro	NC	-6,20	1,13	10,70	142,48	60,82			35,00	28,00	25,00					64,1	28,45	166,68	0,30	
		-6,76																		
Aterro	NC	-7,33	1,13	11,83	152,84	71,88			35,00	28,00	25,00					66,4	30,16	172,64	0,30	
		-7,89																		
Aterro	NC	-8,45	1,13	12,95	163,20	82,94			35,00	28,00	25,00					68,6	31,86	178,39	0,30	
		-9,02																		
Aterro	NC	-9,58	1,13	14,08	173,56	94,00			35,00	28,00	25,00					70,8	33,54	183,96	0,30	
		-10,15																		
Aterro	NC	-10,71	1,13	15,21	183,92	105,06			35,00	28,00	25,00					72,8	35,20	189,38	0,30	
		-11,27																		
Aterro	NC	-11,84	1,13	16,34	194,28	116,11			35,00	28,00	25,00					74,9	36,85	194,64	0,30	
		-12,40																		
ALP (Argila)	C	-12,90	1,00	17,40	203,88	126,55				19,95	7,00	34,659	1			4,7	3,02	14,01	0,50	
		-13,40																		
ALP (Argila)	C	-13,90	1,00	18,40	212,78	136,36				19,95	7,00	36,172	1			4,9	3,17	14,62	0,50	
		-14,40																		
ALP (Argila)	C	-14,90	1,00	19,40	221,68	146,17				19,95	7,00	37,685	1			5,1	3,32	15,23	0,50	
		-15,40																		
ALP (Argila)	C	-15,90	1,00	20,40	230,58	155,98				19,95	7,00	39,198	1			5,3	3,47	15,84	0,50	
		-16,40																		
ALP (Argila)	C	-16,90	1,00	21,40	239,48	165,79				19,95	7,00	40,711	1			5,5	3,62	16,45	0,50	
		-17,40																		
ALP (Argila)	C	-17,90	1,00	22,40	248,38	175,60				19,95	7,00	42,224	1			5,7	3,78	17,06	0,50	
		-18,40																		
ALP (Argila)	C	-18,96	1,13	23,46	257,83	186,02				19,95	7,00	43,832	1			5,9	3,94	17,71	0,50	
		-19,53																		
ALP (Argila)	C	-20,09	1,13	24,59	267,85	197,06				19,95	7,00	45,534	1			6,1	4,11	18,40	0,50	
		-20,65																		
ALP (Argila)	C	-21,21	1,13	25,71	277,86	208,09				19,95	7,00	47,236	1			6,4	4,29	19,09	0,50	
		-21,78																		
ALP (Argila)	C	-22,34	1,13	26,84	287,87	219,13				19,95	7,00	48,938	1			6,6	4,47	19,78	0,50	
		-22,90																		
ALP (Argila)	C	-23,40	1,00	27,90	297,33	229,55				19,95	7,00	50,546	1			6,8	4,63	20,43	0,50	
		-23,90																		
ALP (Argila)	C	-24,40	1,00	28,90	306,23	239,36				19,95	7,00	52,059	1			7,0	4,79	21,04	0,50	
		-24,90																		
ALP (Argila)	C	-25,40	1,00	29,90	315,13	249,17				19,95	7,00	53,572	1			7,2	4,95	21,65	0,50	
		-25,90																		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-26,37	0,94	30,87	323,98	258,68		45,33	30,12	27,65						79,8	51,91	207,46	0,30	
		-26,84																		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27,31	0,94	31,81	332,78	267,87		45,33	30,12	27,65						80,9	52,85	210,26	0,30	
		-27,78																		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28,24	0,94	32,74	341,58	277,07		45,33	30,12	27,65						81,9	53,77	213,02	0,30	
		-28,71																		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29,18	0,94	33,68	350,39	286,27		45,33	30,12	27,65						83,0	54,69	215,75	0,30	
		-29,65																		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30,12	0,94	34,62	359,19	295,46		45,33	30,12	27,65						84,0	55,60	218,44	0,30	
		-30,59																		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31,06	0,94	35,56	367,99	304,66		45,33	30,12	27,65						85,0	56,50	221,11	0,30	
		-31,53																		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31,99	0,94	36,49	376,80	313,86		45,33	30,12	27,65						86,1	57,39	223,73	0,30	
		-32,46																		
ALP (Areia Argilosa)	NC	-32,93	0,94	37,43	385,60	323,06		45,33	30,12	27,65						87,1	58,28	226,33	0,30	
		-33,40																		
CDG (Areia Silteosa)	NC	-33,89	0,98	38,39	394,97	332,47			34,94	30,00						100,6	60,03	261,62	0,30	
		-34,38																		
CDG (Areia Silteosa)	NC	-34,87	0,98	39,37	404,90	342,11			34,94	30,00						100,7	60,96	261,75	0,30	
		-35,36																		
CDG (Areia Silteosa)	NC	-35,86	0,98	40,36	414,83	351,75			34,94	30,00						100,7	61,08	261,88	0,30	
		-36,35																		
CDG (Areia Silteosa)	NC	-36,84	0,98	41,34	424,76	361,38			34,94	30,00						100,8	61,80	262,00	0,30	
		-37,33																		
CDG (Areia Silteosa)	NC	-37,82	0,98	42,32	434,69	371,02			34,94	30,00										

A.8.4.3.1 – Resistência lateral

Quadro 8. 79 – Resultados

Descrição do solo	Tipo de solo	zav (m)	Prof. (m)	Valores finais		
				ql [kN/m2]	Rl [kN]	Rlac [kN]
Aterro	NC	4,28	0,23	0,53	0,37	0,37
Aterro	NC	3,83	0,68	1,58	1,12	1,49
Aterro	NC	3,38	1,13	2,63	1,86	3,35
Aterro	NC	2,93	1,58	3,68	2,60	5,95
Aterro	NC	2,48	2,03	4,74	3,35	9,30
Aterro	NC	2,03	2,48	5,79	4,09	13,39
Aterro	NC	1,58	2,93	6,84	4,84	18,23
Aterro	NC	1,13	3,38	7,90	5,58	23,81
Aterro	NC	0,67	3,83	8,95	6,33	30,14
Aterro	NC	0,23	4,28	10,00	7,07	37,21
Aterro	NC	-0,56	5,06	11,17	19,77	56,98
Aterro	NC	-1,69	6,19	12,44	22,03	79,01
Aterro	NC	-2,82	7,32	13,72	24,29	103,30
Aterro	NC	-3,95	8,45	14,99	26,55	129,84
Aterro	NC	-5,07	9,57	16,27	28,81	158,65
Aterro	NC	-6,20	10,70	17,54	31,06	189,71
Aterro	NC	-7,33	11,83	18,82	33,32	223,03
Aterro	NC	-8,45	12,95	20,09	35,58	258,62
Aterro	NC	-9,58	14,08	21,37	37,84	296,46
Aterro	NC	-10,71	15,21	22,65	40,10	336,55
Aterro	NC	-11,84	16,34	23,92	42,36	378,91
ALP (Argila)	C	-12,90	17,40	18,51	29,08	407,99
ALP (Argila)	C	-13,90	18,40	19,32	30,35	438,34
ALP (Argila)	C	-14,90	19,40	20,13	31,62	469,96
ALP (Argila)	C	-15,90	20,40	20,94	32,89	502,85
ALP (Argila)	C	-16,90	21,40	21,75	34,16	537,00
ALP (Argila)	C	-17,90	22,40	22,55	35,43	572,43
ALP (Argila)	C	-18,96	23,46	23,41	41,37	613,80
ALP (Argila)	C	-20,09	24,59	24,32	42,98	656,78
ALP (Argila)	C	-21,21	25,71	25,23	44,59	701,37
ALP (Argila)	C	-22,34	26,84	26,14	46,19	747,56
ALP (Argila)	C	-23,40	27,90	27,00	42,41	789,97
ALP (Argila)	C	-24,40	28,90	27,81	43,68	833,65
ALP (Argila)	C	-25,40	29,90	28,61	44,95	878,59
ALP (Areia Argilosa)	NC	-26,37	30,87	62,61	92,20	970,79
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27,31	31,81	64,31	94,70	1065,50
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28,24	32,74	66,01	97,21	1162,70
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29,18	33,68	67,71	99,71	1262,42
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30,12	34,62	69,41	102,22	1364,64
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31,06	35,56	71,11	104,72	1469,36
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31,99	36,49	72,82	107,23	1576,59
ALP (Areia Argilosa)	NC	-32,93	37,43	74,52	109,73	1686,32
CDG (Areia Siltosa)	NC	-33,89	38,39	115,97	178,95	1865,27
CDG (Areia Siltosa)	NC	-34,87	39,37	118,89	183,45	2048,72
CDG (Areia Siltosa)	NC	-35,86	40,36	121,80	187,95	2236,67
CDG (Areia Siltosa)	NC	-36,84	41,34	124,72	192,45	2429,12
CDG (Areia Siltosa)	NC	-37,82	42,32	127,63	196,95	2626,07
CDG (Areia Siltosa)	NC	-38,80	43,30	130,55	201,45	2827,52
CDG (Areia Siltosa)	NC	-39,79	44,29	133,47	205,95	3033,47
CDG (Areia Siltosa)	NC	-40,77	45,27	136,38	210,45	3243,92
CDG (Areia Siltosa)	NC	-41,75	46,25	139,30	214,95	3458,86
CDG (Areia Siltosa)	NC	-42,73	47,23	142,21	219,45	3678,31
CDG (Areia Siltosa)	NC	-43,71	48,21	145,13	223,95	3902,26
CDG (Areia Siltosa)	NC	-44,70	49,20	148,05	228,45	4130,71
CDG (Areia Siltosa)	NC	-45,68	50,18	150,96	232,95	4363,65
CDG (Areia Siltosa)	NC	-46,66	51,16	153,88	237,45	4601,10
CDG (Areia Siltosa)	NC	-47,64	52,14	156,79	241,95	4843,05
CDG (Areia Siltosa)	NC	-48,63	53,13	159,71	246,45	5089,49
CDG (Areia Siltosa)	NC	-49,61	54,11	162,63	250,95	5340,44

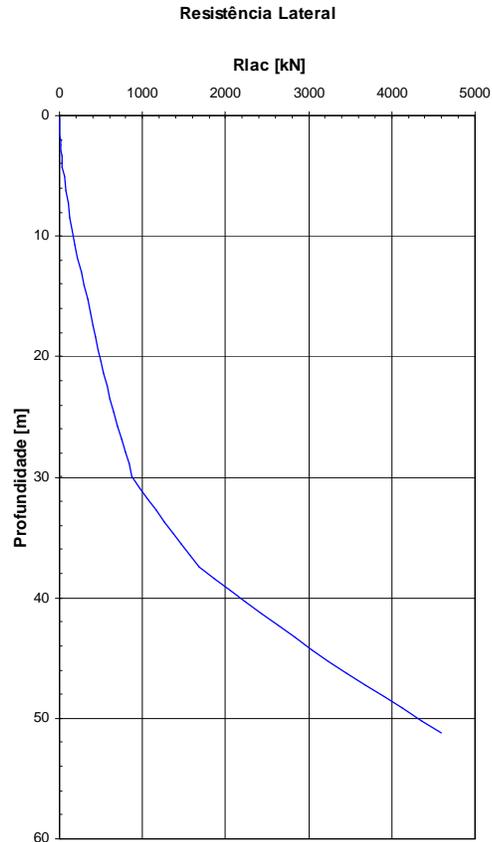


Figura 8. 84 – Resistência acumulada em profundidade

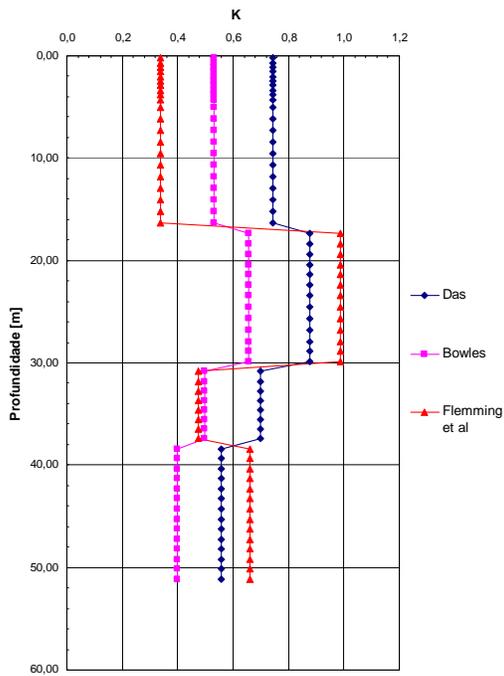


Figura 8. 85 – Coeficiente de impulso radial, K

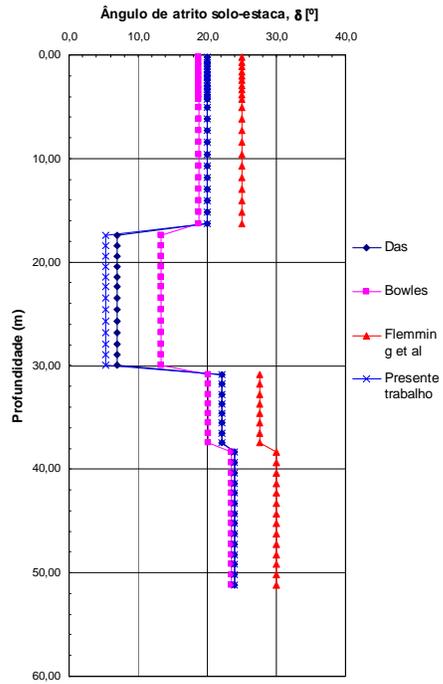


Figura 8. 86 – Valores de δ

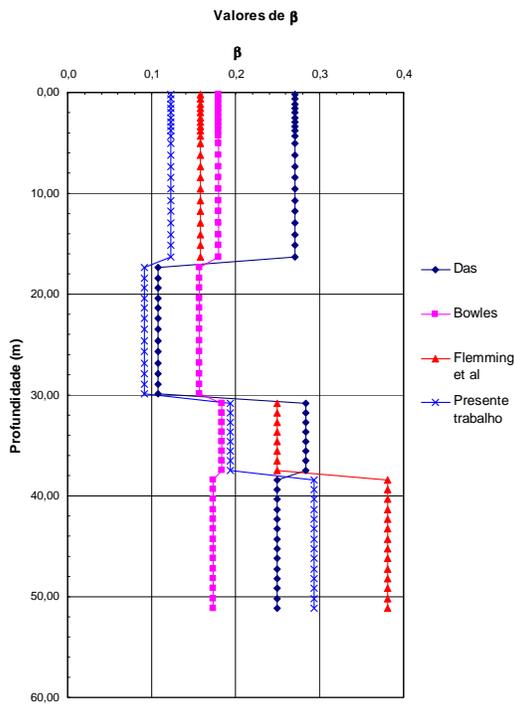


Figura 8. 87 - Coeficiente β

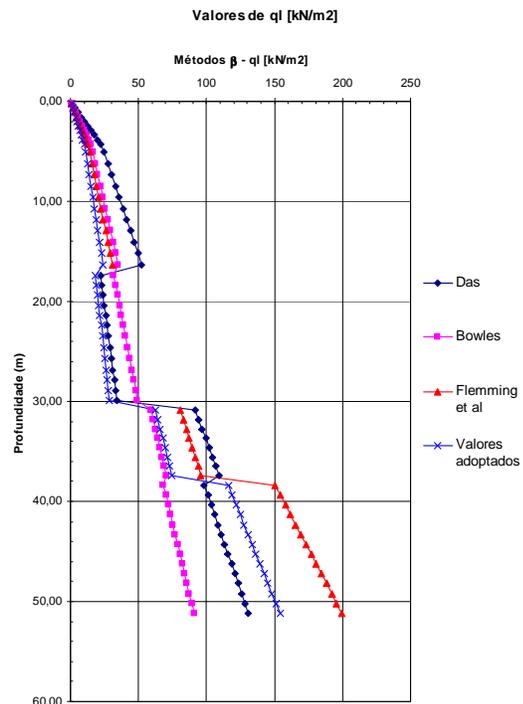


Figura 8. 88 - Resistência lateral – comparação das diferentes propostas

A.8.4.3.2 – Resistência de ponta

Quadro 8. 80 – Resultados

Descrição do solo	Tipo de solo	zav (m)	Prof. (m)	qb [MN/m2]	Qb [kN]
Aterro	NC	4.28	0.23	0.14	27.5
Aterro	NC	3.83	0.68	0.39	75.8
Aterro	NC	3.38	1.13	0.62	121.5
Aterro	NC	2.93	1.58	0.84	165.7
Aterro	NC	2.48	2.03	1.06	208.9
Aterro	NC	2.03	2.48	1.28	251.3
Aterro	NC	1.58	2.93	1.49	293.1
Aterro	NC	1.13	3.38	1.70	334.4
Aterro	NC	0.67	3.83	1.91	375.3
Aterro	NC	0.23	4.28	2.12	415.7
Aterro	NC	-0.56	5.06	2.34	460.1
Aterro	NC	-1.69	6.19	2.59	508.2
Aterro	NC	-2.82	7.32	2.83	556.0
Aterro	NC	-3.95	8.45	3.07	603.4
Aterro	NC	-5.07	9.57	3.31	650.5
Aterro	NC	-6.20	10.70	3.55	697.3
Aterro	NC	-7.33	11.83	3.79	743.8
Aterro	NC	-8.45	12.95	4.02	790.1
Aterro	NC	-9.58	14.08	4.26	836.1
Aterro	NC	-10.71	15.21	4.49	881.9
Aterro	NC	-11.84	16.34	4.72	927.4
ALP (Argila)	C	-12.90	17.40	0.33	64.9
ALP (Argila)	C	-13.90	18.40	0.34	67.7
ALP (Argila)	C	-14.90	19.40	0.36	70.5
ALP (Argila)	C	-15.90	20.40	0.37	73.3
ALP (Argila)	C	-16.90	21.40	0.39	76.2
ALP (Argila)	C	-17.90	22.40	0.40	79.0
ALP (Argila)	C	-18.96	23.46	0.42	82.0
ALP (Argila)	C	-20.09	24.59	0.43	85.2
ALP (Argila)	C	-21.21	25.71	0.45	88.4
ALP (Argila)	C	-22.34	26.84	0.47	91.6
ALP (Argila)	C	-23.40	27.90	0.48	94.6
ALP (Argila)	C	-24.40	28.90	0.50	97.4
ALP (Argila)	C	-25.40	29.90	0.51	100.2
ALP (Areia Argilosa)	NC	-26.37	30.87	8.98	1763.1
ALP (Areia Argilosa)	NC	-27.31	31.81	9.18	1802.5
ALP (Areia Argilosa)	NC	-28.24	32.74	9.38	1841.7
ALP (Areia Argilosa)	NC	-29.18	33.68	9.58	1880.7
ALP (Areia Argilosa)	NC	-30.12	34.62	9.78	1919.5
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31.06	35.56	9.97	1958.1
ALP (Areia Argilosa)	NC	-31.99	36.49	10.17	1996.6
ALP (Areia Argilosa)	NC	-32.93	37.43	10.36	2034.9
CDG (Areia Siltosa)	NC	-33.89	38.39	14.78	2902.2
CDG (Areia Siltosa)	NC	-34.87	39.37	15.03	2950.7
CDG (Areia Siltosa)	NC	-35.86	40.36	15.27	2998.8
CDG (Areia Siltosa)	NC	-36.84	41.34	15.52	3046.4
CDG (Areia Siltosa)	NC	-37.82	42.32	15.76	3093.7
CDG (Areia Siltosa)	NC	-38.80	43.30	15.99	3140.6
CDG (Areia Siltosa)	NC	-39.79	44.29	16.23	3187.1
CDG (Areia Siltosa)	NC	-40.77	45.27	16.47	3233.2
CDG (Areia Siltosa)	NC	-41.75	46.25	16.70	3279.0
CDG (Areia Siltosa)	NC	-42.73	47.23	16.93	3324.4
CDG (Areia Siltosa)	NC	-43.71	48.21	17.16	3369.5
CDG (Areia Siltosa)	NC	-44.70	49.20	17.39	3414.2
CDG (Areia Siltosa)	NC	-45.68	50.18	17.61	3458.7
CDG (Areia Siltosa)	NC	-46.66	51.16	17.84	3502.8
CDG (Areia Siltosa)	NC	-47.64	52.14	18.06	3546.6
CDG (Areia Siltosa)	NC	-48.63	53.13	18.28	3590.1
CDG (Areia Siltosa)	NC	-49.61	54.11	18.50	3633.3

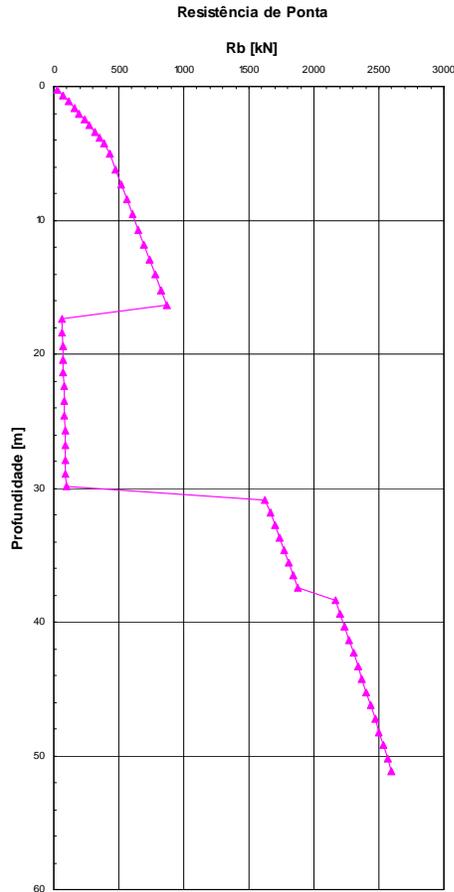


Figura 8. 89 – Resistência de ponta – variação em profundidade (Yasufuku et al)

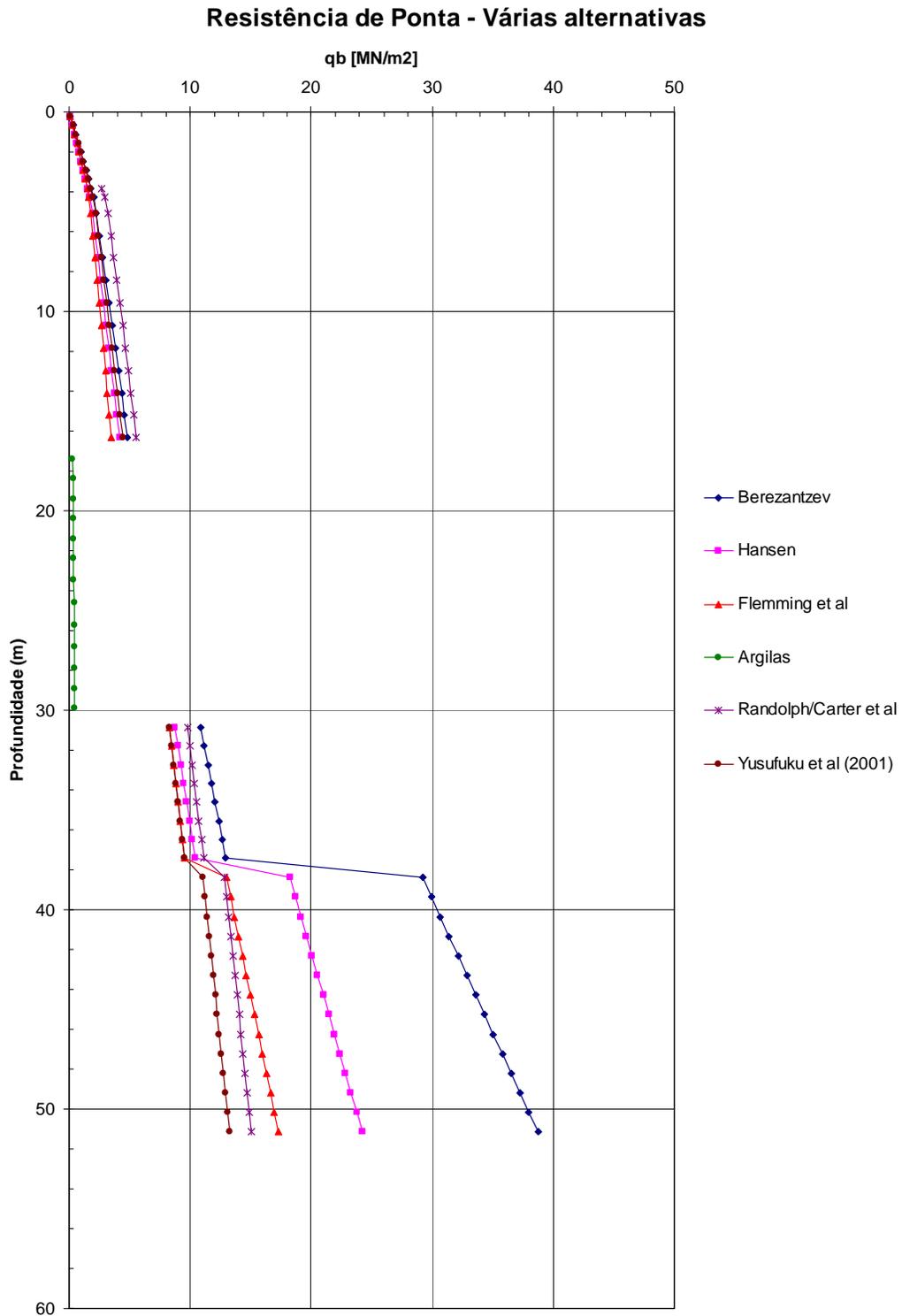


Figura 8. 90 – Comparação dos vários métodos

A resistência de ponta avaliada à profundidade de 47.23 metros é: $R_{b,cal} = 3324.4 \text{ kN}$.

Capítulo 9 – Estacas encastradas em rocha

9.1 – Introdução. Propriedades relevantes para o dimensionamento

No que concerne resistência a solicitações axiais de compressão, é sempre desejável que as estacas estejam assentes em material rochoso. Tal garantirá, a princípio, adequada resistência e assentamentos toleráveis.

No Capítulo 2 descrevem-se as características do material rochoso na região de Macau. Neste ponto repetem-se as propriedades das rochas necessárias para o dimensionamento e análise de fundações profundas.

Para o cálculo de capacidade resistente e de assentamentos são necessários os seguintes parâmetros:

- resistência à compressão da rocha (resistência uniaxial não confinada), q_u ;
- resistência à tracção, q_t ;
- parâmetros resistentes de Mohr-Coulomb (ϕ' ; c') ou de Hoek-Brown (m_b , s , a);
- resistência ao corte de fissuras.
- módulo de elasticidade da rocha intacta, E_R ;
- módulo de elasticidade da rocha *in situ*, E_M .

É necessário também conhecer os seguintes valores:

- RQD – “*Rock Quality Designation*”
- RMR_{89} – RMR, “*Rock Mass Rating*”, de acordo com Bieniawski (1989)
- GSI – “*Geological Strength Index*”

9.2 – Resistência de ponta

9.2.1 - Geral

A capacidade de carga da base de estacas depende do tipo de rocha, da resistência da rocha, da existência ou não e natureza das descontinuidades, da estratigrafia (se subjacente à rocha existem estratos mais brandos, espessura do estrato rochoso) e do método construtivo. A uma conjugação destes factores irá corresponder determinado mecanismo de colapso.

Em muitos casos, a rocha terá resistência suficiente para ser a resistência estrutural da estaca a determinar o dimensionamento.

9.2.2 – Rocha maciça

Para efeitos de cálculo da resistência, considera-se que a rocha é maciça se as descontinuidades que existirem não afectarem significativamente a resistência do maciço. Para espaçamentos de juntas superiores a cerca de 4 a 5 vezes o diâmetro da estaca, poder-se-á considerar que a rocha é maciça (Turner, 2006).

Para uma penetração da estaca na rocha de pelo menos 2 diâmetros da estaca (Wyllie, 1999), o modo de rotura será de punçoamento, como mostra a Figura 9.1.

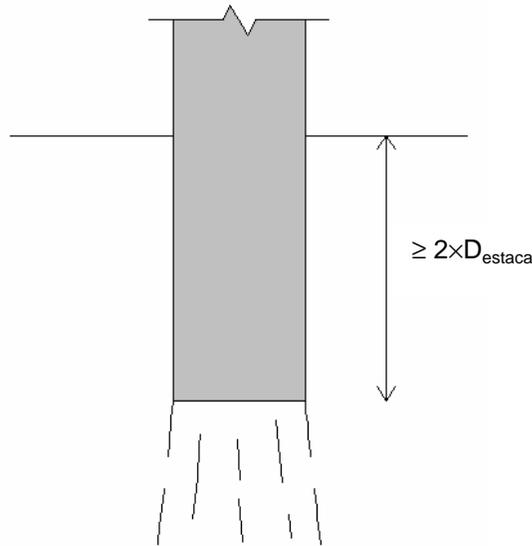


Figura 9.1 – Ruptura por punçoamento da base

Para pequena penetração da estaca, o mecanismo de ruptura consistirá em cunhas deslizantes (Figura 9.2).

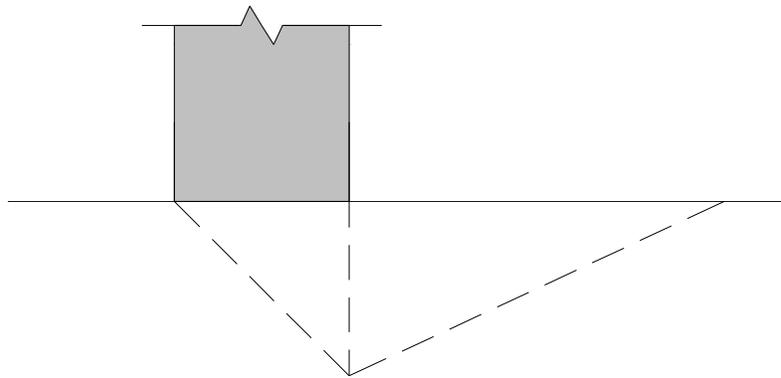


Figura 9.2 – Mecanismo de ruptura para estacas com pequena penetração na rocha

O'Neill e Reese (1999) recomendam a seguinte expressão para estacas com uma penetração mínima de $1,5 \times D_{estaca}$, obtida a partir dos resultados de estudos efectuados por Rowe e Armitage (1987b):

$$q_b = 2,5 \times q_u \quad (9.1)$$

em que q_u é, como anteriormente referido, a resistência à compressão uniaxial não confinada.

Para uma penetração na rocha inferior a um diâmetro de estaca, é recomendado que se limite a resistência de ponta a:

$$q_b = 2,0 \times q_u \quad (9.2)$$

9.2.3 – Maciço rochoso com diaclases verticais

O mecanismo de rotura será diferente consoante o padrão e natureza das diaclases. Diaclases são consideradas verticais se a sua inclinação relativamente ao plano horizontal fôr superior a 70°.

Se as diaclases forem abertas e o seu espaçamento fôr inferior ao diâmetro da estaca, situação ilustrada na Figura 9.3, a resistência corresponderá à resistência à compressão carotes, q_u .

$$q_b = q_u = 2 \times c \times \operatorname{tg} \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (9.3)$$

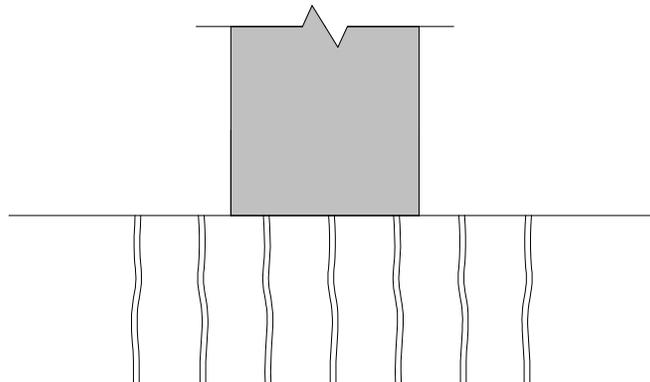


Figura 9.3 – Diaclases verticas abertas, com espaçamento inferior ao diâmetro da estaca

Para o caso de diaclases fechadas com espaçamento inferior ao diâmetro da estaca, o mecanismo de rotura é definido por superfícies de deslizamento. Turner (2006) cita a solução de Bell:

$$q_b = c \times N_c \times s_c + \frac{D_{estaca}}{2} \times \gamma \times N_\gamma \times s_\gamma + \gamma \times H \times N_q \times s_q \quad (9.4)$$

em que os factores de capacidade de carga têm as seguintes expressões (Figura 9.4):

$$N_c = 2 \times \sqrt{N_\phi} \times (N_\phi + 1) \quad (9.5)$$

$$N_\gamma = \sqrt{N_\phi} \times (N_\phi^2 - 1) \quad (9.6)$$

$$N_q = N_\phi^2 \quad (9.7)$$

$$N_\phi = tg^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (9.8)$$

Os factores de forma para secções circulares são os seguintes:

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \quad (9.9)$$

$$s_\gamma = 0,6 \quad (9.10)$$

$$s_q = 1 + tg \phi' \quad (9.11)$$

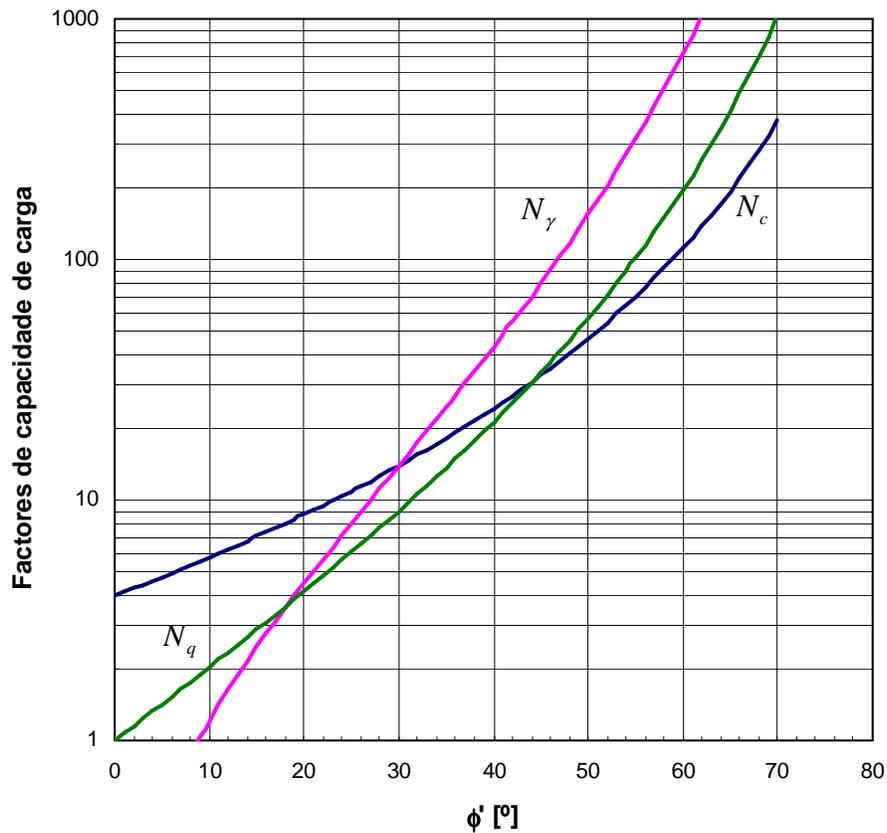


Figura 9.4 – Factores de capacidade de carga

Os valores de c' e ϕ' podem ser obtidos com recurso a correlações com os parâmetros de Hoek-Brown (m_b , s , a).

No caso de o espaçamento das diáclases ser superior ao diâmetro da estaca, situação representada na Figura 9.5, admite-se que pouca carga é transmitida através das diáclases verticais. A rotura ocorre por fracturação da rocha subjacente à base. Kulhawy & Goodman (1980), citando Bishnoi (1968), apresentam a seguinte expressão para estacas de secção circular:

$$q_b = J \times c' \times N_{cr} \quad (9.12)$$

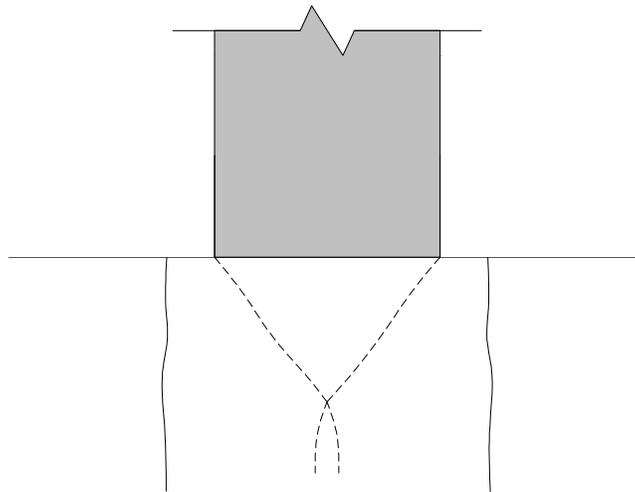


Figura 9. 5 – Rotura num maciço com diaclases verticais abertas ou fechadas, com espaçamento superior ao diâmetro da estaca.

em que J é um factor que tem em conta a influência do espaçamento das discontinuidades horizontais (H). Kulhawy & Goodman apresentam um gráfico com uma relação entre J e a razão H/D_{estaca} , em que H é o espaçamento de discontinuidades horizontais da rocha sob a base da estaca. Esta relação pode ser aproximada do modo seguinte:

para $H/D_{estaca} \leq 0,52$: $J = 0,41$ (9.13)

para $0,52 < H/D_{estaca} \leq 6,65$: $J = 0,515 \times \left(\frac{H}{D_{estaca}} \right)^{0,35}$ (9.14)

e para $H/D_{estaca} > 6,65$: $J = 1,0$ (9.15)

O factor de capacidade de carga, N_{cr} , é definido através da seguinte expressão:

$$N_{cr} = \frac{2 \times N_{\phi}^2}{1 + N_{\phi}} \times \cot g \phi' \times \left(\frac{S}{D_{estaca}} \right)^{\left(1 - \frac{1}{N_{\phi}} \right)} - N_{\phi} \times \cot g \phi' + 2 \times \sqrt{N_{\phi}} \quad (9.16)$$

em que N_{ϕ} pode ser obtido com a expressão (9.8) e S corresponde ao espaçamento entre fracturas verticais; c' pode ser obtida a partir dos parâmetros de Hoek-Brown. Turner (2006), citando Kulhawy e Goodman, refere que se poderá considerar, simplificadamente:

$$c' \approx 0,1 \times q_u \quad (9.17)$$

Os mesmos autores apresentam uma fórmula alternativa para N_{cr} , admitindo que nenhuma carga é transmitida através das fracturas verticais.

$$N_{cr} = \frac{2 \times N_{\phi}^{0,5}}{N_{\phi} - 1} \times \left[N_{\phi} \times \left(\frac{S}{D_{estaca}} \right)^{1 - \frac{1}{N_{\phi}}} - 1 \right] \quad (9.18)$$

9.2.4 – Maciço rochoso com diaclases inclinadas

A Figura 9.6 ilustra o caso de um maciço rochoso com diaclases inclinadas.

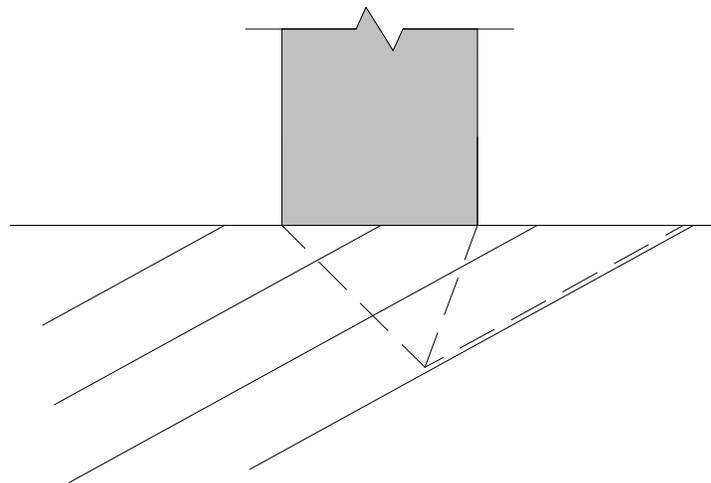


Figura 9. 6 – Rotura da base de uma estaca assente num maciço com diaclases inclinadas paralelas

São incluídos nesta categoria maciços com diaclases paralelas com uma inclinação relativamente ao plano horizontal entre 20° e 70°.

As discontinuidades constituem superfícies de deslizamento do mecanismo de rotura. Sendo a resistência das diaclases inferior à resistência da rocha maciça, as suas características resistentes (c' , ϕ') definem a capacidade de carga da fundação.

No caso de juntas fechadas (sem enchimentos), a coesão será nula e o corte mobilizado será função do ângulo de atrito da rocha e da rugosidade da interface.

A rugosidade da superfície é caracterizada pelas propriedades da asperidades, nomeadamente a sua inclinação relativamente ao plano de corte, i . A resistência ao corte da junta será então:

$$\tau = \sigma' \times tg(\phi' + i) \quad (9.19)$$

Wyllie (1999), citando Barton, apresenta a seguinte expressão:

$$\tau = \sigma' \times tg \left(\phi' + JRC \times \log_{10} \left(\frac{q_{u,j}}{\sigma'_n} \right) \right) \quad (9.20)$$

Em que $q_{u,j}$ é a resistência à compressão da rocha na fissura. σ'_n é a tensão efectiva normal à discontinuidade e JRC é o coeficiente de rugosidade da junta, podendo assumir os seguintes valores:

- Interface muito rugosa – JRC = 20
- Interface com ondulação suave, medianamente rugosa – JRC = 10
- Interface com ondulação muito suave, quase plana – JRC = 5

O termo $JRC \times \log_{10}(q_{u,j} / \sigma'_n)$ representa, portanto, o ângulo i . Note-se que à medida que a tensão normal aumenta, este termo diminui. No limite, em que a tensão actuante iguala a resistência da rocha, $\log_{10}(q_{u,j} / \sigma'_n)$, $i = 0$, situação que corresponde ao destacamento das asperidades.

Quando as juntas estiverem preenchidas com outros materiais, a sua resistência será inferior. Segundo Wyllie (1999), se a espessura de enchimento for superior a 25 a 50 % da amplitude das asperidades, haverá pouco contacto rocha-rocha, e a resistência ao corte será definida pelas características do material de enchimento.

A capacidade de carga pode ser determinada com recurso à expressão de Bell, adoptando-se os parâmetros resistentes da descontinuidade:

$$q_b = \frac{D_{estaca}}{2} \times \gamma \times N_\gamma \times s_\gamma + \gamma \times H \times N_q \times s_q \quad (9.21)$$

A componente coesiva é ignorada por se considerar esta contribuição duvidosa.

9.2.5 – Maciço com duas ou mais direcções de descontinuidades

A Figura 9.7 ilustra o caso de um maciço rochoso com duas direcções de descontinuidades. Estas definem o mecanismo de rotura.

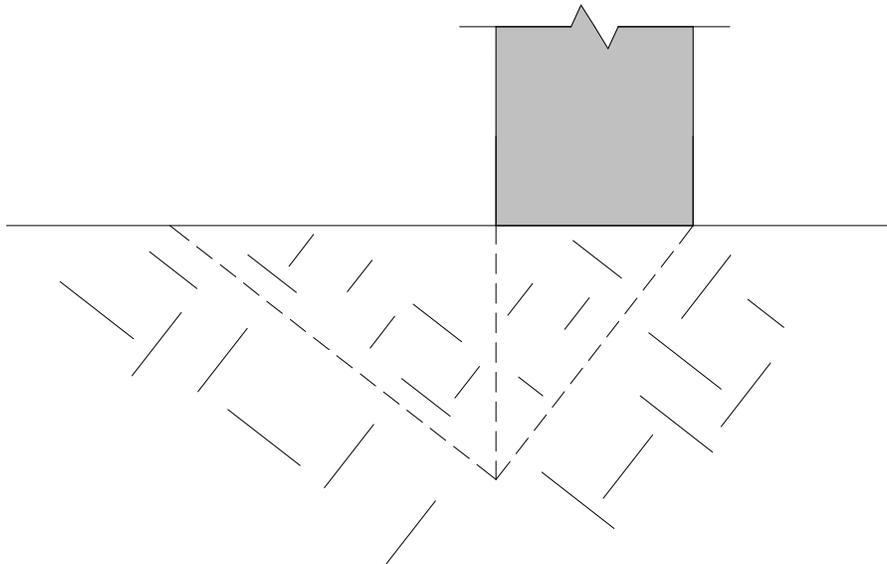


Figura 9.7 – Rotura na base de uma estaca, assente num maciço com duas direcções de descontinuidades

Apresentam-se seguidamente várias alternativas para o cálculo da resistência de ponta.

O modo de rotura consiste também na mobilização de cunhas deslizantes. Assim, a expressão de Bell pode, também neste caso, ser utilizada.

$$q_b = c \times N_c \times s_c + \frac{D_{estaca}}{2} \times \gamma \times N_\gamma \times s_\gamma + \gamma \times H \times N_q \times s_q \quad (9.4)$$

O cálculo dos coeficientes é semelhante ao anteriormente apresentado. Os valores de c' e ϕ' podem ser obtidos através de correlações com os parâmetros de Hoek-Brown (m_b , s , a).

Um método alternativo é baseado nas duas seguintes hipóteses (ver Figura 9.8)

- estado plano de deformação, o que para estacas circulares é do lado da segurança;
- a tensão horizontal que se desenvolve entre a cunha activa – cunha 1 – e a passiva – cunha 2 – equivale à tensão máxima correspondente ao critério de rotura de Hoek-Brown.

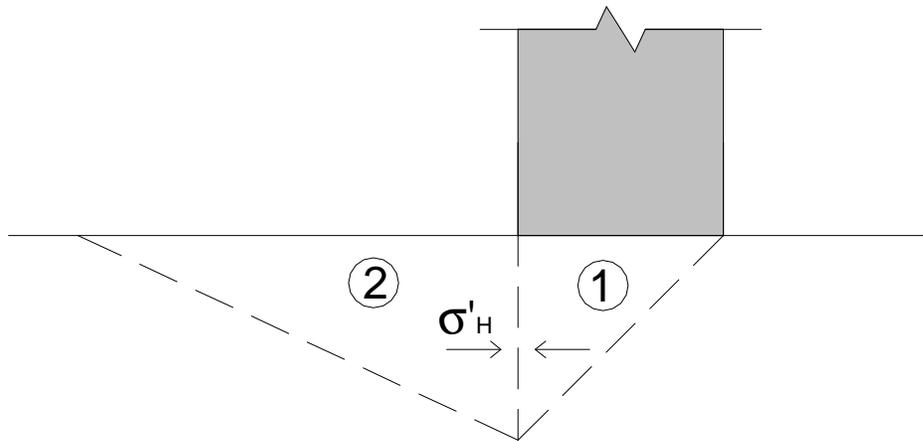


Figura 9. 8 – Mecanismo de rotura considerado. 1 – cunha activa; 2 – cunha passiva

Segundo o critério de Hoek-Brown:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + q_u \times \left(m_b \times \frac{\sigma'_3}{q_u} + s \right)^a \quad (9.22)$$

em que σ'_1 e σ'_3 são, respectivamente, a maior e menor tensões principais, q_u é a resistência à compressão uniaxial não confinada da rocha e m_b , s e a são os parâmetros resistentes de Hoek-Brown (Capítulo 2).

No caso da cunha 2, σ'_3 corresponderá à tensão efectiva vertical ao nível da superfície do maciço rochoso, σ'_{vr} . Substituindo na expressão 9.22, resulta:

$$\sigma'_H = \sigma'_{vr} + q_u \times \left(m_b \times \frac{\sigma'_{vr}}{q_u} + s \right)^a \quad (9.23)$$

Na cunha 1 a maior tensão principal corresponde à tensão na base da estaca, i.e., q_b . A menor tensão principal é σ'_H :

$$q_b = \sigma'_H + q_u \times \left[m_b \times \left(\frac{\sigma'_H}{q_u} \right) + s \right]^a \quad (9.24)$$

Caso se considere conservativamente $\sigma'_{vr} = 0$:

$$\sigma'_H = q_u \times s^a \quad (9.25)$$

$$q_b = q_u \times \left[s^a + \left(m_b \times s^a + s \right)^a \right] \quad (9.26)$$

Correlações com o GSI e RMR

Existem correlações entre os parâmetros de Hoek-Brown e os indicadores GSI e RMR. Este facto introduz a vantagem relativamente a outros métodos de a estimativa da capacidade resistente ser feita com base em relações com indicadores mais rigorosos do estado do maciço rochoso.

Do Capítulo 2:

$$\frac{m_b}{m_i} = e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14 \times D} \right)} \quad (9.27)$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3 \times D} \right)} \quad (9.28)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \times \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right) \quad (9.29)$$

em que:

- m_i é o valor do parâmetro m para rocha intacta; obtido a partir de ensaios triaxiais, ou, na falta destes, a partir de valores tabelados (Capítulo 2);

- D é o factor de perturbação; quando se utilizar equipamento de percussão para perfurar a rocha, dever-se-á considerar $D=1,0$; para furação de rocha por corte rotativo (pequena perturbação do maciço), será aceitável considerar D entre 0,5 e 0,8.

Para o caso do granito $m_i = 32$; se se considerar $\sigma'_{vr} = 0$ e se se limitar q_b a $2,5 \times q_u$, conforme recomendado por Rowe e Armitage (1987b), obtêm-se as variações com GSI e RMR_{89} expressas pelas Figuras 9.9 e 9.10.

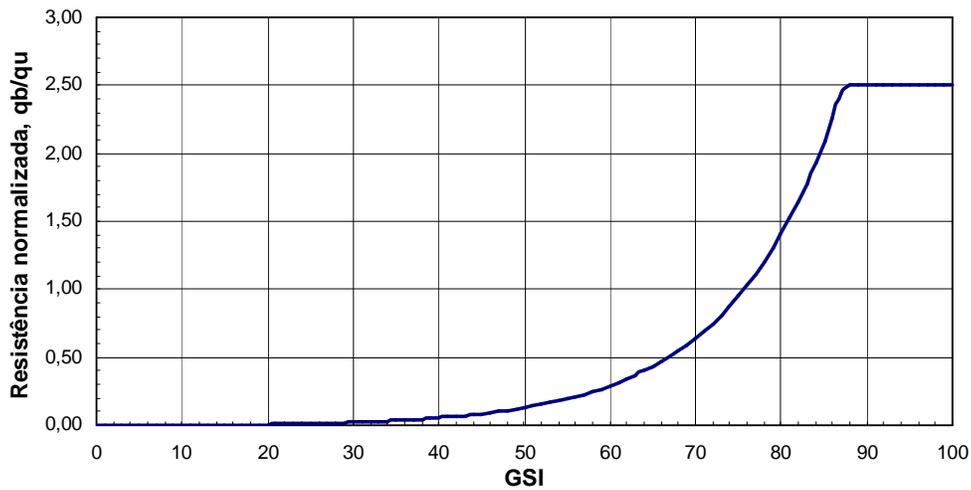


Figura 9. 9 – Capacidade de carga em função do GSI ($D = 1,0$)

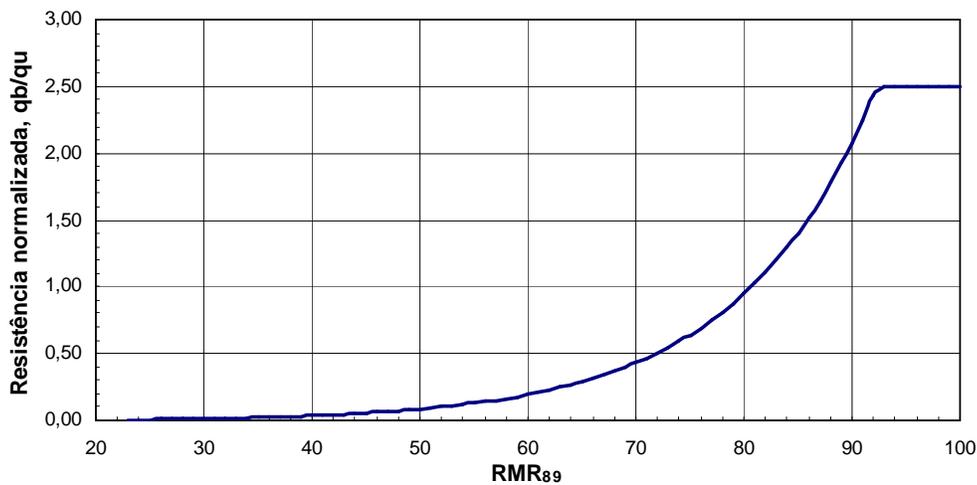


Figura 9. 10 – Capacidade de carga em função do RMR_{89} ($D = 1,0$)

9.2.6 – Outras expressões

9.2.6.1 – Proposta de Zhang & Einstein

Turner (2006) cita Zhang e Einstein, que, com base em resultados de 39 ensaios de carga, derivaram a seguinte correlação entre q_b e q_u :

$$q_b = a \times \sqrt{q_u} \quad (9.30)$$

a é um coeficiente cujo limite inferior é 3, limite superior é 6,6 e valor intermédio é 4,8.

9.2.6.2 – Método da Sociedade Canadiana de Geotecnia (CGS)

Este método é válido para as seguintes hipóteses (GEO No.1/2006):

- diaclases na rocha predominantemente horizontais;
- diâmetro da estaca: $D_{estaca} > 300\text{mm}$
- espaçamento mínimo entre diaclases: $c_d > 300\text{mm}$;
- largura das diaclases: $a_d < 5\text{mm}$ (aberturas sem enchimento) ou 25mm (fissuras preenchidas);
- $0,05 < \frac{c_d}{D_{estaca}} < 2$;
- $\frac{a_d}{c_d} \leq 0,02$

A resistência última é obtida com a seguinte expressão:

$$q_b = 3 \times q_u \times K_{sp} \times d \quad (9.31)$$

em que K_{sp} é um factor de capacidade de carga com a expressão

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{c_d}{D_{estaca}}}{10 \times \sqrt{1 + 300 \times \frac{a_d}{c_d}}} \quad (9.32)$$

e d é o factor de profundidade, com a expressão seguinte.

$$d = 1 + 0,4 \times \frac{L_s}{D_{estaca}} \leq 3,4 \quad (9.33)$$

9.3 – Resistência lateral

9.3.1 – Considerações gerais

Considera-se o critério de rotura de Mohr-Coulomb para quantificação da resistência lateral do sistema solo-estaca.

Tal como para os solos, o comportamento do sistema será linear até se atingir um determinado valor de pico da resistência lateral:

$$q_{l,pico} = c' + \sigma'_r \times tg \phi' \quad (9.34)$$

A estaca deslizará então relativamente à rocha – rotura na ligação estaca-rocha – e o atrito mobilizado na interface lateral diminuirá progressivamente com o deslocamento relativo até atingir um valor residual:

$$q_{l,res} = \sigma'_r \times tg \phi'_r \quad (9.35)$$

Perdida a adesão estaca-rocha, a contribuição coesiva desaparecerá. A diminuição do ângulo de atrito para o seu valor residual traduz a progressiva deterioração da rugosidade da interface com o deslizamento da estaca – destacamento das asperidades, i.e., “alisamento” da interface.

A tensão efectiva radial, σ'_r , é, de acordo com Wyllie (1999), mobilizada de duas formas:

- expansão radial da estaca carregada axialmente – efeito de Poisson;
- dilatância na interface estaca-rocha, resultante da rugosidade da mesma.

Dilatância mecânica (“mechanical dilation”) ocorre devido às condições geométricas da interface. Numa interface perfeitamente lisa, não ocorre dilatância mecânica (apenas dilatância elástica). Numa interface rugosa o deslocamento relativo vertical é acompanhado também por deslocamento normal ao plano de corte, o que provoca acréscimo de tensão radial. À medida que o deslocamento relativo prossegue, a interface vai-se deteriorando, dando-se o “alisamento” progressivo da interface, até a resistência lateral diminuir para o seu valor residual.

Distribuição de carga entre fuste e ponta

A distribuição de carga entre fuste e ponta é um problema que envolve vários factores: resistência da rocha (c' , ϕ'), rugosidade da interface (Ψ), rigidez do material da estaca (E_c), rigidez do fuste e da ponta (E_M) e tensão radial σ'_r .

Kulhawy e Goodman (1980) apresentam a seguinte expressão para a tensão radial mobilizada devido ao efeito de Poisson:

$$\sigma'_r = \frac{\nu_c}{(1-\nu_c) + (1+\nu_M) \times \frac{E_c}{E_M}} \times \sigma_y = Q \times \sigma_y \quad (9.36)$$

Na expressão anterior, E_c , ν_c , E_M e ν_M são, respectivamente, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson do material da estaca e da rocha; E_M corresponde à rocha *in situ*.

É habitual considerar para o coeficiente de Poisson da rocha: $\nu_M = 0,3$; σ'_y é a tensão axial numa secção da estaca à profundidade y relativamente à secção do topo do encastramento (Figura 9.11).

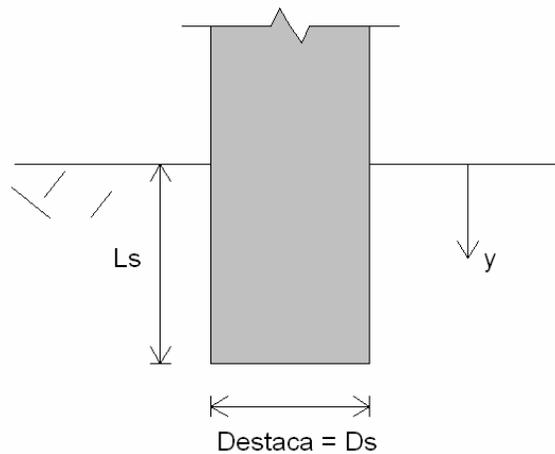


Figura 9. 11 – Nomenclatura utilizada

Esta formulação de Kulhawy e Goodman baseia-se na análise da expansão radial de uma cavidade cilíndrica de diâmetro D_s num meio elástico, isotrópico e homogéneo. A face do cilindro é considerada perfeitamente lisa ($\Psi = 0$).

A expressão permite avaliar a influência da rigidez relativa estaca-rocha na tensão efectiva radial mobilizada. A Figura 9.12 ilustra a variação do coeficiente Q da expressão 9.36 com a razão E_M/E_c .

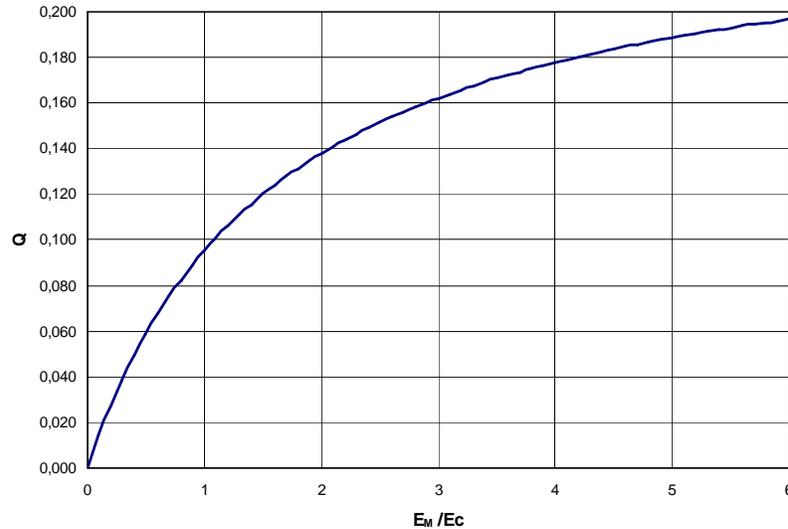


Figura 9. 12 - Variação da tensão efectiva radial com a razão E_M/E_c

Como foi descrito por Wyllie (1999), para valores mais elevados de E_M/E_c , o confinamento da estaca é maior e maiores tensões normais são mobilizadas na interface. Daqui resulta uma maior rigidez do fuste e, portanto, mais carga é transferida por atrito lateral.

Kulhawy e Goodman apresentam no mesmo artigo a seguinte expressão para a tensão axial na estaca a uma profundidade y , ignorando a contribuição coesiva para a resistência ao corte:

$$\sigma_y = \sigma_{total} \times \exp(-2 \times tg \phi \times Q \times y / a) \quad (9.37)$$

em que σ_{total} é a tensão axial na secção de topo do encastramento, isto é, correspondente à carga aplicada e a é o raio da estaca.

Com esta expressão pode-se estimar a percentagem de carga que é transmitida por atrito lateral em função de L_s/D_s e E_M/E_c . Nas Figuras 9.13 e 9.14 são representadas as curvas representativas do esforço axial instalado na estaca ao longo da profundidade do

encastramento para diferentes valores da razão E_M/E_c e do ângulo de atrito do maciço rochoso.

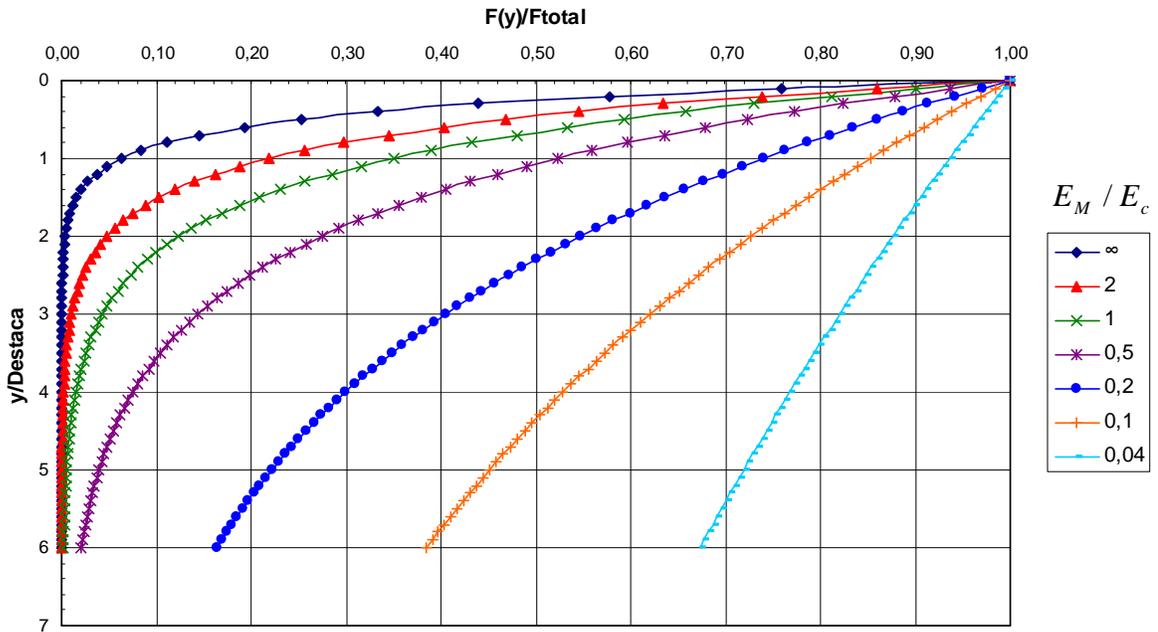


Figura 9. 13 – Carga instalada na estaca à profundidade y . Simulação de comportamento em fase elástica. $\phi' = 70^\circ$

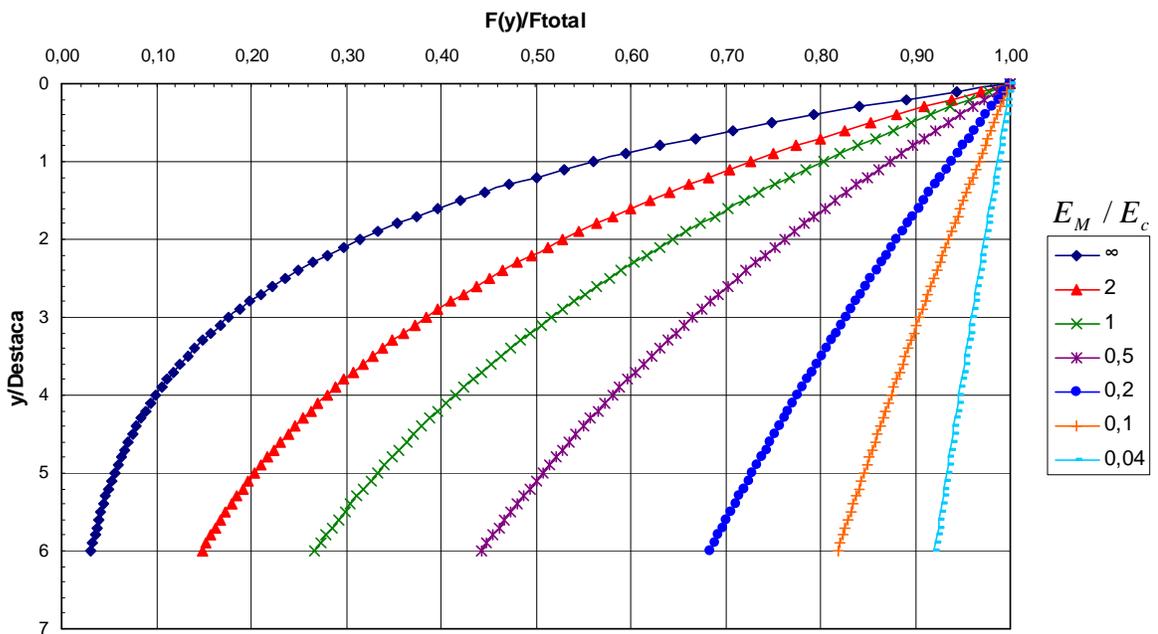


Figura 9. 14 - Carga instalada na estaca à profundidade y . Simulação do comportamento pós-pico. $\phi' = 30^\circ$

Apesar da sua simplicidade, esta proposta apresenta a desvantagem de não incluir na sua formulação a rigidez da base da estaca. Ainda assim, uma escolha adequada de ϕ' permite obter, com este método, uma evolução em profundidade das tensões instaladas na estaca similar à obtida com métodos mais rigorosos. Kulhawy e Goodman (1980) indicam valores de ϕ' de 70° e 30° para simular comportamento em fase elástica e pós-pico, respectivamente.

9.3.2 – Fórmulas para o cálculo da resistência atrítica

9.3.2.1 - Introdução

Admite-se um atrito lateral unitário uniforme ao longo do comprimento encastrado o que, sendo conveniente em termos de cálculo, não é realista, uma vez que, como pode ser observado nas Figuras anteriores, a transferência de carga para a rocha é maior na zona superior do fuste. Por exemplo, para um valor de E_r/E_c de 2, e um ângulo de atrito de 70° (para simular comportamento elástico), 78% da carga total é transferida para a rocha ao fim de um diâmetro de estaca de penetração.

Os vários métodos aqui apresentados consistem em correlações empíricas. Na maioria dos casos, relacionam a resistência atrítica com 1 ou 2 parâmetros, frequentemente a resistência à compressão axial não confinada da rocha, q_u , a rugosidade da interface e o módulo de elasticidade da rocha.

9.3.2.2 – Proposta de Williams e Pells (1981)

Williams e Pells (1981) apresentam a seguinte expressão:

$$q_l = \alpha \times \beta \times q_u \quad (9.38)$$

em que α é um factor de redução relacionado com q_u pela correlação:

$$\alpha = 0,5 \times q_u^{-0,5} \quad (9.39)$$

e β é um factor de correcção que tem em conta o grau de fracturação da rocha. Williams e Pells fornecem um gráfico onde se correlaciona β com o factor de massa, j , que é a razão entre o módulo de elasticidade da rocha *in situ*, E_M , e o da rocha intacta, E_R . No Capítulo 2 apresentaram-se várias alternativas para estimar estes parâmetros.

Tomlinson (1994), citando Williams e Pells, apresenta um gráfico em que correlaciona β com j . Uma aproximação razoável à curva apresentada é dada pela seguinte expressão:

$$\beta = \left(\frac{E_M}{E_R} \right)^{0,28} \quad (9.40)$$

Introduzindo as equações de α e β na expressão 9.38, obtém-se:

$$q_l = 0,5 \times \left(\frac{E_M}{E_R} \right)^{0,28} \times q_u^{0,5} \quad (9.41)$$

9.3.2.3 – Proposta de Rowe e Armitage (1987b)

Rowe e Armitage (1987b) apresentam correlações em função da rugosidade da interface. Esta é classificada, de acordo com Pells et al (1980), conforme indicado no Quadro 9.1.

Quadro 9.1 – Classes de rugosidade da interface estaca-rocha

Classe de rugosidade	Descrição
R1	Interface lisa. Ranhuras com profundidade inferior a 1 mm.
R2	Ranhuras com profundidades variáveis entre 1 e 4 mm, largura superior a 2 mm e espaçamentos entre 50 e 200 mm.
R3	Ranhuras com profundidades variáveis entre 4 e 10 mm, largura superior a 5mm e espaçamentos entre 50 e 200 mm.
R4	Ranhuras ou ondulações com profundidades superiores a 10 mm, largura superior a 10 mm e espaçamentos entre 50 e 200mm.

Para as classes de rugosidade R1, R2 e R3:

$$q_l = 0,45 \times q_u^{0,5} \quad (9.42)$$

Para a classe de rugosidade R4:

$$q_l = 0,60 \times q_u^{0,5} \quad (9.43)$$

O factor β é também aplicável a esta correlação.

9.3.2.4 – Proposta de Kulhawy e Phoon (1993)

A partir de bases de dados compiladas por vários autores, totalizando mais de 100 ensaios de carga, Kulhawy e Phoon (1993), citados por Turner (2006), apresentam a seguinte correlação:

$$\frac{q_l}{p_a} = C \times \sqrt{\frac{q_u}{2 \times p_a}} \quad (9.44)$$

em que p_a é a pressão atmosférica, expressa em MN/m^2 ($p_a = 0,1013 \text{ MN/m}^2$) e C toma os seguintes valores:

- C = 1: representa um limite inferior;
- C = 2: representativo da resistência média;
- C = 3: limite superior. Representativo de interfaces rugosas com ranhuras “artificiais”.

Tomando C = 2, obtém-se uma expressão idêntica à de Rowe e Armitage para classes de rugosidade R1, R2 e R3.

A consideração de C = 1 é recomendada por estes autores para efeitos de dimensionamento.

9.3.2.5 – Factores que podem influir na resistência lateral mobilizável

O facto de a maioria das metodologias disponíveis para a quantificação da resistência lateral se basearem num número pequeno de parâmetros constitui um espelho das suas limitações. Para além da resistência da rocha, q_u , outros parâmetros poderão influenciar significativamente a capacidade de transferência de carga por atrito lateral.

Rugosidade da interface

A rugosidade tem a seguinte influência:

- aumento da resistência de pico;
- aumento da resistência pós-pico;
- aumento da rigidez da estaca – redução de assentamentos.

Grau de alteração do maciço rochoso

O grau de alteração do maciço vai influir no módulo de elasticidade a considerar. Como foi anteriormente referido, este parâmetro tem papel importante no atrito mobilizado. Williams e Pells (1981) traduzem esta influência através do factor β . Na Figura 9.15 representam-se os valores obtidos de q_l com as três propostas apresentadas, em função da resistência à compressão uniaxial da rocha e do parâmetro j (no caso da expressão de Williams e Pells).

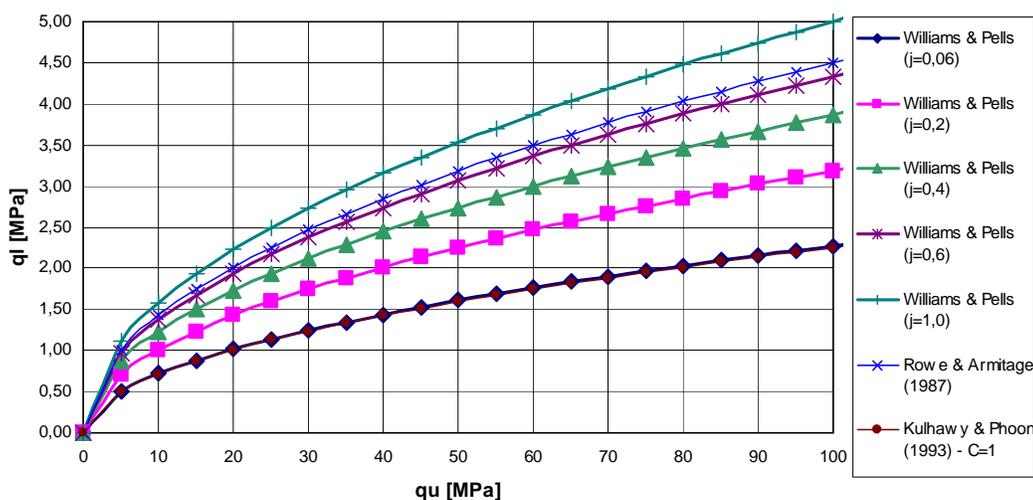


Figura 9. 15 – Valores da resistência atrítica obtida com as expressões anteriormente apresentadas.

Comparando as expressões anteriores, verifica-se o seguinte:

- os valores obtidos com a expressão de Rowe e Armitage (classes de rugosidade R1, R2 e R3) correspondem aproximadamente aos obtidos com a expressão de Williams e Pells para um valor de j de 0,68; aplicar β será, portanto, justificado, obtendo-se assim uma estimativa conservativa da capacidade de carga;
- considerando j igual a 0,06, obtêm-se valores com a expressão de Williams e Pells praticamente iguais aos fornecidos pela expressão de Kulhawy e Phoon, para $C = 1$; assim, confirma-se o carácter conservativo desta proposta, não sendo necessário neste caso aplicar o factor β .

Método construtivo

O tipo e a qualidade da construção têm impacto significativo na resistência mobilizável. Wyllie (1999) refere que detritos resultantes do processo construtivo podem ser facilmente removidos com recurso a jactos de água. Quando se utilizam lamas estabilizantes, como bentonite, o *cake* – membrana resultante da penetração de bentonite na rocha – é mais difícil de remover.

Costa (2005) cita Seidel e Collingwood (2001), que introduzem o factor redutor, η_c , da resistência lateral, função do processo construtivo e da qualidade de execução. Quanto menor for a perturbação provocada pelo processo construtivo maior será η_c , isto é, menor será a redução da resistência.

As lamas poliméricas não produzem o *cake*, pelo que a redução de qualidade da adesão estaca-rocha é menor comparativamente com lamas bentoníticas. O Quadro 9.2 indica valores de η_c para estes tipos de lamas e para escavações sem recurso a lamas de estabilização, tendo ainda em consideração a qualidade de execução.

Quadro 9. 2 – Factor redutor da resistência lateral devido ao processo construtivo e qualidade de execução, η_c

Método Construtivo	η_c	
	Execução de excelente qualidade com controlo de execução rigoroso (paredes laterais sem detritos)	Execução de fraca qualidade com controlo de execução pouco rigoroso (paredes laterais com detritos)
Escavação sem lamas de estabilização	1,0	0,3 – 0,9
Escavação com lamas bentoníticas	0,7 – 0,9	0,3 – 0,6
Escavação com lamas poliméricas	0,9 – 1,0	0,8

9.4 – Cálculo de assentamentos

9.4.1 – Considerações gerais

Assentamento refere-se, neste capítulo, ao assentamento ao nível da secção no topo do encastramento.

A relação carga-assentamento de estacas encastradas em rocha é não linear. Podem-se considerar três fases de comportamento:

1. em situações de serviço, o comportamento da estaca pode ser considerado aproximadamente linear; à medida que a carga aumenta, o atrito mobilizado ao longo do fuste vai aumentando, embora de forma não uniforme;
2. com o incremento de carga, o atrito lateral aumenta até ser atingida a resistência de pico; ultrapassada esta, dá-se perda da adesão entre a estaca e a rocha e há deslocamento relativo entre ambas; o atrito diminui então progressivamente até se atingir um valor residual; existe uma perda gradual de rigidez lateral (e, portanto, global); esta diminuição provoca o aumento da carga transmitida à ponta da estaca e a

relação carga-assentamento é não-linear; esta fase prolonga-se até o atrito ao longo de todo o fuste ter diminuído para o seu valor residual;

- na terceira fase, a rigidez do sistema corresponde à da base da estaca; no caso de estacas com apenas resistência lateral, esta fase corresponderá à rotura assintótica, isto é, o diagrama carga assentamento terá tangente horizontal (rigidez nula).

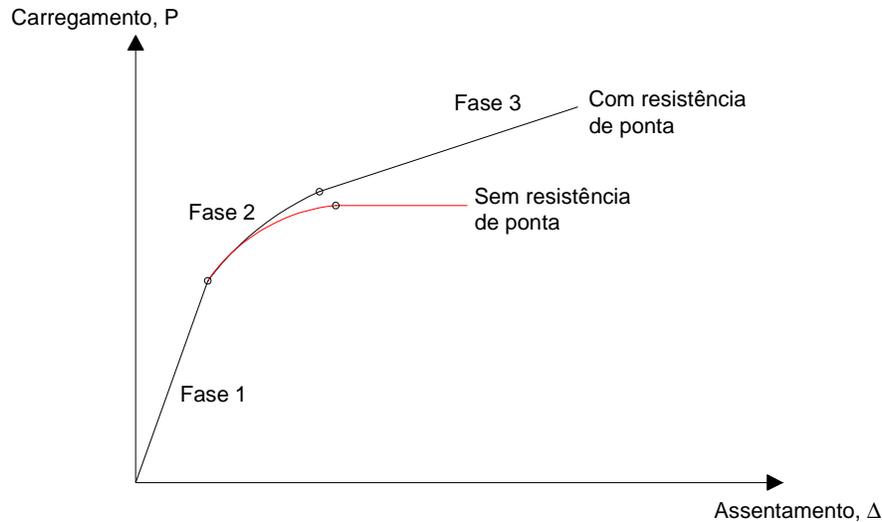


Figura 9. 16 – Diagrama carga-assentamento para uma estaca encastrada em rocha (com resistência de ponta)

Métodos numéricos permitem estimar a curva carga-assentamento (da secção superior do encastramento) de forma rigorosa (o rigor estará em concordância com a qualidade dos dados introduzidos na análise).

No presente texto apresentam-se métodos simplificados que permitem a estimativa do assentamento nas diferentes fases de comportamento anteriormente descritas.

9.4.2 – Proposta de Kulhawy e Carter

O'Neill e Reese (1999) e Turner (2006), citando Kulhawy e Carter, apresentam fórmulas para as fases elástica (fase 1) e de pós-rotura da adesão estaca-rocha em todo o comprimento do fuste – cedência total do fuste (fase 3). O método não retrata a fase de degradação progressiva da rigidez do encastramento (fase 2). Assume-se assim (conservativamente) um diagrama carga-assentamento bilinear.

Para cada uma destas fases são fornecidas fórmulas para as situações de transferência de carga apenas por atrito lateral e por atrito lateral e ponta.

A fórmula geral para ambas as situações (fases 1 e 3) é:

$$\Delta = \frac{F_{total}}{E_r \times D_s} \times I \quad (9.45)$$

Δ é o assentamento no topo do encastramento, E_r é o módulo de elasticidade da rocha adjacente ao fuste e I é o coeficiente de influência do assentamento elástico. As expressões para I são as seguintes:

Resistência atrítica apenas:

$$I = \frac{1}{\pi} \times \frac{2}{\mu \times D_s} \times \frac{E_r}{E_c} \times \frac{\cosh(\mu \times L_s)}{\sinh(\mu \times L_s)} \quad (9.46)$$

Resistência atrítica e de ponta:

$$I = 4 \times (1 + \nu_r) \times \frac{1 + \frac{8 \times \operatorname{tgh}(\mu \times L_s) \times L_s}{\pi \times \lambda \times (1 - \nu_b) \times \xi \times \mu \times L_s \times D_s}}{\frac{4}{(1 - \nu_b) \times \xi} + \frac{4 \times \pi \times \operatorname{tgh}(\mu \times L_s) \times L_s}{\zeta \times \mu \times L_s \times D_s}} \quad (9.47)$$

A carga transmitida por ponta é:

$$\frac{P_b}{P_{total}} = \frac{\left(\frac{4}{1 - \nu_b}\right) \times \frac{1}{\xi} \times \frac{1}{\cosh(\mu \times L_s)}}{\left(\frac{4}{1 - \nu_b}\right) \times \frac{1}{\xi} + \frac{2 \times \pi}{\zeta} \times \frac{2 \times L_s}{D_s} \times \frac{\operatorname{tgh}(\mu \times L_s)}{\mu \times L_s}} \quad (9.48)$$

Os subscritos r e b referem-se, respectivamente, à rocha adjacente ao fuste e a subjacente à base da estaca.

Os coeficientes são obtidos com as seguintes expressões:

$$\zeta = \ln \left[5 \times (1 - \nu_r) \times \frac{L_s}{D_s} \right] \quad (9.49)$$

$$G_r = \frac{E_r}{2 \times (1 + \nu_r)} \quad (9.50)$$

$$G_b = \frac{E_b}{2 \times (1 + \nu_b)} \quad (9.51)$$

$$\lambda = \frac{E_c}{G_r} \quad (9.52)$$

$$\xi = \frac{G_r}{G_b} \quad (9.53)$$

$$\mu \times L_s = \sqrt{\frac{2}{\zeta \times \lambda}} \times \frac{2 \times L_s}{D_s} \quad (9.54)$$

As expressões para a 3ª fase passam a ser seguidamente apresentadas.

Resistência atrítica apenas:

$$w_c = F_1 \times \left(\frac{P_{total}}{\pi \times E_r \times D_s} \right) - F_2 \times D_s \quad (9.55)$$

$$F_1 = a_1 \times (\lambda_2 \times D_s \times C_2 - \lambda_1 \times D_s \times C_1) - 4 \times a_3 \quad (9.56)$$

$$F_2 = a_2 \times \frac{c}{E_r} \quad (9.57)$$

$$C_1 = \frac{\exp[\lambda_2 \times L_s]}{\exp[\lambda_2 \times L_s] - \exp[\lambda_1 \times L_s]} \quad (9.58)$$

$$C_2 = \frac{\exp[\lambda_1 \times L_s]}{\exp[\lambda_2 \times L_s] - \exp[\lambda_1 \times L_s]} \quad (9.59)$$

$$\lambda_1 = \frac{-\beta + \sqrt{\beta^2 + 4 \times \alpha}}{2 \times \alpha} \quad (9.60)$$

$$\lambda_2 = \frac{-\beta - \sqrt{\beta^2 + 4 \times \alpha}}{2 \times \alpha} \quad (9.61)$$

$$\alpha = a_1 \times \frac{E_c}{E_r} \times \frac{D_s^2}{4} \quad (9.62)$$

$$\beta = a_3 \times \frac{E_c}{E_r} \times D_s \quad (9.63)$$

$$a_1 = (1 + \nu_c) \times \zeta + a_2 \quad (9.64)$$

$$a_2 = \left[(1 - \nu_c) \times \frac{E_r}{E_c} + (1 + \nu_r) \right] \times \left(\frac{1}{2 \times \text{tg } \phi \times \text{tg } \psi} \right) \quad (9.65)$$

$$a_3 = \frac{\nu_c}{2 \times \text{tg } \psi} \times \frac{E_r}{E_c} \quad (9.66)$$

em que:

- c – coesão residual na interface estaca-rocha após cedência;
- Ψ - ângulo de dilatação na interface; função da rugosidade da superfície de contacto; para estacas executadas com recurso a corte rotativo, poder-se-á adoptar um valor de 5° ; quando a qualidade de execução for pobre, dever-se-á considerar $\Psi = 0^\circ$.

O'Neill e Reese (1999) apresentam as seguintes correlações empíricas:

$$c = 0,1 \times P_a \times \left(\frac{q_u}{P_a} \right)^{0,67} \quad (9.67)$$

$$\text{tg } \phi \times \text{tg } \psi = 0,001 \times \left(\frac{q_u}{P_a} \right)^{0,67} \quad (9.68)$$

Resistência atrítica e de ponta:

$$w_c = F_3 \times \left(\frac{P_{total}}{\pi \times E_r \times D_s} \right) - F_4 \times D_s \quad (9.69)$$

$$F_3 = a_1 \times (\lambda_1 \times D_s \times C_3 - \lambda_2 \times D_s \times C_4) - 4 \times a_3 \quad (9.70)$$

$$F_4 = \left[1 - a_1 \times \left(\frac{\lambda_1 - \lambda_2}{D_4 - D_3} \right) \times D_s \right] \times a_2 \times \frac{c}{E_r} \quad (9.71)$$

$$C_3 = \frac{D_3}{D_4 - D_3} \quad (9.72)$$

$$C_4 = \frac{D_4}{D_4 - D_3} \quad (9.73)$$

$$D_3 = \left[\pi \times (1 - \nu_b^2) \times \frac{E_r}{E_b} + 4 \times a_3 + a_1 \times \lambda_2 \times D_s \right] \times e^{\lambda_2 \times L_s} \quad (9.74)$$

$$D_4 = \left[\pi \times (1 - \nu_b^2) \times \frac{E_r}{E_b} + 4 \times a_3 + a_1 \times \lambda_1 \times D_s \right] \times e^{\lambda_1 \times L_s} \quad (9.75)$$

A carga transmitida por ponta é:

$$\frac{F_b}{F_{total}} = P_3 + P_4 \times \left(\frac{\pi \times D_s^2 \times c}{F_{total}} \right) \quad (9.76)$$

$$P_3 = a_1 \times (\lambda_1 - \lambda_2) \times D_s \times \frac{\exp[(\lambda_1 + \lambda_2) \times L_s]}{D_4 - D_3} \quad (9.77)$$

$$P_4 = a_2 \times \frac{\exp[\lambda_2 \times D_s] - \exp[\lambda_1 \times L_s]}{D_4 - D_3} \quad (9.78)$$

9.4.3 – Método de Rowe e Armitage (1987a)

Estes autores apresentam, com base em estudos numéricos, gráficos que permitem construir o diagrama carga-assentamento, incluindo as três fases anteriormente descritas: fase elástica; cedência progressiva do fuste; cedência total do fuste.

As soluções apresentadas baseiam-se nas seguintes hipóteses:

- a rotura ocorre na interface estaca-rocha;
- o atrito mobilizado na interface é constante ao longo do fuste, correspondendo à média do atrito lateral determinado através de cálculo ou de ensaios de carga;

- a rocha adjacente à estaca é homogênea, com um módulo de elasticidade *in situ* E_r e coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$;
- a rocha subjacente à base da estaca é homogênea, com um módulo de deformabilidade *in situ* E_b e coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$.

Na exposição que se segue utiliza-se a notação utilizada por Rowe e Armitage para que haja conformidade com a notação utilizada nos gráficos, apresentados em anexo. Assim:

$Q_b = R_b$ – resistência da base, kN.

$Q_l = R_l$ – resistência lateral, kN.

$Q_t = Q_{total} = Q_b + Q_l$, kN.

E_p – módulo de elasticidade do material da estaca.

A fórmula geral é:

$$\Delta = \frac{F_{total}}{E_r \times D_s} \times I \quad (9.79)$$

No Anexo 9.1 são fornecidos gráficos para diferentes valores de E_b/E_r e E_p/E_r . Em cada gráfico, I é obtido em função de Q_b/Q_{total} e L_s/D_s .

A sequência de cálculo pode ser descrita da seguinte forma:

a) para determinado valor de L_s/D_s , obtém-se os valores de Q_b/Q_{total} e I correspondentes à situação de cedência total ($\tau_{av}/q_1 = 1$, linha a tracejado), $(Q_b/Q_{total})_y$ e I_y ;

b) em cedência, a carga transferida por atrito lateral é: $Q_l = \pi \times D_s \times L_s \times q_1$;

c) Sabe-se que $\frac{Q_b}{Q_{total}} = \frac{Q_{total} - Q_l}{Q_{total}} = 1 - \frac{Q_l}{Q_{total}}$;

d) a carga que provoca cedência da totalidade do fuste pode ser assim estimada:

$$F_y = (Q_{total})_y = \frac{Q_l}{1 - \left(\frac{Q_b}{(Q_{total})_y} \right)} \quad (9.80)$$

e) o assentamento correspondente é obtido com a expressão:

$$\Delta_y = \frac{F_y}{E_r \times D_s} \times I_y \quad (9.81)$$

f) para situações de cedência parcial ($\tau_{av}/q_l < 1$, também incluídas nos gráficos com linhas tracejadas), o procedimento será análogo; para os valores de L_s/D_s e τ_{av}/q_l , obtém-se I; o atrito lateral mobilizado será agora: $(Q_l)_{py} = (\tau_{av}/q_l) \times \pi \times D_s \times L_s \times q_l$;

g) a carga total aplicada que mobiliza este atrito lateral é:

$$F_{py} = (Q_{total})_{py} = \frac{(Q_l)_{py}}{1 - \left(\frac{Q_b}{(Q_{total})_{py}} \right)} \quad (9.82)$$

h) o assentamento correspondente é:

$$\Delta_{py} = \frac{F_{py}}{E_r \times D_s} \times I_{py} \quad (9.83)$$

i) para o cálculo de assentamentos em fase elástica o procedimento é em tudo semelhante, sendo apenas necessário considerar a linha a tracejado correspondente a esta fase;

j) para a 3ª fase de comportamento – pós-cedência total do fuste, i.e. $F = Q_{total} > F_y$ – é admitido que a carga transferida por atrito lateral se mantém constante. Assim:

$$\frac{Q_b}{Q_{total}} = 1 - \frac{\pi \times D_s \times L_s \times q_l}{Q_{total}} \quad (9.84)$$

Com L_s/D_s e Q_b/Q_{total} , obtém-se a partir dos gráficos o valor de I, a partir do qual se calcula o assentamento correspondente.

9.5 – Exemplo de cálculo

Exemplifica-se seguidamente a análise de uma estaca de 1,5 metros de diâmetro em betão B40 ($f_{cd} = 21,3$ MPa; $E_{cm} = 32,5$ GPa), sendo $N_{Rd} = 32$ MN.

Os dados da rocha limitam-se ao RQD e a q_u (91 ensaios de compressão axial). Estes ensaios foram realizados pelo Laboratório de Engenharia Civil de Macau no âmbito da execução da obra “Parque de Estacionamento Subterrâneo e Zona Comercial do Novo Terminal Marítimo da Taipa”.

Quadro 9. 3 – Análise estatística (91 ensaios)

	RQD [%]	q_u [MPa]
Mínimo	0,60	11,20
Máximo	1,00	164,20
Média	0,88	100,27
σ	0,12	33,96
COV	0,14	0,34
kn,extremo	1,65	1,65
$X_{k,0.05}$	0,67	44,18
X_{d}		31,56

O valor de cálculo de q_u foi obtido considerando um coeficiente parcial de segurança de 1,4.

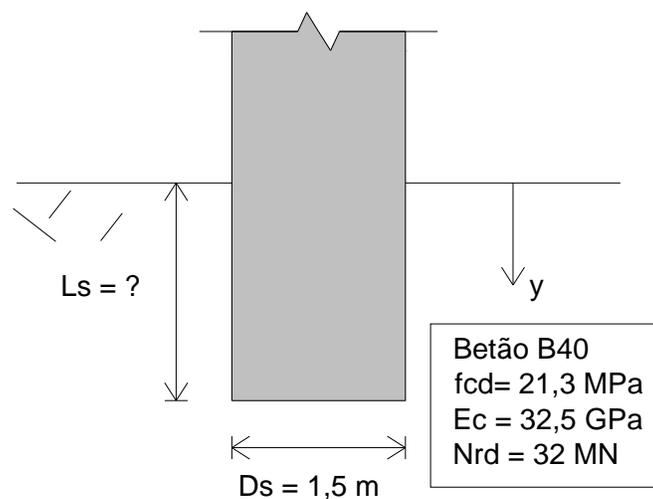


Figura 9. 17 – Dados referentes à estaca em estudo

Com base nestes parâmetros estimou-se o RMR_{89} e o GSI.

Quadro 9. 4 – Quantificação do RMR_{89} e do GSI (Capítulo 2)

Categoria	Pontuação	Notas
A.1	4	
A.2	13	
A.3	5	Admitido
A.4	20	Admitido
A.5	7	
B	-7	Admitido
RMR_{89}	42	
GSI	37	

Foi assim possível estimar j e E_M . Adoptando as correlações de Hoek e Diederichs (Capítulo 2 – versão não simplificada), admitindo $D = 1,0$ e $GSI = 37$, obtém-se $E_M = 162$ MPa; $E_R = 4,6$ GPa ($j = 0,035$).

Os valores característicos dos parâmetros mecânicos de Mohr-Coulomb são (Capítulo 2):

- $c = 1,171$ MPa;
- $\phi' = 18,56^\circ$.

Resistência de ponta

As várias propostas fornecem os valores resumidos no Quadro 9.5.

Quadro 9. 5 – Comparação de diversas propostas para a resistência de ponta (valores característicos e de cálculo)

Proposta	$q_{b,k}$ [MN/m^2]	$q_{b,d}$ [MN/m^2]
Solução de Bell assumindo penetração nula – $H = 0$ (expressão (9.4))	13,98	10
“Cunhas deslizantes” admitindo estado plano de deformação (expressão (9.26))	1,84	1,31
Zhang & Einstein, admitindo $a = 3$ (expressão (9.30))	19,94	16,9

Os valores obtidos com a expressão (9.26) parecem algo conservativos, quando comparados com as outras propostas. O método de Zhang e Einstein é baseado em

correlações com ensaios de carga, e os valores calculados correspondem ao limite inferior proposto por estes autores. Adoptando esta proposta obtém-se:

- $q_{b,k} = 19,94 \text{ MN/m}^2$; $R_{b,k} = 35237,62 \text{ kN}$;
- $q_{b,d} = 16,85 \text{ MN/m}^2$; $R_{b,d} = 29782,57 \text{ kN}$.

Resistência lateral

Fazendo referência à Figura 9.15, utiliza-se a proposta de Kulhawy e Phoon ($C = 1$). A resistência lateral será então: $q_{l,k} = 1,49 \text{ MN/m}^2$; $q_{l,d} = 1,26 \text{ MN/m}^2$.

Os valores de cálculo da resistência são apresentados para diferentes valores do comprimento do encastramento.

Quadro 9. 6 – Resistência lateral e de ponta em função do comprimento do encastramento

Lemb [m]	RI,d [kN]	Rb,d [kN]
1,5	8906,4	29776,4
2	11875,2	29776,4
2,5	14844,0	29776,4
3	17812,8	29776,4
3,5	20781,6	29776,4
4	23750,4	29776,4
4,5	26719,2	29776,4

Análise de assentamentos

Adopta-se um comprimento de encastramento de 3 metros. Utilizando as expressões de Kulhawy e Carter e admitindo-se dilatação nula e coesão residual na interface de 0,592 MPa (equação 9.67), os resultados são os apresentados nas Figuras 9.17 (valores característicos) e 9.18 (valores de cálculo).

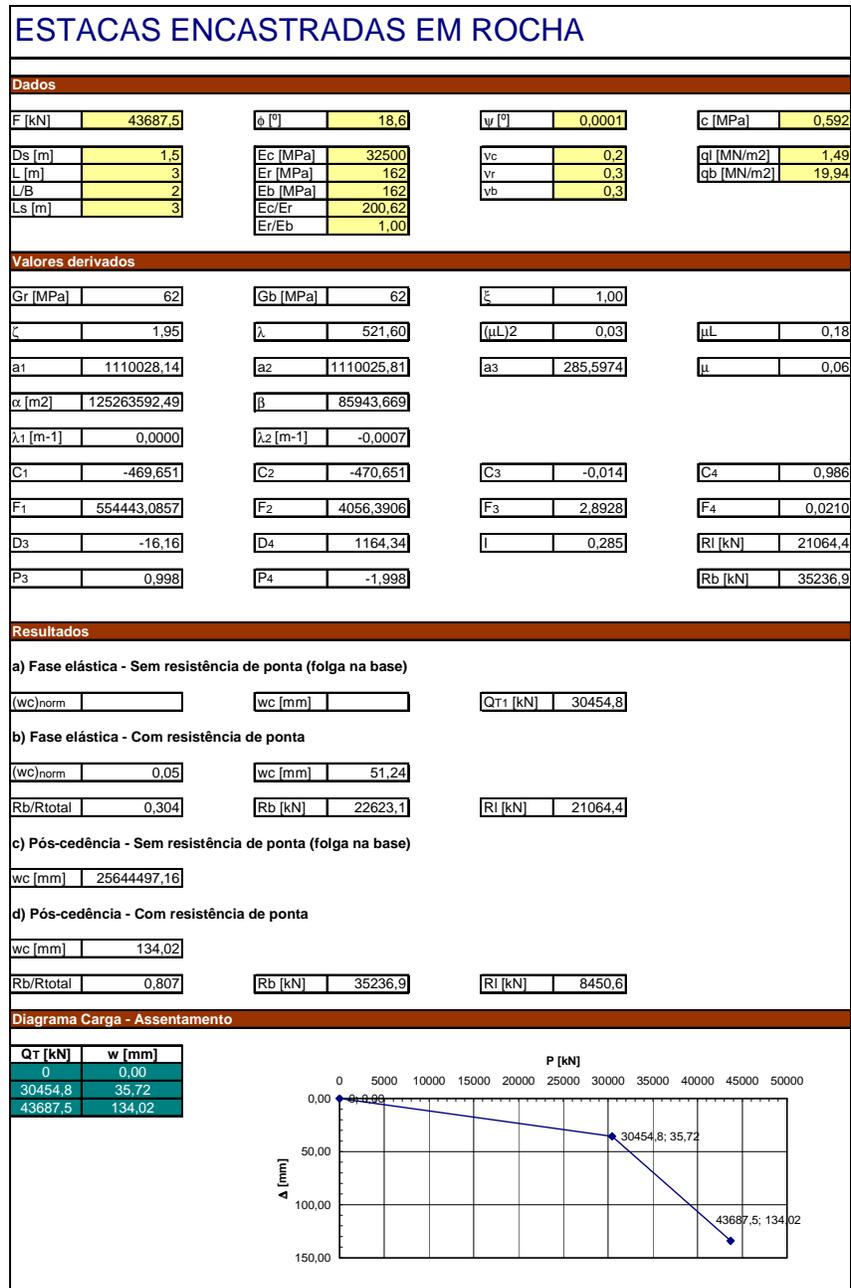


Figura 9. 18 – Cálculo de assentamentos (valores característicos da resistência)

Após cedência há um decréscimo da resistência lateral para o seu valor residual (8450,6 kN). A resistência de característica é assim: $R_{c,k} = 43687,5$ kN (assentamento de 134 mm). O assentamento correspondente à cedência é de 35,7 mm.

O valor de cálculo da resistência é obtido da mesma forma (Figura 9.18): $R_{c,d} = R_{b,d} + R_{l,d} = 29776,4 + 8439,3 = 38215,7$ kN.

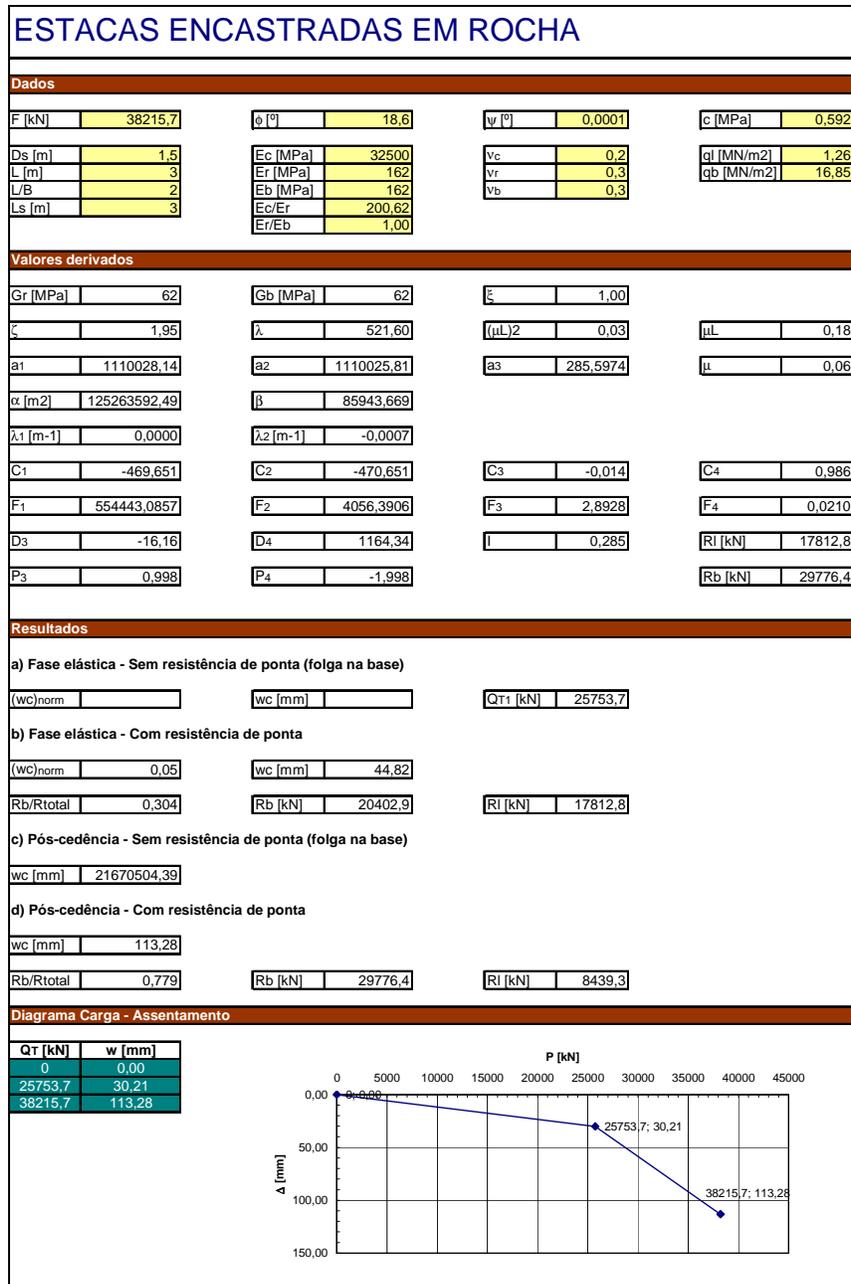


Figura 9. 19– Cálculo de assentamentos (valores de cálculo da resistência)

Utilizando o método de Rowe e Armitage, os valores dos assentamentos obtidos (calculados com base em valores de cálculo) são (gráficos em que $E_p/E_r = 250$; $E_b/E_r = 1.0$): $F_y = 25446,9 \text{ kN} - \Delta \approx 25,66 \text{ mm}$; $F = 38215,7 \text{ kN} - \Delta \approx 66,84 \text{ mm}$. A diferença deste último valor relativamente ao obtido através do método de Kulhawy e Carter deriva de não se ter considerado o decréscimo do atrito ao longo do fuste para valores residuais, uma vez que o método admite comportamento elasto-plástico. Se se adoptar

conservativamente a resistência residual apenas, ignorando a resistência lateral de pico, obtém-se: $F_y = 12056,2 \text{ kN} - \Delta \approx 17,36 \text{ mm}$; $F = 38215,7 \text{ kN} - \Delta \approx 83,4 \text{ mm}$.

O utilização do método de Rowe e Armitage está sujeita a erros devido ao facto de se obter o assentamento a partir da leitura de gráficos, o que induzirá a erros. Além do mais, os gráficos não cobrem todas as situações sendo necessário efectuar interpolações.

Quanto aos resultados, caberá aos projectistas (quando não imposto pelas Normas relevantes) definir para o estado limite último e para o estado limite de utilização os assentamentos máximos admissíveis.

Em termos unicamente de capacidade de carga, a resistência estrutural determina o dimensionamento, uma vez que está limitada a 32 MN.

O assentamento para esta carga, calculado considerando parâmetros de cálculo, é de 89,7 mm, correspondente a 6 % do diâmetro da estaca.

9.6 – Observações

Neste capítulo apresentaram-se várias alternativas para o cálculo da capacidade e de assentamentos de estacas moldadas encastradas em rocha. Deve-se sublinhar que o objectivo não é indicar a “melhor fórmula” ou “fórmula que fornece resultados mais precisos”.

Pelo contrário, pretende-se, por um lado, expor a base racional das diferentes propostas conhecidas e, por outro, salientar os vários factores que influenciam significativamente o comportamento destas estacas, tanto no que se refere às condições da rocha (grau de alteração, resistência da rocha intacta, existência ou não de descontinuidades, espaçamento e orientação destas, etc) como ao processo construtivo.

Neste aspecto, o método alternativo apresentado em 9.2.5 (expressões 9.23 a 9.26) é promissor, na medida em que se baseia directamente no GSI e no critério de rotura de Hoek-Brown. Para mais, o GSI, embora seja um indicador bastante mais preciso do que, por exemplo, o q_u ou o RQD, requer bastante cuidado na sua determinação, implicando a disponibilidade de informação que em obras correntes poderá não estar disponível.

Fórmulas baseadas em correlações - como as fórmulas de Zhang e Einstein e CGS para a resistência de ponta, e os três métodos aqui apresentados para a resistência lateral – consideram estes factores de forma implícita, uma vez que foram derivadas a partir de resultados de ensaios de carga de estacas instaladas numa variedade de rochas com diferentes características e com métodos de execução diferentes.

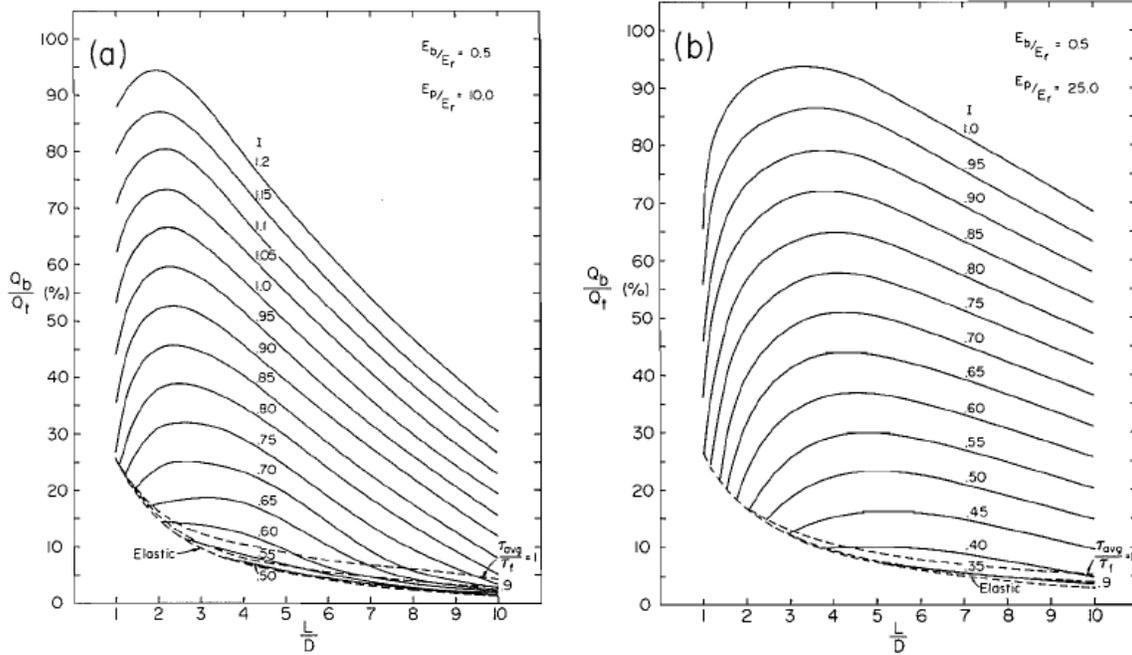
Note-se que existe, para todas as correlações, bastante dispersão de resultados nas bases de dados das quais se derivaram estas fórmulas. Tome-se como exemplos os métodos de Zhang e Einstein (para a resistência de ponta) e o de Kulhawy e Carter (para a resistência lateral). Em ambos os métodos apresentam-se três expressões: um limite superior, um limite inferior e uma expressão que traduz a média dos valores obtidos.

Mais uma vez, sublinha-se a importância da análise de assentamentos. De facto, sem esta é difícil fazer uma avaliação ou sequer fazer uma ideia do desempenho da fundação.

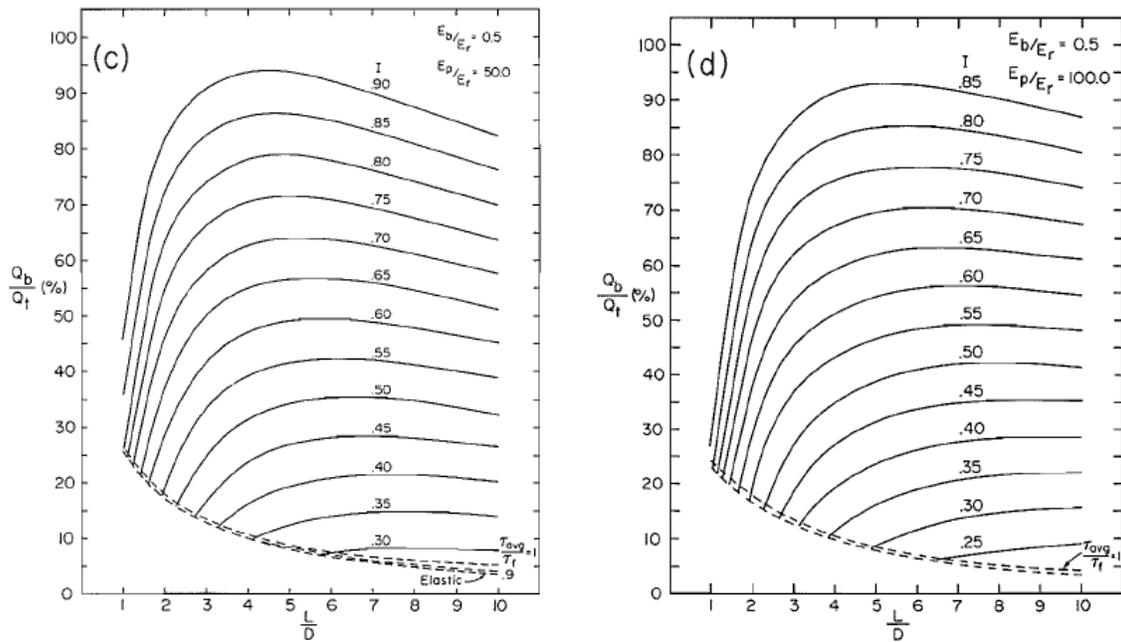
O exemplo apresentado foi efectuado com base em coeficientes parciais de segurança. Indicam-se no entanto, como referência, os factores globais de segurança tipicamente utilizados nos métodos clássicos de dimensionamento:

- resistência lateral: FS = 2,5
- resistência de ponta: FS = 3,0.

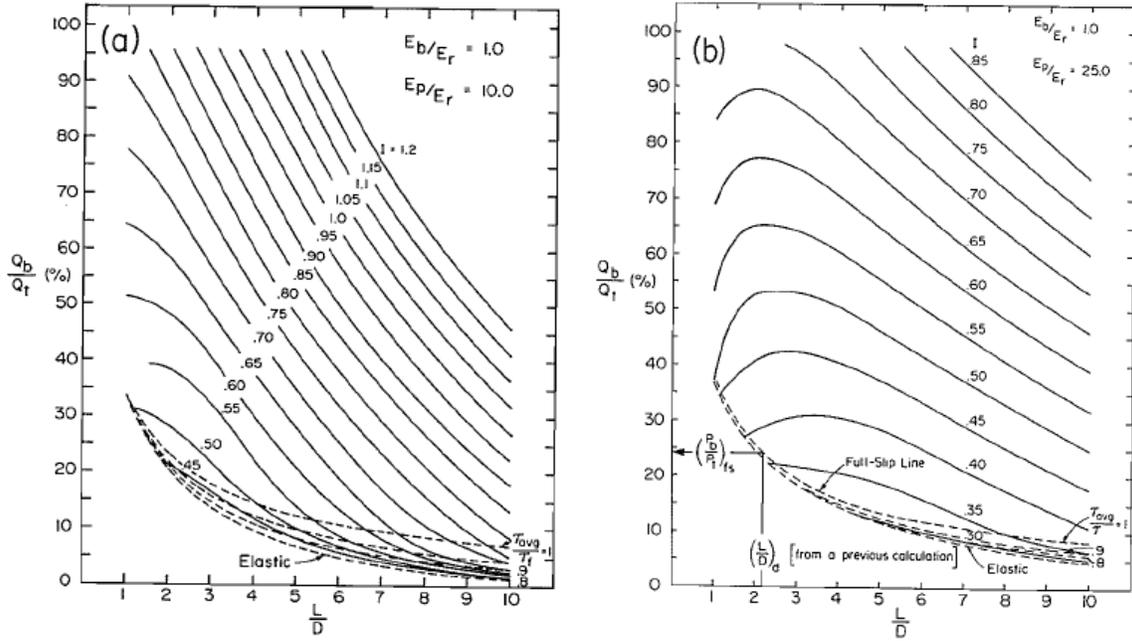
Anexo 9.1 – Gráficos de Rowe e Armitage (1987a) para o cálculo de assentamentos de estacas encastradas em rocha.



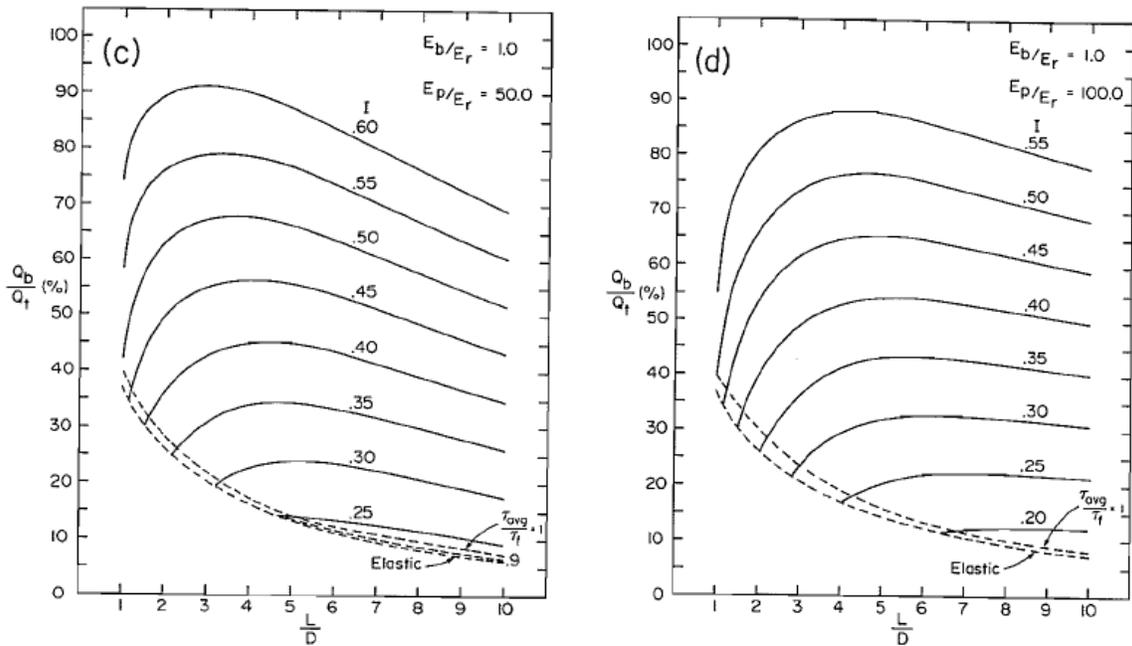
Gráficos para cálculo de assentamentos ($E_b/E_r = 0,5$; $E_p/E_r = 10,0$ e $25,0$)



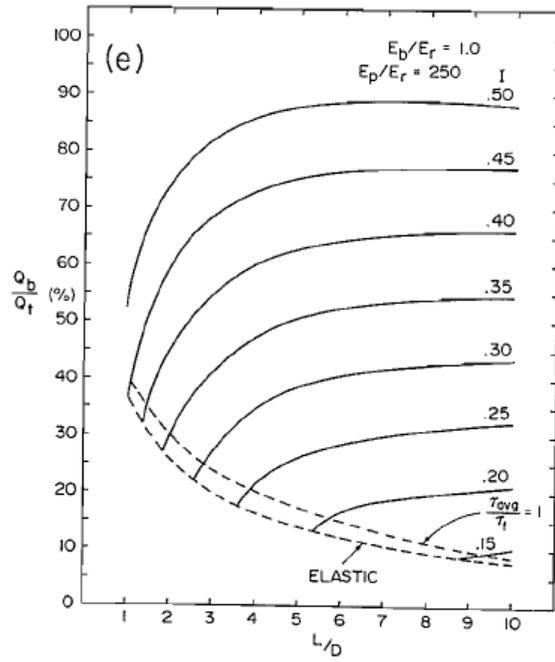
Gráficos para cálculo de assentamentos ($E_b/E_r = 0,5$; $E_p/E_r = 50,0$ e $100,0$)



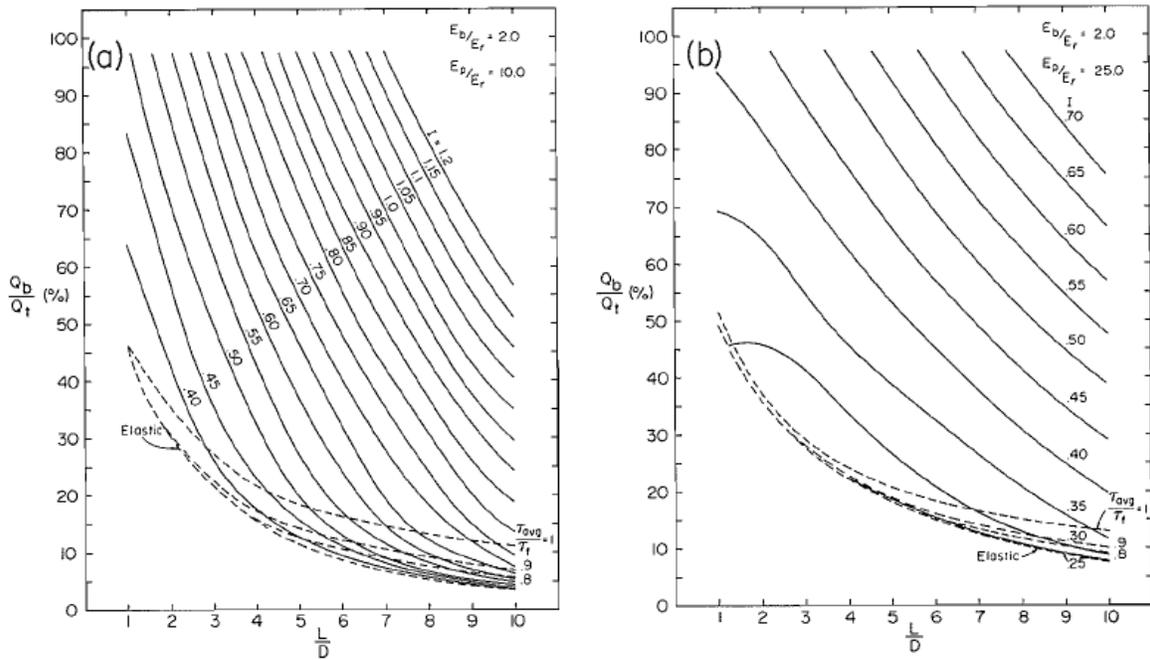
Gráficos para cálculo de assentamentos ($E_b/E_r = 1,0$; $E_p/E_r = 10$ e 25)



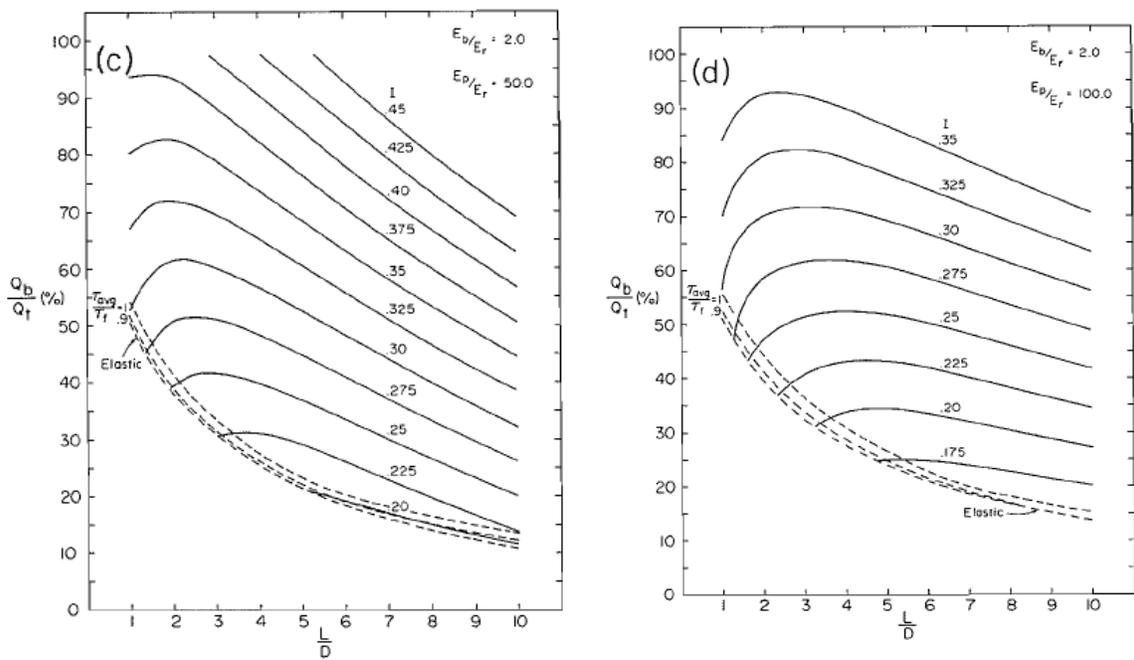
Gráficos para cálculo de assentamentos ($E_b/E_r = 1,0$; $E_p/E_r = 50$ e 100)



Gráficos para cálculo de assentamentos
($E_b/E_r = 1,0$; $E_p/E_r = 250$)



Gráficos para cálculo de assentamentos ($E_b/E_r = 2,0$; $E_p/E_r = 10$ e 25)



Gráficos para cálculo de assentamentos ($E_b/E_r = 2,0$; $E_p/E_r = 50$ e 100)

Capítulo 10 – Conclusões

No presente trabalho pretendeu-se estudar os vários aspectos relativos ao comportamento de estacas, a forma como os vários métodos de análise podem ser aplicados em Macau, e a adopção da filosofia de estados limites na análise e dimensionamento de estacas.

Dimensionamento baseado em estados limites

Uma sequência para dimensionamento baseado nos estados limites poderá ser a seguinte:

- caracterização geotécnica;
- definição de áreas com características semelhantes em termos de estratigrafia e resistência;
- cálculo da capacidade de carga;
- estimativa da curva carga-assentamento;
- verificação do estado limite último (estrutural e geotécnico);
- verificação dos estados limites de utilização.

A análise de assentamentos desempenha, a par com a determinação da capacidade de carga, papel central neste procedimento, em conformidade com o facto de serem os assentamentos das estacas que na maioria dos casos determinam o dimensionamento.

No caso de atrito negativo é necessário calcular o assentamento da estaca e o esforço máximo instalado, numa situação de carregamento de carácter permanente. Sugere-se para o efeito a consideração de uma carga aplicada na cabeça da estaca correspondente à combinação quase-permanente de acções. Também para esta situação, sugere-se a utilização de valores característicos dos parâmetros do solo, seleccionados por forma a permitir uma análise conservativa do problema.

Importância da caracterização geotécnica

A caracterização geotécnica constitui provavelmente a fase mais difícil e mais importante de qualquer projecto de fundações. Uma avaliação cuidada dos parâmetros geotécnicos é fundamental, embora a falta de informação seja uma realidade recorrente. O uso de correlações deve ser extremamente cuidado, tendo presente as características específicas locais. Neste aspecto realça-se a escassa informação disponível relativamente aos estratos saprolíticos de Macau.

Resistência lateral de estacas cravadas

Em areias o ângulo de atrito solo-estaca a considerar no cálculo é o de volume constante. Este, depende fundamentalmente da rugosidade da superfície da estaca e da granulometria do solo. Existem correlações (Jardine et al, 2005) que permitem, com base nestes dados, estimar este parâmetro para estacas metálicas. Alternativamente, a correlação de Coyle & Castello (considerando $\phi' = \phi'_{cv}$) parece constituir uma boa alternativa. Os valores obtidos com esta proposta, embora conservativos, não diferem substancialmente dos de Jardine et al.

Em argilas é frequente utilizarem-se métodos baseados em tensões totais, de forma a se evitar a quantificação do estado de tensão efectivo em condições de carregamento não drenado. Na opinião do autor é preferível, pelo menos em estacas cravadas, optar por métodos baseados em tensões efectivas, admitindo dissipação do excesso de pressões neutras resultantes da instalação das estacas.

Refira-se no entanto, que a contribuição resistente dos depósitos fluvio-marinhos de Macau é extremamente duvidosa. Trata-se de solos muito plásticos, com valores do teor em água próximos do limite de liquidez, apresentando valores de N_{SPT} entre 0 e 5. Sugere-se, portanto, que se ignore a contribuição destes solos para a resistência.

A quantificação do ângulo de atrito solo-estaca de argilas é bastante mais problemática do que no caso de areias. No Capítulo 4 são apresentadas correlações que permitem obter estimativas conservativas do valor deste ângulo.

Para o cálculo do coeficiente de impulso radial, destacam-se as propostas de Fleming et al (1992) tanto para areias como para argilas. Para areias, é proposto que K varia em profundidade de forma análoga à resistência de ponta. No caso de argilas considera-se que este parâmetro corresponde a 1.5 vezes o coeficiente de impulso em repouso. Estas propostas estão em concordância com as gamas de valores indicadas por Das (1999).

Para estacas de pequenos deslocamentos considera-se uma redução de 20 % relativamente à resistência lateral de estacas de grandes deslocamentos.

Degradação da resistência lateral

O carregamento cíclico do fuste devido à cravação da estaca provoca variações de volume no solo imediatamente adjacente à superfície da estaca, numa fina camada que se encontra confinada pelo solo circundante. As contracções desta camada provocam diminuição da tensão radial e, logo, da resistência. O Método ICP apresenta uma metodologia que permite a quantificação desta degradação (Capítulos 4 e 6).

Este é um tópico relativamente pouco explorado, mas que tem especial interesse para a tipologia de estacas mais comum em Macau: estacas cravadas compridas e esbeltas.

Resistência lateral de estacas moldadas

A consideração de que o ângulo de atrito da interface corresponde ao ângulo de atrito de pico do solo admite que a rotura ocorre não na interface, mas sim no solo. No entanto, os assentamentos necessários para mobilizar a resistência de ponta poderão provocar a redução do atrito lateral para valores próximos dos residuais.

Resistência de ponta

A teoria de expansão de cavidades esféricas é considerada actualmente como o modelo teórico mais representativo do mecanismo de rotura de bases de estacas. De acordo com esta teoria, a rotura da ponta é um fenómeno localizado, com o volume de solo subjacente à base, que tem tendência para se expandir radialmente fruto do carga transmitida pela base da estaca, encontrando-se confinado pelo solo circundante. A capacidade de carga é portanto função da resistência ao corte do solo, da sua rigidez, assim como do estado de tensão.

Das duas propostas apresentadas, a de Randolph et al (1993) é a mais promissora, na medida em que permite incluir na análise o ângulo de dilatância, que tem uma influência importante nos resultados. Já o método de Yasufuku et al (2001), que considera apenas o ângulo de atrito de volume constante, ϕ'_{cv} , é atraente pela sua simplicidade e pelo seu conservadorismo, tratando-se de uma boa opção para fase de dimensionamento.

Utilização de correlações com ensaios de campo

A utilização em Macau de correlações com ensaios de campo para estimar a capacidade resistente de estacas é problemática pelas seguintes razões:

- os métodos disponíveis na bibliografia referem-se a solos transportados;
- em Macau os estratos saprolíticos são os principais contribuintes para a resistência das estacas, cujas características mecânicas diferem consideravelmente das de solos arenosos;
- os principais estudos neste campo têm sido direccionados para a utilização do ensaio CPT como base para quantificação da resistência de estacas de grandes deslocamentos;
- este ensaio é raramente utilizado em Macau no âmbito de projectos de fundações.

Trata-se, portanto, de um campo a explorar, especialmente no que se refere à utilização mais frequente de ensaios CPT. Se em saprolitos a sua utilização é problemática devido

às dificuldades de penetração nestes depósitos, agravada ainda pelo facto de estes estarem normalmente localizados a grandes profundidades, a sua adopção poderá ser equacionada para casos de depósitos aluvionares de grande espessura, nomeadamente em construções localizadas em áreas marítimas (por exemplo, pontes ou edificações em zonas aterradas) mais afastadas do litoral.

Profundidade crítica

O aparente decréscimo progressivo da resistência atrítica com a profundidade da estaca que se observa em ensaios de estacas instrumentadas é consequência da não quantificação de esforços residuais já instalados na estaca, esforços estes que resultam de atrito negativo mobilizado ao longo do fuste antes da realização do ensaio.

A resistência de ponta apresenta tendência a crescer em profundidade a um ritmo progressivamente menor. Isto é fruto, por um lado, do decréscimo do índice de rigidez ($I_r = G/(\sigma'_{av} \times \text{tg}\phi')$, em que σ'_{av} é a tensão efectiva média), que resulta do facto de a rigidez de corte aumentar em profundidade a um ritmo inferior ao da resistência ao corte, e por outro da variação do ângulo de atrito com o estado de tensão, que é função das características dilatantes do material.

A utilização do conceito de profundidade crítica pode ser dispensada, na medida em que:

- os esforços residuais não influenciam a capacidade de carga de estacas;
- os métodos baseados na teoria de expansão de cavidades esféricas retratam adequadamente a tendência da resistência de ponta para convergir para um valor limite.

Assentamentos de estacas

O Método de Fleming para o cálculo de assentamentos (Método Simplificado), e a adaptação da sua formulação para o método de Coyle e Reese como curvas de transferência hiperbólicas (Método Rigoroso) foram apresentados no Capítulo 7.

O Método Simplificado constitui uma forma expedita de calcular assentamentos e de simular o comportamento não linear de estacas. A sua aproximação é dependente das escolhas dos parâmetros M_s , K_E e, especialmente, E_b e das resistências lateral e de ponta. Na falta de dados, e em fase de dimensionamento, é relativamente simples aplicar este procedimento, adoptando conservadorismo na escolha destes valores, e efectuando estudos paramétricos para comparar diferentes combinações de valores dos parâmetros.

O Método Rigoroso apresenta várias vantagens relativamente ao Método Simplificado. É mais preciso, e permite avaliar os esforços e deformações nas estacas ao longo do seu comprimento. É dispensada a escolha do parâmetro K_E , assim como de um valor global de M_s . O cálculo deste último parâmetro é automatizado para cada sub-divisão da estaca. A calibração do método com os resultados de ensaios de carga é também bastante simples, tendo-se obtido no exemplo apresentado no Capítulo 8 boa concordância com os resultados de ensaios, tanto em termos de assentamentos (ensaios estático) como em estimativas das resistências lateral e de ponta mobilizadas (ensaios dinâmico). O método é especialmente útil para a análise dos efeitos do atrito negativo, pois permite efectuar uma análise de interacção estaca-solo e assim estimar o assentamento e a carga máxima instalada na estaca.

Atrito negativo

A análise do atrito negativo numa óptica de capacidade de carga é, na opinião do autor, manifestamente desadequada.

A capacidade de carga não é afectada por este fenómeno, mas o atrito negativo provoca acréscimos dos assentamentos em serviço das estacas. Estes acréscimos poderão ou não ser aceitáveis, consoante a sensibilidade da construção suportada aos movimentos das fundações. Estes assentamentos poderão até ser desejáveis em termos de compatibilização com infra-estruturas anexas, uma vez que estas assentam com o terreno.

A outra consequência do atrito negativo é o aumento da carga instalada na estaca em serviço, devendo-se verificar se esta carga não ultrapassa a resistência estrutural da estaca ou os limites impostos regulamentarmente para condições normais de utilização.

Estacas encastradas em rocha

Vários métodos são apresentados para a quantificação da resistência destas estacas. Sublinha-se o cuidado que é necessário ter ao determinar a resistência total. Deve-se ter em atenção a distribuição da carga entre o fuste e a ponta e a degradação da resistência lateral para carregamento pós-pico.

Independentemente da proposta utilizada, realça-se a necessidade de adoptar maior conservadorismo no dimensionamento destas estacas, fruto, por um lado, da sensibilidade da resistência relativamente ao estado da rocha (alteração, fracturação), da sensibilidade relativamente ao processo construtivo e à qualidade de execução, e do facto de ser pouco frequente em Macau realizar ensaios de carga em estacas deste tipo.

Assim, sugere-se a utilização de coeficientes parciais de segurança para as características da rocha, de forma semelhante à preconizada pela EN 1997-1 na Abordagem 3 (Capítulo 3). Este procedimento é exemplificado no Capítulo 9.

Em Macau apenas muito recentemente se começou a optar mais frequentemente por fundações de estacas encastradas em rocha. A realização de mais ensaios de carga seria importante na medida em que permitiriam começar a construir uma base de dados, o que seria proveitoso para enriquecimento do conhecimento das características resistentes destas fundações nas condições específicas de Macau (tanto em termos de geologia como no que se refere às implicações dos processos construtivos utilizados). Esta base de dados permitiria também a calibração de prescrições normativas e constituiria uma referência para obras futuras.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ampera, B. & Aydogmus, T. (2005). “Skin friction between peat and silt soils with construction materials”. *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol 10 – Bundle D.

Azizi, F. (2000). “Applied Analysis in Geotechnics”, E & FN SPON

Baecher, G.B., Christian, J.T. (2003). “Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering”, Wiley

Bolton, M.D. (1986). “The strength and dilatancy of sands”. *Géotechnique* 36, No. 1, 65-78.

Bowles, J.E. (1996). “Foundation Analysis and Design”, McGraw-Hill International Editions.

Carter, J.P., Booker, J.R., Yeung, S.K. (1986). “Cavity expansion in cohesive frictional soils”. *Géotechnique* 36, No. 3, 349-358.

Costa, C.A. (2005). “Estudos Numéricos de Estacas em Rochas Brandas”. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Ciências. *Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE*.

Das, B. M. (1999). “Principles of Foundation Engineering”, PWS.

England, M.G., Fleming, W.G.K. (1998). “On the subject of static pile load tests”. UFA, Bashkortostan, Russia. *Int. Conf. on Problems of Pile Foundation Engineering*.

EN 1990 (2002). Eurocode – Basis of structural design. European Committee for Standardization.

EN 1992-1-1 (2004). Eurocode 2 – Design of Concrete Structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.

EN 1997-1 (2004). Eurocode 7 – Geotechnical Design – Part 1: General rules. European Committee for Standardization.

Fellenius, B.H. (2006). “Results from long-term measurement in piles of drag load and downdrag”. *Canadian Geotechnical Journal* 43, No. 4, 409-430.

Fellenius, B.H., Altaee, A.A. (1995). “Critical depth: how it came into being and why it does not exist”. *Proc. Instn. Geotech. Engng.* 113, 107-111.

Fellenius, B.H. (2004). “Unified design of piled foundations with emphasis on settlement analysis”. *ASCE GSP* 125, 253-275.

Fellenius, B.H. (2006). “Piled foundation design – clarification of a confusion”. *Geotechnical News Magazine*, 24(3) 53-55.

Fellenius, B.H. (2006). “Basics of Foundation Design. Electronic Edition”. <http://www.fellenius.net>

Fernandes, M.M. (2006). “Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais. Volume 1”, FEUP edições.

Fleming, W.G.K. (1992). “A new method for single pile settlement prediction and analysis”. *Géotechnique* 42, No. 3, 411-425.

Fleming, W.G.K., Weltman, A.J., Randolph, M.F., Elson, W.K. (1992). "Piling Engineering", Wiley.

Fletcher, C. J. N. (2004). "Geology of Site Investigation Boreholes from Hong Kong. A Practical Guide for Geologists and Engineers", AGS (HK).

Frank, R., Bauduin, C., Driscoll, R., Kavvas, M., Ovesen, N.K., Orr, T., Schuppener, B. (2004). "Designer's Guide to EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical design General rules". Thomas Telford.

GEO PUBLICATION No. 1/2006: "Foundation Design and Construction". *Geotechnical Engineering Office. Civil Engineering and Development Department. The Government of the Hong Kong Special Administrative Region.*

GEO PUBLICATION No. 1/2007: "Engineering Geological Practice in Hong Kong". *Geotechnical Engineering Office. Civil Engineering and Development Department. The Government of the Hong Kong Special Administrative Region.*

GEOGUIDE 3: "Guide to Rock and Soil Descriptions". *Geotechnical Engineering Office. Civil Engineering and Development Department. The Government of the Hong Kong Special Administrative Region.*

Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B. (2002). "Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 edition". *Proceedings, North American Rock Mechanics Society Meeting, July 8-10, 2002, Toronto, ON, Canada, 267-73.*

Hoek, E., Marinos, P. (2006). "A brief history of the development of the Hoek-Brown failure criterion". <http://www.roscience.com>

Hoek, E. (2007). "Practical Rock Engineering". <http://www.roscience.com>

Jardine, R., Chow, F., Overy, R., Standing, J. (2005). “ICP Design Methods for Driven Piles in Sands and Clays”, Thomas Telford.

Joint Committee on Structural Safety – JCSS (2001). “Probabilistic Model Code”.
<http://www.jcss.ethz.ch/>

LECM - “ARP/DEE/004 - Procedimentos de Aprovação e Recepção: Elementos de Estaca PHC”.<http://www.lecm.org.mo/>

Kulhawy, F.H. (1993). “Some thoughts on the evaluation of undrained shear strength for design”. *Predictive soil mechanics*, 394-403, Thomas Telford.

Kulhawy, F.H., Goodman, R.E. (1980). “Design of Foundations on Discontinuous Rock”. *International Conference on Structural Foundations on Rock*, Sydney, 209-220.

Lamas, N. L., Garanito, L. A. M. (2002). “Implementation of a Geotechnical Database of Macau by means of a Geographic Information System”. *Eighth International Conference of Enhancement and Promotion of Computing Methods for Engineering and Science*, Shanghai, China, apresentação Powerpoint.

Lehane, B.M. & Randolph, M.F. (2002). “Evaluation of a minimum base resistance for driven pipe piles in siliceous sand”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 128, No. 3, 198-205. ASCE.

Leong, E.C., Randolph, M.F. (1991). “Finite element analysis of soil plug response”. Research Report No. G:1003. *Geomechanics Group. Department of Civil Engineering of the University of Western Australia.*

Lin, K., Randolph, M.F., Cho, C.W. (2001). “Assessment of the load transfer method for multi-layered soil profiles”. Research Report No. G:1504. *Geomechanics Group. Department of Civil Engineering of the University of Western Australia.*

Marques, F.M.S.F. (1989). “Contribuição para o Conhecimento Geológico e Geotécnico do Território de Macau”. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Geologia Económica e Aplicada. *Departamento de Geologia da Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa*.

Mayne, Christopher e DeJong (2001). “Manual on Subsurface Investigation”. *National Highway Institute*. Publication No. FHWA NHI-01-031.

Novais Ferreira, H.N., Lamas, L.N., Qiang, S., Sai, L.H., Kong, A.P., Costa, F.M. (1998). “Guia de Dimensionamento de Fundações”. *Direcção dos Serviços de Solos, Obras Públicas e Transportes. Governo de Macau*.

Novais Ferreira, H.N. (1997). “Macau International Airport Technical Handbook”. *Autoridade de Aviação Civil de Macau*.

Novais Ferreira, H.N. (1995). “Ensaio de Estacas. Critérios de Interpretação de Resultados”. Notas Técnicas Nº 31. *Laboratório de Engenharia Civil de Macau*.

O’Neill, M.W. & Reese, L.C. (1999). “Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods”. *FHWA*. Publication No. FHWA-IF-99025.

Ortigão, J.A.R. (2007). “Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos - 3ª Edição”, Terratek.

Paikowski, S.G. (2004). “NCHRP Synthesis 507: Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Deep Foundations”. *National Cooperative Highway Research Program. Transportation Research Board*.

Pando, M.A., Ealy, C.D., Filz, G.M., Lesko, J.J., Hoppe, E.J. (2006). “A laboratory and field study of composite piles for bridge substructures”. *FHWA*. Report No. FHWA-HRT-04-043.

Pells, P.J.N., Rowe, R.K., Turner, R.M. (1980). “An experimental investigation into side shear for socketed piles in sandstone”. *International Conference on Structural Foundations on Rock*, Sydney, 291-302.

Pereira, J.J.G. “Avaliação da Capacidade Resistente de Estacas Através do Ensaio de Carga Dinâmico”. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Georrecursos. *Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico*.

Poulos, H. G., Davis, E. H. (1988). “Marine Geotechnics”, Unwin Hyman.

Poulos, H. G., Davis, E. H. (1980). “Pile Foundation Analysis and Design”, John Wiley & Sons.

Randolph, M.F. (1993). “Pile capacity in sand – the critical depth myth”. Research Report No. G1081. *Geomechanics Group. Department of Civil Engineering of the University of Western Australia*.

Randolph, M.F., Dolwin, J., Beck, R.D. (1993). “Design of driven piles in sand”. Research Report No. G1016. *Geomechanics Group. Department of Civil Engineering of the University of Western Australia*.

Randolph, M.F., Leong, E.C., Houlsby, G.T. (1990). “One dimensional analysis of soil plugs in pipe piles”. Research Report No. G1005. *Geomechanics Group. Department of Civil Engineering of the University of Western Australia*.

REBAP – “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado”, *Decreto-Lei 60/96/M de 7 de Outubro*. Imprensa Oficial de Macau.

RSA – “Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes”, *Decreto-Lei 56/96/M de 16 de Setembro*. Imprensa Oficial de Macau.

RF – “Regulamento de Fundações”, *Decreto-Lei 47/96/M de 26 de Agosto*. Imprensa Oficial de Macau.

Roclab Users Guide. <http://www.rocscience.com>

Rowe, R.K., Armitage, H.H. (1987a). “Theoretical solutions for axial deformation of drilled shafts in rock”. *Canadian Geotechnical Journal* Vol. 24, 114-125.

Rowe, R.K., Armitage, H.H. (1987b). “A design method for drilled piers in soft rock”. *Canadian Geotechnical Journal* Vol. 24, 126-142.

Sabatini, P.J., Bachus, R.C., Mayne, P.W., Schneider, J.A., Zettler, T.E. (1999). “Evaluation of Soil and Rock Properties”. *FHWA*. Publication No. FHWA-IF-02-034.

Santos, J. A., Pereira, J. G. (2002). Comunicação: “Dimensionamento de Estacas sob Acções Verticais Estáticas”. *Curso de projecto e ensaios de estacas sob acções estáticas e dinâmicas*. FUNDEC, DECivil, IST.

Santos, J. A. (1999). “Caracterização de Solos através de Ensaio Dinâmico e Cíclico de Torção. Aplicação ao Estudo do Comportamento de Estacas sob Acções Horizontais Estáticas e Dinâmicas”. Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil. *Instituto Superior Técnico. Universidade Técnica de Lisboa*.

Santos, J. A. (2006). Apontamentos do Curso de Mestrado em Geotécnica para Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico. <http://www.civil.ist.utl.pt/~jaime/>.

Schnaid, Ortigão, J.A.R., Mántaras, F.M., Cunha, R.P. & MacGregor, I. (2000). “Analysis of self boring pressuremeter (SBPM) and Merchetti dilatometer (DMT) tests in granite saprolites”. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 37, Nº 4, pp 796-810.

Schneider, J.A., & Lehane, B.M. (2005). “Correlations for shaft capacity of offshore piles in sand”. *Proc. Int. Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics*, Perth, 757-763.

Tomlinson, M. J. (1994). “Pile Design and Construction Practice”, E & FN SPON

Tomlinson, M. J. (2001). “Foundation Design and Construction”, Prentice Hall

Turner, J. (2006). “NCHRP Synthesis 360: Rock Socketed Shafts for Highway Structure Foundations. A Synthesis of Highway Practice”. *National Cooperative Highway Research Program. Transportation Research Board*.

Viana da Fonseca, A. (1996). “Geomecânica de Solos Residuais de Granito do Porto. Critérios de Dimensionamento de Fundações Directas”. Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil. *Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*.

Viana da Fonseca, A., Carvalho, J., Ferreira, C., Santos, J.A. & Almeida, F. (2006). “Combinação de métodos geofísicos e mecânicos para a caracterização do perfil de solo residual do ISC2 na FEUP”. *Geotecnia* nº 107, Julho 2006, pp- 91-108.

White D. J. & Bolton M.D. (2002). “Soil deformation around a displacement pile in sand”. *Proc. Int. Conf. on Physical Modelling in Geotechnics*. St John's, Newfoundland. Balkema, 649-654.

White, D.J., Schneider, J.A., Lehane, B.M. (2005). “The influence of effective area ratio on shaft friction of displacement piles in sand”. *Proc. Int. Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics*, Perth, 741-747.

White, D.J. (2005). "A general framework for shaft resistance on displacement piles in sand". *Proc. Int. Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics*, Perth, 697-703.

Xu, X., Lehane, B.M., Schneider, J.A. (2005). "Evaluation of end-bearing capacity of open-ended piles driven in sand from CPT data". *Proc. Int. Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics*, Perth, 725-731.

Wolff, T.F. (1995). "Spreadsheet Applications in Geotechnical Engineering", PWS.

Wyllie, D. C. (1999). "Foundations on Rock", Taylor & Francis.

Yang, J. (2006). "Influence zone for end bearing of piles in sand". *ASCE - Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 132, No. 9, 1229-1237.

Yasufuku, N., Hidetoshi, O., Shiro, O. (2001). "Pile end-bearing capacity of sand related to soil compressibility". *Soils and Foundations* 41, No. 4, 59-71.

Yasufuku, N. & Hyde, A. F. L. (1995). "Pile end bearing capacity in crushable sands". *Géotechnique* 45, No. 4, 663-676.

Yu, H.S., Houlsby, G.T. (1991). "Finite cavity expansion in dilatant soils: loading analysis". *Géotechnique* 41, No. 2, 173-183.

**Anexo A – Código (Visual Basic for Applications) –
Pressão limite de cavidades cilíndricas ou esféricas de
acordo com a formulação de Carter et al (1986)**

Private Sub CommandButton1_Click()

Dim E, Poisson, Coesao, Phi, Psi, p0, Tipo, G, Beta, Xi, M, Gamma, N, Alpha

Dim pLim, Dif, TauR, Z, T, Coef1, Coef2, Coef3, Coef4, Coef5

'Input'

E = Worksheets("Carter").Cells(5, 2) * 1000

Poisson = Worksheets("Carter").Cells(7, 2)

Coesao = Worksheets("Carter").Cells(5, 5)

Phi = WorksheetFunction.Radians(Worksheets("Carter").Cells(7, 5))

Psi = WorksheetFunction.Radians(Worksheets("Carter").Cells(5, 8))

p0 = Worksheets("Carter").Cells(7, 8)

If ComboBox1.Text = "Cavidade cilíndrica" Then

Tipo = 1

ElseIf ComboBox1.Text = "Cavidade esférica" Then

Tipo = 2

End If

'Tratamento dos dados'

$G = E / (2 * (1 + Poisson))$

$M = (1 + Sin(Psi)) / (1 - Sin(Psi))$

$N = (1 + Sin(Phi)) / (1 - Sin(Phi))$

$Alpha = Tipo / M$

$Beta = 1 - Tipo * ((N - 1) / N)$

$$\text{Gamma} = (1 + \text{Alpha}) / (1 - \text{Beta})$$

$$\text{TauR} = ((1 + \text{Tipo}) / (\text{N} + \text{Tipo})) * \text{N} * \text{p0}$$

$$\text{Xi} = (\text{Tipo} * (1 - \text{Poisson}) - \text{Tipo} * \text{Poisson} * (\text{M} + \text{N}) + (((\text{Tipo} - 2) * \text{Poisson}) + 1) * \text{M} * \text{N}) / (((\text{Tipo} - 1) * \text{Poisson} + 1) * \text{M} * \text{N})$$

$$\text{Z} = (\text{Tipo} + 1) * \text{Tipo} * \text{Xi} / (\text{Alpha} + \text{Beta})$$

$$\text{T} = (\text{Tipo} + 1) * (1 + (\text{Tipo} * \text{Xi} / (\text{Alpha} + \text{Beta})))$$

$$\text{Coef1} = 2 * \text{G} / (\text{p0} + (\text{Coesao} / \text{Tan}(\text{Phi})))$$

$$\text{Coef2} = (\text{N} - 1) / (\text{N} + \text{Tipo})$$

$$\text{Coef3} = \text{TauR} + (\text{Coesao} / \text{Tan}(\text{Phi}))$$

$$\text{Coef4} = \text{Coesao} / \text{Tan}(\text{Phi})$$

$$\text{Worksheets}(\text{"Carter"}).\text{Cells}(10, 2) = \text{G} / 1000$$

$$\text{Worksheets}(\text{"Carter"}).\text{Cells}(10, 5) = \text{M}$$

$$\text{Worksheets}(\text{"Carter"}).\text{Cells}(10, 8) = \text{N}$$

$$\text{Worksheets}(\text{"Carter"}).\text{Cells}(10, 11) = \text{Alpha}$$

$$\text{Worksheets}(\text{"Carter"}).\text{Cells}(12, 2) = \text{Beta}$$

$$\text{Worksheets}(\text{"Carter"}).\text{Cells}(12, 5) = \text{Gamma}$$

$$\text{Worksheets}(\text{"Carter"}).\text{Cells}(12, 8) = \text{TauR}$$

$$\text{Worksheets}(\text{"Carter"}).\text{Cells}(12, 11) = \text{Xi}$$

$$\text{Worksheets}(\text{"Carter"}).\text{Cells}(14, 2) = \text{Z}$$

$$\text{Worksheets}(\text{"Carter"}).\text{Cells}(14, 5) = \text{T}$$

'Cálculo de pLim'

Dif = 1

pLim = 0

Do While Dif > 0.1

Coef5 = Coef2 * (T * (((pLim + Coef4) / Coef3) ^ Gamma) - Z * ((pLim + Coef4) / Coef3))

Dif = Abs(Coef5 - Coef1)

If Dif > 0.1 Then

pLim = pLim + 0.1

End If

Loop

Worksheets("Carter").Cells(18, 2) = pLim

Worksheets("Carter").Cells(25, 4) = Coef1

Worksheets("Carter").Cells(25, 6) = Coef5

Worksheets("Carter").Cells(25, 8) = Dif

End Sub

**Anexo B – Código (Visual Basic for Applications) –
Expansão de uma cavidade cilíndrica ou esférica de
acordo com a formulação de Yu & Houlsby (1991)**

Private Sub CommandButton1_Click()

Dim E, Poisson, Coesao, Phi, Psi, p0, Tipo, Diametro, G, Beta, Xi, M, Gamma, a0, Y,
Delta, Alpha

Dim Eta, p1, A, a1, p, Lambda1, Lambda, R, u, Ext, pLim, pD10, uD10, N, i,
Denominador, Razao

Dim CriteriaLimit

For i = 3 To 1000

Worksheets("Curva pressão-expansão").Cells(i, 1) = Empty

Worksheets("Curva pressão-expansão").Cells(i, 2) = Empty

Worksheets("Curva pressão-expansão").Cells(i, 3) = Empty

Worksheets("Curva pressão-expansão").Cells(i, 4) = Empty

Worksheets("Curva pressão-expansão").Cells(i, 5) = Empty

Worksheets("Curva pressão-expansão").Cells(i, 6) = Empty

Worksheets("Curva pressão-expansão").Cells(i, 7) = Empty

Worksheets("Curva pressão-expansão").Cells(i, 8) = Empty

Next

'Input'

E = Worksheets("Dados").Cells(5, 2) * 1000

Poisson = Worksheets("Dados").Cells(7, 2)

Coesao = Worksheets("Dados").Cells(5, 5)

Phi = WorksheetFunction.Radians(Worksheets("Dados").Cells(7, 5))

Psi = WorksheetFunction.Radians(Worksheets("Dados").Cells(5, 8))

p0 = Worksheets("Dados").Cells(7, 8)

If ComboBox1.Text = "Cavidade cilíndrica" Then

Tipo = 1

ElseIf ComboBox1.Text = "Cavidade esférica" Then

Tipo = 2

End If

Diametro = Worksheets("Dados").Cells(7, 11)

a0 = Worksheets("Dados").Cells(5, 11)

'Tratamento dos dados'

$G = E / (2 * (1 + \text{Poisson}))$

$M = 0.001 * E / (1 - (\text{Poisson} ^ 2) * (2 - \text{Tipo}))$

$Y = 2 * \text{Coesao} * \text{Cos}(\text{Phi}) / (1 - \text{Sin}(\text{Phi}))$

$\text{Alpha} = (1 + \text{Sin}(\text{Phi})) / (1 - \text{Sin}(\text{Phi}))$

$\text{Beta} = (1 + \text{Sin}(\text{Psi})) / (1 - \text{Sin}(\text{Psi}))$

$\text{Gamma} = \text{Alpha} * (\text{Beta} + \text{Tipo}) / (\text{Tipo} * (\text{Alpha} - 1) * \text{Beta})$

$\text{Delta} = (Y + (\text{Alpha} - 1) * p0) / (2 * (\text{Tipo} + \text{Alpha}) * G)$

$\text{Eta} = \text{Exp}((\text{Beta} + \text{Tipo}) * (1 - 2 * \text{Poisson}) * (Y + (\text{Alpha} - 1) * p0) * (1 + (2 - \text{Tipo}) * \text{Poisson}) / (E * (\text{Alpha} - 1) * \text{Beta}))$

$\text{Xi} = ((1 - (\text{Poisson} ^ 2) * (2 - \text{Tipo})) * (1 + \text{Tipo}) * \text{Delta} / ((1 + \text{Poisson}) * (\text{Alpha} - 1) * \text{Beta})) * (\text{Alpha} * \text{Beta} + \text{Tipo} * (1 - 2 * \text{Poisson}) + (2 * \text{Poisson}) - (\text{Tipo} * \text{Poisson} * (\text{Alpha} + \text{Beta}) / (1 - \text{Poisson} * (2 - \text{Tipo}))))$

Worksheets("Dados").Cells(10, 2) = G / 1000

Worksheets("Dados").Cells(10, 5) = M

Worksheets("Dados").Cells(10, 8) = Y

Worksheets("Dados").Cells(10, 11) = Alpha

Worksheets("Dados").Cells(12, 2) = Beta

Worksheets("Dados").Cells(12, 5) = Gamma

Worksheets("Dados").Cells(12, 8) = Delta

Worksheets("Dados").Cells(12, 11) = Eta

Worksheets("Dados").Cells(14, 2) = Xi

'Fase elástica'

```
p1 = 2 * Tipo * G * Delta + p0
a1 = (a0 * (p1 - p0) / (2 * Tipo * G)) + a0
Worksheets("Dados").Cells(18, 2) = p1
Worksheets("Dados").Cells(18, 5) = a1
```

'Fase elasto-plástica'

```
Denominador = 1
p = p0
i = 3
Do While Denominador > 0

R = (Tipo + Alpha) * (Y + (Alpha - 1) * p) / (Alpha * (1 + Tipo) * (Y + (Alpha - 1) * p0))

Lambda1 = 0
For N = 0 To 5
If N <> Gamma Then
Lambda1 = Lambda1 + ((Xi ^ N) * ((R ^ (N - Gamma)) - 1) /
(WorksheetFunction.Fact(N) * (N - Gamma)))
Else
Lambda1 = Lambda1 + ((Xi ^ N) * WorksheetFunction.Ln(R) /
WorksheetFunction.Fact(N))
End If
Next

Denominador = ((1 - Delta) ^ ((Beta + Tipo) / Beta)) - (Gamma / Eta) * Lambda1
If Denominador > 0 Then
Razao = ((R ^ (-Gamma)) / Denominador) ^ (Beta / (Beta + Tipo))
Worksheets("Curva pressão-expansão").Cells(i, 1) = p
```

```
Worksheets("Curva pressão-expansão").Cells(i, 2) = R
Worksheets("Curva pressão-expansão").Cells(i, 3) = Lambda1
Worksheets("Curva pressão-expansão").Cells(i, 4) = Razao
Worksheets("Curva pressão-expansão").Cells(i, 5) = p / p0
Worksheets("Curva pressão-expansão").Cells(i, 6) = Razao * a0
Worksheets("Curva pressão-expansão").Cells(i, 7) = (Razao - 1) * a0
Worksheets("Curva pressão-expansão").Cells(i, 8) = WorksheetFunction.Ln(Razao)
End If

p = p + 50
i = i + 1
Loop

'Pressão limite'

Lambda1 = (Eta / Gamma) * ((1 - Delta) ^ ((Beta + Tipo) / Beta))

pLim = p0
CriteriaLimit = 0.00001
1
For i = 1 To 100000
R = (Tipo + Alpha) * (Y + (Alpha - 1) * pLim) / (Alpha * (1 + Tipo) * (Y + (Alpha - 1) *
p0))

Lambda = 0
For N = 0 To 5
If N <> Gamma Then
Lambda = Lambda + ((Xi ^ N) * ((R ^ (N - Gamma)) - 1) / (WorksheetFunction.Fact(N)
* (N - Gamma)))
Else
Lambda = Lambda + ((Xi ^ N) * WorksheetFunction.Ln(R) / WorksheetFunction.Fact(N))
```

End If

Next

If Abs(Lambda - Lambda1) <= CriteriaLimit Then

Exit For

End If

pLim = pLim + 1

If i = 100000 Then

pLim = p0

CriteriaLimit = CriteriaLimit * 10

GoTo 1

End If

Next

Worksheets("Dados").Cells(21, 2) = pLim

End Sub

**Anexo C – Código (Visual Basic for Applications) –
Método Rigoroso**

Private Sub CommandButton2_Click()

Dim Poisson, Eb, Ec, Msav, Diametro, Ql, Qb

Dim i, L, Le, Ke, Lf, L0, Pt, Ptin, Pb, Pl

Dim DeltaEl, DeltaB1, DeltaB2, DeltaB, Check

Dim a, b, c, d, e, f, g, h

Dim NumElementos, Ms(), Delta(), Qi(), Thickness(), DeltaLinha(), DeltaEli(), Qli()

Dim Tolerance, Area

Dim DeltaCons()

NumElementos = 0

i = 11

Do While Worksheets("Método t-z").Cells(i, 4) <> 0

NumElementos = NumElementos + 1

i = i + 1

Loop

ReDim Ms(NumElementos), Delta(NumElementos + 1), Qi(NumElementos + 1),

Qli(NumElementos)

ReDim Thickness(NumElementos), DeltaLinha(NumElementos),

DeltaEli(NumElementos), DeltaCons(NumElementos)

For i = 1 To NumElementos

Qli(i) = Worksheets("Método t-z").Cells((i + 10), 12)

Ms(i) = Worksheets("Método t-z").Cells((i + 10), 15)

Thickness(i) = Worksheets("Método t-z").Cells((i + 10), 4)

DeltaCons(i) = Worksheets("Método t-z").Cells((i + 10), 18) / 1000

Next

'Dados'

Area = Worksheets("Método t-z").Cells(3, 7)

Ptin = Worksheets("Método t-z").Cells(7, 2)

Pt = Worksheets("Método t-z").Cells(7, 2)

Ql = Worksheets("Método t-z").Cells(5, 2)

Qb = Worksheets("Método t-z").Cells(6, 2)

Ec = Worksheets("Método t-z").Cells(5, 7) * 1000

Eb = Worksheets("Método t-z").Cells(6, 7) * 1000

Poisson = Worksheets("Método t-z").Cells(7, 7)

Msav = Worksheets("Método t-z").Cells(7, 14)

L = Worksheets("Método t-z").Cells(3, 10)

L0 = Worksheets("Método t-z").Cells(5, 17)

Lf = Worksheets("Método t-z").Cells(6, 17)

Diametro = Worksheets("Método t-z").Cells(3, 14)

'Valores deduzidos'

a = Ql

b = Diametro * Eb * Qb

c = Msav * Diametro

d = 0.6375 * (1 - (Poisson ^ 2)) * Qb

e = Diametro * Eb

1 'Processo Iterativo para calcular carga na base de forma a haver convergencia'

f = e * Pt - a * e - b

g = d * Pt + e * c * Pt - a * d - b * c

h = c * d * Pt

'Assentamento rigido'

Check = $(g^2) - 4 * f * h$

If Check <= 0 Then

MsgBox ("Error! - Impossible to solve!")

End

End If

DeltaB1 = $(-g - \text{Sqr}(\text{Check})) / (2 * f)$

DeltaB2 = $(-g + \text{Sqr}(\text{Check})) / (2 * f)$

If DeltaB1 > 0 And DeltaB2 <= 0 Then

DeltaB = DeltaB1

End If

If DeltaB1 <= 0 And DeltaB2 > 0 Then

DeltaB = DeltaB2

End If

If DeltaB1 > 0 And DeltaB2 > 0 Then

If DeltaB1 > DeltaB2 Then

DeltaB = DeltaB2

Else

DeltaB = DeltaB1

End If

End If

If DeltaB1 <= 0 And DeltaB2 <= 0 Then

MsgBox ("Error! - Uplift!")

End

End If

'Componentes de ponta e lateral'

$P_b = \Delta B * E_b * \text{Diametro} * Q_b / (0.6375 * (1 - (\text{Poisson}^2)) * Q_b + \Delta B * E_b * \text{Diametro})$

'Inicio do processo iterativo'

$Q_i(\text{NumElementos} + 1) = P_b$

$\Delta(\text{NumElementos} + 1) = \Delta B$

For i = NumElementos To 1 Step -1

$\Delta(i) = \Delta(i + 1)$

Tolerance = 10

Do While Tolerance > 0.00001

If $(\Delta(i) - \Delta_{\text{Cons}}(i)) \geq 0$ Then

$Q_i(i) = Q_{li}(i) * (\Delta(i) - \Delta_{\text{Cons}}(i)) / (M_s(i) * \text{Diametro} + (\Delta(i) - \Delta_{\text{Cons}}(i)))$

Else

$Q_i(i) = -Q_{li}(i) * \text{Abs}(\Delta(i) - \Delta_{\text{Cons}}(i)) / (M_s(i) * \text{Diametro} + \text{Abs}(\Delta(i) - \Delta_{\text{Cons}}(i)))$

End If

$Q_i(i) = Q_i(i) + Q_i(i + 1)$

$\Delta_{\text{Eli}}(i) = (((Q_i(i) + Q_i(i + 1)) / 2) + Q_i(i + 1)) / 2 * \text{Thickness}(i) / (2 * \text{Area} * E_c)$

$\Delta_{\text{Linha}}(i) = \Delta(i + 1) + \Delta_{\text{Eli}}(i)$

Tolerance = $\text{Abs}(\Delta(i) - \Delta_{\text{Linha}}(i))$

$\Delta(i) = \Delta_{\text{Linha}}(i)$

Loop

$\Delta(i) = \Delta(i) + (((Q_i(i) + Q_i(i + 1)) / 2) + Q_i(i)) / 2 * \text{Thickness}(i) / (2 * \text{Area} * E_c)$

Next

If $(Q_i(1) - P_{tin}) > 1$ Then

$P_t = P_t - 1$

GoTo 1

ElseIf $(Q_i(1) - P_{tin}) < (-1)$ Then

$P_t = P_t + 1$

GoTo 1

End If

$P_l = 0$

For $i = 2$ To $(\text{NumElementos} + 1)$

If $Q_i(i - 1) > Q_i(i)$ Then

$P_l = P_l - Q_i(i) + Q_i(i - 1)$

End If

Next

$M_{sav} = (Q_l - P_l) * \Delta B / (\text{Diametro} * P_l)$

$\Delta e_l = \Delta(1) - \Delta B$

$L_e = (\text{Area} * E_c * \Delta e_l / P_t) - L_0$

'Escrita dos resultados'

Worksheets("Método t-z").Cells(7, 14) = M_{sav}

Worksheets("Método t-z").Cells(5, 14) = L_e / L_f

Worksheets("Método t-z").Cells(6, 14) = L_e

Worksheets("Método t-z").Cells(($\text{NumElementos} + 11$), 19) = P_b

Worksheets("Método t-z").Cells(($\text{NumElementos} + 11$), 20) = $\Delta(\text{NumElementos} + 1) * 1000$

For $i = 1$ To NumElementos

Worksheets("Método t-z").Cells(($i + 10$), 19) = $Q_i(i)$

Worksheets("Método t-z").Cells(($i + 10$), 20) = $\Delta(i) * 1000$

Worksheets("Método t-z").Cells(($i + 10$), 21) = $(\Delta(i) - \Delta_{\text{Cons}}(i)) * 1000$

Next

End Sub