



INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
Universidade Técnica de Lisboa

Técnicas de Recalçamento e Reforço de Fundações

Metodologias, Dimensionamento e Verificações de Segurança

Manuel João Niza das Neves

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Júri

Presidente: Prof. Doutor José Manuel Matos Noronha da Camara

Orientador: Prof. Alexandre da Luz Pinto

Vogal: Prof. Doutor Victor Manuel Pissarra Cavaleiro

Outubro 2010

AGRADECIMENTOS

O autor deseja expressar o seu reconhecimento e agradecimento às pessoas e entidades que, de diversas formas, contribuíram para a realização deste trabalho.

Em particular deseja agradecer:

- ao Eng^o Alexandre Pinto pela orientação, interesse e disponibilidade demonstrados durante a realização deste trabalho;
- aos colaboradores da empresa JetSJ Geotecnia, Lda, em particular ao Eng^o Xavier Pita por todo o interesse, boa disposição, permanente disponibilidade e ensinamentos transmitidos ao longo dos últimos 7 meses;
- ao Fundo de Investimento Imobiliário Fechado Sete Colinas FUNDIMO, S.A., na pessoa do Eng^o António Baptista pela sua colaboração, disponibilidade e constantes esclarecimentos ao longo do acompanhamento da empreitada de demolições do Quarteirão Portugália.

Por fim, o autor aproveita esta oportunidade para agradecer à sua Família e à Ana por todo o seu incansável incentivo, carinho e compreensão que manifestaram e pela constante ajuda prestada na elaboração deste documento.

RESUMO

A salvaguarda do património edificado tem vindo a ganhar uma importância crescente junto das diversas entidades ligadas à construção. Todavia, a mudança de paradigma que acarreta uma sobreposição da construção nova pela reabilitação/reaproveitamento de edifícios, encontra-se ainda longe de estar enraizada na sociedade actual.

Contudo, existem técnicas construtivas, empregues com sucesso há já alguns anos, que permitem a realização de obras provisórias e definitivas, nomeadamente em escavações em zonas urbanas e no reforço de fundações, de forma económica prática e, acima de tudo, segura.

Todavia, o crescente número de casos/projectos desta índole não foi acompanhado pelo desenvolvimento de normas especificamente orientadas para estes trabalhos. Como tal, é frequentemente requerido aos projectistas que adoptem normas vocacionadas para construção nova e que as adaptem, de forma cautelosa, ao projecto em causa.

Na presente dissertação, cujo objectivo consiste na exposição de alguns processos construtivos associados a operações de recalçamento e reforço de fundações e na sistematização das diferentes fases do dimensionamento associadas a duas técnicas em particular (microestacas e *jet grouting*), pretende ainda agrupar-se, numa só obra, os pressupostos e verificações de segurança que intervêm neste tipo de projectos.

Finalmente, são apresentados três casos de estudo de projectos de recalçamento e reforço de fundações, com recurso às técnicas apresentadas, em que o autor participou no âmbito da sua colaboração com a empresa JetSJ Geotecnia, Lda, entre Março e Setembro de 2010.

Palavras-chave: recalçamento, reforço, fundações, microestacas, *jet grouting*

ABSTRACT

The safeguarding of the built heritage has been gaining an increasing importance among the various entities related to construction. Nevertheless, the shift of paradigm that needs to take place in order to achieve an overlap of new construction by rehabilitation/reuse of buildings is still far from being rooted in contemporary society.

However, there are a few construction techniques, which have been successfully implemented for several years now, that enable the execution of provisional and definitive works, namely excavations in urban areas and underpinning, in an economical, practical and, above all, safe manner.

The growing case/project number of this nature was not appallingly accompanied by the development of standards and codes of practice specifically focused to this line of work. As a result, it is often required to engineers to adapt the existing regulation applied to new construction, cautiously, to the project at hand.

This thesis, whose objective is to synthesize some of the construction techniques associated with underpinning operations and the systematization of the needed steps applicable to two procedures in particular (micropiles and jet grouting), aims to incorporate, in a single document, the most important remarks and the safety requirements involved in this sort of projects.

Finally, three study cases of underpinning are presented, concerning the application of the stated techniques, design by the author of this thesis in collaboration with the company JetSJ Geotecnia, Lda, between March and September of 2010.

Keywords: underpinning, refurbishment, foundations, micropiles, *jet grouting*

ÍNDICE GERAL

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. MOTIVAÇÃO.....	2
1.2. OBJECTIVOS E METODOLOGIA.....	3
1.3. ESTRUTURA.....	4
1.4. ESTADO DA ARTE.....	4
2. REFORÇO E CARACTERIZAÇÃO DE FUNDAÇÕES.....	7
2.1. CONTEXTUALIZAÇÃO DO REFORÇO E RECALÇAMENTO DE FUNDAÇÕES.....	7
2.2. REGULAMENTAÇÃO E NORMAS EXISTENTES.....	10
2.3. CARACTERIZAÇÃO DE FUNDAÇÕES E ANOMALIAS CORRENTES.....	11
2.3.1. <i>Fundações de edifícios antigos</i>	12
2.3.2. <i>Fundações de edifícios contemporâneos</i>	15
2.3.3. <i>Anomalias em fundações</i>	17
3. TIPOS DE INTERVENÇÃO DE REFORÇO.....	22
3.1. REFORÇO DE FUNDAÇÕES SEM APROFUNDAMENTO.....	22
3.1.1. <i>Melhoria das características do solo</i>	22
3.1.1.1. Recurso a soluções de <i>jet grouting</i>	23
3.1.2. <i>Alargamento da base de fundação</i>	24
3.1.3. <i>Consolidação do material de fundação</i>	27
3.2. REFORÇO DE FUNDAÇÕES COM APROFUNDAMENTO.....	28
3.2.1. <i>Recurso a soluções de estacas</i>	29
3.2.1.1. Fundações contínuas acessíveis de ambos os lados.....	29
3.2.1.2. Fundações contínuas acessíveis de um só lado.....	31
3.2.2. <i>Recurso a soluções de microestacas</i>	32
4. PROCESSOS CONSTRUTIVOS ENVOLVIDOS.....	36
4.1. DEMOLIÇÕES PARCIAIS.....	36
4.1.1. <i>Exemplo de Aplicação - Quarteirão Portugália em Arroios</i>	38
4.2. MICROESTACAS.....	40
4.2.1. <i>Técnicas de furação</i>	43
4.2.2. <i>Colocação de armadura</i>	44
4.2.3. <i>Injecções de preenchimento e selagem</i>	45
4.2.3.1. Injecção por gravidade (microestacas tipo A).....	47
4.2.3.2. Injecção sob pressão (microestacas tipo B).....	47

4.2.3.3.	Injecções posteriores (microestacas C e D)	48
4.3.	PRÉ-ESFORÇO	49
4.4.	JET GROUTING.....	50
4.4.1.	Equipamento necessário.....	53
4.4.2.	Sistemas de Jet grouting.....	54
4.4.1.	Processo físico.....	57
4.4.2.	Variáveis que influenciam o método	59
4.4.3.	Correlação entre parâmetros	60
5.	DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA.....	64
5.1.	RECALCE RECORRENDO A SOLUÇÕES DE MICROESTACAS.....	64
5.1.1.	Etapa 1: Aplicabilidade	65
5.1.2.	Etapa 2: Informações de projecto e condições geotécnicas	65
5.1.3.	Etapa 3: Combinações de acções.....	66
5.1.4.	Etapa 4: Pré-dimensionamento	66
5.1.5.	Etapa 5: Dimensionamento	67
5.1.5.1.	Estado limite último de capacidade de carga do terreno.....	67
5.1.5.2.	Estados limite último de resistência estrutural	71
5.1.5.3.	Ligação da microestaca à fundação existente	84
5.1.5.4.	Estados limite de utilização	91
5.1.5.5.	Protecção contra corrosão	94
5.1.5.6.	Considerações sísmicas	96
5.2.	REFORÇO E TRATAMENTO DE SOLOS COM JET GROUTING	99
5.2.1.	Etapa 1: Aplicabilidade	100
5.2.2.	Etapa 2: Informações de projecto e condições geotécnicas	101
5.2.3.	Etapa 3: Combinações de acções.....	101
5.2.4.	Etapa 4: Pré-dimensionamento	102
5.2.5.	Etapa 5: Dimensionamento	105
5.2.5.1.	Estado limite último de capacidade de carga do terreno.....	105
5.2.5.1.	Estados limite último de resistência estrutural	107
5.2.5.1.	Estados limite de utilização	111
5.2.6.	Considerações finais	113
6.	EXEMPLOS DE APLICAÇÃO.....	116
6.1.	HOTEL ROSA ARAÚJO.....	116
6.1.1.	Introdução	116
6.1.2.	Condicionamentos	117
6.1.3.	Solução proposta	119
6.1.4.	Dimensionamento da solução	121
6.1.4.1.	Microestacas	121

6.1.4.2.	Vigas de recalçamento	122
6.1.4.3.	Ligação viga/parede	123
6.1.4.4.	Estado limite de utilização.....	124
6.2.	QUARTEIRÃO DA PORTUGÁLIA EM ARROIOS.....	126
6.2.1.	<i>Introdução</i>	126
6.2.2.	<i>Condicionamentos</i>	127
6.2.3.	<i>Solução proposta</i>	130
6.2.4.	<i>Dimensionamento da solução</i>	131
6.2.4.1.	Microestacas	132
6.2.4.2.	Vigas de recalçamento	133
6.2.4.3.	Ligação viga/elemento	134
6.2.4.4.	Estado limite de utilização.....	134
6.3.	MOTEL MONTIJO	135
6.3.1.	<i>Introdução</i>	135
6.3.2.	<i>Condicionamentos</i>	136
6.3.3.	<i>Solução proposta</i>	137
6.3.4.	<i>Dimensionamento da solução</i>	139
6.3.4.1.	Estados limite último	139
6.3.4.1.	Estado limite de utilização.....	140
7.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES DE DESENVOLVIMENTO FUTURO.....	142
7.1.	CONCLUSÕES	142
7.2.	RECOMENDAÇÕES DE DESENVOLVIMENTO FUTURO.....	144
8.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	146
9.	ANEXOS.....	150
9.1.	ANEXO I - COEFICIENTES A E B PARA O CÁLCULO DE ESTACAS SOB ACÇÕES HORIZONTAIS.....	150
9.2.	ANEXO II – HOTEL ROSA ARAÚJO	155
9.3.	ANEXO III – QUARTEIRÃO DA PORTUGÁLIA EM ARROIOS	158
9.4.	ANEXO IV – MOTEL MONTIJO	165

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1. EXEMPLO DE SONDAGEM PARA AVERIGUAR A PROFUNDIDADE E ESTADO DAS FUNDAÇÕES EXISTENTES.	9
FIGURA 2. ESQUEMA DE FUNDAÇÃO SEMI-DIRECTA POR POÇOS E ARCOS.	12
FIGURA 3. FUNDAÇÃO SEMI-DIRECTA POR POÇOS E ARCOS.	12
FIGURA 4. FUNDAÇÃO DIRECTA CORRENTE.	13
FIGURA 5. FUNDAÇÃO CORRIDA EM ALVENARIA.	13
FIGURA 6. GRADE DE MADEIRA DE FUNDAÇÃO DE PAREDE DE ALVENARIA.	13
FIGURA 7. ESQUEMA DA UTILIZAÇÃO DE ESTACAS DE MADEIRA COMO ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO.	13
FIGURA 8. ESQUEMA DE FUNDAÇÕES DE EDIFÍCIO POMBALINO.	14
FIGURA 9. POÇO DE INSPECÇÃO.	14
FIGURA 10. EXEMPLO DE POÇO DE INSPECÇÃO.	14
FIGURA 11. FURO DE SONDAGEM ATRAVESSANDO A FUNDAÇÃO.	15
FIGURA 12. EXEMPLO DE SONDAGEM GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA.	15
FIGURA 13. CONSEQUÊNCIA DO REBAIXAMENTO DO NÍVEL FREÁTICO, ASSOCIADO À DESCOMPRESSÃO DO TERRENO.	18
FIGURA 14. ASSENTAMENTO DE FUNDAÇÃO DEVIDO A DESCOMPRESSÃO DO SOLO, NA SEQUÊNCIA DE ESCAVAÇÃO ADJACENTE.	18
FIGURA 15. METEORIZAÇÃO DE FUNDAÇÕES EXPOSTAS NA SEQUÊNCIA DE ESCAVAÇÕES.	19
FIGURA 16. MODELO SIMPLIFICADO DA CORROSÃO DO AÇO NO BETÃO.	20
FIGURA 17. FENDILHAÇÃO E DELAMINAÇÃO DO BETÃO DE RECOBRIMENTO.	20
FIGURA 18. REFORÇO DE FUNDAÇÕES CONTÍNUAS E RESPECTIVOS DIAGRAMAS DE TENSÕES.	25
FIGURA 19. REFORÇO DE FUNDAÇÃO CONTÍNUA COM RECURSO A VIGAS DE RECALÇAMENTO PRÉ-ESFORÇADAS.	25
FIGURA 20. REFORÇO DE SAPATA DE BETÃO ARMADO POR CINTURAGEM DE BETÃO ARMADO.	25
FIGURA 21. RECALÇAMENTO DE FUNDAÇÕES EM ALVENARIA EM DUAS FASES.	26
FIGURA 22. CONFINAMENTO E ALARGAMENTO DE FUNDAÇÕES.	27
FIGURA 23. INJECCÃO DE ALVENARIA DE FUNDAÇÃO SOLTA OU DESAGRADA.	28
FIGURA 24. EXECUÇÃO DE ESTACAS E RECALÇAMENTO COM VIGAS DE ENCABEÇAMENTO.	29
FIGURA 25. EXEMPLO DE PRÉ-CARGA DE UM RECALCE E RESPECTIVA METODOLOGIA.	30
FIGURA 26. SOLUÇÃO DE REFORÇO RECORRENDO A ESTACAS CRAVADAS DIRECTAMENTE NA SAPATA.	31
FIGURA 27. REFORÇO DE FUNDAÇÕES DE SAPATA CORRIDA ACESSÍVEL SOMENTE DE UM LADO.	32
FIGURA 28. SOLUÇÃO DE REFORÇO RECORRENDO A UMA GRELHA DE MICROESTACAS.	33
FIGURA 29. EXEMPLOS DE SOLUÇÕES DE REFORÇO DE PAREDES EM ALVENARIA.	34
FIGURA 30. SOLUÇÃO DE REFORÇO RECORRENDO A PARES DE MICROESTACAS.	34
FIGURA 31. SOLUÇÃO DE REFORÇO <i>PALI RADICE</i>	35
FIGURA 32. SOLUÇÃO DE REFORÇO <i>PALI RADICE</i> RETICULADA.	35
FIGURA 33. ENFRAQUECIMENTO DA ESTRUTURA ANTES DAS DEMOLIÇÕES DOS ELEMENTOS RESISTENTES.	39
FIGURA 34. FOTO DO RECINTO DE OBRA COM AS DIFERENTES TOPOLOGIAS DE CONSTRUÇÃO.	40
FIGURA 35. CORTINA DE CONTENÇÃO COM RECURSO A MICROESTACAS.	41
FIGURA 36. REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DAS DIFERENTES FASES DE EXECUÇÃO DE MICROESTACAS.	42
FIGURA 37. REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICO DOS DIFERENTES TIPOS DE MICROESTACAS.	43
FIGURA 38. EXECUÇÃO DE MICROESTACA COM RECURSO A TRADOS.	44
FIGURA 39. APLICAÇÃO EM OBRA DE MICROESTACA COM MÚLTIPLOS VARÕES GEWI.	45
FIGURA 40. EXEMPLO DE VARÃO TIPO GEWI.	45

FIGURA 41. EFEITO DA RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E AO CORTE DA CALDA DE CIMENTO.	46
FIGURA 42. ESQUEMA DE UMA SELAGEM RECORRENDO A UM TUBO MANCHETE	48
FIGURA 43. ESQUEMA DE LIGAÇÃO ESTRE MICROESTACAS E UMA PAREDE EXISTENTE A CONSERVAR.	49
FIGURA 44. RECURSO A VARÕES PRÉ-ESFORÇADOS.....	50
FIGURA 45. REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DA SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA DE CORPOS DE <i>JET GROUTING</i> SIMPLES.	51
FIGURA 46. BICO DE INJEÇÃO PARA <i>JET GROUTING</i>	52
FIGURA 47. APLICABILIDADE DO <i>JET GROUTING</i> FACE A OUTROS TIPOS DE INJEÇÕES.	53
FIGURA 48. ESTALEIRO DE <i>JET GROUTING</i>	54
FIGURA 49. SISTEMAS DE <i>JET GROUTING</i> EXISTENTES.....	55
FIGURA 50. INCLINAÇÕES POSSÍVEIS DOS INJECTORES E FOTOGRAFIA DE INJECTORES SUBHORIZONTAIS.	57
FIGURA 51. ESCOAMENTO TEÓRICO DO JACTO DE UM SISTEMA DE <i>JET GROUTING</i>	58
FIGURA 52. PERDA DE ENERGIA PELA ROTAÇÃO DO JACTO.	58
FIGURA 53. GAMAS DE VALORES PARA O DIÂMETRO DAS COLUNAS DE <i>JET</i> EM FUNÇÃO DO TIPO DE SOLO.....	59
FIGURA 54. GAMAS DE VALORES PARA O DIÂMETRO DAS COLUNAS DE <i>JET</i> EM FUNÇÃO DE ENSAIOS SPT.	59
FIGURA 55. GEOMETRIAS POSSÍVEIS PARA OS CORPOS DE <i>JET GROUTING</i>	60
FIGURA 56. ESQUEMA DE SITUAÇÃO DE UPLIFT.	66
FIGURA 57. ESQUEMA DE SITUAÇÃO DE DOWNDRAG.	66
FIGURA 58. ÁBACOS ORIENTATIVOS DA TENSÃO TANGENCIAL CALDA-SOLO PARA ARGILAS E SILTES (A) E AREIAS E SEIXOS (B).	68
FIGURA 59. ATRITO LATERAL (Q_s) E RESISTÊNCIA DE PONTA (Q_b)	69
FIGURA 60. ESQUEMA DE BOLBO DE SELAGEM QUE ATRAVESSA MÚLTIPLOS ESTRATOS DE TERRENO.....	70
FIGURA 61. VARIAÇÃO DA TENSÃO DE COLAPSO DE UMA COLUNA DE AÇO COM A ESBELTEZA.....	72
FIGURA 62. CACHORROS METÁLICOS DE TRAVAMENTO DAS MICROESTACAS.....	74
FIGURA 63. FUNDAÇÃO ELÁSTICA EM MEIO ELÁSTICO (MODELO DE WINKLER)	75
FIGURA 64. CARGAS CRÍTICAS INSTABILIZANTES PARA UMA COLUNA SOB MEIO ELÁSTICO.	76
FIGURA 65. UNIÕES EXTERIORES DE MICROESTACAS.....	77
FIGURA 66. DIAGRAMA DE INTERACÇÃO LINEAR N-M.	78
FIGURA 67. CARREGAMENTOS ACTIVO E PASSIVO DE ESTACAS	79
FIGURA 68. INTERACÇÃO SOLO/ESTACA AO LONGO DO SEU DESENVOLVIMENTO.....	79
FIGURA 69. CLASSIFICAÇÃO DE ESTACAS QUANDO ÀS CONDIÇÕES DE FRONTEIRA NA CABEÇA	81
FIGURA 70. PERFIS DE DEFORMADAS, REACÇÕES NO SOLO E MOMENTOS FLECTORES DE ESTACAS.	81
FIGURA 71. ESQUEMA DE MICROESTACA SELADA DIRECTAMENTE À SAPATA EXISTENTE.	84
FIGURA 72. PAREDE DE ALVENARIA LIGADA A VIGAS DE RECALÇAMENTO.	85
FIGURA 73. FORÇAS GERADAS NA LIGAÇÃO MICROESTACA-FUNDAÇÃO	86
FIGURA 74. ILUSTRAÇÃO DE UMA TEXTURA RUGOSA DA CAMISA DE AÇO DE UMA MICROESTACA.	87
FIGURA 75. TOPO DAS MICROESTACAS COM VARÃO EM ESPIRAL SOLDADO.	88
FIGURA 76. PORMENOR DE SUPERFÍCIE DE LIGAÇÃO ENTRE BETÃO NOVO E BETÃO ANTIGO.	90
FIGURA 77. ESQUEMA DE ESCORAS E TIRANTES NUMA SOLUÇÃO DE RECALÇAMENTO COM MICROESTACAS.....	90
FIGURA 78. ESQUEMA DE LIGAÇÃO ENTRE PAREDE E VIGA DE RECALÇAMENTO RECORRENDO A FERROLHOS.....	91
FIGURA 79. ESQUEMA DE ASSENTAMENTOS DIFERENCIAIS E ROTAÇÕES RELATIVAS NUMA FUNDAÇÃO CONTÍNUA.	93
FIGURA 80. LIMITES INDICATIVOS DAS DISTORÇÕES ANGULARES MÁXIMAS.	93
FIGURA 81. FACILIDADE DE DESAGREGAÇÃO DOS DIFERENTES TIPOS DE SOLO.	100
FIGURA 82. SOLUÇÕES GEOMÉTRICAS DE <i>JET GROUTING</i>	102
FIGURA 83. LIMITES MÁXIMOS E MÍNIMOS DO DIÂMETRO DE COLUNAS REALIZADAS EM SOLOS INCOERENTES.	103

FIGURA 84. LIMITES MÁXIMOS E MÍNIMOS DO DIÂMETRO DE COLUNAS REALIZADAS EM SOLOS COESIVOS.....	103
FIGURA 85. INFLUÊNCIA DO TRATAMENTO POR <i>JET</i> SIMPLES NA RELAÇÃO FINAL CIMENTO/ÁGUA EM SOLOS COESIVOS SATURADOS.	104
FIGURA 86. ÁBACOS ORIENTATIVOS DA TENSÃO TANGENCIAL SOLO-CIMENTO/SOLO PARA ARGILAS E SILTES (A) E AREIAS E SEIXOS (B).	106
FIGURA 87. ESQUEMA DE COLUNA DE <i>JET</i> QUE ATRAVESSA MÚLTIPLOS ESTRATOS DE TERRENO.	107
FIGURA 88. ESQUEMA DE COLUNAS DE <i>JET</i> SUJEITAS A ESFORÇOS DE FLEXÃO.	110
FIGURA 89. TENSÃO DE COMPRESSÃO EM FUNÇÃO DA DOSAGEM DE CIMENTO.	112
FIGURA 90. MÓDULO DE DEFORMABILIDADE EM FUNÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES.	112
FIGURA 91. CORPOS TESTE DE <i>JET GROUTING</i> PARA VALIDAÇÃO E CALIBRAÇÃO DE PARÂMETROS.....	114
FIGURA 92. CONTROLO DE EXECUÇÃO DE CORPOS DE <i>JET GROUTING</i>	114
FIGURA 93. EXEMPLO DE REGISTO DE CONTROLO DE QUALIDADE, NO SENTIDO DESCENDENTE, NA EXECUÇÃO DE CORPOS DE <i>JET GROUTING</i>	115
FIGURA 94. EXEMPLO DE REGISTO DE CONTROLO DE QUALIDADE, NO SENTIDO ASCENDENTE, NA EXECUÇÃO DE CORPOS DE <i>JET GROUTING</i>	115
FIGURA 95. LOCALIZAÇÃO DA OBRA	116
FIGURA 96. REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DAS CONFRONTAÇÕES DO LOTE A INTERVENCIONAR.	117
FIGURA 97. FOTOGRAFIA DE PARTE DA FACHADA PRINCIPAL A CONSERVAR.	117
FIGURA 98. REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DAS FACHADAS PRINCIPAIS A CONSERVAR.	119
FIGURA 99. ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE FACHADA, ALÇADO PRINCIPAL E CORTE TIPO	119
FIGURA 100. CORTE TIPO DA SOLUÇÃO DE RECALÇAMENTO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA.....	120
FIGURA 101. MICROESTACAS TRAVADAS COM RECURSO A TROÇOS DE LAJE.	120
FIGURA 102. INCLINAÇÃO DAS BIELAS DE COMPRESSÃO DO MODELO DE ESCORAS E TIRANTES.....	123
FIGURA 103. MODELOS DE CÁLCULO PRODUZIDOS EM PLAXIS 2D PARA AS DIVERSAS SITUAÇÕES COM AS ISOLINHAS DE DESLOCAMENTOS.	125
FIGURA 104. LOCALIZAÇÃO DA OBRA.	126
FIGURA 105. REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DAS CONFRONTAÇÕES DO LOTE A INTERVENCIONAR.	127
FIGURA 106. PLANTAS DE ARQUITECTURA DA ACTUAL CERVEJARIA PORTUGÁLIA.....	128
FIGURA 107. ESTRUTURAS E ELEMENTOS CONTEMPLADOS NO PROJECTO DE ESTABILIDADE.	128
FIGURA 108. REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DA FACHADA PRINCIPAL A CONSERVAR, QUE CONFRONTA COM A RUA PASCOAL DE MELO].	129
FIGURA 109. FOTOGRAFIA DE UMA DAS FACHADAS A CONSERVAR, QUE CONFRONTA COM O INTERIOR DO RECINTO DE OBRA.	130
FIGURA 110. ESQUEMA DA SOLUÇÃO PROPOSTA.....	130
FIGURA 111. PLANO DE CARGAS PARA OS ELEMENTOS A RECALÇAR.....	131
FIGURA 112. LOCALIZAÇÃO DA OBRA.	135
FIGURA 113. PLANTA DO EDIFÍCIO EM CAUSA.	136
FIGURA 114. ESQUEMA DA SOLUÇÃO DE RECALÇAMENTO EM PLANTA.	138
FIGURA 115. CORTE TIPO DA SOLUÇÃO DE RECALÇAMENTO.	138
FIGURA 116. PLANO DE CARGAS PARA OS ELEMENTOS A RECALÇAR E PORMENOR DE UMA DAS SAPATAS.	139
FIGURA 117. MODELO DA COLUNA DE <i>JET</i> NO PROGRAMA <i>PLAXIS 2D</i> COM AS ISOLINHAS DE DESLOCAMENTOS	141

ÍNDICE DE TABELAS

TABELA 1. GAMA DE VALORES CARACTERÍSTICOS DE ALGUNS PARÂMETROS RELATIVOS A SISTEMAS DE <i>JET GROUTING</i>	56
TABELA 2. CRITÉRIOS CARACTERIZADORES DA OPERAÇÃO DE <i>JET GROUTING</i>	61
TABELA 3. ETAPAS DO DIMENSIONAMENTO DE MICROESTACAS NUM CONTEXTO DE REFORÇO DE FUNDAÇÕES	64
TABELA 4. FACTORES DE SEGURANÇA A APLICAR NO CÁLCULO DO COMPRIMENTO DE SELAGEM.....	68
TABELA 5. RELAÇÃO ENTRE O TIPO DE SOLO, OS COEFICIENTES α E OS VOLUMES MÍNIMOS DE INJEÇÃO NECESSÁRIOS	68
TABELA 6. FACTORES DE IMPERFEIÇÃO PARA AS CURVAS DE ENCURVADURA.	74
TABELA 7. TAXAS DE CRESCIMENTO DO MÓDULO DE REACÇÃO EM PROFUNDIDADE n_h [kN/M ³]......	80
TABELA 8. TENSÕES DE ROTURA DE ADERÊNCIA.	87
TABELA 9. CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE CORROSÃO DO SOLO.	94
TABELA 10. RECOBRIMENTOS MÍNIMOS (EM MM) PARA MICROESTACAS SEGUNDO	95
TABELA 11. VALORES RECOMENDÁVEIS PARA A PERDA DE ESPESSURA (EM MM) DE ESTACAS EM AÇO DEVIDO	95
TABELA 12. ETAPAS DO DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS DE <i>JET GROUTING</i> NUM CONTEXTO DE REFORÇO DE FUNDAÇÕES	99
TABELA 13. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DA MISTURA SOLO-CIMENTO EM FUNÇÃO DO TIPO SOLO E PARA O SISTEMA DE <i>JET</i> SIMPLES.	108
TABELA 14. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DA MISTURA SOLO-CIMENTO EM FUNÇÃO DO TIPO SOLO E PARA SISTEMAS DE <i>JET</i> DUPLO E TRIPLO.....	108
TABELA 15. RESISTÊNCIA À TRACÇÃO SIMPLES DE COLUNAS DE <i>JET GROUTING</i>	109
TABELA 16. RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DEVIDA A FLEXÃO DE COLUNAS DE <i>JET GROUTING</i>	110
TABELA 17. PARÂMETROS GEOMECÂNICOS DOS DIFERENTES EXTRACTOS DE SOLO.	118
TABELA 18. CARACTERÍSTICAS DAS MICROESTACAS UTILIZADAS.	121
TABELA 19. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO.....	124
TABELA 20. ASSENTAMENTOS ESTIMADOS RECORRENDO AO PROGRAMA PLAXIS 2D.	125
TABELA 21. PARÂMETROS GEOMECÂNICOS DOS DIFERENTES EXTRACTOS DE SOLO.	129
TABELA 22. CARACTERÍSTICAS DAS MICROESTACAS UTILIZADAS.	132
TABELA 23. CARGAS ACTUANTES DE DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DE RECALÇAMENTO.	133
TABELA 24. PARÂMETROS GEOMECÂNICOS DOS DIFERENTES EXTRACTOS DE SOLO.	137
TABELA 25. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO.	140

SIMBOLOGIA

LETRAS MAIÚSCULAS LATINAS

A	área da secção transversal da microestaca
A	área de corte de um varão de aço
A	área da secção transversal da coluna de <i>jet</i>
A_a	área do perfil de aço
$A_{aço}$	área da secção de aço
A_c	área da secção de calda de cimento
A_m	coeficiente dependente das condições de fronteira da estaca
A_r	coeficiente dependente das condições de fronteira da estaca
A_s	área da armadura de aço
A_s	coeficiente dependente das condições de fronteira da estaca
A_s	área da secção de armadura longitudinal necessária
$A_{s,adoptado}$	área da secção de armadura longitudinal adoptada
A_{sw}	área da secção das armaduras de esforço transverso
$A_{sw,adoptado}$	área da secção das armaduras transversais adoptada
$A_{sw,min}$	área mínima da secção das armaduras de esforço transverso
$A_{sw,total}$	área mínima da secção das armaduras transversais
$(A_{sw})_{susp}$	área da secção das armaduras de suspensão
A_v	coeficiente dependente das condições de fronteira da estaca
A_{varao}	área do varão tipo GEWI
A_y	coeficiente dependente das condições de fronteira da estaca
B	largura do elemento de fundação
B_m	coeficiente dependente das condições de fronteira da estaca
B_r	coeficiente dependente das condições de fronteira da estaca
B_s	coeficiente dependente das condições de fronteira da estaca
B_v	coeficiente dependente das condições de fronteira da estaca
B_y	coeficiente dependente das condições de fronteira da estaca
C	consume de cimento por metro linear de coluna
C'	coesão do solo
D	diâmetro de coluna de <i>jet</i>
D_{ext}	diâmetro exterior da microestaca
D_0	diâmetro do bico do injector
$D_{segurança}$	distância de segurança entre ancoragens e microestacas
E	energia despendida na operação de injeção
E	valor de cálculo do módulo de elasticidade da microestaca
E	módulo de deformabilidade de uma coluna de <i>jet</i>
$E_{50\%}$	módulo de deformabilidade secante de uma coluna de <i>jet</i> para 50% da resistência à compressão simples
$E_{2 dias}$	módulo de deformabilidade a 2 dias de uma coluna de <i>jet</i>
$E_{7 dias}$	módulo de deformabilidade a 7 dias de uma coluna de <i>jet</i>

E_a	valor de cálculo do módulo de elasticidade do perfil de aço
$E_{aço}$	valor de cálculo do módulo de elasticidade da secção de aço
E_C	valor de cálculo do módulo de elasticidade da calda de cimento
E_S	valor de cálculo do módulo de elasticidade da armadura de aço
E_S	módulo de deformabilidade do solo
EI	rigidez à flexão
$E_p I_p$	rigidez à flexão da estaca
F_{susp}	força a suspender
$F_{máx}$	força máxima a aplicar num varão tipo GEWI
F_{rd}	força resistente da chapa de topo de ancoragem
FS	factor de segurança
H_0	força horizontal aplicada à cabeça da estaca
H_{viga}	altura da viga
I	impacto dinâmico do jacto
I	inércia da secção
L	comprimento da estaca
L	distância microestaca-fachada a recalçar
L_1	distância entre centros de colunas de <i>jet</i>
L_2	distância entre centros de colunas de <i>jet</i>
L_{cr}	comprimento de encurvadura da coluna no plano de encurvadura considerado
L_S	comprimento de selagem
L_{viga}	comprimento da viga
M	momento flector
M_0	momento flector aplicado à cabeça da estaca
M_{Ed}	valor de cálculo do momento flector actuante
$M_{pl,Rd}$	valor de cálculo do momento flector resistente plástico
N	carga axial
$N_{b,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido
N_{cr}	esforço normal crítico da coluna
N_{Ed}	valor de cálculo do esforço normal actuante
$N_{pl,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente plástico
N_{Rd}	valor de cálculo do esforço normal resistente
N_{SPT}	nº de pancadas do ensaio de penetração dinâmica (SPT)
P	pré-esforço instalado
P	pressão de injeção
P_{cr}	carga instabilizante da coluna para determinado modo de encurvadura
P_E	carga crítica de Euler
$P_{esforço}$	pré-esforço aplicado nas ancoragens
Q	caudal de fluido
Q_{actual}	carga actuante no elemento a recalçar
Q_L^P	resistência de ponta da estaca

Q_L^P	resistência de ponta da coluna de <i>jet</i>
Q_L^S	resistência por atrito lateral da estaca
Q_L^S	resistência por atrito lateral da coluna de <i>jet</i>
Q_{LC}	carga limite de compressão da estaca
Q_{LC}	carga limite de compressão da coluna de <i>jet</i>
Q_{LT}	carga limite de tracção da estaca
Q_{LT}	carga limite de tracção da coluna de <i>jet</i>
Q_{vert}	componente vertical da carga aplicada pela ancoragem
S_p	secção da ponta da microestaca
S_p	secção da ponta da coluna de <i>jet</i>
T	comprimento característico da estaca num solo com coeficiente de reacção constante
T^*	comprimento característico adimensional
V	esforço transverso
$V_{a,Ed}$	valor de cálculo do esforço transverso actuante na secção de aço do element misto
V_i	volume de calda injectado
$V_{pl,Rd}$	valor de cálculo do esforço de corte resistente de varões de aço
$V_{pl,a,Rd}$	valor de cálculo do esforço transverso resistente da secção de aço do element misto
V_{Rd}	valor de cálculo do esforço de corte resistente
V_s	velocidade de subida da vara
V_{sd}	valor de cálculo do esforço transverso de dimensionamento
V_t	volume teórico do bolbo de selagem
Z	profundidade adimensional
$Z_{máx}$	comprimento adimensional

LETRAS MINÚSCULAS LATINAS

a/c	<i>relação água cimento da calda</i>
a_{fast}	<i>afastamento entre painéis primários</i>
a_{fast}	<i>afastamento entre microestacas</i>
c	<i>coeficiente que depende da rugosidade da superfície</i>
\bar{c}_f	<i>coeficiente que depende da rigidez das molas que representam o solo (k) e da rigidez de flexão do elemento (EI)</i>
d	<i>diâmetro ou largura da estaca</i>
d	<i>altura útil da secção</i>
e	<i>excentricidade da carga horizontal aplicada na cabeça da estaca, obtida por H_0/M_0</i>
e_{chapa}	<i>espessura da chapa de topo da microestaca</i>
f_{bd}	<i>valor da tensão de cedência de aderência</i>
f_{cd}	<i>valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão</i>
f_{ck}	<i>valor característico da tensão de rotura à compressão do betão aos 28 dias de idade</i>
f_{ctd}	<i>valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tracção simples</i>
f_{yd}	<i>valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço</i>

f_{ywd}	valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras de esforço transverso
f_{sd}	valor de cálculo da tensão de cedência à tracção das armaduras de aço
g	aceleração da gravidade
i	raio de giração da secção
i	número de semi-ondas em que a barra se subdivide quando encurva
i	inclinação das ancoragens
k	modulo de reacção do solo
k_h	coeficiente de reacção horizontal do solo
k_p	factor de capacidade de carga na ponta da estaca
l	comprimento da coluna
l_0	comprimento livre efectivo entre apoios
l_c	comprimento característico da estaca
n_h	taxa de crescimento do modulo de reacção em profundidade
n_{niveis}	número de níveis de ancoragens
p	reacção do solo por metro
p_l	pressão limite do solo à cota de fundação
pp_{viga}	peso próprio da viga
s	espaçamento entre armaduras
v_{rdi}	valor de cálculo da tensão tangencial resistente
y	deslocamento lateral da estaca
w	modulo de flexão
z	profundidade
z	braço da secção de betão armado
z	distância da linha neutra à fibra mais afastada

LETRAS MAIÚSCULAS GREGAS

Δ_{el} parcela elástica da deformação axial

LETRAS MINÚSCULAS GREGAS

α factor de expansão do bolbo de selagem

α factor de imperfeição para a encurvadura de elementos comprimidos

α ângulo formado pela superfície de corte e pelas armaduras que a atravessam

α coeficiente relacionado com os requisitos de resistência de projecto e/ou geometria da fundação

γ peso volúmico da camada de solo considerada

$\gamma_{\text{Água}}$ peso volúmico da água

γ_{calda} peso volúmico da calda

γ_{cimento} peso volúmico do cimento

γ_G coeficiente de segurança das acções

γ_{Mo} coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer

	classe
γ_{M1}	coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos a fenómenos de encurvadura
θ	rotação da estaca
θ	ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga
θ_{desvio}	ângulo de desvio na execução do elemento
$\bar{\lambda}$	valor da esbelteza normalizada
λ_1	valor da esbelteza de referência
μ	coeficiente de atrito entre superfícies
μ	momento flector reduzido
ν	coeficiente de Poisson do solo
ν	coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço trasnverso
ρ	coeficiente de redução para determinar os valores de cálculo dos momentos flectores resistentes, tendo em conta a interacção com os esforços trasnversos.
σ_{act}	tensão actuante na biela de compressão
σ_C	tensão de compressão
σ_{max}	tensão máxima na biela de compressão
σ_N	tensão de compressão actuante na superfície de corte
σ_T	tensão de tracção
ζ_{c-s}	tensão máxima entre o solo e a calda de injeção
ζ_{c-s}	tensão máxima entre o solo e o corpo de <i>jet</i>
ϕ	diâmetro de furação
ϕ	diâmetro do varão tipo GEWI
ϕ	valor para determinar o coeficiente de redução χ
χ	coeficiente de redução associado ao modo de encurvadura considerado
ω	percentagem mecânica de armadura

ABREVIATURAS

AECOPS	Associação de Empresas de Construção Obras Públicas e Serviços
EC	eurocódigo
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
IGU	injeção global unitária
IRS	injeção repetitiva selectiva
JJGA	<i>Japanese Jet Grouting Association</i>
LCPC	<i>Laboratoire Central des Ponts et Chaussées</i>
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado
SPT	ensaio de penetração dinâmica

1. Introdução

Qualquer estrutura concebida pelo homem deve atender a requisitos pré-estabelecidos, sejam eles conforto, durabilidade, estética ou economia. No entanto, certamente que um dos mais fulcrais é a segurança face a comportamentos indesejáveis, em particular contra deformações excessivas ou até mesmo o colapso.

O conceito de segurança absoluta, tantas vezes almejado nas diversas instâncias da sociedade, nunca se poderá aplicar ao mundo da engenharia, pois a realidade é que colapsos continuaram a ocorrer, originados por erro humano ou por eventos tão extraordinários e fortuitos, convenientemente designados como “*Acts of God*”.

O binómio segurança *versus* incerteza tem vindo, desde sempre, a desafiar a comunidade geotécnica. Como tal, e diante da incapacidade humana de se conceberem obras que atendessem sempre às condições mais desfavoráveis, o próprio Terzaghi propôs a conhecida abordagem “*learn as you go*” como forma de se incorporar a incerteza no projecto e construção de forma incremental [1].

O reconhecimento explícito da incerteza dos modelos, associada tanto a variabilidades espaciais como temporais das propriedades do solo, ficou patente quando, em 1969, Peck introduziu as bases de um dos marcos da Engenharia Geotécnica, conhecido por método observacional [1]. Esta metodologia, patente na norma NP EN 1997-1:2010 (EC7), tem por base a actualização do projecto geotécnico em função da leitura dos parâmetros feita em obra, satisfazendo os seguintes requisitos [2]:

- Limites admissíveis do comportamento da estrutura e demonstração de uma boa probabilidade do comportamento real se situar dentro desses limites;
- Definição de um plano de observação e instrumentação, onde sejam estipuladas, *a priori*, as medidas correctivas a adoptar no caso de se verificar a ocorrência de comportamentos anómalos.

A variabilidade geotécnica é um fenómeno complexo que resulta de múltiplas e variadas origens de incerteza, das quais se destaca a variabilidade inerente ao material solo, causada pelos processos naturais geológicos envolvidos na formação do solo. Para além deste fenómeno, existe sempre alguma incerteza no modelo de transformação, introduzida quando medições de campo ou de laboratório são transformadas em propriedades do solo usando modelos empíricos ou outros modelos de correlação. Por último, destacam-se ainda os próprios erros de medição, atribuídos ao equipamento, operador/procedimento, e aos efeitos aleatórios de cada ensaio.

Esta incerteza, indissociável da Engenharia Geotécnica, revela a importância que a análise estatística e probabilística tem como ferramenta que permita a racionalização da heterogenei-

dade observada em depósitos de solo, a dispersão nos ensaios de campo e de laboratório e a propagação destas incertezas no desenvolvimento do projecto.

A abordagem determinística inicial foi sendo gradualmente substituída por métodos mais racionais de garantia da segurança, como os coeficientes parciais de segurança preconizados actualmente. Todavia, no caso de estruturas geotécnicas, a verificação de segurança depende, de forma determinante, das estimativas de alguns parâmetros relacionados com a própria natureza do solo. Estas estimativas, por mais correctas que sejam, não passam de valores aos quais são associados um determinado grau de convicção. É pois fulcral que as estimativas efectuadas em projecto sejam, recorrentemente, avaliadas em obra.

Deste modo, a instrumentação apresenta-se como o meio mais adequado através do qual o engenheiro consegue aferir quaisquer incongruências entre o modelo de cálculo adoptado em projecto e as condições reais verificadas em obra. Logicamente, os parâmetros a avaliar devem ser balizados dentro de uma gama coerente de valores, motivando rápidas alterações na execução da obra, caso os valores se aproximem dos limites estabelecidos.

Por último, paralelamente ao binómio referido anteriormente, é necessário ponderar na execução de qualquer projecto o equilíbrio entre economia e segurança. Pois se por um lado seria possível conceber estruturas que resistissem a praticamente todas as solicitações, por outro lado o custo de execução de tais estruturas seria, provavelmente, incomportável.

1.1. Motivação

A importância da reabilitação de edifícios tem vindo a assumir, progressivamente, maior ênfase ao longo da última década, em grande parte associada ao valor patrimonial intrínseco das edificações antigas, cujas empenas e fachadas que, com o seu trabalhado e a sua própria história, se sobrepõem à construção nova.

Todavia, e segundo dados referentes a 2009, disponibilizados no início do presente ano pela AECOPS (Associação de Empresas de Construção Obras Públicas e Serviços), Portugal é dos países da União Europeia que, em termos absolutos e relativos, menos investe na reabilitação residencial. Com efeito, e ao contrário de alguns países europeus como a Alemanha, onde o sector da reabilitação representa cerca de 32% da produção total da construção, em Portugal este indicador assume um peso quase residual de 6%. Esta tendência faz-se igualmente sentir ao nível dos edifícios com outras funções, nomeadamente os que são reaproveitados pelo Estado para funções políticas e administrativas e que, em muitos casos, se encontram deficientemente dimensionados, pelo menos para a sua utilização actual, e a necessitar de intervenções urgentes.

Urge, portanto, uma mudança radical de paradigma nas políticas para o sector da construção, valorizando o sector da reabilitação urbana. Essa alteração acarretaria por certo impactos positivos, não só na qualidade de vida das cidades, como também ao nível da criação de riqueza e de emprego. Todavia, e apesar dessa mudança ser complexa e geracional, certamente que o caminho a enveredar não será o da permanente edificação de novas construções e o abandono sistemático da esmagadora maioria dos antigos edifícios.

A intervenção em edifícios antigos assume geralmente uma de três abordagens: (i) a demolição total (caso não se justifique economicamente ou por razões técnicas manter o edifício), (ii) a manutenção das características exteriores e demolição do interior ou (iii) a preservação do número máximo possível de elementos estruturais e não estruturais. Tipicamente, nas construções em que o interior é demolido e as fachadas exteriores preservadas, procede-se ao recalçamento de fachadas e à execução de caves que, se efectuado de forma bem planeada, acarreta riscos mínimos para as construções adjacentes.

1.2. Objectivos e metodologia

O principal objectivo desta dissertação passou pela elaboração de um documento que possua as mais importantes etapas, e respectivas verificações de segurança, relativas ao dimensionamento das soluções mais correntes de reforço e recalçamento de fundações, nomeadamente soluções com recurso a microestacas ou à execução de corpos de *jet grouting*. Seguidamente, pretendeu-se ilustrar estas metodologias com diferentes casos de obra.

Numa primeira fase, este documento visava, para além dos objectivos anteriores, efectuar o acompanhamento integral de uma obra de recalçamento e reforço de fundações num contexto de reabilitação. Contudo, a obra em causa, a reabilitação do quarteirão Portugália, após a empreitada de demolição e por decisão do dono de obra, viu a progressão dos trabalhos interrompida desde Novembro de 2009 até à presente data, tendo-se somente acompanhado de perto essa primeira etapa da obra.

A metodologia empregue na elaboração deste documento passou, maioritariamente, pela pesquisa bibliográfica de artigos técnicos apresentados em congressos de índole geotécnica e de reabilitação estrutural, ou publicados por entidades governamentais como a FHWA (*Federal Highway Administration*) ou o LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*). Naturalmente, não foi dispensada a consulta da regulamentação actualmente em vigor, nomeadamente os Eurocódigos e o REBAP (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado). Por último, algumas das considerações avançadas neste documento resultaram de informações e ensinamentos transmitidos por profissionais da área, em particular os colaboradores da empresa JetSJ Geotecnia, Lda.

1.3. Estrutura

A abordagem à temática do recalçamento e reforço de fundações inicia-se no Capítulo 2 com uma contextualização das práticas de reforço e de recalçamento, onde se descrevem sumariamente quais as situações habituais que conduzem a este tipo de intervenções. É igualmente efectuada referência à regulamentação em vigor, imprescindível nestes casos. Neste mesmo capítulo é ainda apresentada uma caracterização dos diferentes tipos de fundação de edifícios, desde as soluções de fundação superficial às soluções de fundação profundas, tanto de edifícios antigos, como de edificações mais recentes. Apesar de a problemática das anomalias em fundações não estar abrangida pelo âmbito da presente dissertação, contemplou-se ainda uma breve síntese desta temática em relação às soluções de fundação enunciadas.

Em seguida, no Capítulo 3, são enumeradas algumas das mais comuns soluções de reforço, distinguindo, à partida, as que exigem o aprofundamento das fundações existentes das que não o fazem. É dada particular atenção às soluções que recorrem a técnicas de *jet grouting* e à execução de microestacas.

O Capítulo 4 reúne os principais processos construtivos e as suas particularidades quando aplicados a projectos de reforço e recalçamento de fundações abordando, exclusivamente, os dois tipos de soluções detalhados no capítulo anterior.

As diversas etapas do dimensionamento de soluções com recurso a microestacas ou a *jet grouting* são enumeradas no Capítulo 5. É discutida a aplicabilidade destas metodologias, bem como os principais detalhes que envolvem o seu pré-dimensionamento e consequentes verificações de segurança aos estados limite relevantes.

No Capítulo 6 são apresentados alguns projectos, nos quais o autor desta dissertação esteve envolvido, e que pretendem concretizar, de forma um pouco mais detalhada, as verificações de segurança inerentes a estas soluções. A apresentação de casos reais permite ainda fazer referência a condicionantes/restrições que dificilmente seriam abordadas em ambiente académico.

Por último, no Capítulo 7 tecem-se algumas conclusões e críticas ao trabalho realizado, focando igualmente perspectivas de desenvolvimento nesta área.

1.4. Estado da arte

Os dois principais tipos de solução de reforço/recalçamento de fundações supracitados caracterizam-se, em primeiro lugar, pela sua versatilidade e adaptabilidade, podendo inúmeras vezes funcionar não como soluções distintas, mas sim complementando-se.

As microestacas são elementos utilizados tipicamente com dois propósitos: como elemento estrutural de suporte ou como elementos de reforço *in situ* do solo. De realçar que no primeiro tipo de situações estes elementos recebem directamente as cargas aplicadas, sendo principalmente solicitados axialmente.

Pode então afirmar-se que, no caso de função estrutural de suporte, as microestacas são actualmente aplicadas quer no reforço de fundações existentes quer em novas fundações ou apenas com o propósito de reforço sísmico.

No que toca ao reforço *in situ* do solo, este tipo de elementos é utilizado em operações de estabilização de taludes para acções estáticas ou dinâmicas ou ainda para redução de assentamentos excessivos em estruturas.

Todas as operações anteriores são bastante populares quer na Europa, com ênfase em Itália, uma que é o país percursor desta tecnologia, e em França, quer nos EUA, onde a FHWA contribuiu decisivamente nas últimas décadas para a implementação e popularidade da técnica.

A técnica de *jet grouting*, desenvolvida originalmente no Japão, tem vindo a ser cada vez mais utilizada tanto na Europa como nos EUA em obras geotécnicas e é actualmente ponderada como uma das soluções possíveis, em particular nos países com um desenvolvimento significativo na área dos túneis em zonas urbanas, ou na construção de estruturas em zonas densamente habitadas, ou ainda naqueles em que reabilitação das edificações em zonas históricas tem sofrido um acréscimo considerável nos últimos anos.

Por outro lado, em algumas situações, a aplicação de *jet grouting* poderá ter mais do que uma finalidade, por exemplo, numa escavação poderá optar-se pela realização de uma estrutura de contenção com colunas secantes de *jet grouting* com a dupla finalidade de evitar a entrada de água para o interior da escavação e de suportar os impulsos do solo e de outro tipo de cargas no seu tardoz. Por outro lado, é igualmente popular recorrer a uma solução de laje de fundo com colunas de *jet*.

2. Reforço e caracterização de fundações

Um projecto de reforço, no sentido de recalçamento de fundações, é uma das ferramentas essenciais no panorama da reabilitação estrutural do património edificado. Esta reabilitação, motivada tanto pela alteração de uso nas edificações, como pelo aparecimento de danos ao nível da funcionalidade e ao nível estrutural em edifícios, consequência de insuficiente capacidade resistente do solo, carece de um projecto de reforço desta génese.

Todavia, a exigência de mão-de-obra especializada determina a sua ainda pouca utilização no mercado de construção português, situação que também se repercute em projecto, uma vez que não existe uma solução universal para todos os casos. De facto, a solução de reforço depende de inúmeros factores, dos quais se destacam as propriedades mecânicas do estrato de solo de suporte, as condições de conservação dos elementos de fundação e da própria estrutura e, acima de tudo, os condicionamentos e restrições impostos durante esta operação.

Assim, pode afirmar-se que esta temática se apresenta como multi-disciplinar, exigindo não só sólidos conhecimentos acerca do funcionamento estrutural dos edifícios, bem como uma capacidade crítica de interpretação dos diversos dispositivos e parâmetros geotécnicos.

2.1. Contextualização do reforço e recalçamento de fundações

A necessidade de reforço de fundações está geralmente associada a trabalhos sob uma construção existente ou na sua contiguidade imediata (alterações nas condições de fronteira ou de vizinhança do terreno de fundação de um edifício), ou causada pela degradação no tempo das condições de fundação de uma estrutura já existente. O primeiro caso, cada vez mais frequente em zonas urbanas, surge não só da necessidade de circulação e de mobilidade, traduzindo-se na execução de túneis ou de passagens inferiores, mas também da criação de parques automóveis, com a construção de diversos níveis de caves.

Todavia, num pequeno número de casos, a necessidade de consolidação e de reforço coloca-se somente num período limitado de tempo, geralmente no decurso da reabilitação de edifícios, como sucede nas operações de contenção de paredes de fachada.

De forma genérica pode afirmar-se que a necessidade de consolidação e reforço de fundações se coloca essencialmente em três situações distintas, (i) quando ocorre a alteração das condições do terreno de fundação (arrastamento de finos, abaixamento do nível freático, descompressão do solo), (ii) no caso de insuficiência de fundações ou (iii) como consequência de um aumento das cargas actuantes, ou ainda uma combinação destas condições.

Na prática, é possível actuar-se de diversas maneiras com o intuito de reforçar/recalçar fundações. Uma das possibilidades passa pelo melhoramento das características do solo, aumentando a sua capacidade resistente e de deformação. Por outro lado, é também possível actuar sobre as fundações, melhorando as suas características de resistência ou reduzindo as tensões de contacto fundação-solo.

Por último, é ainda possível actuar ao nível do próprio edifício, isto é, reduzindo ou transferindo cargas a actuar na estrutura. Para tal podem, por exemplo, rigidificar-se algumas zonas, constituir ligações estruturais adicionais e/ou aligeirando as restantes cargas permanentes do edifício como os revestimentos [3].

No entanto, a maior percentagem de trabalhos de recalce, no sentido de reforço ou retoma de fundações existentes, surge na sequência do aproveitamento e transformação de edifícios para novas e mais contemporâneas utilizações. Estas reformulações acarretam, regra geral, a supressão e substituição de divisórias e apoios, aliadas ao aumento do número de pisos e de sobrecargas de utilização, reflectindo-se todos estes aspectos numa diferente distribuição das tensões de contacto fundação-terreno, daí a necessidade de melhoramento e reforço das fundações prévias que, face a estas novas exigências, se tornaram insuficientes.

Quando todos os elementos do projecto de uma edificação são conhecidos, as cargas transmitidas às fundações podem ser estimadas com um rigor semelhante ao de uma construção nova. No entanto, esta situação ideal é rara, pois na esmagadora maioria dos casos, os elementos de projecto, quando existem, estão incompletos e desactualizados, não incluindo as modificações que o imóvel sofreu no decurso da sua utilização. Nos edifícios mais antigos, em geral, é também desconhecida a composição dos pavimentos e paredes, o que dificulta a estimativa das cargas elementares.

A execução de sondagens permite o esclarecimento de alguns destes aspectos estruturais (espessura e constituição dos pavimentos, espessura e natureza dos muros, direcção dos vãos de vigamento, etc.), mas dada a incomodidade e custo destas operações estas raramente são efectuadas de modo exaustivo, pelo que geralmente se é forçado a trabalhar com dados incompletos e insuficientes [4].

Como resultado, e a fim de reduzir as incertezas, é necessário fazer um exame muito atento ao edifício a recalçar, para obter o máximo de informações e escolher os locais de sondagem mais adequados. Nestas informações devem incluir-se as condições do terreno e profundidade das fundações existentes (Figura 1), bem como a existência de camadas de terreno mais competentes onde, eventualmente, possa vir a ser apoiada a nova solução de fundação. Naturalmente, o tipo de recalçamento a executar, assim como a sua extensão e profundidade, serão feitas em função das características do terreno, da presença de água e do seu respectivo nível.



FIGURA 1. EXEMPLO DE SONDAGEM PARA AVERIGUAR A PROFUNDIDADE E ESTADO DAS FUNDAÇÕES EXISTENTES [5].

Tendo em conta as incertezas que em geral persistem após estas inspecções e pesquisas, é conveniente avaliar, pelo menos para os elementos principais da estrutura, diversas hipóteses de distribuição de carga, para assim considerar a situação envolvente. No decurso dos trabalhos é muitas vezes possível reduzir o grau de incerteza e, conseqüentemente, afinar os valores de carga a considerar no dimensionamento dos recalces [4].

Para além da determinação das cargas actuantes, o exame da estrutura a reforçar terá grande interesse na óptica da avaliação da rigidez da construção e da sua sensibilidade às deformações. Como é natural, é de todo impossível executar trabalhos de recalce importantes sem pequenos movimentos do edifício, logo é vital prever as conseqüências desses movimentos na edificação, visto que conforme a sua sensibilidade, assim as precauções a tomar durante os trabalhos deverão ser mais ou menos importantes.

Os conceitos de rigidez/flexibilidade e de fragilidade/ductilidade são assim indispensáveis aquando da realização deste tipo de obras, pois a capacidade da construção se deformar de modo importante, sem transferência de carga apreciável, ou sem danos assinaláveis, dita qual a solução de reforço a adoptar.

Genericamente, e tendo em conta os conceitos acima mencionados, podem tecer-se algumas observações relativamente às construções mais usuais em Portugal. As construções de betão armado apresentam comportamentos distintos em função do seu sistema estrutural. No caso de existirem elementos verticais do tipo parede, estes conferem à estrutura uma certa rigidez. No entanto, conforme a pormenorização das respectivas armaduras estes elementos podem ser mais ou menos dúcteis. No caso de os elementos estruturais serem de pequena altura, podem ocorrer movimentos relativos de certa importância sem prejuízos [4].

Os edifícios de alvenaria colocam várias dificuldades na sua apreciação global, pois nestas estruturas intervêm a natureza do ligante (a cal é dúctil enquanto que o gesso e o cimento são frágeis), o tipo de aparelho utilizado (alvenaria de pedra irregular é mais dúctil do que a alvena-

ria de pedra de cantaria), a espessura das juntas e, naturalmente, a qualidade da pedra empregue. Por outro lado, o comportamento (rigidez) dos elementos de alvenaria é ainda condicionado pela sua forma e pela existência de aberturas. Assim, é necessária alguma experiência para apreciar o comportamento de paredes de alvenaria, sobretudo se esses elementos apresentarem defeitos de concepção ou um historial de deformações acumuladas, que os podem tornar frágeis [4].

Independentemente da sensibilidade da estrutura sujeita a recalce, é importante, do ponto de vista da evolução das deformações, conhecer o historial da construção, para assim poder distinguir as fissurações mais recentes das mais antigas, bem como a evolução de todas essas fissuras, principalmente na fase de recalce ou de execução de trabalhos de escavação contínuos. Para tal, é necessária a instalação de instrumentação a fim de avaliar se a deformação está em fase de estabilização ou, pelo contrário, se acelera e se se avizinha o colapso da estrutura, necessitando de intervenção urgente.

Em projectos desta índole, existem de facto incertezas a dois níveis, nomeadamente a nível estrutural (em particular em edificações antigas) e no que toca ao terreno de fundação. Como tal, e para gerir as incertezas associadas a estas operações, é fulcral a realização de sondagens estruturais e geotécnicas.

2.2. Regulamentação e normas existentes.

Seria de esperar que, no contexto sociocultural da última década, a reabilitação e reforço de edifícios, mais concretamente as suas fundações, se tivesse tornado num tópico recorrente e de manifesto interesse.

No entanto, a regulamentação nacional, bem como internacional, não prevê ainda quais os procedimentos/verificações a adoptar num projecto desta natureza. De facto, grande parte da regulamentação em vigor consultada, mais propriamente as euronormas (Eurocódigos), encontra-se vocacionada quase em exclusivo para construção nova. Como tal, cabe muitas vezes aos projectistas o desafio de recorrer as metodologias existentes, efectuando algumas adaptações, julgadas convenientes, para aplicação neste tipo de intervenções.

Por outro lado, o facto de este tipo de projectos lidar com materiais de natureza diversa e cujas propriedades e características mecânicas não só são bastante variáveis, como não estão por enquanto contempladas/enunciadas em normas legais, traduz-se na necessidade de aplicação de coeficientes de segurança elevados, encarecendo a solução.

Contudo, é já possível da regulamentação existente extrair informações/procedimentos que permitem, com algum grau de confiança, dimensionar este tipo de soluções. Das normas publicadas, e consultadas ao longo desta dissertação, destacam-se:

- NP EN 1992-1-1:2010 Eurocódigo 2 Parte 1-1;
- NP EN 1993-1-1:2010 Eurocódigo 3 Parte 1-1;
- prEN 1993-1-5:2005 Eurocódigo 3 Parte 1-5;
- NP EN 1997-1:2010 Eurocódigo 7 Parte 1;
- EN 12716:2001 Euronorma de execução de *jet grouting*;
- prEN 14199:2001 Euronorma de execução de microestacas.

Para além da regulamentação anterior, foram ainda consultados múltiplos artigos técnicos de várias entidades, das quais se salientam a FHWA do Departamento de Transportes dos EUA e o LCPC do Ministério do Equipamento, da Habitação, dos Transportes e do Mar do Governo Francês.

De realçar por último, a contribuição de inúmeros autores, cujos artigos publicados nos mais variados congressos de índole geotécnica e de reabilitação estrutural, alguns deles citados neste documento, permitem, quer com resultados laboratoriais quer com exemplos de obra, afinar e desenvolver os procedimentos adoptados neste tipo de operações.

2.3. Caracterização de fundações e anomalias correntes

Tipicamente, os materiais de construção mais utilizados em fundações, a nível nacional, são a alvenaria argamassada, em edifícios mais antigos, e o betão armado em fundações contemporâneas. Pode afirmar-se que, até ao século XVIII, o betão/argamassa (produzido então pela mistura de argila, areia, cascalho e água) tem uma utilização quase exclusivamente limitada a fundações e ao interior de paredes de alvenaria [6].

A transição da alvenaria para o betão armado teve essencialmente lugar durante a primeira metade do século XX, graças à então nova dinâmica que surge com a criação da fábrica de cimento Tejo em Alhandra, em 1894, fruto da produção e estudo das propriedades do cimento, que culminou com a aprovação da patente do cimento Portland [6].

No que respeita à profundidade da fundação utilizada, pode fazer-se a separação, tanto no caso de soluções em alvenaria, como em betão armado, em fundações superficiais e fundações profundas. Pois se, por um lado, ocorre muitas vezes o mero prolongamento das paredes resistentes em alvenaria até ao terreno ou soluções de sapatas em betão armado, por outro têm-se fundações por estacas cravadas/moldadas de betão ou o recurso a estacas de madeira, que permitem a mobilização de terrenos mais competentes ou o tratamento por adensamento do terreno de fundação.

Os problemas relacionados com o desempenho das fundações das edificações reflectem-se, geralmente, na restante estrutura. A existência de fissuras nas paredes, geralmente associadas à ocorrência de assentamentos diferenciais numa construção ou a uma rotação do elemento de

fundação, pode indiciar anomalias de fundação e comprometer a boa funcionalidade da estrutura.

2.3.1. Fundações de edifícios antigos

Definindo-se por edifícios antigos aqueles cuja data de construção antecede o início dos anos 40 do século XX, isto é, que possuem já mais de 50 anos de idade, constata-se que as fundações são essencialmente de três tipos: fundações directas por mero prolongamento das paredes resistentes dos edifícios, eventualmente com um ligeiro alargamento, em função das características do solo; fundações semi-directas constituídas por poços de alvenaria de pedra ou fundações indirectas, formadas por estacas de madeira, que atravessam as zonas de aterro, podendo mesmo atingir estratos competentes do solo, ou que promovem o respectivo tratamento.

A prática corrente em cidades como Lisboa ou Porto ditava que o recurso a caves não era uma situação comum, surgindo todavia soluções com recurso a semi caves. Nestas situações, a necessidade de muros de suporte de terras era satisfeita recorrendo a muros de gravidade, de alvenaria de pedra ou de tijolo. Outro tipo de fundação corrente, desta feita quando o estrato competente se encontrava a alguns metros de profundidade, era o recurso a arcos ou abóbadas de alvenaria [3], como ilustrado nas Figuras 2 e 3.

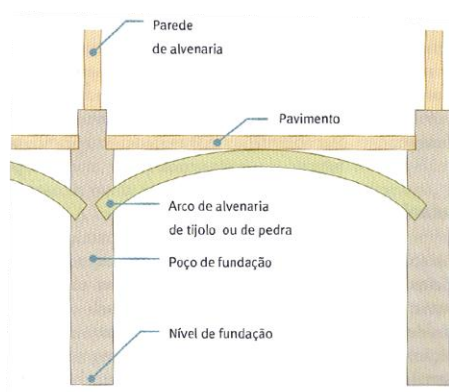


FIGURA 2. ESQUEMA DE FUNDAÇÃO SEMI-DIRECTA POR POÇOS E ARCOS [3].



FIGURA 3. FUNDAÇÃO SEMI-DIRECTA POR POÇOS E ARCOS [5].

Pode então afirmar-se que as fundações de edifícios antigos são habitualmente constituídas ou por sapatas isoladas (tratando-se de pilares) ou contínuas (para paredes), executadas recorrendo a alvenaria de pedra ou de tijolo, com uma constituição similar à registada em paredes resistentes, diferindo somente na sobrelargura da fundação relativamente ao elemento vertical que suporta e na qualidade da alvenaria utilizada (Figuras 4 e 5). A primeira ocorrência é prontamente explicável pelo facto de a fundação fazer a transição entre o elemento resistente e o terreno de fundação que, para uma mesma força de compressão, requer uma área de contacto superior. Já a segunda situação pode advir do facto de a fundação ser o elemento responsável

pela passagem de esforços dos elementos verticais para o terreno, admitindo-se que possa ser constituído por material com uma classe de resistência intermédia dos anteriores [3].

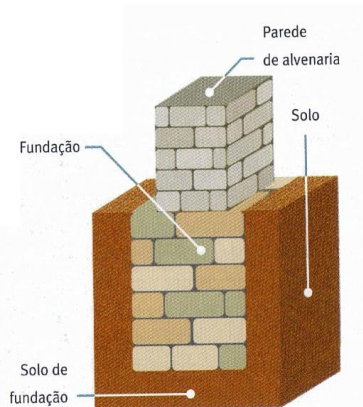


FIGURA 4. FUNDAÇÃO DIRECTA CORRENTE [3].



FIGURA 5. FUNDAÇÃO CORRIDA EM ALVENARIA [5].

Nas situações em que as camadas resistentes do terreno se encontravam a alguns metros de profundidade era adoptada, em geral, uma de três soluções [3]:

- Projectar caves de forma a que o pavimento inferior se situasse a uma cota tal que se pudesse facilmente recorrer a uma solução de fundações superficiais.
- Executar poços quadrangulares (similares a pegões) preenchidos com alvenaria, resultado de escavações locais do solo, com altura necessária para atingir as camadas resistentes do terreno de fundação, encimados por arcos de alvenaria ou tijolo maciço de onde arrancam as paredes estruturais. Esta solução surge tanto por necessidade económica como por dificuldade técnica de execução, uma vez que evita a escavação geral a grande profundidade. O recurso a arcos de alvenaria (conforme ilustrado na Figura 2) explica-se pela utilização de materiais não resistentes à tracção.
- Recorrer à cravação de estacas de madeira, solução que não só possibilitava o aprofundamento da fundação como também fomentava o tratamento do solo de fundação (Figuras 6 e 7).



FIGURA 6. GRADE DE MADEIRA DE FUNDAÇÃO DE PAREDE DE ALVENARIA [5].

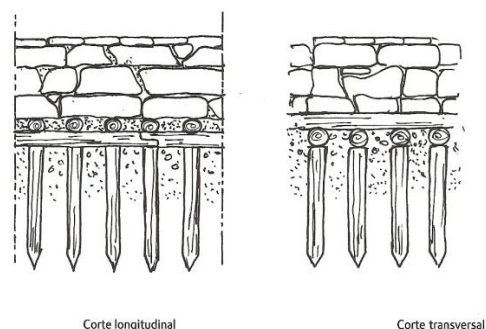


FIGURA 7. ESQUEMA DA UTILIZAÇÃO DE ESTACAS DE MADEIRA COMO ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO [5].

Todavia, sabe-se actualmente que parte das soluções que recorriam a estacas de madeira não tinham como objectivo a transferência de carga para terrenos mais competentes. A sua utilização pretendia confinar o terreno existente à superfície, próximo do nível freático, onde as alve-

narias de cal aérea pudessem começar a ser assentes (como é o exemplo da Baixa Pombalina - Figura 8).

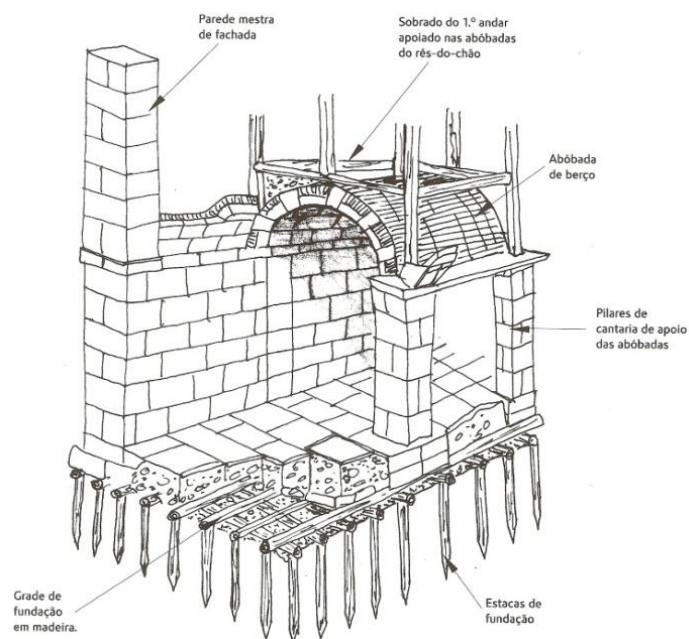


FIGURA 8. ESQUEMA DE FUNDAÇÕES DE EDIFÍCIO POMBALINO [5].

A identificação das soluções de fundações de edifícios antigos, no que toca aos materiais utilizados e à metodologia empregue, pode ser feita de diferentes maneiras. A mais eficaz consiste na abertura de poços de inspecção, com dimensões tais que permitam o acesso de um indivíduo, até próximo das fundações existentes, de preferência até à cota de fundação possibilitando, inclusivamente, a observação do próprio terreno de fundação, conforme representado na Figura 9. Esta inspecção directa (Figura 10), para além de poder ser posteriormente complementada com ensaios laboratoriais, a fim de identificar as características dos materiais constituintes, permite sobretudo avaliar eventuais/potenciais deficiências no elemento, que eventualmente possam explicar o comportamento do edifício [3].

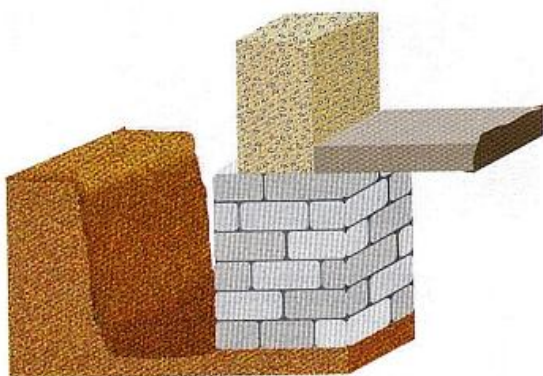


FIGURA 9. POÇO DE INSPECÇÃO [3].



FIGURA 10. EXEMPLO DE POÇO DE INSPECÇÃO [3].

Existem, no entanto, casos em que uma inspecção visual directa não é possível, sendo substituída por sondagens por furação (Figura 11). Neste tipo de trabalhos é conveniente que os furos atinjam não só a fundação, como também as camadas de terreno que a suportam (Figura 12). Consequentemente, é crucial que neste processo se recorra a uma técnica de furação que

permita a recolha do material atravessado. Neste tipo de procedimento é ainda necessário ter em consideração que, em muitos casos, as fundações a inspeccionar resultam do simples alargamento das paredes resistentes do edifício. Este facto, aliado às limitações do equipamento de furação, na medida em existe geralmente uma folga entre o elemento estrutural e o furo, motivada pelo equipamento, podem ditar que o furo não possa ser executado na vertical, sob pena de a sondagem não intersectar a fundação. Estes furos ao nível dos elementos estruturais ou de fundação devem ser executados por carotagem.

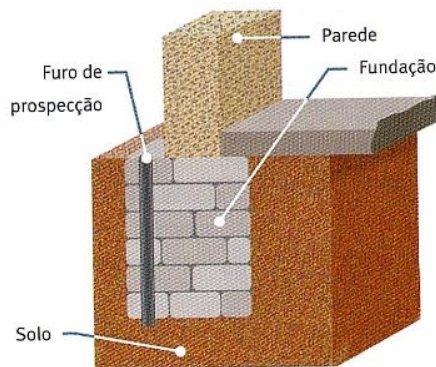


FIGURA 11. FURO DE SONDAÇÃO ATRAVESSANDO A FUNDAÇÃO [3].



FIGURA 12. EXEMPLO DE SONDAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA [5].

O recurso a métodos de pesquisa indirecta, como por exemplo métodos sónicos ou o recurso a georadares, apesar de apelativos não se encontram ainda suficientemente desenvolvidos. No entanto, acresce ainda a dificuldade prática de aplicação atendendo à grande variabilidade e desconhecimento dos parâmetros envolvidos, quer ao nível das fundações, quer ao nível dos solos [3].

2.3.2. Fundações de edifícios contemporâneos

À semelhança das fundações de edifícios antigos, também as fundações em betão se podem classificar entre fundações superficiais, intermédias ou profundas. Não existe uma separação rigorosa entre as fundações ditas superficiais e as soluções de fundação profunda, embora seja corrente a seguinte classificação [4], em função da profundidade (D) e da largura ou diâmetro (B):

- Fundações superficiais $D/B < 4$
- Fundações semiprofundas $4 \leq D/B < 10$
- Fundações profundas $D/B \geq 10$

As primeiras, aplicáveis quando a camada resistente do terreno se encontra a pouca profundidade são, regra geral, constituídas por sapatas isoladas, no caso de pilares, ou corridas, no caso de paredes.

O mecanismo de transmissão de cargas idealizado no interior destes elementos (método das escoras e tirantes) possibilita o alargamento das sapatas em relação ao elemento estrutural que suportam, sem exigir grande altura do elemento de fundação (situação que ocorre em fundações de alvenaria ou em betão simples). No entanto, a altura das sapatas deve ser tal que permita a adopção da hipótese de sapata rígida aquando do seu dimensionamento. Os esforços de tracção, resultantes do encaminhamento de cargas, são absorvidos pela armadura na sapata.

Tipicamente estes elementos não assentam directamente sobre o terreno, mas sim no topo de uma camada de betão de regularização com uma espessura média aproximada de dez centímetros. A fundação deve todavia, ser suficientemente profunda para prevenir a possibilidade de ser erodido o seu terreno de suporte, lateral ou inferior, pela acção do vento, das chuvas ou mesmo de líquidos provenientes de roturas de condutas de águas e esgotos. Adicionalmente, a fundação deve ter também em conta as estruturas adjacentes, por forma a minimizar a possibilidade de transmissão de cargas adicionais aos terrenos de suporte.

Nas situações em que a área de implantação de um edifício coincida com a totalidade do terreno disponível do lote, usual por razões imobiliárias, os elementos de fundação periféricos são executados excentricamente aos elementos que suportam, encontrando-se ligados por meio de vigas de fundação a sapatas interiores, permitindo assim uma melhor distribuição de esforços.

Nas situações em que as cargas a transmitir ao terreno são elevadas, as tensões de segurança são baixas ou quando há necessidade de ir a grandes profundidades e é impossível realizar escavações, recorre-se tipicamente a soluções de estacas de betão armado ou microestacas.

Estes elementos, por vezes executados em grupos, são encimados por um maciço de encabeçamento que, por um lado permite a distribuição de cargas dos elementos verticais até às fundações e por outro solidariza o grupo de estacas, permitindo que possam funcionar conjuntamente e em simultâneo.

Dentro das soluções de fundação por estacas podem ainda subdividir-se em estacas cravadas e estacas moldadas. Ambos os tipos de estacas possuem vantagens e desvantagens, devendo a sua utilização ser precedida do estudo das condições do terreno de implantação e da profundidade pretendida para estes elementos, assim como das condições de vizinha da obra.

Em situações intermédias às apresentadas, isto é, quando o terreno competente se encontra a uma profundidade moderada (por volta dos seis metros de profundidade), pode recorrer-se a uma solução de fundação semiprofunda. É o caso dos pegões, que à semelhança de uma estaca conseguem já mobilizar tanto uma resistência de ponta como o efeito de atrito lateral, cuja importância será tanto maior, quanto maior for a esbelteza da peça (maior D/B). A utilização deste tipo de soluções está geralmente associada a dificuldades de acesso ou quando se considere inaceitável a propagação de vibrações [4]. Estas mesmas restrições são igualmente responsáveis pela popularidade das fundações por microestacas.

2.3.3. Anomalias em fundações

Todas as estruturas estão sujeitas a movimentos/assentamentos não só durante a sua construção mas também posteriormente, quando entram em serviço. Estes movimentos podem ser consequência de carregamentos, de variações de temperatura ou ainda de alterações no comportamento dos terrenos de fundação. Destas últimas, destaca-se a variação de tensões efectivas e no teor em água do solo, que podem resultar numa contracção ou expansão do mesmo, em especial em solos argilosos.

Se, por ventura, os movimentos, por qualquer razão, são impedidos/restringidos ou têm lugar de forma diferencial, a deterioração da estrutura pode resultar numa perda de estabilidade, podendo, inclusivamente, estes efeitos ser irreversíveis no caso de acumulações progressivas de deslocamentos. Ao ocorrer um movimento de rotação da fundação, podem esperar-se danos, tanto nos pisos e coberturas, como nas paredes interiores e exteriores, usualmente materializados pelo surgimento de fendas [7].

De facto, é incontornável que qualquer edifício sofre pequenos deslocamentos, aos quais estão associados pequenos danos (pequenas fendas), quer durante a fase construção, quer durante um período inicial da sua ocupação. Todavia, esta situação é facilmente reparável, sendo designada por alguns autores como “cosmetic damage”, visto que não afecta a integridade estrutural do edifício.

O comportamento estrutural de um edifício deve ser examinado no seu todo, a fim de se perceber como reagem as suas fundações a assentamentos do terreno de fundação. Tipicamente, um movimento vertical descendente de uma parede envolve uma rotação da sua fundação, originando uma perda parcial de estabilidade da estrutura. Se se der o caso de o movimento ser excessivo, a estrutura pode mesmo colapsar. Este movimento de rotação das paredes exteriores para fora do seu plano foi já confirmado em várias obras, e resulta do facto de interiormente estas estruturas se encontrarem travadas pelos pisos dos edifícios [7].

À semelhança das intervenções na superestrutura, as intervenções nas fundações de um edifício apresentam diferentes graus de intrusividade. Todavia, a fim de minimizar futuros danos na superestrutura, a técnica de intervenção deve alterar, o menos possível, o funcionamento do sistema estrutura/fundação.

As anomalias em fundações podem então, à partida, dividir-se em dois grandes grupos: problemas relacionados com a falta de capacidade de carga do terreno ou problemas estruturais ao nível do elemento de fundação ou ainda uma combinação destes dois. As mais frequentes estão associadas a alterações ao longo do tempo nos parâmetros que governam o comportamento dos solos, consequência, em geral, da presença de água, ou a descompressões induzidas por perturbações nas condições de equilíbrio existentes.

A bombagem de água, procedimento usualmente observável nas imediações de escavações para a execução de novos edifícios, tem como objectivo o rebaixamento do nível freático, para

que as fundações da nova edificação possam ser construídas “a seco”. Todavia, não se tem em conta, por norma, que o efeito do rebaixamento tem repercussões no equilíbrio do terreno muito para além do perímetro da escavação [3]. A extracção de água do solo faz com que o espaço ocupado por esta venha a ser parcialmente preenchido por partículas de solo, que resultam em movimentos de assentamento, conforme ilustrado na Figura 13. De facto, a bombagem de água traduz-se numa diminuição do teor em água do solo, o que induz um incremento das tensões efectivas no solo e, conseqüentemente, um aumento dos assentamentos.

A ocorrência de infiltrações, resultantes de água das chuvas ou provenientes de roturas de canalizações de água ou esgotos, tende a criar regimes que podem conduzir ao arrastamento dos finos do solo. Este fenómeno provoca, à semelhança do efeito anterior, assentamentos de fundação que com a passagem do tempo podem tornar-se excessivos. Esta situação agrava-se ainda quando aos efeitos físicos de arrastamento possa estar associada uma agressividade química da água (por exemplo na rotura de condutas de esgotos).

A execução de movimentos de terras nas imediações de edifícios antigos, resultado por exemplo de escavações em meio urbano, pode originar a descompressão lateral do terreno e, conseqüentemente, movimentos de assentamento (Figura 14). Este efeito pode ainda ser agravado pelas vibrações associadas a estes trabalhos, sobretudo tratando-se de solos arenosos, onde a vibração pode aumentar a compacidade do solo, por rearranjo dos seus grãos [3].



FIGURA 13. CONSEQUÊNCIA DO REBAIXAMENTO DO NÍVEL FREÁTICO, ASSOCIADO À DESCOMPRESSÃO DO TERRENO [3].



FIGURA 14. ASSENTAMENTO DE FUNDAÇÃO DEVIDO A DESCOMPRESSÃO DO SOLO, NA SEQUÊNCIA DE ESCAVAÇÃO ADJACENTE [3].

Todavia, as causas que estão na origem das anomalias nem sempre se podem atribuir exclusivamente a factores externos. Fenómenos intrínsecos, tanto em fundações superficiais como

profundas, ocorrem culminando numa redução da secção de contacto entre a fundação e o solo.

Atentando agora nas fundações de edifícios antigos, mais especificamente no caso de fundações superficiais, é frequente observar-se uma degradação das características mecânicas das alvenarias. No caso de fundações profundas ou em situações que o terreno foi adensado à custa da utilização de estacas de madeira, a anomalia mais comum é o apodrecimento do material, normalmente causado por variações das condições de humedificação da madeira (variações na cota do nível freático) [3].

A deterioração das características mecânicas, tratando-se de fundações directas ou semi-directas, está associada ao envelhecimento dos materiais constituintes e, especialmente, a alterações na constituição das fundações. Esta última situação resulta ou da lavagem das fundações por águas subterrâneas, com arrastamento dos elementos mais finos da alvenaria de fundação (tipicamente a argamassa de assentamento), ou da meteorização das fundações, provocada pela sua exposição após escavações periféricas, que origina a destruição da argamassa de ligação e degradação das pedras de alvenaria, situação ilustrada na Figura 15 [3].

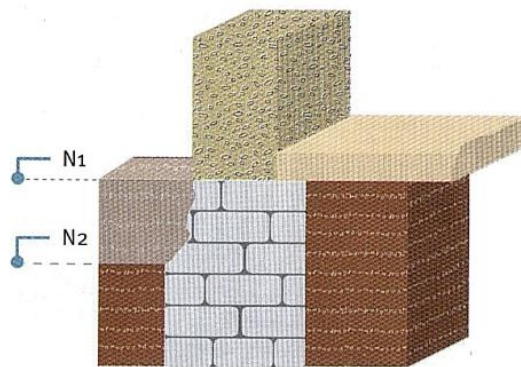


FIGURA 15. METEORIZAÇÃO DE FUNDAÇÕES EXPOSTAS NA SEQUÊNCIA DE ESCAVAÇÕES [3].
N1 E N2 REPRESENTAM AS COTAS ORIGINAL E APÓS REBAIXAMENTO DO TERRENO DE FUNDAÇÃO.

Já no que respeita a fundações de edifícios executadas em betão armado, as anomalias mais relevantes estão associadas ao próprio material de fundação. Como tal, e à semelhança de estruturas em alvenaria, a própria erosão do betão ou a acção de ciclos gelo/degelo pode estar na génese da sua deterioração. No entanto, e tal como em qualquer outro material compósito criado artificialmente, existem vários mecanismos adicionais de degradação devidos à maior complexidade da sua composição [8].

Actualmente, é dado grande ênfase às reacções álcalis-silica do betão e à corrosão do aço no interior das peças, ambas afectadas determinantemente pela alcalinidade do betão com cimento Portland. As primeiras ocorrem quando agregados não inertes são adicionados ao betão, em particular minerais siliciosos, os quais quando em ambiente alcalino, reagem com a água formando um gel expansivo que causa a fissuração da peça.

A corrosão das armaduras de peças de betão armado ocorre por despassivação das mesmas. Esta situação tem geralmente lugar quando o pH do betão, ao nível das armaduras, assume

valores inferiores a 10-11, resultado do processo de carbonatação da pasta de cimento, ou quando o nível de cloretos no elemento ultrapassa o seu valor crítico [9].

O mecanismo de corrosão das armaduras é um processo electroquímico, podendo ser comparado ao funcionamento de uma pilha, causado por diferenças de potencial existentes entre as várias zonas da armadura. A Figura 16 procura ilustrar um exemplo de uma célula de corrosão.

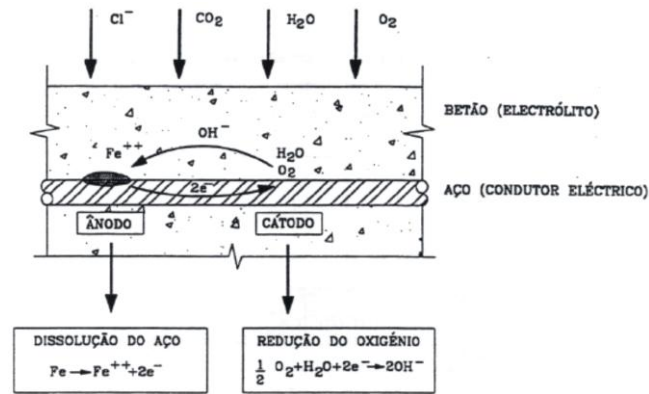


FIGURA 16. MODELO SIMPLIFICADO DA CORROSÃO DO AÇO NO BETÃO [9].

Associadas às reacções químicas ilustradas, surgem ainda reacções secundárias que originam a formação de produtos de corrosão, aos quais está associado um grande aumento de volume. Como resultado geram-se tensões muito elevadas no betão que acabam por fendilhar, delaminar (Figura 17) ou até mesmo destacar o betão de recobrimento das armaduras. Actualmente existem já mecanismos que permitem a protecção face a estes fenómenos, nomeadamente a protecção catódica das armaduras, obtida à custa de ânodos artificiais ou por ânodos inertes complementados por uma corrente eléctrica.

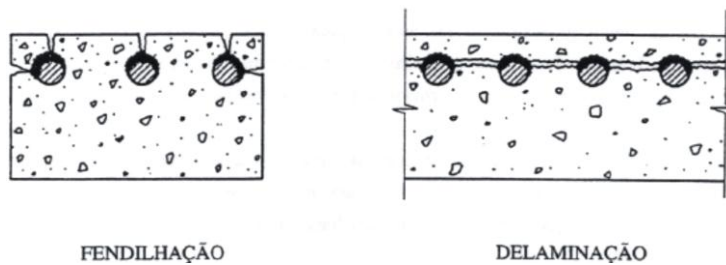


FIGURA 17. FENDILHAÇÃO E DELAMINAÇÃO DO BETÃO DE RECOBRIMENTO [9].

Não podem ainda ser omitidas as anomalias resultantes ou de erro de projecto e/ou de erro de construção. Na primeira situação, as fundações foram previstas de modo a que ou o terreno de fundação seja inadequado ou que as dimensões das fundações sejam insuficientes. Nestes casos, as edificações vão acomodando continuamente os efeitos destes erros, até que se dê a sua estabilização ou colapso.

O erro de execução mais comum consiste no insuficiente aprofundamento da cota de fundação. Em tais situações, não são atingidos os estratos de terreno com as capacidades de resistência e de deformabilidade pretendidas, assentando as fundações sobre camadas de formação recente ou inclusivamente de aterro.

3. Tipos de intervenção de reforço

Uma intervenção de reforço de fundações tem como principal objectivo, um incremento da capacidade de carga das fundações de uma dada estrutura. Neste sentido, e abordando somente as situações em que a deficiente capacidade de carga não é motivada por anomalias de fundação, mas sim por uma insuficiência do terreno de fundação, o reforço de fundações pode ocorrer com ou sem o aprofundamento das mesmas.

Tratando-se de uma intervenção sobre fundações em alvenaria, pode justificar-se ainda uma terceira hipótese que passa pela consolidação do próprio material de fundação. No entanto, uma vez que este procedimento procura um incremento da capacidade resistente do elemento e não do solo ou da interface solo-fundação, será abordado apenas superficialmente.

3.1. Reforço de fundações sem aprofundamento

A opção de não aprofundar o contacto fundação-terreno recorre essencialmente a dois tipos de soluções, ou a uma combinação dos mesmos: melhoramento das qualidades geotécnicas do terreno de apoio ou alargamento da área de contacto fundação-terreno, diminuindo assim a tensão de contacto com o solo.

Naturalmente que a primeira destas formas de intervenção implica um domínio da geotecnia e pressupõe conhecimentos aprofundados quer sobre a caracterização dos solos, quer sobre a aplicabilidade e resultados espectáveis deste tipo de técnicas.

3.1.1. Melhoria das características do solo

Existem diversos métodos para o melhoramento da compacidade ou de resistência dos solos. No entanto, regra geral, somente aqueles que não exijam pés direitos muito grandes nem induzam vibrações excessivas são passíveis de ser aplicados em trabalhos de reabilitação/reforço.

O método mais facilmente aplicável, considerando as restrições anteriores, é a injeção de caldas, nas suas várias modalidades, que procura preencher os vazios naturais dos solos, melhorando assim as suas características geomecânicas [4].

Tratando-se de injeções superficiais, o objectivo passa por intercalar, entre a sapata e o terreno natural uma espécie de sapata intermédia de terreno melhorado. Este processo visa satisfazer duas condições, por um lado obter do terreno injectado uma resistência compatível com as

tensões transmitidas pela fundação e, por outro lado, injectar volume de calda suficiente para que, para além do bolbo de terreno injectado, as tensões transmitidas ao terreno, após degradação, sejam inferiores à resistência do terreno natural. Todavia, neste tipo de procedimento é necessário um controlo atento da pressão de injeção, procurando evitar a possibilidade de ocorrência de levantamentos para além do previsto ou desejável [4].

Para além deste cuidado, e a montante de qualquer processo de injeção, é fundamental avaliar se o terreno é ou não capaz de admitir esta técnica, uma vez que como o processo de injeção visa preencher os vazios existentes no terreno com um material de elevada resistência, exige certos requisitos de permeabilidade.

A utilização de injeções (p.e. a técnica de *jet grouting*) é ainda recomendável, quando os problemas associados aos terrenos se relacionam com a permeabilidade excessiva destes e a possibilidade de arrastamento por percolação, assegurando assim uma efectiva impermeabilização do solo [4].

Em casos muito particulares, e somente em fundações superficiais, é ainda possível ponderar uma solução que recorra à substituição do terreno abaixo da fundação. Trata-se de um procedimento que se pode justificar quando se verifica que as fundações foram executadas sobre camadas pouco resistentes e muito deformáveis, como aterros ou formações geológicas recentes. Assim, tenta-se de forma faseada substituir o terreno existente não por outro tipo de solo, cuja compactação seria extremamente difícil, mas por betão pobre.

3.1.1.1. Recurso a soluções de *jet grouting*

De entre as soluções de melhoria das características do solo de fundação destaca-se o já mencionado recurso à técnica de *jet grouting*. Esta técnica de melhoria de solos consiste, genericamente, na injeção sob pressão (entre 30 a 50 MPa) de calda de cimento no solo.

A sua origem e desenvolvimento, a partir de 1970, deveu-se à necessidade de colmatar a lacuna deixada pelas técnicas de injeção de terrenos no que se refere ao tratamento de solos de reduzidas características mecânicas e de elevada permeabilidade ou heterogéneos em determinadas condições, como por exemplo, as que se verificam em zonas urbanas, para as quais a limitação das perturbações causadas e respectivo controlo são condições obrigatórias [10].

A energia cinética resultante da injeção da calda provoca a desagregação da estrutura do terreno natural e, conseqüentemente, a mistura do mesmo com a calda de cimento, originando um material com melhores características geomecânicas e de menor permeabilidade.

Pode então afirmar-se, resumidamente, que a técnica de *jet grouting* envolve a rotura localizada e mistura simultânea, *in situ*, do solo com calda de cimento.

As soluções de *jet grouting* têm vindo a ser cada vez mais utilizadas ao longo das últimas décadas, uma vez que se trata de uma solução muito versátil e aplicável a praticamente todo o tipo de solos. Para além disso, para a popularidade da técnica contribuem ainda a dispensa de trabalhos de escavação, o que evita a descompressão do solo, a possibilidade de execução em áreas confinadas e a produção de poucas vibrações [11]. Salientam-se ainda a possibilidade de selecção dos níveis de terreno a tratar, a capacidade de formar colunas com a inclinação pretendida e a possibilidade de inserção, no seu interior, de elementos metálicos.

Todavia, a execução de *jet grouting* apresenta algumas desvantagens. Em primeiro lugar, e em especial em colunas muito compridas, é difícil garantir a sua verticalidade. Por outro lado, é necessária a realização de ensaios prévios e de um eficaz controlo de execução, sob pena dos elementos executados não virem a respeitar os critérios de concepção. No entanto, a sua principal limitação relaciona-se com a não aplicabilidade a solos com ausência de finos e/ou sujeitos a regimes de percolação que promovam a lavagem do cimento.

3.1.2. Alargamento da base de fundação

Quando o terreno de apoio da fundação não dispõe de resistência suficiente para suportar as solicitações que lhe são impostas pode optar-se não pelo melhoramento do terreno, mas sim pelo alargamento da área de contacto fundação-terreno. Esta metodologia, em geral somente aplicável a fundações directas, é distinta, caso se trate de uma fundação contínua ou de sapatas isoladas.

Na primeira situação, o reforço mais corrente consiste em executar carlingas em betão armado na sapata existente, ligando-as nas suas extremidades a longarinas também de betão armado, executadas na periferia da sapata. A largura das longarinas é determinada de modo a que a área de contacto fundação-terreno (soma das áreas da sapata inicial e dos reforços) seja a pretendida. Há no entanto um ponto importante a ter em consideração, que é o cuidado na execução deste reforço pois, caso contrário, a sapata só começa a funcionar para novas sobrecargas e assentamentos, não se realizando uma correcta repartição/distribuição das tensões de contacto.

Para minorar esta situação, deve suspender-se a fundação original, antes de se executar o reforço, para que, após ter sido retirada a suspensão, a carga se distribua o mais uniformemente possível, aproveitando ao máximo o alargamento da sapata (Figura 18). Este procedimento pode ser materializado em obra, escorando a parede que descarrega na sapata e aplicando nessas escoras macacos capazes de aliviar a tensão sob a sapata, enquanto se executa o reforço [4].

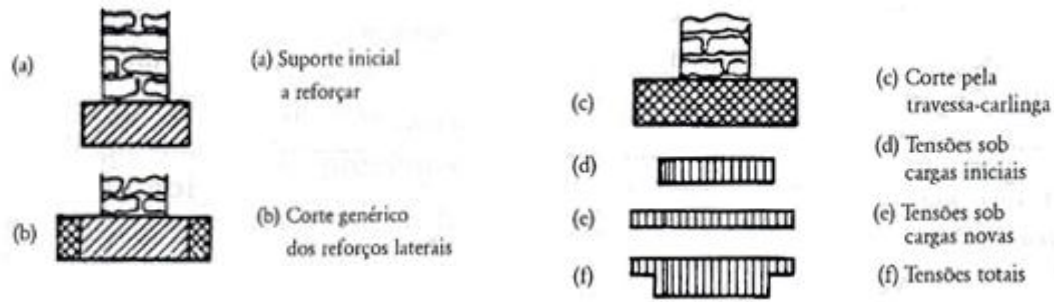


FIGURA 18. REFORÇO DE FUNDAÇÕES CONTÍNUAS E RESPECTIVOS DIAGRAMAS DE TENSÕES [4].

Uma variação possível da metodologia anterior que pode também ser adoptada é a execução de vigas de recalçamento paralelamente à parede a suportar, solidarizadas com recurso a barras pré-esforçadas (Figura 19).

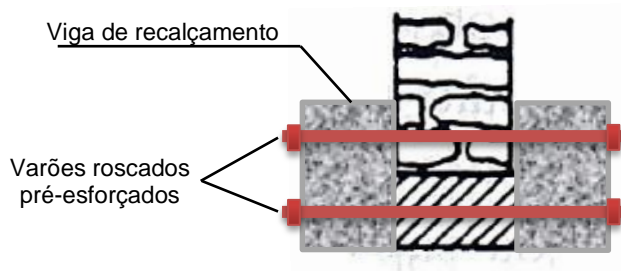


FIGURA 19. REFORÇO DE FUNDAÇÃO CONTÍNUA COM RECURSO A VIGAS DE RECALÇAMENTO PRÉ-ESFORÇADAS.

No caso de uma sapata isolada, é possível aumentá-la/reforçá-la recorrendo a uma camada exterior de betão armado a toda a sua volta, conforme ilustrado na Figura 20. Também nesta situação é útil proceder à suspensão da sapata inicial antes de ser reforçada, pelas razões anteriormente mencionadas.

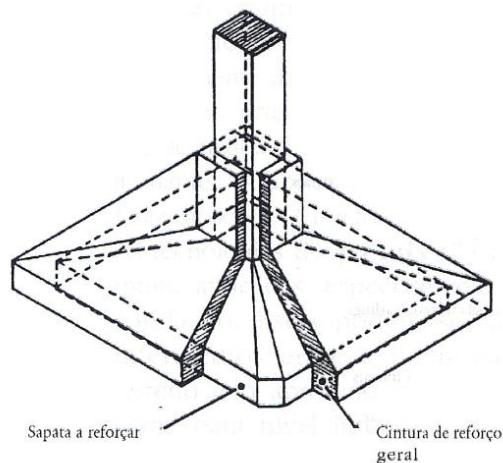


FIGURA 20. REFORÇO DE SAPATA DE BETÃO ARMADO POR CINTURAGEM DE BETÃO ARMADO [4].

As metodologias apresentadas anteriormente aplicam-se maioritariamente a fundações executadas já em betão. No entanto, uma grande parte dos trabalhos de reforço incide ainda sobre edifícios cujas fundações são constituídas por alvenarias. Nestes casos, o recalçamento das

fundações é uma operação complexa, em grande parte devido às elevadas cargas que os edifícios antigos mobilizam ao nível das fundações. O procedimento habitual dita que esta tarefa deve ser executada por troços, sucessivamente escavados e infrabetonados, recorrendo a enchimentos de betão simples ou armado. Para minorar os riscos associados a este tipo de procedimento pode realizar-se este recalce faseadamente, de ambos os lados da fundação, conforme ilustrado na Figura 21, e, simultaneamente, impor um escoramento parcial do edifício, por forma a aligeirar os esforços ao nível das fundações [3].

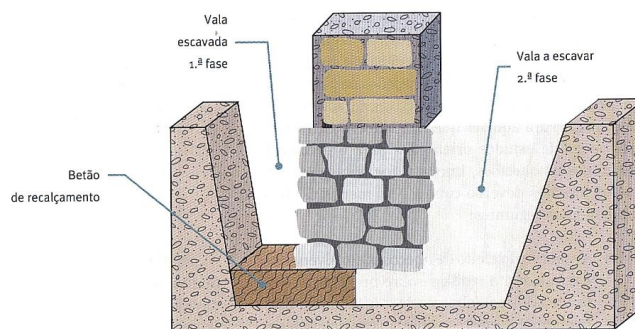


FIGURA 21. RECALÇAMENTO DE FUNDAÇÕES EM ALVENARIA EM DUAS FASES [3].

Este tipo de actuação deve ser sempre antecedido de um estudo acerca das cargas existentes e futuras sobrecargas a aplicar na estrutura, tendo sempre em mente que, regra geral, em edifícios antigos a parcela devida ao peso das paredes e/ou elementos de alvenaria é preponderante.

O dimensionamento da altura mínima do enchimento de recalçamento, que faz a transição entre as fundações originais e o terreno de fundação, terá de ter em conta tanto as características de resistência do betão aplicado bem como, no caso de este elemento ser armado, os ângulos formados pelas bielas de compressão, ao aplicar a metodologia de escoras e tirantes.

Em todo este processo é ainda necessário garantir uma correcta aderência/ligação entre o material existente da fundação e o novo betão, o que se traduz numa escolha atenta dos novos materiais a aplicar (conveniente a utilização de betões com pouca retracção) e numa execução cuidada das juntas de betonagem. Para minorar este problema é possível recorrer-se a elementos metálicos de ligação entre betões e alvenarias, ou a redes metálicas no caso de interfaces betão velho/betão novo.

Em certos casos, particularmente em função da natureza do solo, o recalço anterior pode apresentar-se como uma solução de execução complexa. Como tal, em vez de recalçar a fundação, pode optar-se por uma solução em que se confina lateralmente este elemento e, simultaneamente, alargando-o (Figura 22). Esta solução, por trazer ganhos tão significativos a nível de resistência das fundações, é em geral mais adequada a situações em que as fundações por si só sejam já suficientemente robustas para suportar as cargas verticais permanentes [3].

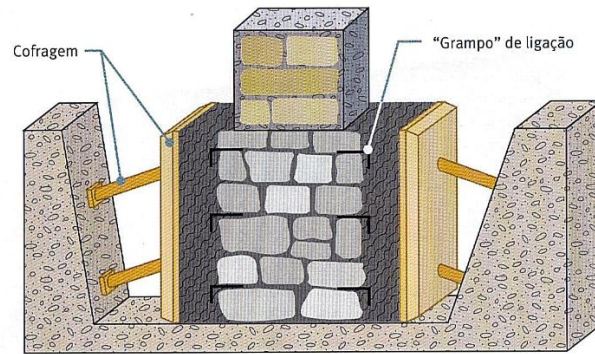


FIGURA 22. CONFINAMENTO E ALARGAMENTO DE FUNDAÇÕES [3].

Intuitivamente percebe-se que, mais uma vez, o aspecto chave neste procedimento passa pela ligação do betão do alargamento preconizado à fundação de alvenaria existente. Para tal, pode recorrer-se a pregagens laterais ou a furações e posteriores atravessamentos das alvenarias por lâminas de argamassa armada (interessante quando se pretende também reforçar as paredes resistentes do edifício. A mobilização destes reforços pode ainda ser conseguida recorrendo a varões pré-esforçados.

A problemática da correcta ligação entre o betão novo e a alvenaria existente leva a que se deva verificar a segurança das superfícies de contacto entre os dois materiais. Para tal, deverá considerar-se a tensão de corte da alvenaria (da ordem de 0.1 MPa) e a resistência ao corte dos ligados aplicados [3].

De realçar que nestes procedimentos se deve ter sempre em conta que as tensões de compressão no solo devidas às cargas permanentes devem ser calculadas utilizando somente a largura da base de fundação original, tirando partido dos reforços somente no cálculo das pressões devidas a sobrecargas.

3.1.3. Consolidação do material de fundação

Conforme mencionado anteriormente, no início do capítulo, estes procedimentos aplicam-se quase exclusivamente a fundações executadas em alvenaria. Neste tipo de estruturas é usual o material encontrar-se desagregado, devido a fenómenos como a percolação de águas subterâneas e à sua agressividade, em conjugação com a própria fragilidade dos materiais e técnicas construtivas. A estes efeitos há ainda a acrescentar os problemas derivados de assentamentos diferenciais significativos, que podem provocar fracturas e desagregação das alvenarias.

A necessidade de melhoria prévia deste tipo de material pode então ser satisfeita recorrendo à pré-injecção de caldas de cimento ou de resinas (Figura 23), que preencherão os espaços vazios existentes, e terão repercussões ao nível das características físicas e mecânicas das alvenarias. As injecções são efectuadas a baixas pressões (0.1 a 0.2 MPa) ou por gravidade, tendo

em vista não prejudicar as alvenarias existentes. O ajuste da pressão de aplicação da calda pode ser feito previamente através de ensaios que permitam caracterizar a resistência e a permeabilidade da alvenaria, ou durante a própria execução, começando com pressões muito baixas, avaliando a capacidade de colmatação de vazios, e corrigindo os valores adoptados iterativamente. Após a injeção pode admitir-se que se passa a dispor de alvenarias íntegras de boa qualidade, com valores de tensões admissíveis que podem atingir cerca de 1 MPa [3].

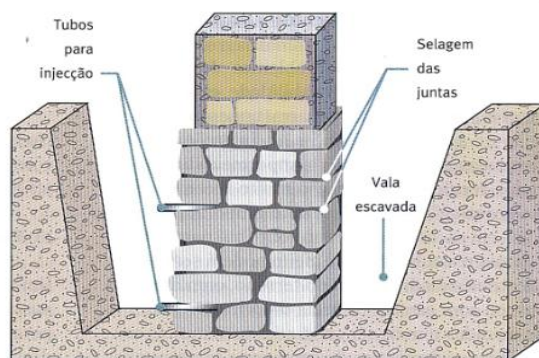


FIGURA 23. INJEÇÃO DE ALVENARIA DE FUNDAÇÃO SOLTA OU DESAGRADA [3].

A consolidação de fundações indirectas resume-se à reconstituição das secções degradadas, geralmente na zona do topo, de estacas de madeira (anomalia usual e de detecção simples), recorrendo a injeções de resina epoxídica [3].

3.2. Reforço de fundações com aprofundamento

Nas situações em que o reforço de fundações por melhoramento do terreno ou alargamento da base de fundação não é viável e quando se verificam grandes carências do terreno de fundação, é necessário transferir as cargas de fundação para um terreno mais competente. Para tal, os tipos de recalçamento mais usuais recorrem à execução de estacas metálicas, de madeira ou de betão armado, cravadas ou moldadas no solo, encabeçadas por vigas metálicas ou de betão armado. Outra solução corrente passa pela utilização de microestacas, que se destaca das anteriores pela possibilidade de execução em espaços limitados e com reduzido diâmetro.

Estas intervenções de reforço, quando realizadas em edifícios antigos, que pela sua natureza se pressupõem algo degradados, requerem a utilização de técnicas que minimizem as vibrações transmitidas ao solo e, conseqüentemente, à estrutura. Neste contexto, destaca-se a utilização de microestacas, constituídas por segmentos de armaduras tubulares devidamente acoopladas à boca do furo, visto que por um lado não induzem grandes vibrações na estrutura, uma vez que exigem máquinas rotativas de pequena dimensão, e por outro permitem a execução de furos inclinados, que podem inclusivamente atravessar alvenarias a recalcar.

3.2.1. Recurso a soluções de estacas

A utilização deste tipo de soluções é generalizável a praticamente todas as situações anteriormente apresentadas. Todavia, e dependendo da acessibilidade à fundação, existem pormenores que diferem consoante se trate de uma fundação acessível de ambos os lados ou somente de um.

Genericamente pode ainda afirmar-se que as soluções de reforço com recurso a estacas não são muito utilizadas no caso de reforços de fundações superficiais isoladas, uma vez que o recalçamento destas estruturas é mais complexo que o caso de fundações contínuas. Esta complexidade é, em grande parte, devida a questões como a impossibilidade de aproveitamento do efeito de arco, por forma a evitar excentricidades, e à inexistência de contraventamentos naturais.

3.2.1.1. Fundações contínuas acessíveis de ambos os lados

Tratando-se de situações de intervenção em sapatas corridas ou paredes de alvenaria acessíveis de ambos os lados, o procedimento consiste, resumidamente, na execução de travessas-carlingas que atravessem a fundação, e que servirão para o encabeçamento de estacas, previamente executadas em ambos os lados da fundação e o mais próximo possível desta (Figura 24). Esta solução exige assim disponibilidade de espaço anexo às fundações, dificultando por isso a sua aplicação em edifícios correntes em zonas urbanas. Por outro lado, esta solução obriga à suspensão/escoramento da estrutura a recalçar.

Em termos de projecto, pode genericamente afirmar-se que uma solução de reforço deste género pode assumir um carácter passivo ou activo. Na primeira situação, tanto as estacas como as vigas de recalçamento são realizadas sem qualquer condicionante, resultando daí que estas estruturas só entrarão em carga para acções aplicadas *a posteriori*, como por exemplo assentamentos futuros ou acções sísmicas.

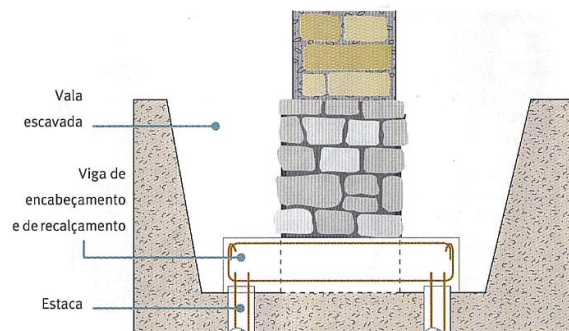


FIGURA 24. EXECUÇÃO DE ESTACAS E RECALÇAMENTO COM VIGAS DE ENCABEÇAMENTO [3].

Uma solução activa traduz-se num escoramento do edifício, aliviando-se a carga na fundação a reforçar. Deste modo, as próprias vigas de fundação são já executadas após o escoramento, o que facilita a sua construção. Admite-se então que a fundação existente fica sujeita ao peso não aliviado pelo escoramento, e que a restante carga será transmitida pela viga de recalço à fundação por estacas.

Para além do escoramento da estrutura, é ainda possível efectuar aquilo que se denomina por pré-carga do recalce (Figura 25). Esta metodologia consiste essencialmente em carregar os novos elementos até uma determinada carga, antes de se efectuar a ligação definitiva à sapata original. Este procedimento visa evitar as deformações excessivas e consequentes danos na estrutura. Todavia, este procedimento não é aplicável a todas as situações, exigindo da parte da fundação existente alguma capacidade resistente, para suportar a reacção da pré-carga.

A operação inicia-se com a execução de um fosso abaixo da fundação, onde serão instalados macacos hidráulicos que, reagindo contra a fundação existente, exercem a força necessária à cravação da estaca até à cota desejada. Em seguida, os macacos são activados até se atingir a carga pretendida na estaca, altura que é inserida no intervalo dos macacos uma escora de aço, que suportará a carga após a retirada destes (calço). Caso necessário, a escora poderá ser substituída novamente por macacos para um reajuste da carga na estaca, inserindo-se um novo perfil metálico no final desta operação [7].

Por último, e no caso de não se preverem assentamentos futuros, a escora é envolvida numa peça de betão que assegurará a ligação definitiva do reforço. Dadas as forças em jogo neste processo, é mais usual efectuar-se a pré-carga do recalce junto de fundações materializadas já em betão armado e não em alvenaria [4], pois a alvenaria poderá não dispor de capacidade para acomodar a reacção do macaco.

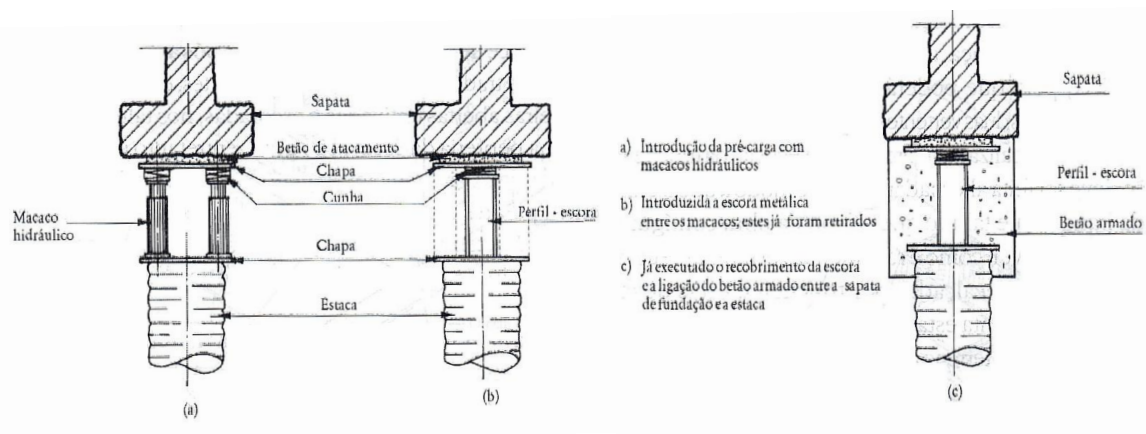


FIGURA 25. EXEMPLO DE PRÉ-CARGA DE UM RECALCE E RESPECTIVA METODOLOGIA [4].

O reforço de fundações contínuas por estacas pode ainda recorrer a um sistema de cravação destes elementos recorrendo a macacos hidráulicos situados acima da sapata existente. Esta situação tem geralmente lugar quando outras formas de recalce são pouco económicas em face da grande profundidade dos estratos de solo competentes. As estacas são cravadas em

pequenos troços que depois são solidarizados mecanicamente e recorrendo a argamassas (tipicamente cimentícias), assim que a cota de fundação seja atingida.

O sistema de cravação utilizado permite assim que cada estaca seja testada enquanto é instalada. Todavia, este método exige que as sapatas estejam em boas condições, uma vez que estas irão acomodar a cabeça das estacas e serão responsáveis pelo encaminhamento das cargas da estrutura para estes novos elementos. Para além disso, a sapata tem ainda de conseguir suportar a carga imposta pelos macacos durante a cravação (Figura 26).

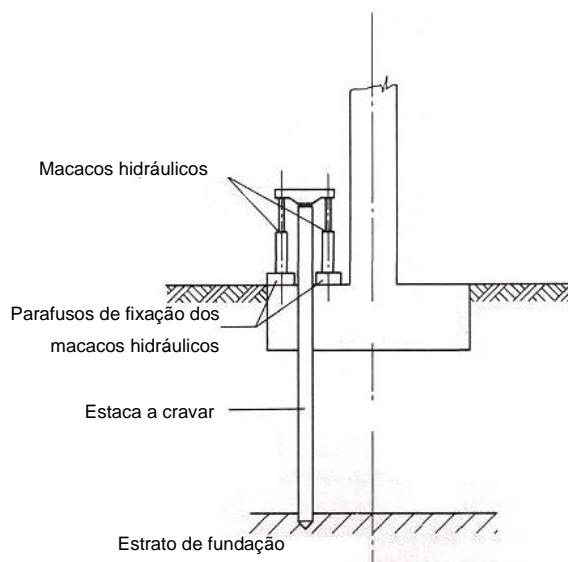


FIGURA 26. SOLUÇÃO DE REFORÇO RECORRENDO A ESTACAS CRAVADAS DIRECTAMENTE NA SAPATA, ADAPTADO DE [7].

3.2.1.2. Fundações contínuas acessíveis de um só lado

Na situação em que a fundação corrida só é acessível de um dos lados torna-se necessário executar as estacas sob a parede, recorrendo a uma câmara de trabalho, conforme ilustrado na (Figura 27). Em geral, as estacas são cravadas recorrendo a macacos que reagem contra a fundação, utilizando troços cilíndricos metálicos ou de betão pré-fabricado com cerca de 1 metro de comprimento, que se vão acrescentando à medida que vão sendo cravados. Nestes casos porém é necessário ter em conta dois pontos essenciais: por um lado se o peso disponível é ou não suficiente para mobilizar o esforço de cravação e, por outro, que este esforço tem de ser maior que a carga de serviço prevista para a estaca. Assim que a estaca atinge a profundidade desejada ou a capacidade de carga pretendida, é introduzida a armadura e preenchido o núcleo com betão ou argamassa, a fim de solidarizar o conjunto dos elementos empilhados [4].

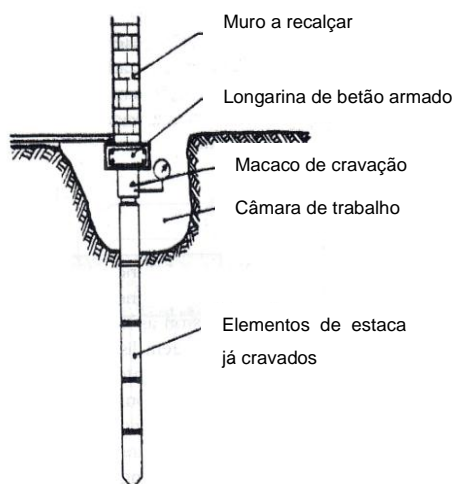


FIGURA 27. REFORÇO DE FUNDAÇÕES DE SAPATA CORRIDA ACESSÍVEL SOMENTE DE UM LADO [4].

Esta solução de recalçamento, é geralmente posta de parte dadas as dificuldades inerentes de execução, recorrendo-se tipicamente nestas situações a soluções de reforço por microestacas.

3.2.2. Recurso a soluções de microestacas

Originalmente as microestacas foram concebidas como uma solução inovadora para auxiliar os esforços da reconstrução pós-guerra. No entanto, nas últimas décadas, esta tecnologia desenvolveu-se significativamente, evoluindo de um conceito de uma rede de microestacas com pequena capacidade de carga, com função de tratamento de solos, para o uso de elementos singulares com alta capacidade de carga [12].

Toda esta evolução esteve intrinsecamente relacionada com as inovações ao nível dos materiais, nomeadamente a disponibilidade e o uso de secções tubulares ocas, e de equipamento de furação, que permitiram a furação em condições geológicas adversas e em áreas de acesso e dimensões restritas.

Como tal, a aplicação de microestacas é muito generalizada nas soluções de recalçamento e reforço de fundações, uma vez que, para além da possibilidade de execução em espaços limitados, possuem um diâmetro reduzido, permitem a execução de furos inclinados, e dispensam a execução de câmaras de trabalho sob as fundações. É ainda possível executar estes elementos de maneira a intersectar as fundações existentes, situação usual em sapatas de betão armado. Todavia, é necessário ter em conta que com este procedimento são seccionadas algumas das armaduras do elemento de fundação, pelo que durante este período e até à solidificação com as microestacas, a sapata poderá perder alguma resistência estrutural.

Genericamente, toda a metodologia de reforço associada ao uso destas soluções é idêntica ao enunciado para as soluções de estacas, isto é, as microestacas são executadas o mais próximas possível da fundação existente e ligadas por intermédio de vigas de recalçamento a estas.

Há ainda, novamente, que promover uma efectiva ligação da estrutura existente às vigas de recalçamento, conseguida através do uso de ferrolhos ou inclusive de varões roscados pré-esforçados. Tipicamente os ferrolhos estão associados a recalçamentos onde a fundação é acessível apenas de um dos lados, enquanto que a ligação pré-esforçada exige o acesso a ambas as faces da fundação a recalçar.

Para além da metodologia anterior, e em grande parte devido à sua flexibilidade e multiplicidade de usos, as microestacas podem ser dispostas/executadas de variadas formas. Quando é necessário reforçar as fundações de edifícios contemporâneos domésticos ou de edifícios industriais de pequeno porte, uma solução possível passa pela execução de uma grelha de microestacas que permita a transmissão das cargas directamente para um estrato de terreno competente (Figura 28). Naturalmente que a distância entre microestacas e, conseqüentemente a sua área de influência, têm de ser determinadas em função não só das cargas como também da própria espessura e resistência da laje, sendo usual adoptar um afastamento de cerca de 1.0 m [7].

Este sistema requer que sejam executados furos na laje de betão armado, onde posteriormente são executadas as microestacas, que serão depois selados, criando uma ligação monolítica rígida entre os elementos. Especificamente no caso de edifícios industriais, podem ainda ser executadas microestacas adicionais nas zonas de maquinaria mais pesada, de modo a transmitir directamente estas cargas directamente à fundação.

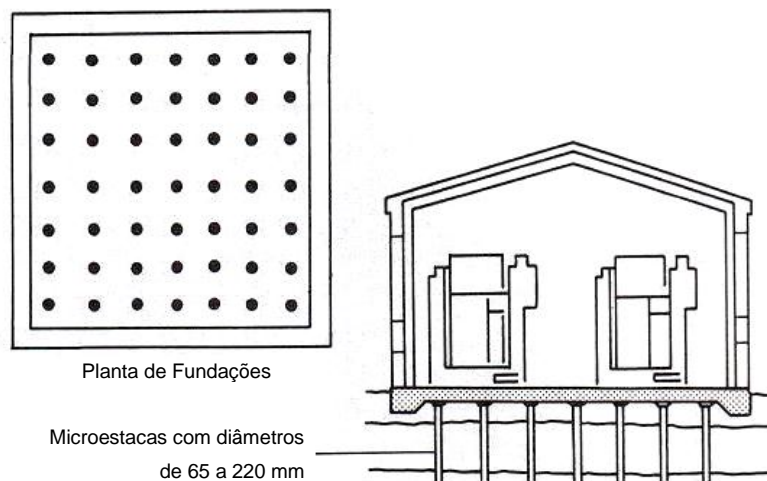


FIGURA 28. SOLUÇÃO DE REFORÇO RECORRENDO A UMA GRELHA DE MICROESTACAS, ADAPTADO DE [7].

No caso de fundações de edifícios antigos, e à semelhança das técnicas mencionadas para as estacas, as cargas podem ser encaminhadas por microestacas que se situam ou em faces opostas da parede ou, em zonas de canto, exteriormente ao edifício, conforme exemplificado na Figura 29.

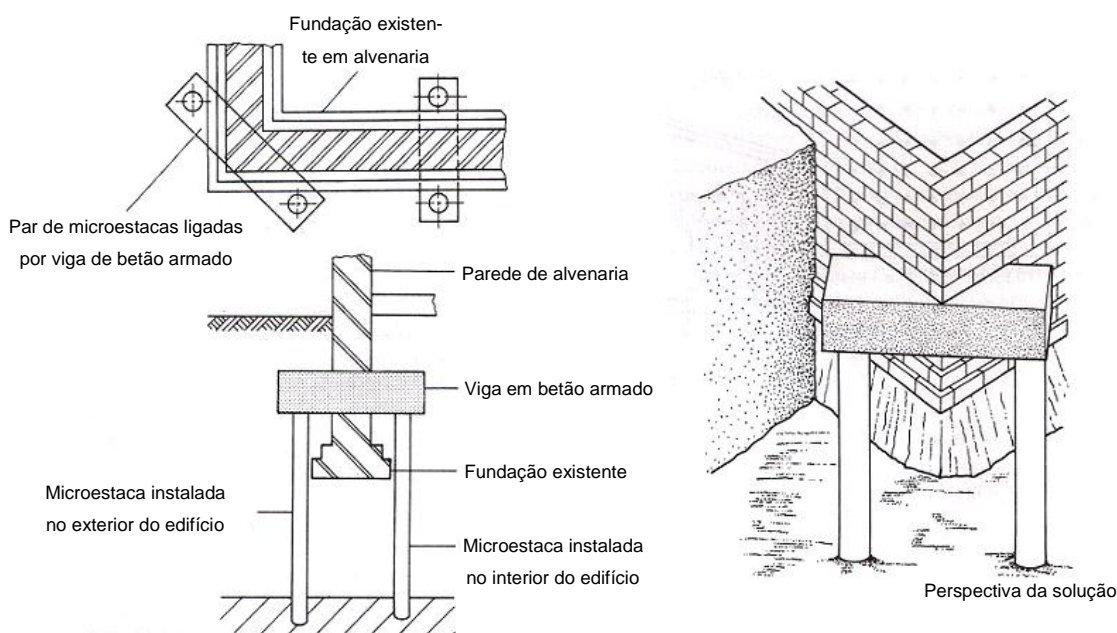


FIGURA 29. EXEMPLOS DE SOLUÇÕES DE REFORÇO DE PAREDES EM ALVENARIA, ADAPTADO DE [7].

Em fundações acessíveis somente de um dos lados, para além da utilização de microestacas ligadas à estrutura existente por intermédio de ferrolhos embutidos nas vigas de recalçamento, é ainda possível executar o reforço com recurso a pares de microestacas (Figura 30). Com esta disposição, um dos elementos funciona à tracção e o outro à compressão, estando ligados por meio de uma viga rígida em betão que pode recorrer a um perfil metálico no seu interior [7].

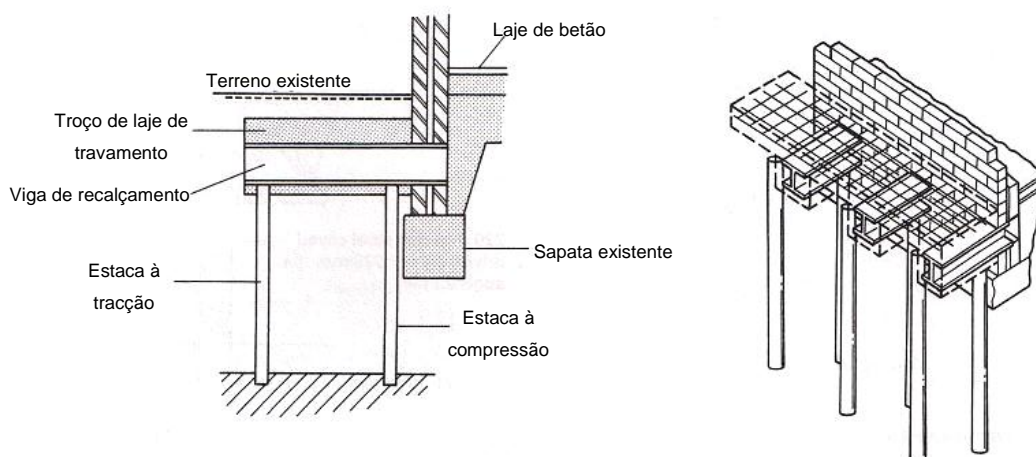


FIGURA 30. SOLUÇÃO DE REFORÇO RECORRENDO A PARES DE MICROESTACAS, ADAPTADO DE [7].

Por último, apresenta-se aqui uma metodologia de reforço com microestacas denominada por *Pali Radice*. Esta técnica, desenvolvida nos anos 50 por uma firma italiana (*Fondile* de Nápoles) consiste na execução de pares de estacas de pequeno diâmetro, que atravessem as fundações existentes de alvenaria, até atingir um estrato competente, selando-se a zona entre o furo e a alvenaria com argamassa cimentícia de alta resistência (Figura 31). Estas microestacas incorporavam já varões de aço no seu interior. Uma variante desta técnica, denominada por *Pali Radice* reticulada (Figura 32), passa pela criação de uma rede tridimensional de micro-

estacas que resulta numa homogeneização do solo, particularmente útil em situações de assentamento diferenciais [7].

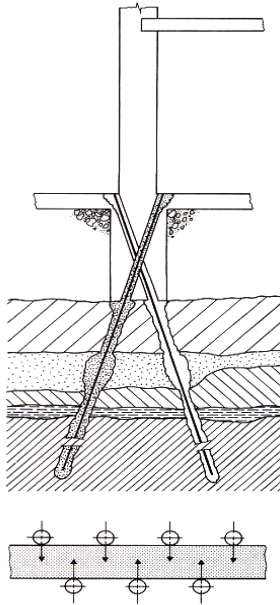


FIGURA 31. SOLUÇÃO DE REFORÇO PALI RADICE [7].

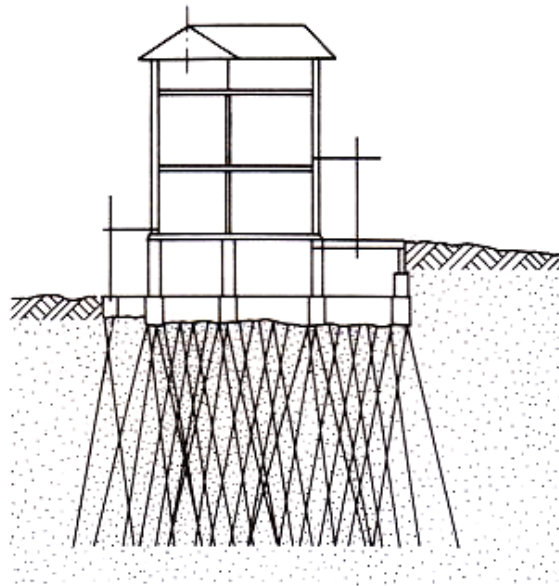


FIGURA 32. SOLUÇÃO DE REFORÇO PALI RADICE RETICULADA [7].

A grande vantagem desta técnica é a sua quase imediata resposta a qualquer movimento da estrutura, que faz com que as microestacas entrem em carga e reduzam significativamente qualquer assentamento.

Por outro lado, a aplicação desta técnica é algo limitada, dado o seu elevado custo. No entanto, foi já aplicada com sucesso inúmeras vezes em situações de reforço de edifícios de grande valor patrimonial.

A solução *Pali Radice* pode então ser entendida como uma solução mista, pois por um lado estas microestacas actuam como elemento de fundação das estruturas mas, e simultaneamente, funcionam como uma espécie de tratamento do solo, de forma algo análoga às fundações de edifícios antigos em que as estacas de madeira eram executadas com o fim de adensar o solo de fundação.

4. Processos construtivos envolvidos

A execução de qualquer projecto de recalçamento de fundações exige que, antes da sua concepção, seja recolhida alguma informação acerca do local da obra, a fim de se garantirem as devidas condições de segurança. Deste modo, é necessário, à partida, efectuar o levantamento de todos os condicionamentos, como as acessibilidades e as estruturas enterradas (água, esgotos, electricidade,...) que se situem nas proximidades da obra e, acima de tudo, confirmar *in situ* a localização exacta das mesmas, que pode por vezes diferir do estipulado em projecto. De entre as estruturas enterradas destaca-se a problemática dos túneis, rodoviários ou de metropolitano, que muitas vezes condicionam a localização e inclinação dos futuros elementos de fundação. A recolha de informações acerca das condições de conservação dos edifícios vizinhos e de vias de comunicação anexas à obra, bem como a definição de um plano de monitorização dos mesmos, é também obrigatório.

Dever-se-á ainda assegurar o cumprimento dos requisitos ambientais em termos de ruído, vibração e poluição estipulados e, em casos que se considere relevante, planos futuros de obras subterrâneas ou de escavações profundas que ocorram no local de obra ou nas suas proximidades [13].

De entre os processos construtivos envolvidos em projectos de recalçamento de fundações destacam-se as demolições parciais, a execução de microestacas, a aplicação de pré-esforço nas ligações viga de recalçamento/elemento a suportar e/ou a execução de corpos de *jet grouting*.

4.1. Demolições parciais

As operações de reforço e recalçamento de fundações, em particular num contexto de reabilitação, tendem a ser precedidas de demolições parciais nos edifícios/quarteirões a intervir. Como tal, esta operação requer sempre uma cuidadosa execução, com o objectivo de minimizar, ou se possível evitar de todo, o impacto destas operações nos edifícios adjacentes.

O primeiro problema que se coloca neste género de operações é a data de construção do imóvel, à qual estão logicamente associadas determinadas características e materiais construtivos. Assim, não é de todo inusitado que o imóvel a reabilitar seja construído maioritariamente em alvenaria enquanto que os adjacentes sejam já constituídos por elementos de betão armado, ou vice-versa. Como tal, e tendo em conta que, regra geral, estas operações de demolição são executadas em zonas urbanas bastante movimentadas, assim como a proximidade dos edifícios vizinhos, é comum propor-se a adopção de processos de demolição tradicionais.

Estes consistem no desmonte manual da construção, de cima para baixo, piso a piso, partindo logicamente dos elementos suportados para os elementos de suporte, sendo a demolição efectuada com recurso a pás, picaretas, bujardas e demais utensílios empregues vulgarmente neste tipo de obras. A solução consiste assim no corte sistemático e progressivo das peças estruturais, com equipamento de corte mecânico, seguindo uma lógica estrutural, que passe por retirar parcelas de estrutura que, ao serem removidas, não ponham em causa o equilíbrio estrutural dos troços adjacentes. Desta forma, não só é garantida a segurança dos operadores e equipamentos na sua actividade, como também o controlo acústico de todo o processo, evitando a queda descontrolada de elementos de dimensões significativas. Consequentemente, o uso de fogo e/ou explosivos como meio de demolição é praticamente sempre excluído.

Este processo apresenta-se, à partida, como o mais apropriado, uma vez que minimiza as perturbações na vizinhança, bem como o risco de danos nos edifícios vizinhos. Quando necessário, é ainda vulgar recorrer a jactos de água pulverizada de modo a efectuar o abatimento de poeiras.

Os escombros resultantes de toda esta operação são, tipicamente, acumulados em contentores, e posteriormente baldeados e transportados a vazadouro com recurso a meios mecânicos. Para esse efeito, os métodos e técnicas adoptados deverão garantir o cumprimento do faseamento anterior, respeitando todas as disposições de segurança e ambientais. O encaminhamento para centrais de reciclagem destes produtos nem sempre é tarefa fácil, dada a diversidade dos resíduos produzidos nesta fase das obras (pavimentos e paredes divisórias, vidros, caixilharias, instalações eléctricas, etc.). Por vezes, nos casos em que tal se justifique, é possível proceder ao reaproveitamento de parte dos resíduos produzidos na obra em si, nomeadamente de betão que após trituração pode ser utilizado como aglomerado em novo betão ou como brita de enchimento de aterros.

Ao nível da segurança todas as áreas sujeitas a trabalhos de demolição deverão ser isoladas, de modo a que as condições de segurança defendam, fundamentalmente, a integridade de todos os recursos humanos envolvidos. Neste sentido, a remoção de eventuais resíduos perigosos e de materiais classificados como resíduos especiais, deverá ser efectuada previamente à demolição. A execução destes trabalhos, ainda que por equipas experientes, conduz à implementação de medidas de segurança, por vezes excepcionais, que incluem andaimes e redes de protecção, uma vez que, regra geral, trabalha-se com margens de segurança pequenas, relativamente à passagem de peões nos arruamentos contíguos.

Outra condicionante neste género de empreitadas é a possível localização para o estaleiro de obra, uma vez que a utilização do interior do quarteirão é geralmente impossível. Como tal, é necessário um planeamento antecipado para definir a localização das diversas instalações durante cada fase do projecto.

De um modo geral, a sucessão de operações a seguir numa empreitada desta natureza, podendo naturalmente ser adaptada de acordo com as condições realmente encontradas no decorrer da obra, é executada de acordo com o seguinte faseamento:

- Execução de uma vedação em toda a zona do edifício a demolir, bem como das zonas destinadas à recolha de materiais e ferramentas que possam cair durante a execução da demolição. Colocação de andaimes na fachada para acesso do pessoal;
- Corte geral dos fornecimentos públicos de energia eléctrica, gás, água e outros;
- Inspeção dos diversos compartimentos e locais comprovando que não existem materiais combustíveis e/ou perigosos, nem outros ramais de instalações que não proveham das ligações dos serviços públicos, bem como se foram vazados todos os depósitos, tubagens e canalizações. Remoção de todos os elementos que possam provocar cortes ou lesões, tais como vidros e loiças sanitárias, bem como portas e janelas;
- Inspeção dos edifícios e das construções vizinhas, por forma a determinar com rigor o estado dos elementos que possam vir a ser afectados pelas demolições, podendo assim aferir se são ou não necessários eventuais escoramentos;
- Protecção de sumidouros, valetas, caixas e drenos, de modo a evitar a sua obstrução por lixos e escombros durante as operações de demolição subsequentes. Protecção de elementos de serviços públicos, tais como bocas de incêndio, passeios e candeeiros;
- Demolição do telhado do edifício, seguido pela estrutura de suporte da cobertura, com remoção dos materiais daí provenientes;
- Demolição das paredes interiores com o auxílio de ferramentas mecânicas, pelo lado das traseiras e progredindo no sentido da fachada principal, com remoção de todos os entulhos à medida que forem produzidos;
- Desmonte do pavimento do piso mais elevado, seguindo-se as operações definidas na fase anterior para cada piso, de cima para baixo, até atingir o piso térreo;
- Remoção dos escombros para vazadouro autorizado, que poderá ser feita à medida que a demolição se processa, ou somente após a demolição completa do edifício.

Cada uma das operações anteriores deverá ainda ser programada e conduzida tendo o cuidado de não deixar ficar elementos do edifício em instabilidade no fim de cada jornada de trabalho ou de modo a que as condições atmosféricas ou outras causas os possam derrubar.

4.1.1. Exemplo de Aplicação - Quarteirão Portugália em Arroios

A empreitada de demolições desta obra iniciou-se com a remoção dos elementos não estruturais e estruturais não resistentes. Retiraram-se manualmente as sobrecargas das lajes (pavimentos e paredes divisórias), todas as janelas, vidros, caixilharias, instalações eléctricas, etc. Dada a diversidade de resíduos produzida nesta fase da obra teve-se especial cuidado com a sua separação, para posteriormente serem encaminhados para centrais de reciclagem.

Em seguida, e ainda antes da demolição propriamente dita dos elementos resistentes dos edifícios efectuou-se o enfraquecimento da estrutura (Figura 33). Para tal, bem como para diminuir

a transmissão de vibrações resultantes das demolições para as estruturas vizinhas, optou-se por enfraquecer a ligação das lajes às paredes e pilares na vizinhança dos edifícios que não seriam demolidos.



FIGURA 33. ENFRAQUECIMENTO DA ESTRUTURA ANTES DAS DEMOLIÇÕES DOS ELEMENTOS RESISTENTES.

Naturalmente, e dada a dimensão da obra, a demolição ocorreu faseadamente, demolindo-se em primeiro lugar a zona anexa à Rua António Pedro, seguida da fachada da Rua Pascoal de Melo e, por último, da fachada da Av. Almirante Reis. Os trabalhos foram realizados recorrendo essencialmente a giratórias com diversos acessórios na ponta das suas lanças, desde martelos pneumáticos a tesouras hidráulicas, auxiliadas ainda por bobcats e uma retroescavadora. Durante toda a demolição dos edifícios foi tido o cuidado de regar ocasionalmente tanto os elementos a demolir como os resíduos já produzidos a fim evitar a formação em excesso de poeiras.

Durante a fase de demolição veio-se a constatar que todos os serviços (água, electricidade, gás) fornecidos à cervejaria provinham da fábrica de cerveja. Esta situação motivou o pronto chamamento das autoridades competentes para se efectuarem novas ligações às diferentes redes, assegurando o funcionamento em permanência da Cervejaria Portugal.

A impossibilidade de utilização da via pública para colocação do estaleiro de obra (quer dos contentores destinados a escritórios quer às instalações de apoio; nomeadamente geradores, bombas de água, entre outros) e o facto de o interior do quarteirão estar também destinado a demolição condicionou fortemente o posicionamento do mesmo. Como tal, foi necessário um planeamento antecipado e ajustado em obra, da localização destas instalações em cada fase da empreitada de demolições.

Durante quase toda esta empreitada, não foi possível estabelecer dois acessos ao interior do logradouro, o que restringiu consideravelmente o acesso de camiões à obra para transporte dos resíduos produzidos.

A existência de edifícios com três tipos de construção distintos, a zona da actual Cervejaria Portugália, cuja estrutura resistente é maioritariamente constituída por paredes de alvenaria; a antiga fábrica de cerveja e respectivos escritórios construídos em torno das décadas de 30 e 40 do século passado já em betão armado e o edifício de escritórios a manter, cuja construção é mais contemporânea, contribui para o aumento das dificuldades de execução quer a nível de projecto, quer a nível de execução (Figura 34).



FIGURA 34. FOTO DO RECINTO DE OBRA COM AS DIFERENTES TOPOLOGIAS DE CONSTRUÇÃO.

4.2. Microestacas

As microestacas apresentam-se como uma variante de fundações profundas, sendo tipicamente constituídas por estacas de pequeno diâmetro, entre $\varnothing 75\text{mm}$ e $\varnothing 350\text{mm}$, colocadas no terreno após furação, verticais ou de inclinação variável. Estes elementos podem ser executados em qualquer tipo de terreno e com capacidades de carga variáveis, regra geral entre os 150 kN e os 2000 kN, que são função do seu diâmetro, das armaduras utilizadas, da técnica de execução e, acima de tudo, do solo que irá acomodar as cargas.

São elementos que, trabalhando tanto à compressão, como à tracção, transmitem as suas forças ao terreno essencialmente por atrito lateral (estacas flutuantes), havendo embora, em geral, uma pequena contribuição de resistência de ponta. Estes elementos podem mesmo ser aplicados, em obras de pequena envergadura, de forma tangencial, de modo a criar uma solução de cortina de contenção (Figura 35) [14].



FIGURA 35. CORTINA DE CONTENÇÃO COM RECURSO A MICROESTACAS [14].

A execução de microestacas exige, para além dos requisitos mencionados no início do Capítulo, uma caracterização da agressividade química do solo e/ou água freática, de acordo com o estipulado na norma EN 206-1, uma previsão das condições climáticas, quando exigível, e um levantamento de estacas, ancoragens e/ou outros obstáculos no solo de origem não natural [13].

No planeamento e execução deste tipo de elementos devem ainda incluir-se as seguintes etapas/actividades aqui apresentadas, não necessariamente por ordem cronológica:

- Confirmação em obra das características do solo avançadas em projecto;
- Execução de microestacas de teste, quando necessário, e os seus respectivos ensaios;
- Avaliação dos resultados provenientes dos ensaios das microestacas de teste;
- Definição da sequência construtiva, em função do tópico anterior;
- Especificação do plano de monitorização dos efeitos que resultem da execução das microestacas (tipo e precisão dos aparelhos, frequência das leituras);
- Definição dos critérios de alerta e de alarme para as grandezas a monitorizar;
- Especificações de controlo de qualidade durante a execução e para os ensaios teste.

De uma forma geral, pode afirmar-se que a execução de uma microestaca envolve as seguintes fases [15], conforme ilustrado na Figura 36:

- Abertura do furo até à cota prevista.
- Colocação das armaduras de aço.
- Injecção de baixo para cima sem pressão de calda de cimento (injecção de preenchimento).
- Injecção sob pressão de calda de cimento (injecção de selagem), quando aplicável.

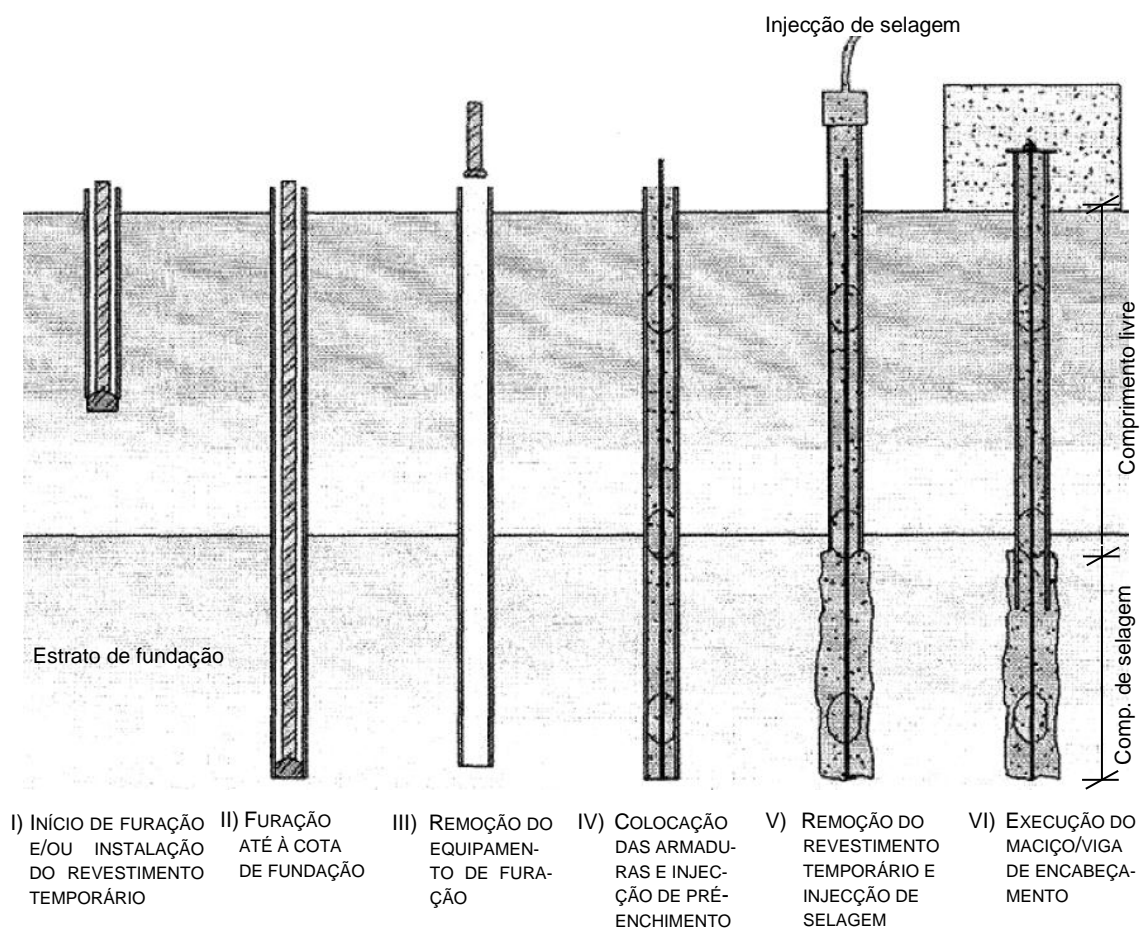


FIGURA 36. REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DAS DIFERENTES FASES DE EXECUÇÃO DE MICROESTACAS, ADAPTADO DE [15].

Atendendo à sua metodologia de execução, foram distinguidos a nível internacional e adoptados em vários códigos, 4 tipos distintos de microestacas [16], conforme exemplificado na Figura 37. Todavia, existe ainda um quinto tipo de microestaca, bastante mais recente, que apesar de não estar incluído em muita da bibliografia consultada, foi anexado à classificação que se segue:

- Tipo A: A injeção é executada unicamente de baixo para cima sem pressão, e recorre normalmente a caldas de cimento ou argamassas para a execução da selagem. Possuem secção transversal uniforme e podem possuir armaduras de reforço no seu interior. Esta técnica de selagem é geralmente utilizada quando o elemento de fundação se encontra fundado em rocha, sendo desnecessária a injeção de selagem sob pressão.
- Tipo B: A calda de cimento é injectada sob pressão ao nível do bolbo de selagem. Injeção é efectuada com calda de cimento a baixa pressão variando tipicamente entre 0.5 MPa e 1.0 MPa.
- Tipo C: A execução deste tipo de microestacas, também conhecido por IGU (injecção global e unitária), exige uma injeção em duas fases. Em primeiro lugar é efectuada uma injeção de preenchimento, à semelhança das microestacas tipo A. Em seguida, e após um período de 15 a 20 minutos, de modo a que a primeira calda não tenha ainda endurecido totalmente, é efectuada a injeção de selagem com uma pressão de pelo

menos 1 MPa de nova calda de cimento, através de obturadores localizados nas secções metálicas (tubos manchete), ao nível do bolbo de selagem.

- Tipo D: Este tipo de microestacas, igualmente designados de IRS (injecção repetitiva selectiva), e à semelhança do sistema IGU, possui duas fases de injecção, diferindo das anteriores na segunda fase deste processo. Com efeito, a segunda etapa, injecção de selagem, é efectuada após a calda inicial ter adquirido presa e recorrendo a pressões de injecção de 2 a 4 MPa. Se necessário, esta operação pode ser repetida várias vezes, de forma a mobilizar a tensão requerida na interface solo/calda.
- Tipo E: Habitualmente designadas por microestacas autoperfurantes, este tipo de tecnologia permite com uma só operação perfurar, injectar e selar o elemento. Para tal, recorrem-se a bits perdidos da base do elemento, possibilitando uma instalação fácil e, sobretudo, rápida, particularmente importante em áreas de acesso restrito, pois as secções podem ser cortadas e acopladas em qualquer momento.

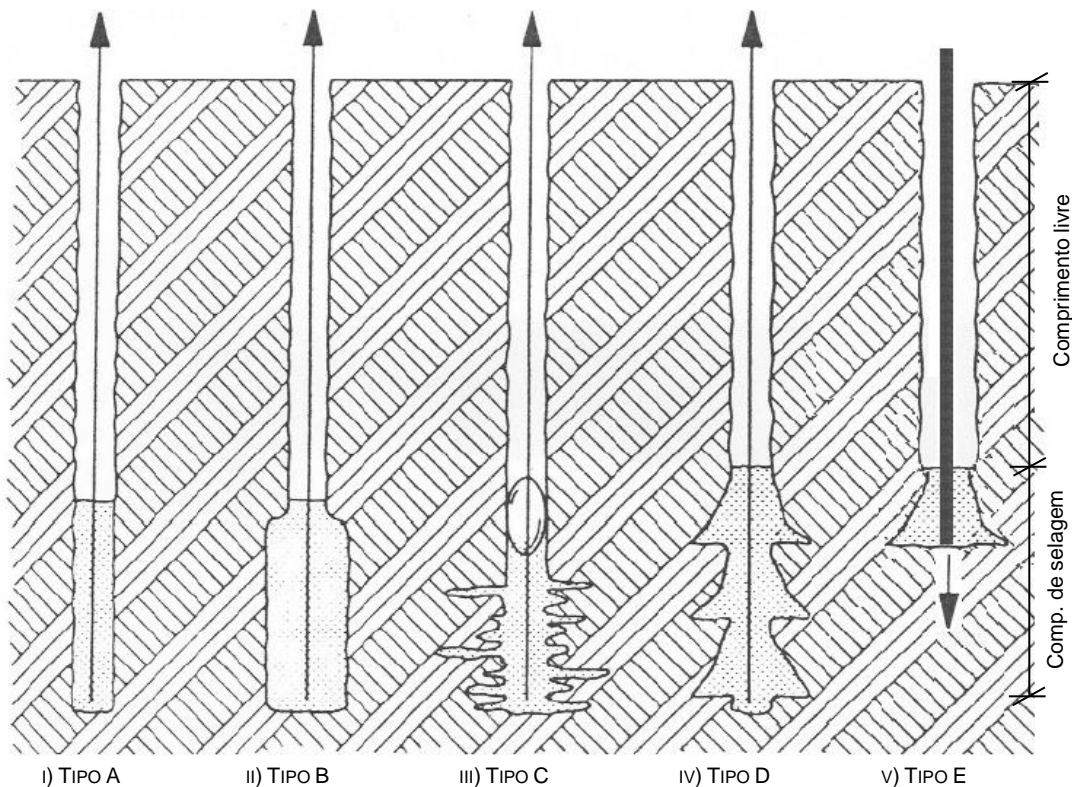


FIGURA 37. REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICO DOS DIFERENTES TIPOS DE MICROESTACAS, ADAPTADO DE [15].

4.2.1. Técnicas de furação

A técnica de execução dos furos depende essencialmente do tipo de terreno a perfurar e da sensibilidade das estruturas adjacentes à obra. De forma semelhante aos restantes tipos de estacas, também estes elementos de fundação podem ser instalados por cravação ou por fura-

ção. No entanto, visto que a primeira metodologia produz ruídos e vibrações frequentemente incompatíveis com os requisitos da obra, é raramente utilizada em zonas urbanas.

Dentro das técnicas de furação temos o recurso a trados (Figura 38), usual em solos coerentes e recorrendo a revestimentos provisórios contínuos do furo em solos menos consistentes, ou máquinas de roto-percussão equipadas com varas e bits, accionadas a ar comprimido. Neste último caso, recorre-se ainda a um fluido, tipicamente água, que permite o arrefecimento do bit e o encaminhamento dos detritos de furação até à superfície [15].



FIGURA 38. EXECUÇÃO DE MICROESTACA COM RECURSO A TRADOS [5].

A utilização do trado contínuo dita que, quando a furação atinge a cota pretendida, o trado seja removido e, com o furo aberto, vão sendo introduzidos os vários troços de tubo de microestaca enroscados entre si com um sistema macho fêmea ou, se necessário, recorrendo a uniões exteriores até perfazerem o comprimento desejado.

O recurso a sistemas de varas e bits difere do anterior logo pela forma como os detritos de furação são trazidos até à superfície, ao longo do interstício anelar que se forma entre o tubo e o terreno. Este efeito tem como consequência um diâmetro final de microestaca superior ao diâmetro nominal do tubo. À medida que a furação vai progredindo vão sendo ligados vários troços, sendo de boa prática garantir que as operações de furação, introdução de armadura e selagem sejam realizadas contínua e rapidamente.

4.2.2. Colocação de armadura

Terminada a operação de perfuração segue-se a inserção, manual ou com recurso a algum meio de elevação, da armadura interior do tubo de perfuração, que pode ser composta por

perfis comerciais (tubulares ou não tubulares) ou simples varões de aço. Neste último caso, e em microestacas com mais de 12 m de comprimento é necessário contemplar o recurso a conectores.

Nas secções em que são utilizados tubos de perfuração, é usual recorrer-se a secções tubulares ocas que possuam na zona do comprimento de selagem troços com válvulas anti-retorno (tubos manchete), de modo a permitir a realização da selagem sob pressão. Existem no mercado diversas secções, variando o seu diâmetro exterior e a sua espessura, possuindo uniões roscadas macho fêmea, ou, no caso peças solicitadas à tracção e /ou que não se encontrem confinadas pelo terreno/estrutura de contenção, uniões exteriores que reduzam a fragilidade das ligações.

A consideração de microestacas com armadura em varão deve ser sempre feita recorrendo a espaçadores plásticos, permitindo o correcto posicionamento dos varões e assegurando um efectivo recobrimento dos mesmos.

Existe ainda um outro tipo de armadura adoptado como elemento estrutural da microestaca, nomeadamente uma solução com varões de reforço tipo GEWI, em que um ou múltiplos varões roscados contínuos são inseridos no furo (Figura 39). Estes varões existem numa gama de diâmetros dos 19 até aos 63 mm e apresentam uma tensão de cedência de cerca de 550 MPa (Figura 40).



FIGURA 39. APLICAÇÃO EM OBRA DE MICROESTACA COM MÚLTIPLOS VARÕES GEWI [17].

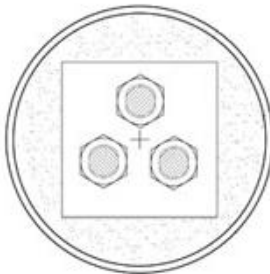


FIGURA 40. EXEMPLO DE VARÃO TIPO GEWI [17].

4.2.3. Injecções de preenchimento e selagem

As operações de injeção têm um enorme impacto na capacidade de carga das microestacas e possuem algumas variações de país para país, dependendo da origem da prática e da qualida-

de dos recursos locais. Regra geral, a calda consiste numa mistura de cimento, água e, em alguns casos, aditivos como superplastificantes ou até mesmo areia.

A importância das operações de selagem é em grande parte devida às suas múltiplas funções, nomeadamente [15]:

- Transfere a carga do perfil metálico para o terreno circundante;
- Pode ser contabilizada para um incremento da resistência à compressão da secção transversal da microestaca;
- Visa proteger os elementos de aço de fenómenos de corrosão e de encurvadura;
- Os seus efeitos podem estender-se para lá do furo, contribuindo para um melhoramento dos estratos de solo atravessados.

Consequentemente, a calda necessita de possuir propriedades adequadas de fluidez, resistência, estabilidade e durabilidade. A necessidade de fluidez pode, erroneamente, apontar para um aumento da relação água cimento deste material, no entanto esta contribui negativamente para as restantes propriedades.

De todos os factores que influenciam a fluidez e demais propriedades, a relação água cimento é o mais preponderante, ilustrando-se na Figura 41, o intervalo habitual de valores para esta grandeza (entre 0.40 e 0.50).

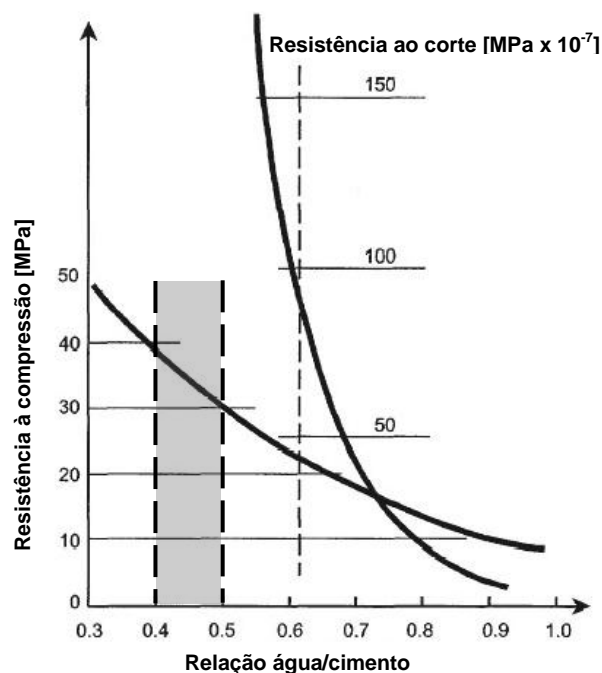


FIGURA 41. EFEITO DA RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E AO CORTE DA CALDA DE CIMENTO, ADAPTADO DE [15].

A explicação para os limites superior e inferior do intervalo anterior prende-se com a resistência da calda, que para valores da ordem de 0.50 tende a diminuir rapidamente. Já o limite inferior está relacionado com a quantidade mínima de água para assegurar uma adequada trabalhabilidade da calda.

É ainda exigido à calda de cimento que não sofra retracção, pois caso contrário o volume injetado diminuiria e contribuiria para uma redução da área de contacto calda/solo, diminuindo severamente a capacidade de carga da microestaca. Uma vez que o cimento sofre sempre retracção, são adicionadas à mistura adjuvantes que aumentem de volume, tipicamente 1 a 4 %, por forma a compensar este efeito [15].

O equipamento de produção da calda de cimento é composto por uma central de mistura e bombeamento, alimentada por ar comprimido, combustível ou electricidade, existindo numa vasta gama de capacidades e tamanhos. A preparação da mistura começa geralmente com a introdução do volume de água requerido, seguido do cimento e, por fim, dos agregados e plastificantes, devendo a calda ser misturada, num mínimo de dois minutos, antes do início da operação de bombagem, e, a partir daí, ser agitada devagar e continuamente. Convém ainda não descuidar o facto de que a calda de cimento tem um período máximo de tempo de aplicabilidade, tipicamente de cerca de uma hora, mas que deve ser confirmado *in situ* [15].

4.2.3.1. Injecção por gravidade (microestacas tipo A)

Este tipo de injecções, associado a microestacas do tipo A, são geralmente executadas imediatamente após a execução do furo, sendo em seguida introduzida a armadura. A calda é inserida recorrendo a um tubo de injecção, a partir do fundo do furo, até começar a ser expelida pela boca do furo isenta de sujidades e resíduos. Este tipo de injecção é também denominado por injecção de preenchimento [15]. Considera-se que a limpeza do fundo do furo é assegurada pelo facto de os resíduos serem menos densos que a calda de cimento, sendo assim transportados até à superfície.

4.2.3.2. Injecção sob pressão (microestacas tipo B)

A injecção é repetida, desta vez sob pressão ao nível do comprimento de selagem, após a aplicação da injecção de preenchimento, e enquanto o revestimento temporário é removido. O objectivo desta segunda operação é o incremento do atrito entre o solo e a calda de cimento, aumentando assim a capacidade de carga da microestaca. Esta operação deve ser limitada ao comprimento de selagem do elemento.

A injecção sob pressão é efectuada recorrendo a um obturador posicionado no último troço da microestaca, podendo mesmo a cabeça de furação servir para essa operação. A pressão é registada o mais próximo possível do ponto de injecção, para perceber quais as perdas entre a bomba e o furo, sendo estas perdas alegadamente compensadas pela pressão extra da coluna de calda acima do obturador.

Este tipo de injeção é conhecida por causar uma compactação e densificação do solo em redor da microestaca e por aumentar o diâmetro efectivo do furo na zona de selagem, conduzindo a um maior valor da tensão tangencial de atrito mobilizada e do perímetro do bolbo de selagem [15].

4.2.3.3. Injeções posteriores (microestacas C e D)

Este tipo de injeções é geralmente realizado quando não é possível efectuar injeções sob pressão durante a remoção do revestimento provisório, por exemplo quando existem riscos de lavagem da calda de cimento, ou quando se utilizam microestacas sem revestimento provisório, não sendo possível realizar injeções do tipo B. Estas circunstâncias conduziram ao desenvolvimento de soluções de injeção aplicáveis após o endurecimento total ou parcial da calda aplicada durante a injeção de preenchimento. Para aumentar a trabalhabilidade destas caldas é comum estas possuírem maiores relações água/cimento que as adoptadas na injeção primária. Todavia, é defendido que o excesso de água destas misturas é expelido, acabando por se infiltrar no solo, o que resulta numa argamassa com uma percentagem de água inferior e, conseqüentemente, uma resistência superior [15].

No caso de microestacas do tipo D (sistema IRS), a injeção é efectuada recorrendo a tubos manchete com obturadores duplos (Figura 42), por forma a conseguir localizar as injeções em secções específicas da microestaca, partindo da base para o topo. Esta operação é executada entre 12 a 24 horas após ter sido feita a injeção de selagem, repetindo-se a reinjeção em iguais tempos. Em cada válvula são registadas as pressões de abertura e de termo das injeções, repetindo-se a operação até serem atingidos as pressões compatíveis com a mobilização do esforço de corte requerido na interface solo/calda de cimento, com o cuidado de não provocar a destruição da estrutura do terreno envolvente.

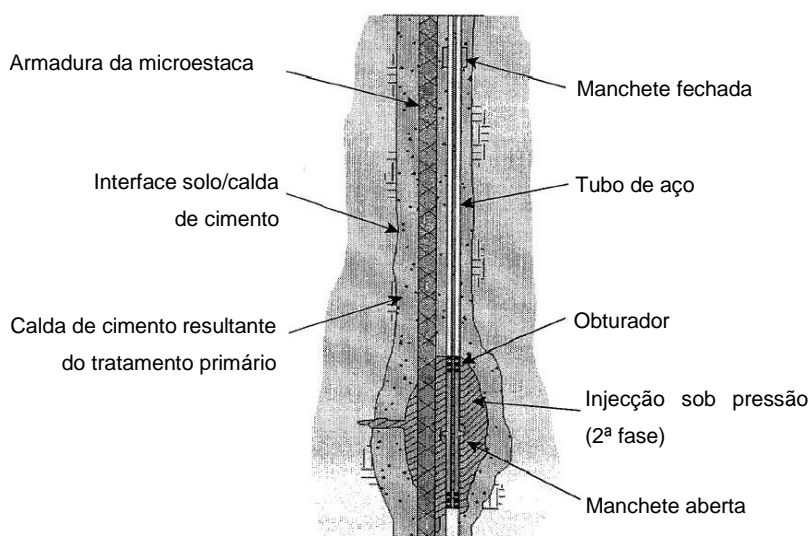


FIGURA 42. ESQUEMA DE UMA SELAGEM RECORRENDO A UM TUBO MANCHETE, ADAPTADO DE [15].

Dadas as características desta operação, é intuitivo que o volume de calda injectado seja superior ao volume teórico disponível no furo. Assim, a medição do consumo de calda serve como um dos parâmetros de controlo de execução, conforme será abordado na Secção 5.1.5

4.3. Pré-esforço

O recurso a soluções pré-esforçadas, no âmbito do recalçamento de fundações, tem uma aplicação algo limitada, uma vez que se resume essencialmente a garantir uma efectiva ligação entre a fundação existente e a solução de reforço (Figura 43), facilitando a transmissão de carga da estrutura a recalçar para as microestacas.

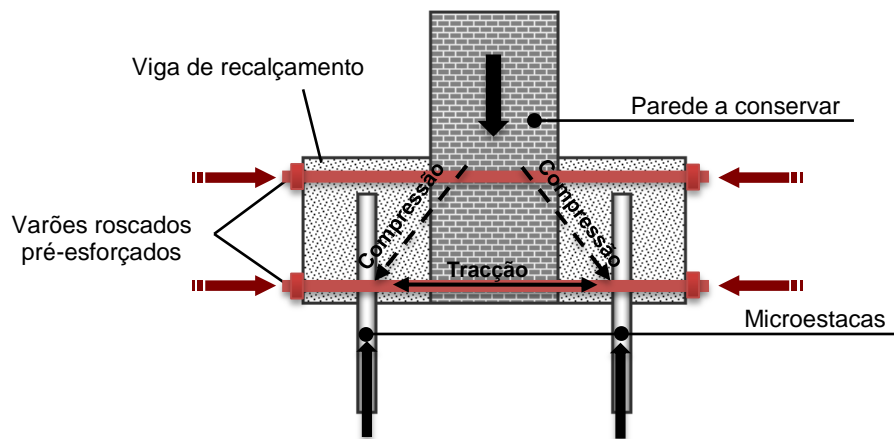


FIGURA 43. ESQUEMA DE LIGAÇÃO ESTRE MICROESTACAS E UMA PAREDE EXISTENTE A CONSERVAR, ADAPTADO DE [18].

Deste modo, e conforme será abordado na Secção 5.1.5, a aplicação destes sistemas de varões GEWI ou equivalentes permitem, em primeiro lugar, instalar uma determinada tensão normal no interface entre a viga de recalçamento e o elemento a conservar. Por outro lado, o encaminhamento das cargas até às microestacas produz, de acordo com o método das escoras e tirantes, forças de tração que podem ser compensadas à custa da resistência destes varões que, ao contrário dos varões correntes possuem diâmetros superiores (de 32 a 63 mm) e tensões de cedência da ordem dos 500 MPa. Para tirar o máximo partido desta solução estrutural (Figura 44) é ainda possível mobilizar parcialmente estes varões ao corte no dimensionamento da ligação, de acordo com os pressupostos avançados na Secção 5.1.5.3.

O pré-esforço é instalado nestes elementos por aperto (P) e pode ser estimado, segundo a empresa *Dywidag Systems International*, de acordo com a Equação (4.1):

$$P = \frac{3M}{\phi} \quad (4.1)$$

em que M corresponde ao momento de aperto aplicado nos varões e ϕ ao seu diâmetro.

Todavia, é comum, em ambiente de projecto, utilizar factores de segurança no dimensionamento destes elementos que variem entre 1.75 e 3.00, uma vez que, segundo a mesma fonte, a expressão anterior apresenta uma margem de erro de cerca de 25%.



FIGURA 44. RECURSO A VARÕES PRÉ-ESFORÇADOS [5].

Este sistema de aplicação de pré-esforço apresenta-se como mais vantajoso que aplicação de cordões pré-esforçados em especial por duas particularidades. As perdas associadas à reentrada de cunhas nas soluções de cordões imporiam à partida perdas significativas que, dado o curto comprimento dos cabos, se fariam sentir em todo o seu desenvolvimento. Por outro lado, e uma vez que em operações de recalçamento de fundações o espaço disponível para equipamento é reduzido, o posicionamento e operação das ferramentas de tensionamento dos cordões poderia ser problemático.

4.4. *Jet grouting*

As injeções de calda em solos, independentemente da técnica utilizada, visam, tipicamente, cumprir pelo menos um dos seguintes objectivos, quer se trata de uma solução provisória ou definitiva:

- Uniformizar e diminuir a permeabilidade do maciço, dificultando a circulação de água;
- Melhorar a capacidade resistente ao corte e normal do solo;

De entre as diversas metodologias existentes o *jet grouting* destaca-se pelo facto de a injeção ser efectuada a pressões elevadas, utilizando, se necessário, ar comprimido ou água para ajudar a destruir a estrutura física do solo. Simultaneamente, procede-se à injeção da calda de cimento que vai destruir/misturar-se com o solo (Figura 45).

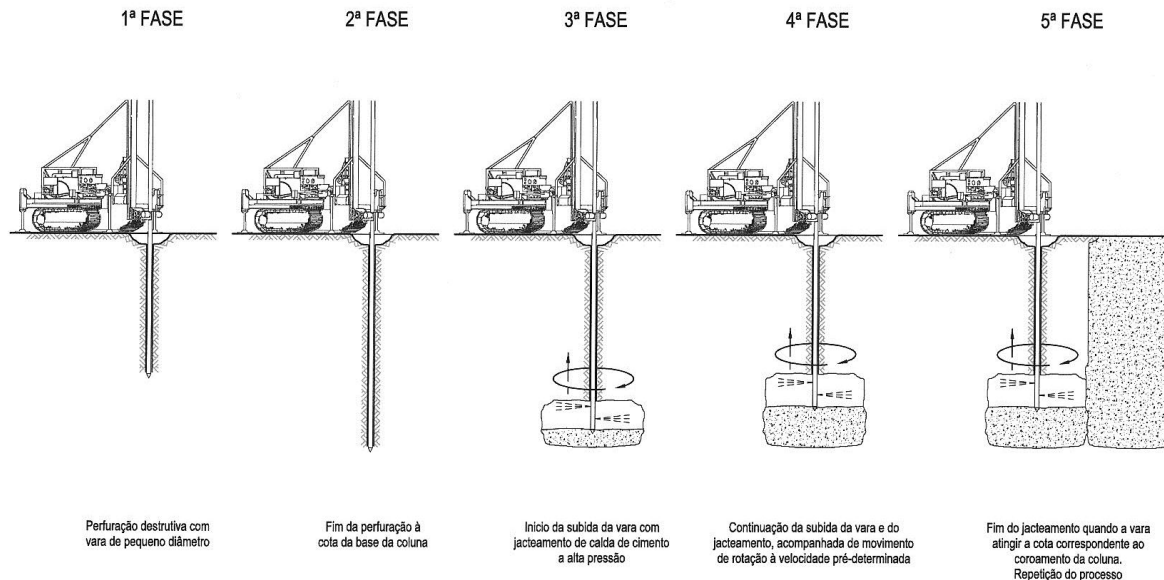


FIGURA 45. REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DA SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA DE CORPOS DE *JET GROUTING* SIMPLES [5].

No caso de soluções de *jet grouting*, podem ainda adicionar-se aos objectivos já mencionados os seguintes:

- Recalçamento de fundações existentes;
- Como complemento de outras soluções geotécnicas.

O propósito da execução de corpos de *jet* deve então ficar perfeitamente definido em projecto, uma vez que tanto as suas propriedades como a sua geometria são função da sua finalidade. Para assegurar resultados consistentes com o previsto em projecto, é aconselhável realizarem-se ensaios *in situ* de pelo menos um corpo de *jet*. Nas situações em que o material é sujeito a grandes esforços ou é executado em ambientes agressivos, os ensaios preliminares *in situ* devem ser antecidos por uma campanha laboratorial, por forma a determinar quais as proporções solo/cimento que resultam nos efeitos desejados.

À semelhança da execução de microestacas, também no caso do *jet grouting* existe uma norma que regula a sua execução. Assim, e de acordo com a norma EN 12716 [19], no planeamento e execução deste tipo de elementos devem ainda incluir-se as seguintes etapas/actividades aqui apresentadas, não necessariamente por ordem cronológica:

- Confirmação em obra das características do solo avançadas em projecto;
- Determinação das condições hidrológicas do local (nível freático, velocidade de percolação, ...);

- Execução de corpos teste, quando necessário, e os seus respectivos ensaios;
- Avaliação dos resultados provenientes dos ensaios dos corpos teste;
- Definição da sequência construtiva, em função do tópico anterior;
- Escolha do sistema de injeção e dos respectivos parâmetros de execução;
- Definição exacta das dimensões, localização e orientação dos corpos de *jet*;
- Especificação das instruções necessárias ao cumprimento da sequência construtiva prescrita;
- Definição do plano de monitorização (tipo e precisão dos aparelhos, frequência das leituras) dos efeitos que resultem da execução dos corpos de *jet* nas estruturas adjacentes;
- Definição dos critérios alerta e alarme para as grandezas a monitorizar;
- Especificações de controlo de qualidade durante a execução e para os ensaios teste.

O processo físico da técnica de *jet grouting* pode resumir-se às seguintes etapas [20]:

- **Desagregação:** a estrutura inicial do solo é desfeita e as partículas ou fragmentos de solo são dispersos pela acção de um ou mais jactos horizontais (Figura 46);
- **Mistura e substituição parcial:** uma parte das partículas ou fragmentos de solo é substituída e a outra parte é englobada com a calda de cimento injectada;
- **Cimentação:** as partículas ou fragmentos de solo são aglutinadas entre si pela acção auto-endurecedora da calda, formando um corpo único.



FIGURA 46. BICO DE INJEÇÃO PARA *JET GROUTING* [18].

Esta técnica, passível de ser aplicada tanto a solos incoerentes como a solos coesivos (Figura 47), resulta da transformação da energia potencial de bombagem da calda em energia cinética e permite a criação de corpos de *jet* com formas variadas.

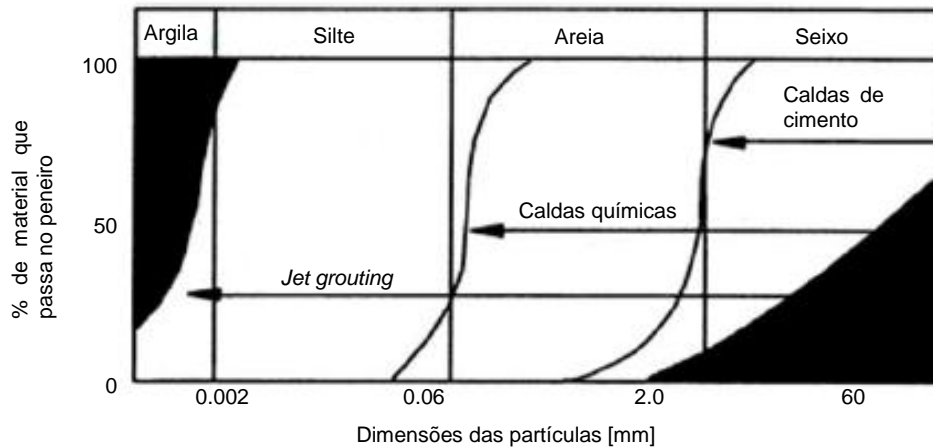


FIGURA 47. APLICABILIDADE DO *JET GROUTING* FACE A OUTROS TIPOS DE INJEÇÕES, ADAPTADO DE [11].

A análise da figura anterior permite ainda descortinar as restrições em termos do campo de aplicações das injeções de caldas convencionais, aplicáveis somente a solos grosseiros.

As soluções de *jet grouting* têm diversos domínios de aplicação, sendo que num contexto de reabilitação é usual, em situações em que para além do recalçamento das fundações são executadas caves sob os edifícios, executar corpos de *jet* antes de iniciar as escavações propriamente ditas. Deste modo, previne-se, ou pelo menos atenuam-se, quaisquer tipos de deformação, podendo mesmo servir como cortina de impermeabilização de obras realizadas abaixo do nível freático.

O reforço de fundações onde se utiliza *jet grouting* é geralmente conseguido pela execução de corpos de cimento (colunas ou painéis) sob a fundação da estrutura, de modo a que as cargas sejam transmitidas em profundidade. Todavia, deve ter-se em conta que as estruturas sujeitas a este tratamento podem sofrer alguns assentamentos, uma vez que a resistência destes corpos só é atingida na totalidade após alguns dias de cura.

4.4.1. Equipamento necessário

Esta técnica construtiva exige o recurso a algum equipamento específico discriminado em seguida [19,20]:

- Central de calda de cimento, constituída por um silo de cimento, um depósito de água e por uma central de mistura, que deverá ter capacidade para garantir o consumo de cimento exigido pela injeção;
- Bomba de alta pressão com capacidade de bombear, de forma contínua e a pressão constante, um determinado caudal (pelo menos 50 MPa);
- Compressor com uma pressão de saída de ar constante (utilizado em alguns sistemas de *jet – jet duplo* e *jet triplo*);

- d) Sonda hidráulica com torre ajustável em função do tratamento a realizar. A torre possui uma cabeça de rotação que fixa as varas de *jet grouting* e que, pelo seu movimento de translação, permite a furação e a injeção. Geralmente, a sonda possui ainda unidades de leitura de velocidade de subida e de rotação das varas, pressão de injeção da calda, água e ar para um completo e contínuo controlo da operação;
- e) Varas de *jet grouting* com dupla função de furação e tratamento, constituídos por secções tubulares ocas com paredes de elevada espessura, formando troços com uniões roscadas. Na extremidade inferior da vara é colocada uma coroa de furação, de diâmetro superior ao da vara, que é auxiliada nesta operação por um jacto de água vertical. Imediatamente acima da coroa localizam-se os bicos de injeção de eixo radial dispostos em torno do perímetro da vara;
- f) Mangueiras flexíveis com capacidade para resistir com segurança a elevadas pressões e que fazem a ligação entre o topo das varas e a bomba de alta pressão.

A fotografia da Figura 48 ilustra os principais componentes de um estaleiro de *jet*.

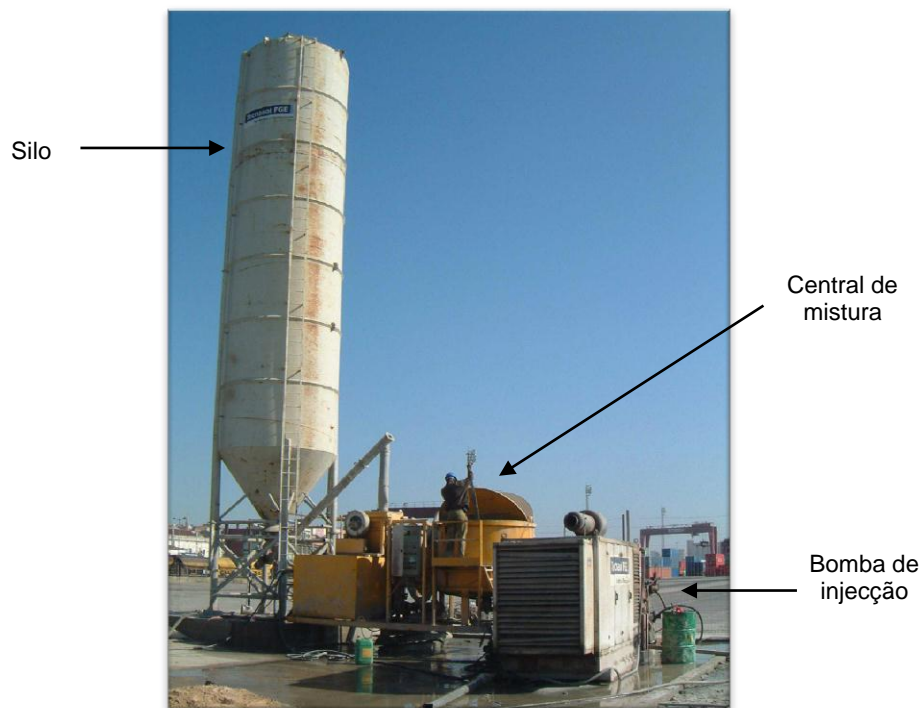


FIGURA 48. ESTALEIRO DE *JET GROUTING*.

4.4.2. Sistemas de *Jet grouting*

A evolução da técnica de *jet grouting* culminou no desenvolvimento de 4 tipos de sistemas distintos, ilustrados na Figura 49, cuja selecção é função não só das características do terreno a melhorar, como do prazo e objectivos da intervenção. Tem-se então:

- *Jet simples* ou do tipo 1 (I);
- *Jet duplo* ou do tipo 2 (II);
- *Jet triplo* ou do tipo 3 (III);
- *Super jet* (IV).

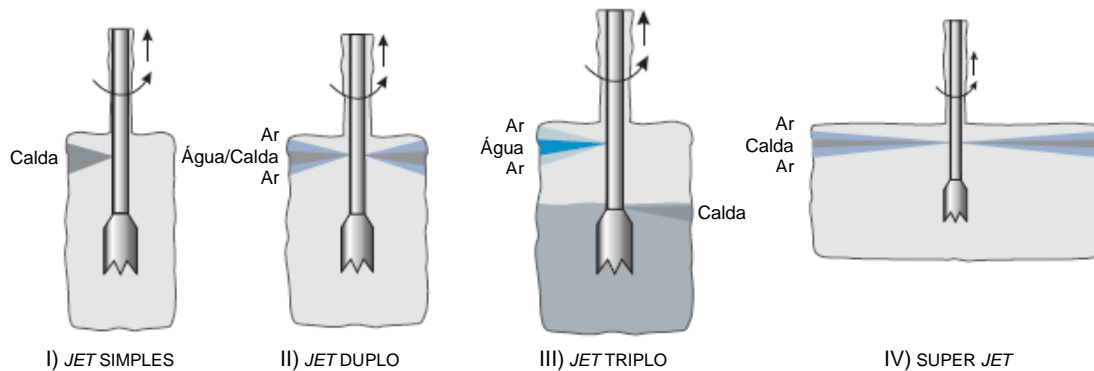


FIGURA 49. SISTEMAS DE JET GROUTING EXISTENTES, ADAPTADO DE [21].

Para além do tipo de *jet*, geralmente definem-se ainda outros parâmetros, também em função do solo existente, como a pressão de injeção, o número e diâmetro dos injectores, a velocidade de rotação da vara e respectiva velocidade de subida e a quantidade e composição da calda de cimento, por unidade de volume de solo tratado.

O sistema de *jet grouting* simples, desenvolvido em 1970 por Nakanishi no Japão, caracteriza-se pela bombagem, a altas pressões, de calda no terreno através de bicos injectores, a uma velocidade de aproximadamente 200 m/s [11]. A própria calda ao ser injectada promove, simultaneamente, o corte e erosão entre as partículas de solo e a sua aglutinação. Esta técnica pode ser utilizada em solos coesivos e em solos incoerente.

O sistema de jacto duplo, desenvolvido pelo mesmo engenheiro cerca de 2 anos depois do anterior, foi aperfeiçoado durante a década de 80 do século XX [11]. Este sistema inclui, para além do jacto de calda de cimento, um outro de ar comprimido, que envolvendo a calda aumenta a capacidade de desagregação do solo e, conseqüentemente, permitindo realizar colunas de solo cimento de maior diâmetro. O *jet duplo* pode, igualmente, ser realizado em solos coesivos e em solos incoerentes. O procedimento é em tudo idêntico ao *jet simples*, recorrendo-se contudo a duas varas coaxiais. Na fase de injeção, a calda de cimento é introduzida na vara interior a elevada pressão e o ar comprimido passa pela zona anelar entre as duas secções, ocorrendo a sua mistura somente na saída do bico comum do injector. Durante a fase de perfuração é usual fazer circular água sob pressão pelo tubo interno, a fim de agilizar e facilitar este processo [10]. Este sistema permite a execução de colunas com diâmetros superiores aos obtidos através de *jet grouting* simples mas, para a mesma dosagem de cimento, com menor resistência.

Quanto ao sistema de *jet triplo*, desenvolvido também no Japão em 1975, apresenta uma maior complexidade face aos anteriores. Nesta metodologia, o jacto de água, coincidente com o jacto

de ar, tem a função de desagregar o solo, contribuindo o ar para uma maior penetração da mistura. Para além disso, o ar contribui ainda para melhorar a mistura água-solo desagregado, causando ainda a emulsão da mistura e, conseqüentemente, uma redução da sua densidade, o que facilita a expulsão desta para o exterior [11]. O jacto de calda é aplicado por um injector distinto dos anteriores e localizado abaixo destes [10]. De forma análoga ao caso anterior, também no sistema de *jet grouting* triplo se obtêm colunas de maior diâmetro que no *jet* duplo, novamente com a mesma repercussão de, para uma mesma dosagem de cimento, se obterem menores resistências.

Posteriormente, já na década de 90 do século XX, foi ainda desenvolvido, novamente no Japão, o sistema super *jet*, tratando-se de uma evolução do sistema de *jet* duplo, uma vez que também recorre a dois injectores, um para água ou ar e outro para a calda. A calda de cimento é injectada com uma energia superior (pressão superior a 70 MPa) e com bicos de diâmetros usualmente superiores a 5 mm, o que resulta em colunas de solo-cimento de dimensões superiores, o que pode ser rentável quando existe uma grande área a cobrir com colunas de *jet grouting* [11]. Na Tabela 1 sintetizam-se os principais valores característicos dos diferentes parâmetros para os três primeiros sistemas de injeção.

TABELA 1. GAMA DE VALORES CARACTERÍSTICOS DE ALGUNS PARÂMETROS RELATIVOS A SISTEMAS DE *JET GROUTING*, ADAPTADO DE [10, 22 - 24].

PARÂMETROS		SISTEMAS DE <i>JET GROUTING</i>					
		SIMPLES		DUPLO		TRIPLO	
		MÍN.	MÁX.	MÍN.	MÁX.	MÍN.	MÁX.
PRESSÃO DE INJEÇÃO DA CALDA [MPA]		20	60	30	60	3	7
FLUXO DE CALDA [L/MIN]		40	120	70	150	70	150
PRESSÃO DE INJEÇÃO DE AR [MPA]		n.a.		0.6	1.2	0.6	1.2
FLUXO DE AR [L/MIN]		n.a.		2000	6000	2000	6000
PRESSÃO DE INJEÇÃO DE ÁGUA [MPA]		n.a.		n.a.		20	50
FLUXO DE ÁGUA [L/MIN]		n.a.		n.a.		70	150
DIÂMETRO DO BOCAL	CALDA [MM]	1.5	3.0	1.5	3.0	4.0	8.0
	AR [MM]	n.a.		1.0	2.0	1.0	2.0
	ÁGUA [MM]	n.a.		1.5	3.0	1.5	3.0
VELOCIDADE DE ROTAÇÃO [RPM]		10	25	5	10	5	10
VELOCIDADE DE SUBIDA [CM/MIN]		10	50	7	30	5	30
DIÂMETRO ESPECTÁVEL DA COLUNA [M]	SOLOS GRANULARES GROSSEIROS	0.5	1.2	1.0	2.0	1.5	3.0
	SOLOS GRANULARES FINOS	0.4	0.8	0.6	1.5	0.8	2.0
RESISTÊNCIA DA COLUNA DE SOLO CIMENTO [MPA]	SOLOS ARENOSOS	10	30	7.5	15	10	20
	SOLOS ARGILOSOS	1.5	10	1.5	5	1.5	7.5
RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO DA CALDA		0.8	2.0	0.8	2.0	0.8	2.0
CONSUMO	[KG/M]	200	500	300	1000	500	2000
	[KG/M ³]	400	1000	150	550	150	650

Para além da escolha do tipo de *jet grouting* a utilizar, existe a hipótese de os jactos produzidos pelos injectores não serem horizontais, mas sim subhorizontais, isto é, que formem um determinado ângulo com a horizontal. Isto permite, como ilustrado na Figura 50, que os jactos colidam entre si aumentando a área de impacto do jacto e, conseqüentemente, a geometria do corpo.

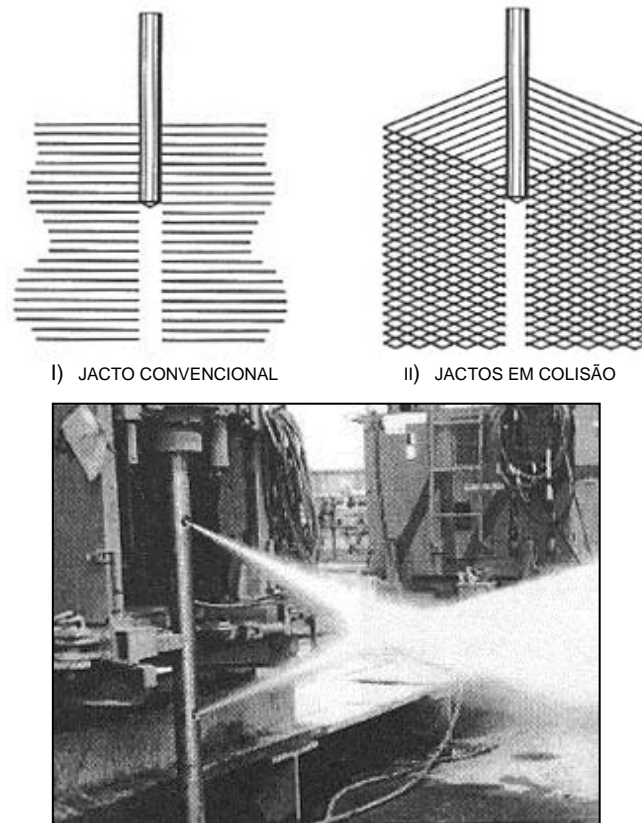


FIGURA 50. INCLINAÇÕES POSSÍVEIS DOS INJECTORES E FOTOGRAFIA DE INJECTORES SUBHORIZONTAIS, ADAPTADO DE [18].

4.4.1. Processo físico

O mecanismo físico de desagregação do solo através da emissão de um jacto por bicos injectores, é função de uma série de efeitos hidrodinâmicos que são combinados, por forma a assegurar o corte do terreno, de formas distintas pelos três principais sistemas de injeção.

- a) Acção dinâmica da pressão, que se revela de extrema importância na desagregação do solo;
- b) Impacto a elevada velocidade do jacto (com elevada energia cinética). O impacto de cada uma das gotas do jacto é responsável pelo corte inicial do solo, sendo a força de impacto função do produto da pressão de injeção pela secção dos bicos de injeção;
- c) Cavitação resultante da explosão das bolhas de ar incorporadas no jacto quando em contacto com as partículas do solo, provocando a desagregação do terreno;

- d) Fadiga causada pela acção cíclica do jacto que se traduz numa redução da rigidez do material.

A combinação dos efeitos anteriores destrói a estrutura do solo, enquanto o caudal de fluido remove, em simultâneo, as partículas das suas posições originais e as expelle para a superfície.

O escoamento teórico de um jacto de *jet* pode dividir-se nas zonas identificadas na Figura 51. A primeira zona caracteriza-se por uma pressão hidrodinâmica constante e escoamento contínuo e o seu comprimento é aproximadamente igual a 100 vezes o diâmetro do injector (D_0). Na zona intermédia o jacto passa a conter uma grande quantidade de ar, mantendo-se no entanto o fluxo contínuo. Esta região desenvolve-se ao longo de uma distância de aproximadamente 200 vezes o diâmetro do bico. Por último, na zona 3, o jacto passa a ser descontínuo ocorrendo a sua dispersão. A pressão dinâmica nesta zona diminui exponencialmente com o afastamento ao injector [20].

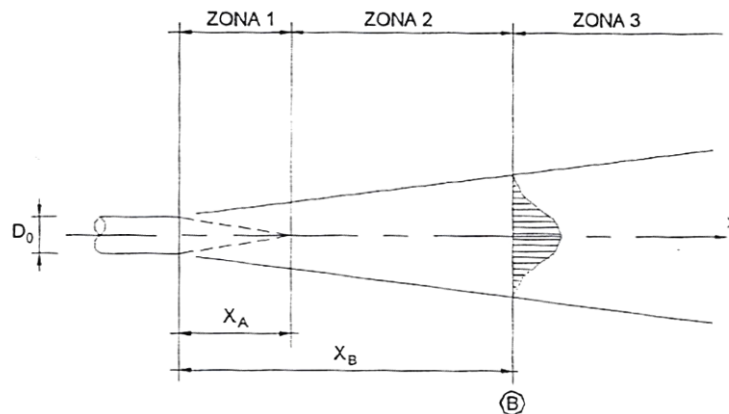


FIGURA 51. ESCOAMENTO TEÓRICO DO JACTO DE UM SISTEMA DE *JET GROUTING* [20].

O ponto B, identificado na figura anterior, corresponde à zona em que se concentra a energia utilizada na desagregação do solo, correspondendo à região de maior eficiência do efeito de cavitação.

Um pormenor interessante que merece referência é a consequência do movimento rotacional sobre o raio de acção do jacto. De facto, alguns autores [25] defendem que o alcance do jacto unidireccional é igual a cerca do dobro do alcance do jacto rotacional. Esta redução deve-se à progressiva inclinação, segundo a horizontal, provocada pelo aumento da velocidade tangencial com a distância ao bico de injeção (Figura 52)

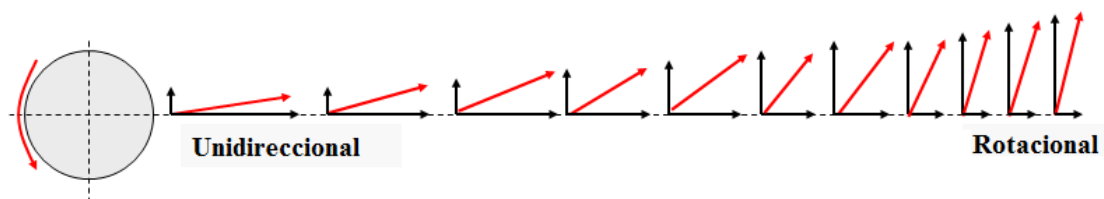


FIGURA 52. PERDA DE ENERGIA PELA ROTAÇÃO DO JACTO [18].

4.4.2. Variáveis que influenciam o método

Existem vários aspectos que influenciam, de forma directa, o resultado final e o procedimento a adoptar nas operações de *jet grouting*, nomeadamente as características intrínsecas do solo a tratar, o tipo de calda e os parâmetros de execução. Estes últimos serão abordados mais à frente, aquando do dimensionamento deste tipo de soluções, Capítulo 5.2.

Antes de avançar para a escolha de uma determinada metodologia de *jet* é fundamental efectuar uma análise geotécnica do terreno. Esta terá como objectivo a determinação da densidade, teor em água, coesão, ângulo de atrito e granulometria do solo, à custa de ensaios *in situ* e laboratoriais.

A granulometria tem especial influência na eficácia do sistema de *jet*, na medida em que existe uma relação de proporcionalidade entre o diâmetro das colunas e esta grandeza do solo. Isto é, têm-se colunas com diâmetros menores quando existe uma maior percentagem de finos (argilas e siltes), conforme exemplificado no gráfico da Figura 53.

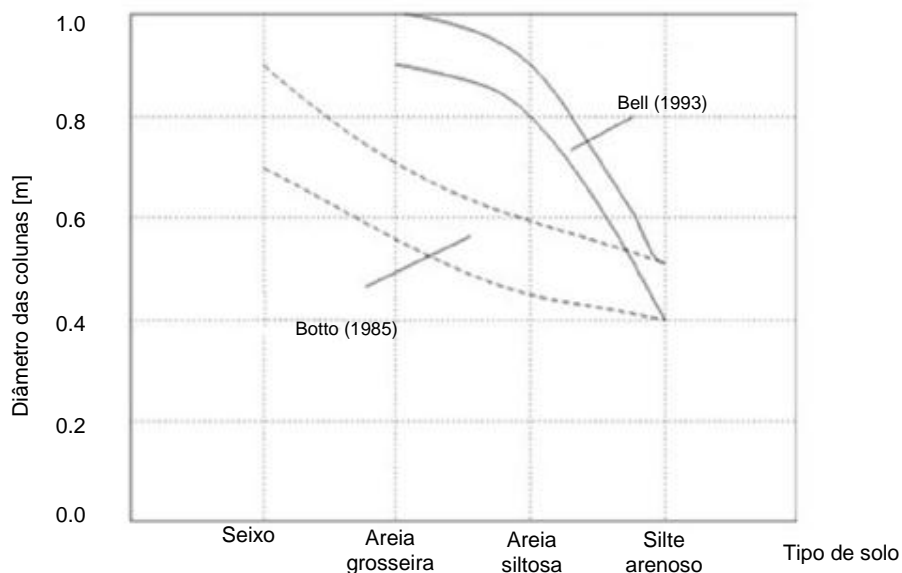


FIGURA 53. GAMAS DE VALORES PARA O DIÂMETRO DAS COLUNAS DE *JET* EM FUNÇÃO DO TIPO DE SOLO, ADAPTADO DE [11].

Correlações similares existem para resultados de ensaios *in situ*, como por exemplo os ensaios SPT (Figura 54).

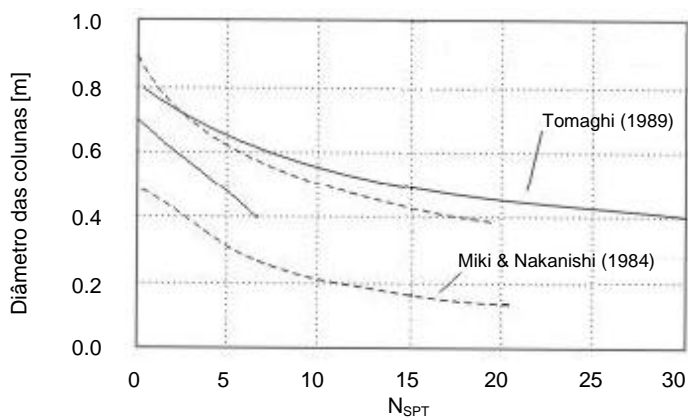


FIGURA 54. GAMAS DE VALORES PARA O DIÂMETRO DAS COLUNAS DE *JET* EM FUNÇÃO DE ENSAIOS SPT, ADAPTADO DE [11].

A composição das caldas de cimento assume igualmente uma grande relevância em todo o processo, uma vez que o tipo de cimento, bem como as relações água/cimento e a quantidade de adjuvantes alteram a viscosidade e consistência da calda. Ensaio uniaxiais efectuados [26] revelam que o uso de aditivos não parece ter influência na resistência do material solo-cimento.

Por último, faz-se ainda referência às diferentes geometrias possíveis de obter com esta técnica construtiva (Figura 55), que variam com a sua finalidade.

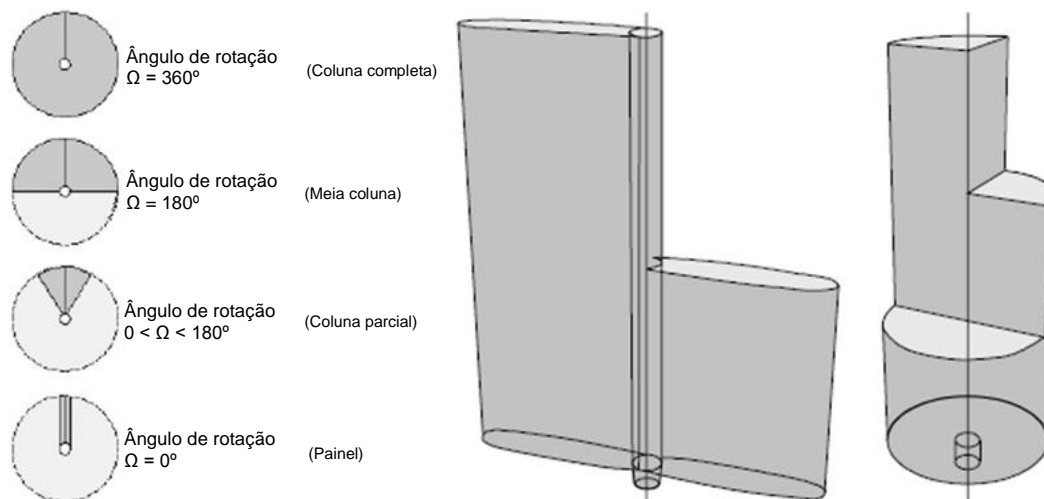


FIGURA 55. GEOMETRIAS POSSÍVEIS PARA OS CORPOS DE *JET GROUTING*, ADAPTADO DE [18].

Estas geometrias dependem da forma como é efectuada a subida da vara, mais propriamente da sua rotação de subida. Assim, caso a vara perfaça uma rotação de 360° durante a subida forma-se uma coluna enquanto que, se não existir rotação, forma-se um painel. As geometrias em forma de coluna são utilizadas tipicamente em reforço de fundações, podendo no entanto ter o mesmo propósito de impermeabilização dos painéis, caso se executem colunas secantes.

4.4.3. Correlação entre parâmetros

Alguns dos parâmetros mencionados anteriormente, em relação à execução de soluções de *jet grouting* são dependentes entre si, nomeadamente a velocidade de subida e rotação da vara, pressão de injeção da calda e caudal injectado, diâmetro e número de injectores e relação água/cimento.

É ainda possível agrupar os parâmetros anteriores de forma a obter os seguintes três critérios (Tabela 2) que caracterizam a operação de *jet grouting* [11].

TABELA 2. CRITÉRIOS CARACTERIZADORES DA OPERAÇÃO DE *JET GROUTING*.

Impacto dinâmico	Pressão de injeção
	Diâmetro do bico
Energia de injeção	Pressão de injeção
	Caudal
	Velocidade de subida
Consumo de cimento	Relação água/cimento
	Caudal
	Velocidade de subida

O primeiro critério, impacto dinâmico (I), intervém no mecanismo físico do jacto e pode ser calculado segundo a Equação (4.2) [10]:

$$I = 2 \times \frac{\pi \times D_0^2}{4} \times P \quad (4.2)$$

onde D_0 corresponde ao diâmetro do bico do injector e P à respectiva pressão de injeção. Por sua vez, a energia despendida na operação de injeção (E) pode ser estimada pela Equação (4.3) [10]:

$$E = \frac{P \times Q}{V_s} \quad (4.3)$$

onde P representa a pressão de injeção, Q o caudal de fluido e V_s a velocidade de subida da vara. Esta última grandeza pode ainda ser obtida pela Equação (4.4) [11].

$$V_s = \frac{Q \times \gamma_{calda}}{C \times (1 + a/c)} \quad (4.4)$$

Na expressão anterior Q corresponde ao caudal de fluido, γ_{calda} ao peso volúmico da calda e C ao consumo de cimento por metro linear de coluna. O parâmetro a/c representa a relação água/cimento da calda.

O peso volúmico da calda pode ser estimado a partir do peso volúmico da água ($\gamma_{\text{Água}}$), do peso volúmico do cimento (γ_{Cimento}) e da razão entre os dois utilizada (a/c), conforme apresentado na Equação (4.5) [10].

$$\gamma_{calda} = \frac{\gamma_{\text{Cimento}} \times \left(1 + \frac{1}{a/c}\right)}{1 + \frac{\gamma_{\text{Cimento}} \times a/c}{\gamma_{\text{Água}}}} \quad (4.5)$$

Por último, existe ainda um factor intrínseco à técnica de *jet grouting*, a velocidade de rotação da vara (V_R), expressa na Equação (4.6), e que pode ser calculado a partir da velocidade de subida da vara (V_s), do passo (distância entre duas passagens seguidas) e do número mínimo de rotações da vara em cada passo ($n_{\text{mín}}$).

$$V_R = \frac{n_{min}}{\frac{1}{V_s} \times passo} \quad (4.6)$$

O passo é definido em função das características do solo, sendo habitual valores da ordem dos 4 cm para solos argilosos e de cerca de 8 cm em solos arenosos [10]. Esta diferença de valores é motivada pelo facto de em solos coesivos o jacto tender a concentrar-se, devendo por esse motivo reduzir-se o passo para evitar que porções de argila fiquem incorporadas na coluna.

5. Dimensionamento e Verificação da Segurança

Neste capítulo serão tecidas algumas considerações acerca do dimensionamento de soluções de recalçamento com recurso a microestacas e a *jet grouting*. Para além da enumeração das diferentes problemáticas inerentes a ambos os processos listar-se-ão as etapas existentes no seu dimensionamento e as respectivas verificações de segurança a efectuar, conjuntamente com hipóteses e modelos de cálculo proposto na bibliografia consultada.

5.1. Recalce recorrendo a soluções de microestacas

O dimensionamento de soluções de microestacas reveste-se de pormenores que ainda não são aceites unanimemente por toda a comunidade científica, nomeadamente aspectos que dizem respeito ao efeito de grupo¹ destes elementos e a problemática da acção sísmica [27]. Contudo, é já consensual que o dimensionamento de uma solução baseada em microestacas se pode subdividir nas etapas sintetizadas na Tabela 3.

TABELA 3. ETAPAS DO DIMENSIONAMENTO DE MICROESTACAS NUM CONTEXTO DE REFORÇO DE FUNDAÇÕES

Etapa 1.	Avaliação da aplicabilidade do uso de microestacas
Etapa 2	Revisão de toda a informação disponível sobre o projecto e acerca das condições geotécnicas da obra
Etapa 3	Definição das combinações de acções aplicáveis
Etapa 4	Pré-dimensionamento da solução A. Espaçamento das microestacas B. Secção transversal C. Sistemas de injeção
Etapa 5	Dimensionamento da solução A. Estado limite último de capacidade de carga do terreno 1) Comprimento de selagem 2) Resistência de ponta 3) Efeito de grupo para carregamentos axiais B. Estados limite últimos de resistência estrutural 1) Compressão 2) Tração 3) Flexão composta 4) Resistência lateral C. Ligação da microestacas à fundação existente

¹ O efeito de grupo em estacas tem algumas repercussões a nível de esforços e de deslocamentos, diferindo dos valores obtidos quando se consideram elementos isolados.

	D. Estados limite de serviço 1) Assentamento axial 2) Movimentos laterais E. Protecção contra corrosão F. Considerações sísmicas
--	--

5.1.1. Etapa 1: Aplicabilidade

Como em qualquer outro projecto de engenharia é necessário efectuar uma análise custo benefício das soluções de reforço recorrendo a microestacas. Tipicamente, os cenários em que esta técnica construtiva se destaca perante as restantes são:

- Condições adversas do estrato de solo abaixo da actual cota de fundação, como por exemplo a existência de formações rochosas dispersas ou de entulho, ou ainda a presença de um nível freático elevado;
- Acessos restritos e/ou grande limitação do *gabarit* disponível (a maquinaria necessária apresenta dimensões compatíveis com pequenos pés-direitos disponíveis);
- Existência de substratos cársicos ou outros estratos que apresentem vazios na sua constituição e que, conseqüentemente, ofereçam dificuldades à instalação de outro tipo de elementos de fundação profundos;
- Restrições à emissão de ruídos e de vibrações;
- Superestrutura sensível a assentamentos.

5.1.2. Etapa 2: Informações de projecto e condições geotécnicas

Logicamente que, em simultâneo com a primeira etapa, é necessário efectuar uma atenta inspecção e caracterização do edifício a recalçar como um todo e, em particular, das condições de conservação dos seus elementos de fundação. Este último estudo é particularmente útil por forma a possibilitar um diagnóstico dos problemas estruturais existentes, nomeadamente se se devem a uma deficiente capacidade de carga do solo ou da fundação ou se a anomalia é devida a problemas de deterioração desses mesmos elementos.

Quanto ao solo, deverão ser efectuadas sondagens de inspecção até um nível que se situe abaixo da futura cota de fundação do edifício (tipicamente 3 a 4 vezes a maior dimensão da fundação), de modo a possibilitar a identificação do tipo de solo de cada uma das camadas atravessadas e das respectivas características mecânicas.

5.1.3. Etapa 3: Combinações de acções

As combinações de acções relevantes para o dimensionamento das fundações e respectivo reforço são, regra geral, definidas pelo projectista da parte estrutural. Tipicamente as microestacas não são dimensionadas para elevadas cargas laterais, pelo que as verificações mais críticas estão relacionadas com a resistência a esforços de compressão axial.

No entanto, outras combinações de acções que envolvam acções sísmicas, *uplift* (Figura 56) ou *downdrag*, atrito negativo, (Figura 57) podem ser incluídas no dimensionamento destes elementos.

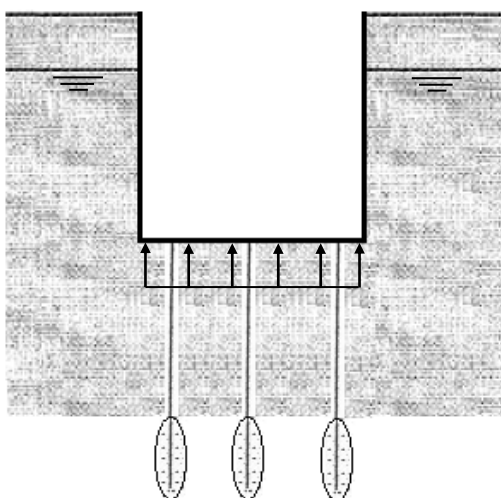


FIGURA 56. ESQUEMA DE SITUAÇÃO DE UPLIFT.

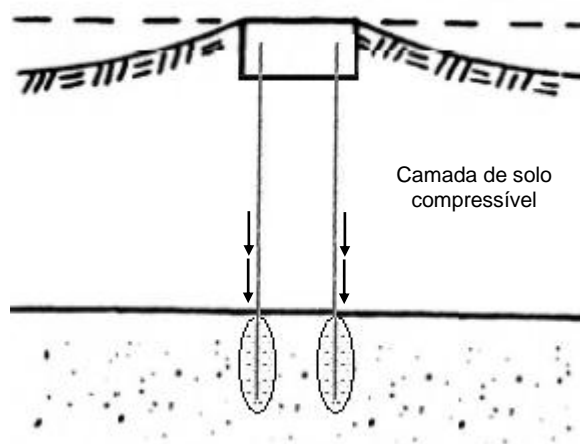


FIGURA 57. ESQUEMA DE SITUAÇÃO DE DOWNDRAG.

5.1.4. Etapa 4: Pré-dimensionamento

Nesta fase do dimensionamento são escolhidos o afastamento entre elementos (caso se trate de uma fundação corrida, pois numa sapata isolada a solução corrente consiste na execução de 4 microestacas nas extremidades do elemento), a secção das microestacas e o respectivo método de injeção. O facto de todo este processo ser iterativo traduz-se na necessidade de experimentar várias soluções/combinações possíveis, para optimização da solução.

Já o afastamento entre elementos deve ser sempre maior ou igual a três diâmetros das microestacas utilizadas, por forma a contabilizar eventuais desvios na verticalidade destes elementos. O afastamento máximo é função do carregamento aplicado, acabando frequentemente por ser ditado pelos vãos das vigas de recalçamento.

A secção transversal das microestacas, definida pelo diâmetro exterior e espessura do tubo, é nesta fase fixada pelos valores de resistência axial, comparando-os com os valores de cálculo.

Posteriormente, fenómenos de encurvadura ou outras combinações de acções podem requerer a utilização de secções mais robustas.

Os tipos de injeção disponíveis actualmente no mercado nacional são, conforme já mencionado no Capítulo 4.2, a injeção global unitária (IGU) e a injeção repetitiva selectiva (IRS). Naturalmente que cada um dos métodos produz bolbos de selagem de tamanhos distintos, associados a diferentes capacidades de carga do solo.

5.1.5. Etapa 5: Dimensionamento

5.1.5.1. Estado limite último de capacidade de carga do terreno

A fase de dimensionamento inicia-se pela verificação do estado limite último de capacidade de carga do terreno. Para tal, é usual assumir-se, conservativamente, que a transferência de carga entre o elemento estrutural e o terreno circundante é efectuada somente por atrito e que a distribuição destas forças é uniforme ao longo do comprimento de selagem. Enquanto que a validade da primeira hipótese é usualmente comprovada, a segunda acarreta algumas reservas, pois depende do tipo de terreno e do tipo de injeção.

A expressão para calcular o comprimento de selagem da microestacas, L_s , é obtida pelo método de Bustamante de acordo com a Equação (5.1). Esta metodologia foi desenvolvida a partir de inúmeros resultados experimentais, tendo sido comprovada frequentemente em obra.

$$L_s > \frac{N \times FS}{\pi \times \alpha \times \phi \times \tau_{c-s}} \quad (5.1)$$

Na expressão anterior N corresponde à carga axial aplicada ao elemento, FS ao factor de segurança aplicado nesta verificação, α representa o factor de expansão do bolbo, ϕ é o diâmetro de furação e τ_{c-s} corresponde à tensão máxima que se pode desenvolver entre o solo e a calda de injeção.

Naturalmente, este último parâmetro está intrinsecamente relacionado quer com o tipo de injeção realizado quer com as características mecânicas do próprio solo. Para uma estimativa destes valores de tensão é possível recorrer a ábacos [28] que relacionem esta grandeza com valores da pressão de injeção da calda ou com os resultados dos ensaios SPT efectuados *in situ*, como os exemplificados na Figura 58.

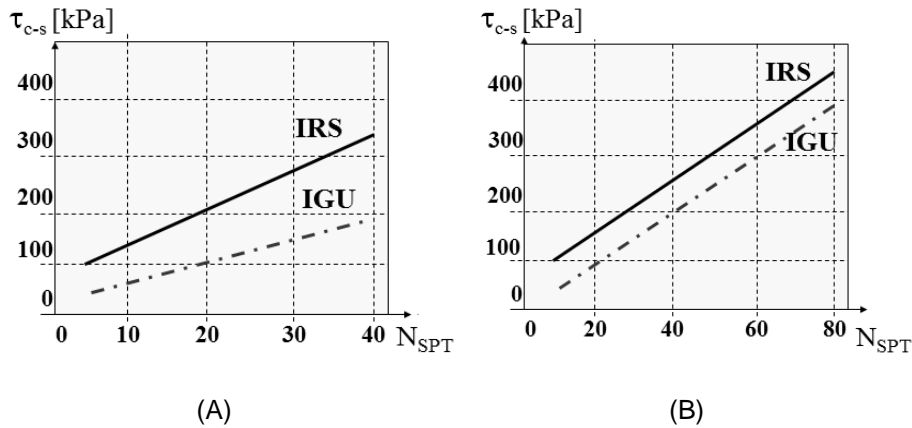


FIGURA 58. ÁBACOS ORIENTATIVOS DA TENSÃO TANGENCIAL CALDA-SOLO PARA ARGILAS E SILTES (A) E AREIAS E SEIXOS (B), ADAPTADO DE [18].

Os factores de segurança transcritos na Tabela 4 são preconizados para situações em que as cargas a aplicar são estáticas, podendo ser alvo de eventuais majorações em que seja necessário fazer face a acções cíclicas.

TABELA 4. FACTORES DE SEGURANÇA A APLICAR NO CÁLCULO DO COMPRIMENTO DE SELAGEM [28].

TIPO DE ELEMENTO	DURAÇÃO DA UTILIZAÇÃO	TRACÇÃO	COMPRESSÃO
Microestaca	Provisória	2.0	1.8
	Definitiva	2.2	2.0

O coeficiente α representa uma majoração do diâmetro de furação ϕ , por forma a obter-se o diâmetro médio das microestacas, tendo em conta o efeito da injeção sob pressão da calda no furo, e está geralmente compreendido numa gama de valores de 1.5 a 3.4. Este alargamento do furo acarreta, conseqüentemente, um sobreconsumo de calda face ao necessário para preencher volume teórico do bolbo de selagem (V_t). Assim, o volume de calda injectado (V_i) contribui como um indicador indirecto do sucesso da operação de selagem. A Tabela 5 procura sintetizar a relação entre os valores do parâmetro α e o volume de calda injectado.

TABELA 5. RELAÇÃO ENTRE O TIPO DE SOLO, OS COEFICIENTES α E OS VOLUMES MÍNIMOS DE INJEÇÃO NECESSÁRIOS [28].

TIPO DE SOLO	COEFICIENTE α		QUANTIDADE MÍNIMA DE CALDA A INJECTAR (V_i) EM FUNÇÃO DO VOLUME TEÓRICO DO BOLO (V_t)	
	IRS	IGU	IRS	IGU
Seixo	1.8	1.3 a 1.4	$1.5 V_t$	
Seixo arenoso	1.6 a 1.8	1.2 a 1.4	$1.5 V_t$	
Areia c/ seixo	1.5 a 1.6	1.2 a 1.3	$1.5 V_t$	
Areia grossa	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2	$1.5 V_t$	
Areia média	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2	$1.5 V_t$	
Areia fina	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2	$1.5 V_t$	

Areia siltosa	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2	1.5 a 2.0 V_t	1.5 V_t
Silte	1.4 a 1.6	1.1 a 1.2	2.0 V_t	1.5 V_t
Argila	1.8 a 2.0	1.2	2.5 a 3.0 V_t	1.5 a 2.0 V_t
Marga ou calcário margoso	1.8	1.1 a 1.2	1.5 a 2.0 V_t para rocha compacta 2.0 a 6.0 V_t para rocha fracturada	
Rocha alterada ou fragmentada	1.2	1.1	1.1 a 1.5 V_t para rocha finamente fracturada 2.0 ou mais V_t para rocha fracturada	

No dimensionamento das microestacas, e conforme já foi referido, a contribuição da resistência de ponta é diminuta, defendendo inclusivamente alguns autores [27] que é somente realista em casos em que a microestacas é fundada directamente em rocha, podendo então contribuir significativamente para a sua capacidade resistente (Figura 59).

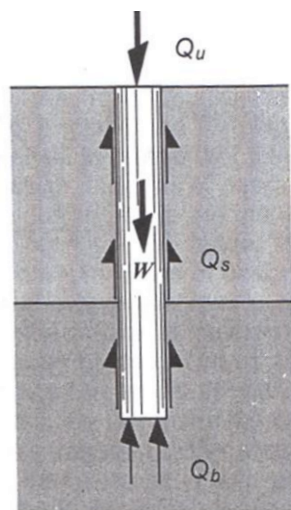


FIGURA 59. ATRITO LATERAL (Q_s) E RESISTÊNCIA DE PONTA (Q_b) [29].

Todavia, Bustamante [28] defende que na resistência a ações de compressão, a resistência de ponta das microestacas não deveria ser desprezada, chegando mesmo em alguns casos a representar cerca de 15% da resistência lateral mobilizada pela estaca [28]. Assim, nesta óptica, poder-se-iam aplicar as Equações (5.2) e (5.3) para o cálculo da resistência de microestacas.

$$Q_{LC} = Q_L^P + Q_L^S \quad (5.2)$$

$$Q_{LT} = Q_L^S \quad (5.3)$$

Nas expressões anteriores Q_{LC} e Q_{LT} representam, respectivamente, as cargas limite de compressão e tracção da microestaca, enquanto que Q_L^P e Q_L^S correspondem às resistências de ponta e por atrito lateral da estaca.

Na eventualidade de a selagem da microestaca ser efectuada numa zona em que intersecte mais do que um estrato de terreno, a resistência lateral deve ser calculada como a soma das diferentes componentes de atrito lateral, de acordo com a Equação (5.4).

$$Q_L^S = \sum_{i=1}^n \pi \times \alpha_i \times \phi \times L_{si} \times \tau_{c-s_i} \quad (5.4)$$

Na expressão anterior L_{si} representa o comprimento de selagem que se situa no estrato de terreno i , conforme ilustrado na Figura 60.

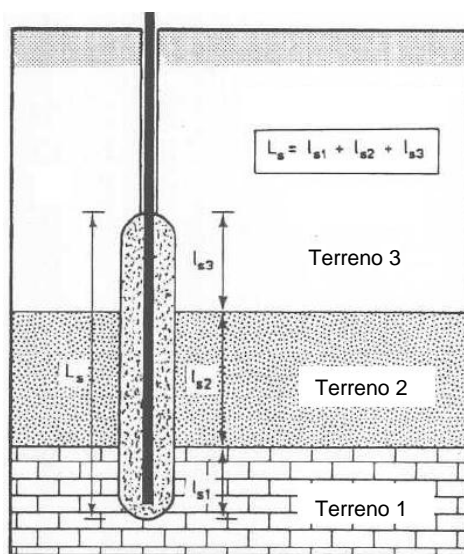


FIGURA 60. ESQUEMA DE BOLBO DE SELAGEM QUE ATRAVESSA MÚLTIPLOS ESTRATOS DE TERRENO, ADAPTADO DE [28].

Quanto à quantificação da resistência de ponta do elemento esta coincide com a formulação utilizada para o dimensionamento das estacas, conforme a Equação (5.5),

$$Q_L^P = S_p \times k_p \times p_l \quad (5.5)$$

onde S_p corresponde à secção de ponta da microestaca, recorrendo já ao diâmetro de furação majorado pelo coeficiente α , k_p corresponde ao factor de capacidade de carga na ponta e p_l à pressão limite do solo à cota de fundação.

No entanto, em fase de projecto a contribuição desta parcela para a resistência do elemento é, em geral, desprezada. Esta decisão é justificada pela reduzida secção transversal da ponta da microestaca, como também pelo facto das técnicas de furação utilizadas poderem resultar numa acumulação de detritos na base do furo, difíceis de remover totalmente. Desta forma, não se abordam neste documento métodos de cálculo da resistência de ponta de estacas. Para além dos aspectos já mencionados, a contabilização da resistência de ponta destes elementos implicaria um assentamento superior da parte destes, relativamente ao necessário para mobilizar o atrito lateral. A estimativa destes valores de assentamento é complexa, pois depende do tipo de terreno e do tipo de injeção.

O efeito de grupo associado a carregamentos axiais está relacionado com o factor de eficiência e de repartição de cargas de soluções que recorram a conjuntos de microestacas pouco espaçadas. De facto, no caso de estacas tradicionais, e dependendo do tipo de elemento, do processo construtivo e das características mecânicas do terreno, a capacidade resistente de um grupo de estacas pode ser significativamente inferior e os assentamentos registados superiores ao de uma só, com uma carga igual à média dos elementos do grupo [27].

Esta consequência é mais significativa em estacas moldadas, onde a abertura dos furos reduz a tensão efectiva actuante na base e no fuste das estacas já instaladas. Para elementos cravados contra o terreno ou para microestacas cuja calda seja injectada sob pressão, o efeito de grupo é muito menos significativo, podendo mesmo ser benéfico, dado o aumento das tensões efectivas do solo devido ao movimento do solo que resulta do processo de cravação ou da compactação do solo com a calda de injeção [16].

5.1.5.2. Estados limite último de resistência estrutural

Compressão

O cálculo do esforço de compressão máximo aplicável à microestaca deve avaliar, quando necessário, não só a resistência última dos materiais mas também proceder à verificação da instabilidade por encurvadura.

A determinação do máximo esforço axial de compressão a que a microestaca pode estar sujeita pode ser efectuada, recorrendo à formulação de colunas mistas no artigo §6.7.3.2 (1) do EC 4 [30], de acordo com a Equação (5.6),

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0.85 \times A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (5.6)$$

onde A_a corresponde à área da secção do tubo de aço e f_{yd} à sua tensão de cedência, A_c representa a área de calda de cimento e f_{cd} a sua tensão de cálculo à compressão. A última parcela corresponde a possíveis varões que possam ser introduzidos no interior da microestaca, correspondendo A_s e f_{sd} à sua área e tensão de cedência respectivamente. Nas situações em que a secção de aço é tubular (maioria das microestacas) o coeficiente 0.85 referente à tensão do betão poderá ser substituído por 1.00, devendo-se este aumento de resistência ao confinamento do betão.

Todavia, a expressão anterior é somente válida caso o esforço transversal actuante verifique a condição da Equação (5.7), pois caso contrário a tensão de cedência do aço terá de ser afectada pelo coeficiente de redução $(1 - \rho)$, patente na Equação (5.8).

$$V_{a,Ed} \leq 0.5 V_{pl,a,Rd} \quad (5.7)$$

$$1 - \rho = 1 - \left(\frac{2V_{a,Ed}}{V_{pl,a,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (5.8)$$

Nas formulações anteriores $V_{a,Ed}$ e $V_{pl,a,Rd}$ correspondem, respectivamente, ao esforço transversal actuante e resistente na secção de aço do elemento misto. De forma conservativa, pode admitir-se que o esforço transversal total é resistido inteiramente pela secção de aço, simplificando o procedimento anterior, na medida em que dispensa o cálculo do esforço transversal que é efectivamente suportado pelo aço, conforme prescrito no artigo §6.7.3.2 (4) do EC4 [30].

Em projecto, conservativamente e para agilizar o dimensionamento das soluções, é habitualmente contabilizada somente a resistência à compressão do aço, suprimindo-se da Equação (5.6) a parcela $A_c f_{cd}$, referente à resistência da calda de cimento.

O fenómeno de encurvadura em elementos verticais está, acima de tudo, dependente da sua esbelteza. Este parâmetro dita a tendência da rotura do elemento ocorrer por esmagamento, mantendo-se o eixo do elemento rectilíneo (coluna curta), ou por instabilidade (coluna esbelta). Assim, no dimensionamento de elementos curtos podem ser desprezáveis os efeitos de segunda ordem, sendo a verificação de segurança a esforços de compressão concluída com os procedimentos anteriores.

Quando qualquer elemento ultrapassa uma determinada esbelteza limite (esbelteza de referência λ_1 , exemplificada na Figura 61), a rotura do mesmo passa a ser condicionada pela carga crítica de Euler (Equação (5.9)), que corresponde à máxima compressão a que uma coluna pode estar sujeita mantendo uma configuração de equilíbrio estável.

$$N_{cr} = EI \left(\frac{\pi}{l_0} \right)^2 \quad (5.9)$$

Na igualdade anterior, N_{cr} corresponde ao esforço normal crítico da coluna, EI representa a rigidez de flexão da secção, enquanto que l_0 corresponde ao comprimento livre efectivo entre apoios. Novamente, em situação de projecto é usual desprezar-se a contribuição da calda de cimento, ou seja, verificar a encurvadura deste elemento como sendo uma secção tubular de aço e não uma secção mista aço-betão. Assim, esta verificação de segurança é realizada de acordo com os pressupostos do artigo §6.3 do EC3 [31].

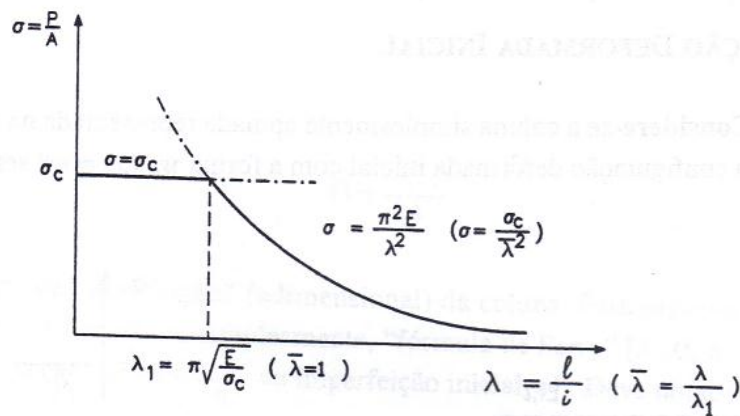


FIGURA 61. VARIAÇÃO DA TENSÃO DE COLAPSO DE UMA COLUNA DE AÇO COM A ESBELTEZA [33].

Desta forma, o valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido ($N_{b,Rd}$) é obtido pela Equação (5.10). Uma vez que as microestacas possuem, na esmagadora maioria dos casos, secção tubular fechada não se apresentam como secções transversais da Classe 4.

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{aço} f_{yd}}{\gamma_{M1}} \quad (5.10)$$

Na igualdade anterior χ representa o coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante, $A_{aço}$ e f_{yd} correspondem, respectivamente, à área da secção de aço e à tensão de cedência do mesmo, enquanto γ_{M1} representa o coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos a fenómenos de encurvadura que, segundo o EC3 [31], toma um valor unitário.

O cálculo do coeficiente de redução χ segue as seguintes etapas:

- a) Cálculo da esbelteza normalizada;
- b) Escolha da curva de dimensionamento;
- c) Determinação do factor de redução.

Para o cálculo da esbelteza normalizada determina-se em primeira instância o valor da esbelteza de referência λ_1 através da Equação (5.11), de acordo com o artigo §6.3.1.3 do EC3 [31].

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E_a}{f_{yd}}} \quad (5.11)$$

Na igualdade anterior, E_a corresponde ao módulo de elasticidade do aço do perfil e f_{yd} à sua tensão de cedência. Segue-se o cálculo da esbelteza normalizada $\bar{\lambda}$, obtida pela Equação (5.12), segundo o mesmo artigo do EC3 [31].

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad (5.12)$$

Neste cálculo L_{cr} corresponde ao comprimento de encurvadura no plano de encurvadura considerado, enquanto que i representa o raio de giração da secção transversal considerada.

A escolha da curva de dimensionamento apropriada é função da geometria da secção, do seu processo de fabrico (laminagem, junção por soldadura ou, em secções tubulares, enformadas a frio ou acabadas a quente), do eixo em relação ao qual é efectuada esta verificação e da tensão de cedência do aço empregue. Tipicamente as microestacas são executadas recorrendo a secções tubulares acabadas a quente, ao que corresponde a curva de dimensionamento *a*.

Em função da curva de dimensionamento escolhida o EC3 [31], no artigo §6.3.1.2 preconiza valores distintos para os valores dos factores de imperfeição α , sintetizados na Tabela 6.

TABELA 6. FACTORES DE IMPERFEIÇÃO PARA AS CURVAS DE ENCURVADURA.

Curva de imperfeição	a ₀	a	b	c	d
Factor de imperfeição	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

Este factor de imperfeição procura traduzir a influência das imperfeições geométricas e tem como consequência a alteração na curva de dimensionamento a utilizar (coluna real).

O factor de redução χ de elementos solicitados a compressão axial é então obtido recorrendo às Equações (5.13) e (5.14), de acordo com o artigo §6.3.1.2 do EC3 [31].

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad (5.13)$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ com } \chi \leq 1.0 \quad (5.14)$$

A aplicabilidade das verificações aos fenómenos de encurvadura anteriores cinge-se a elementos que estejam apoiados discretamente e cujos apoios reúnam determinadas condições (como encastramento ou apoio simples). Adicionalmente, pressupõe-se que entre apoios o elemento não tem qualquer restrição de movimentos.

Como tal, num contexto de reabilitação, a metodologia anterior é particularmente útil quando as microestacas de suporte das paredes/pilares existentes têm de ser executadas exteriormente à estrutura de contenção de terras. Neste tipo de situações, o travamento das microestacas é feito por intermédio de cachorros metálicos, Figura 62, tomando-se como vão livre do elemento a distância entre estes apoios.



FIGURA 62. CACHORROS METÁLICOS DE TRAVAMENTO DAS MICROESTACAS [5].

Nas restantes situações, o fenómeno de encurvadura é bastante complexo, uma vez que está intrinsecamente ligado ao comportamento do próprio solo de fundação e das suas características mecânicas. A modelação do efeito do solo pode ser feita através de modelos de meio contínuo ou por modelos de meio discreto. Nestes últimos, o solo é assimilado a uma série de mo-

las independentes com comportamento elástico e linear (modelo de Winkler - Figura 63) ou elástico não linear, permitindo inclusivamente simular de forma expedita a estratificação do terreno.

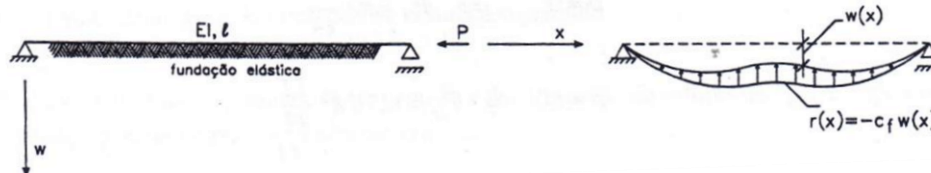


FIGURA 63. FUNDAÇÃO ELÁSTICA EM MEIO ELÁSTICO (MODELO DE WINKLER) [33].

Uma vez que é algo discutível a adopção de métodos de cálculo muito complexos, visto que exigem um grande número de parâmetros que, à partida, são impossíveis de obter com uma caracterização geológica corrente, justifica-se o recurso a métodos mais aproximados e expeditos, como os que se baseiam no modelo de Winkler [32].

Este tipo de modelo baseia-se no conceito do coeficiente de reacção horizontal (k_h), que se caracteriza por uma constante de proporcionalidade entre a pressão aplicada e o deslocamento do solo. Assim, este coeficiente é definido como a pressão necessária para provocar um deslocamento unitário e com as unidades $[FL^{-3}]$. É ainda calculada outra grandeza designada como módulo de reacção do solo k que é igual ao produto de k_h pelo diâmetro (ou dimensão transversal) da estaca. Apresenta-se em seguida, na Equação (5.15), uma das possíveis metodologias, proposta por Vesic (1961), que apresenta a vantagem de fazer depender a rigidez do solo de poucos factores, que podem ser estimados por ensaios *in situ*.

$$k = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{(EI)_f}} \times \frac{E_s}{1 - \nu^2} \quad (5.15)$$

Na expressão anterior, E_s e ν correspondem, respectivamente, ao módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson do solo, enquanto que B e EI representam a largura e a rigidez de flexão do elemento de fundação.

A aplicação da Equação (5.15) ao caso de uma estaca implica a consideração da influência do solo no tardo da estaca, pelo que, de forma simplista, poder-se-á considerar dois conjuntos de molas, um de cada lado da estaca, correspondendo o valor de k a aproximadamente ao dobro do obtido pela expressão anterior.

Calculados os valores do módulo de reacção do solo, encara-se o elemento de fundação como uma viga que possuiu um conjunto de molas elásticas unidimensionais, de rigidez k (unidades FL^{-2} : força/unidade de deslocamento/unidade de comprimento da fundação), que trabalham tanto à tracção como à compressão [33]. Tem-se então que as várias cargas instabilizantes (Figura 64), para cada modo de encurvadura são dadas pela Equação (5.16).

$$P_{cr} = P_E \min \left(i^2 + \frac{\bar{c}_f}{i^2} \right) \quad (5.16)$$

Na equação anterior P_E corresponde à carga crítica de Euler da coluna, i representa o número de semi-ondas em que a barra se subdivide quando encurva (número inteiro) e \bar{c}_f um coeficiente que depende da rigidez das molas que representam o solo k , da rigidez de flexão do elemento EI e do comprimento da coluna l , determinado pela Equação (5.17).

$$\bar{c}_f = \frac{l^4 k}{\pi^4 EI} \quad (5.17)$$

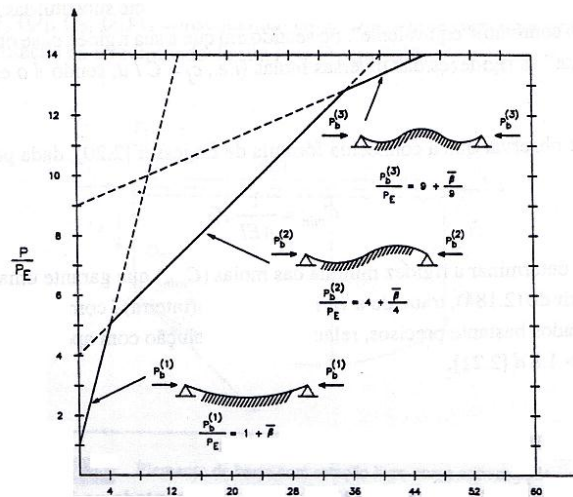


FIGURA 64. CARGAS CRÍTICAS INSTABILIZANTES PARA UMA COLUNA SOB MEIO ELÁSTICO [33].

Tracção

O dimensionamento à tracção de microestacas é mais simples que à compressão, uma vez que se excluem à partida os fenómenos de encurvadura. Assim, o valor resistente do esforço axial de tracção pode ser obtido suprimindo da Equação (5.6) o termo relacionado com a resistência da calda de cimento (admite-se que a sua resistência à tracção é nula), obtendo-se assim a Equação (5.18), de acordo com o definido no artigo §6.2.3 do EC3 [31].

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + A_s f_{sd} \quad (5.18)$$

No entanto, a expressão anterior é somente válida para uma secção tipo da microestaca, isto é, o valor de $N_{pl,Rd}$ seria o esforço axial máximo de tracção da microestaca se esta fosse um tubo contínuo em toda a sua extensão. Assim, surge aqui o problema das ligações entre troços de tubo, uma vez que estas ligações são geralmente roscadas entre topos macho e fêmea. Deste modo, ocorre nestas zonas uma perda de secção, o que se traduz numa redução do esforço axial máximo de tracção a que as microestacas podem estar sujeitas.

De facto, ensaios realizados a microestacas conduziram a valores de tracção máximos da ordem dos 50 a 60% da carga última obtida pela expressão (5.18). Todavia, é difícil quantificar

estas perdas de resistência, pelo que em projecto é habitual ou minorar o esforço normal resistente plástico ou adoptar ligações exteriores entre os troços de tubo. Estas uniões exteriores, apesar de serem igualmente roscadas, permitem que a junção seja feita através de um conector exterior Figura 65 que desta forma aumenta a secção de aço disponível nestes pontos fracos. Consequentemente, este reforço permite a utilização em projecto do valor de cálculo do esforço normal resistente plástico da secção.



FIGURA 65. UNIÕES EXTERIORES DE MICROESTACAS [5].

Flexão composta

Tipicamente, as microestacas são solicitadas somente por esforços axiais, uma vez que o equilíbrio de momentos flectores nas fundações é muitas vezes conseguido à custa de binários de forças. Assim, é corrente em situações em que existem momentos flectores a suportar existirem pares de microestacas que funcionam umas à compressão e outras à tracção.

Por outro lado, uma vez que na maioria das situações os momentos nas fundações são provocados por forças horizontais, com excepção de por exemplo fundações excêntricas, é necessário conceber um sistema que as consiga absorver.

Neste sentido, a metodologia mais adequada passa pela implementação de duas famílias distintas de microestacas, um primeiro grupo de elementos inclinados e um outro de elementos verticais. Assim, é possível decompor as forças horizontais em duas componentes axiais, sendo as microestacas inclinadas comprimidas e as verticais traccionadas, o que acaba por geralmente aliviar os esforços normais a que estas últimas estão sujeitas.

No entanto, é sempre possível dimensionar estes elementos para suportarem flexão composta. Assim, e de acordo com o EC3, é necessário calcular o valor do momento flector resistente para um determinado nível de compressão. Uma vez que a maioria das microestacas possui uma secção tubular circular de aço, não existe na regulamentação nenhuma fórmula expedita

para determinar a grandeza anterior. Todavia, é possível utilizar uma abordagem mais conservativa, traçando uma curva de interacção linear com os valores do momento flector plástico resistente e esforço normal plástico resistente, como ilustrado na Figura 66, e verificar se o elemento se situa abaixo desta linha. Caso esta condição seja demasiado conservativa é ainda possível determinar exactamente mais um ou dois pontos desta interacção fazendo variar a posição da linha neutra na secção e unindo em seguida os pontos obtidos por rectas de forma a definir uma nova fronteira de verificação da segurança.

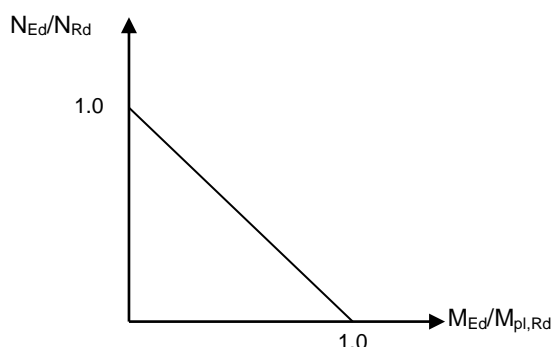


FIGURA 66. DIAGRAMA DE INTERACÇÃO LINEAR N-M.

Resistência lateral

A resposta de uma microestaca a um carregamento lateral na superfície do solo ou nas suas proximidades é tipicamente avaliada utilizando uma análise carga-deslocamento. Com esta ferramenta torna-se possível determinar o comprimento mínimo do elemento para encaminhar as cargas sem sofrer deformação lateral, o que poderia conduzir a movimentos excessivos da superestrutura, bem como o diâmetro do elemento e as respectivas propriedades dos materiais constituintes. Adicionalmente, é ainda possível estimar a deformação e rotação da microestaca, a fim de perceber quais os seus efeitos no desempenho da estrutura.

Actualmente é cada vez mais comum existirem projectos que envolvam microestacas sujeitas a carregamentos laterais, não existindo, todavia, meios expeditos de avaliação dos esforços e das tensões geradas, em particular, nas zonas de ligação entre os troços de tubo. Neste sentido, alguns resultados analíticos mostram que uma solução prática para colmatar esta situação passa pelo recurso a uma secção de aço adicional nos primeiros 1.5 a 3.0 m de profundidade, zona onde tipicamente se concentram os maiores momentos flectores. Contudo, esta premissa nem sempre é verdade. Outra metodologia poderia passar pelo recurso a troços mais longos no topo da estaca, situação que nem sempre é possível dada a limitação de pé-direito com que são executados muitos destes trabalhos [27].

Todavia, e conforme foi referido anteriormente, em situações em que existem cargas horizontais a transmitir às fundações, é usual serem dimensionadas microestacas inclinadas, de forma a que estes elementos sejam sempre solicitados axialmente.

Em qualquer caso, em situações onde uma microestaca vertical é solicitada lateralmente, o comportamento e esforços podem ser estimados de maneira similar aos métodos de cálculo de outros tipos de estacas. Neste sentido, salienta-se o facto de, tipicamente, estas estruturas estarem sujeitas a carregamentos laterais activos e não passivos, isto é, forças horizontais e momentos flectores aplicados directamente na cabeça da estaca e não impulsos de terras causados por sobrecargas nas suas imediações (Figura 67) [29].

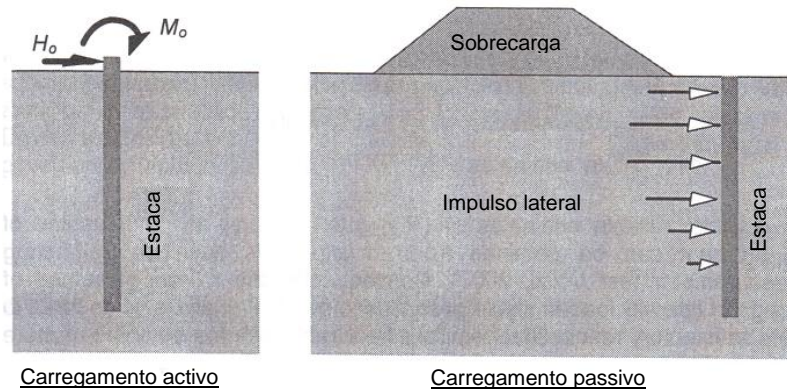


FIGURA 67. CARREGAMENTOS ACTIVO E PASSIVO DE ESTACAS, ADAPTADO DE [29].

Enquanto que a rigidez da estaca pode ser considerada constante ao longo do seu desenvolvimento, a rigidez do solo, por sua vez, depende geralmente da profundidade considerada. A Figura 68 representa a não linearidade da relação entre o módulo de reacção do solo p e o deslocamento lateral y e a sua variação em profundidade.

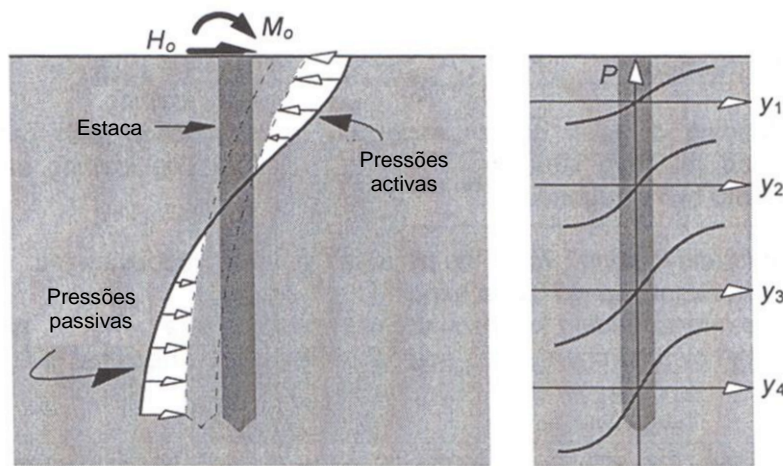


FIGURA 68. INTERACÇÃO SOLO/ESTACA AO LONGO DO SEU DESENVOLVIMENTO, ADAPTADO DE [29].

O módulo de reacção do solo (k) pode ser estimado recorrendo à expressão (5.15), multiplicando o resultado por 2 pelas razões anteriormente explicitadas, apresentando todavia uma formulação idêntica à Equação (5.19) nas situações em que varia em profundidade [29].

$$k = n_n d \left(\frac{z}{d} \right)^n \quad (5.19)$$

Na expressão anterior d representa o diâmetro ou largura da estaca e z a profundidade considerada. O parâmetro n_h consiste na taxa de crescimento do módulo de reacção em profundidade, apresentando-se na Tabela 7 alguns valores sugeridos por diversos autores [32], enquanto o expoente n varia entre zero, em argilas sobreconsolidadas, e um para areias.

TABELA 7. TAXAS DE CRESCIMENTO DO MÓDULO DE REACÇÃO EM PROFUNDIDADE n_h [KN/M³], ADAPTADA DE [32].

SOLOS ARENOSOS (Terzaghi)			SOLOS ARGILOSOS	
COMPACIDADE	SECOS OU HÚMIDOS	SUBMERSOS	MOLES	ORGÂNICOS
SOLTA	2300	1300	160 a 3450 (Reese e Matlock-1956)	110 a 270 (Peck e Davisson-1962)
MÉDIA	6800	4500	270 a 540 (Davisson e Prakash-1963)	110 a 810 (Davisson-1970)
COMPACTA	18000	11000		

Tratando-se de um caso em que o módulo de reacção do solo pode ser tomado como constante em profundidade, a solução geral da expressão que rege o comportamento da estaca (Equação (5.20)) toma a forma da Equação.(5.21)

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + k \cdot y = 0 \quad (5.20)$$

$$y = e^{\frac{z}{l_c}} \left(A \cos \frac{z}{l_c} + B \sin \frac{z}{l_c} \right) + e^{-\frac{z}{l_c}} \left(C \cos \frac{z}{l_c} + D \sin \frac{z}{l_c} \right) \quad (5.21)$$

Nas expressões anteriores $E_p I_p$ representa a rigidez de flexão da estaca, y o deslocamento lateral à profundidade z e k o módulo de reacção do solo. O parâmetro l_c representa a rigidez relativa entre a estaca e o solo, sendo denominado pelo comprimento característico da estaca e obtido pela Equação (5.22), enquanto que as constantes de integração A, B, C e D são determinadas através das condições de fronteira na cabeça da estaca e na sua ponta.

$$l_c = \left(\frac{4E_p I_p}{k} \right)^{1/4} \quad (5.22)$$

Relativamente às condições de fronteira, as estacas podem ser classificadas como estacas de cabeça fixa, quando translação no topo é permitida mas a rotação é impedida, ou de cabeça livre, podendo os dois movimentos ocorrer em simultâneo, conforme exemplificado na Figura 69.

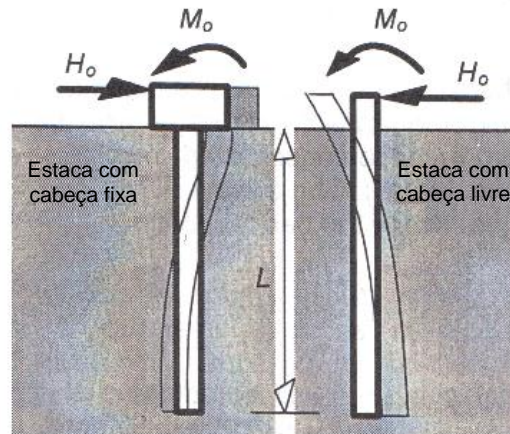


FIGURA 69. CLASSIFICAÇÃO DE ESTACAS QUANDO ÀS CONDIÇÕES DE FRONTEIRA NA CABEÇA, ADAPTADO DE [29]

Conjugando o comprimento característico da estaca com as suas condições de fronteira e comprimento, podem classificar-se as estacas como rígidas ou flexíveis, assumindo em cada caso perfis distintos de deslocamento lateral e de momentos flectores (Figura 70) [29].

- Estacas flexíveis possuem um comprimento L que verifica a condição $L \geq 2.5 l_c$, em estacas com a cabeça livre, ou $L \geq 1.5 l_c$ em estacas com a cabeça fixa.
- Estacas rígidas possuem um comprimento L que verifica a condição $L \leq 1.5 l_c$, em estacas com a cabeça livre, ou $L \leq 0.5 l_c$ em estacas com a cabeça fixa.

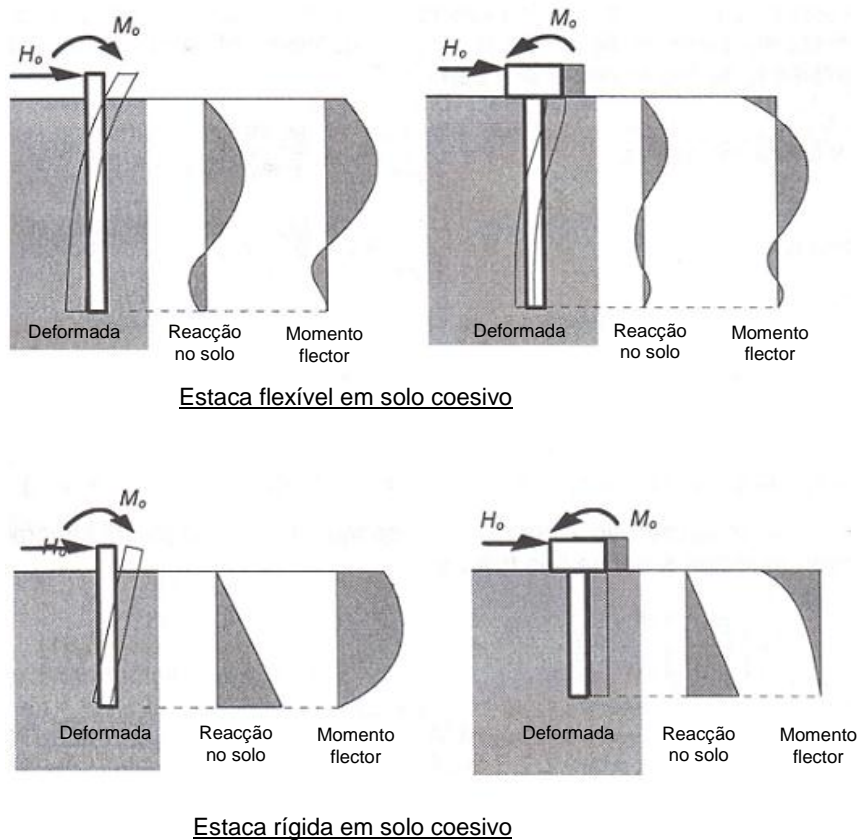


FIGURA 70. PERFIS DE DEFORMADAS, REACÇÕES NO SOLO E MOMENTOS FLECTORES DE ESTACAS, ADAPTADO DE [29].

Matlock e Reese (1960), a partir da Equação (5.21), deduziram as seguintes Equações (5.23) a (5.27) que permitem calcular as diferentes grandezas a qualquer profundidade z [29].

$$\text{Deslocamento lateral:} \quad y = \frac{H_0 T^3}{E_p I_p} A_y + \frac{M_0 T^2}{E_p I_p} B_y \quad (5.23)$$

$$\text{Rotação:} \quad \theta = \frac{H_0 T^2}{E_p I_p} A_s + \frac{M_0 T}{E_p I_p} B_s \quad (5.24)$$

$$\text{Momento flector:} \quad M = H_0 T A_m + M_0 B_m \quad (5.25)$$

$$\text{Esforço transverso:} \quad V = H_0 A_v + \frac{M_0}{T} B_v \quad (5.26)$$

$$\text{Reacção do solo por metro:} \quad p = \frac{H_0}{T} A_r + \frac{M_0}{T^2} B_r \quad (5.27)$$

Nas expressões anteriores, H_0 e M_0 são, respectivamente, a força horizontal e o momento flector aplicados à cabeça da estaca enquanto $E_p I_p$ corresponde novamente à rigidez de flexão da mesma. O parâmetro T corresponde ao comprimento característico da estaca num solo com coeficiente de reacção constante e é obtido pela Equação (5.28).

$$T = \left(\frac{E_p I_p}{k} \right)^{1/4} = \frac{l_c}{\sqrt{2}} \quad (5.28)$$

As constantes A e B são coeficientes que dependem das condições de fronteira da estaca. A título de exemplo apresentam-se em seguida as expressões destas constantes para um elemento flexível, Equações (5.29) a (5.38).

$$A_y = \sqrt{2} e^{-\frac{z}{l_c}} \cos \frac{z}{l_c} \quad (5.29) \quad B_y = e^{-\frac{z}{l_c}} \left[\cos \frac{z}{l_c} - \sin \frac{z}{l_c} \right] \quad (5.30)$$

$$A_s = -e^{-\frac{z}{l_c}} \left[\cos \frac{z}{l_c} + \sin \frac{z}{l_c} \right] \quad (5.31) \quad B_s = -\sqrt{2} e^{-\frac{z}{l_c}} \cos \frac{z}{l_c} \quad (5.32)$$

$$A_m = \sqrt{2} e^{-\frac{z}{l_c}} \sin \frac{z}{l_c} \quad (5.33) \quad B_m = e^{-\frac{z}{l_c}} \left[\cos \frac{z}{l_c} + \sin \frac{z}{l_c} \right] \quad (5.34)$$

$$A_v = -e^{-\frac{z}{l_c}} \left[\cos \frac{z}{l_c} - \sin \frac{z}{l_c} \right] \quad (5.35) \quad B_v = -\sqrt{2} e^{-\frac{z}{l_c}} \sin \frac{z}{l_c} \quad (5.36)$$

$$A_r = A_y \quad (5.37) \quad B_r = B_y \quad (5.38)$$

No caso de elementos rígidos, outra formulação, proposta por Poulos and Davis (1981) fornece estimativas do deslocamento horizontal e rotação à cabeça de estacas com a cabeça livre ($L \leq 1.5 l_c$), Equações (5.39) e (5.40), e uma estimativa do deslocamento horizontal para estacas com a e estacas com a cabeça fixa ($L \leq 0.5 l_c$), Equação (5.41) [29].

$$y = \frac{4H_0 \left(1 + \frac{1.5e}{L} \right)}{kL} \quad (5.39)$$

$$\theta = \frac{6H_0 \left(1 + \frac{2e}{L}\right)}{kL^2} \quad (5.40)$$

$$y = \frac{H_0}{kL} \quad (5.41)$$

Nas expressões anteriores H_0 corresponde à força horizontal aplicada, enquanto que e representa a excentricidade da carga, obtida por H_0/M_0 em que M_0 representa o momento aplicado à cabeça da estaca. Os parâmetros k e L são, respectivamente, o módulo de reacção do solo e o comprimento da estaca.

Tratando-se de estacas intermédias, isto é, quando $2.5 l_c \leq L \leq 1.5 l_c$ para estacas com a cabeça livre ou quando $1.5 l_c \leq L \leq 0.5 l_c$ para estacas com cabeça fixa, a obtenção das grandezas anteriormente referidas terá de ser efectuada recorrendo à Equação (5.21) e resolvendo as expressões diferenciais apresentadas de seguida (Equações (5.42) a (5.45)) [29].

Rotação:
$$\theta = \frac{dy}{dz} \quad (5.42)$$

Momento flector:
$$M = E_p I_p \frac{d\theta}{dz} = E_p I_p \frac{d^2 y}{dz^2} \quad (5.43)$$

Esforço transverso:
$$V = \frac{dM}{dz} = E_p I_p \frac{d^3 y}{dz^3} \quad (5.44)$$

Reacção do solo por metro:
$$p = -\frac{E_p I_p}{z} \frac{d^4 y}{dz^4} \quad (5.45)$$

Nas situações em que o módulo de reacção do solo deve ser tomado como variável em profundidade (Equação (5.19)), as soluções numéricas para a Equação (5.20) tornam-se difíceis de obter. Como tal, apresenta-se aqui a metodologia de Elson (1984) que, com base nas tabelas presentes no Anexo I, fornece os coeficientes A e B a utilizar nas Equações (5.23) a (5.25), por forma a calcular a deformada e o momento flector na estaca em determinadas profundidades. Para utilização deste método é necessário calcular dois parâmetros adimensionais Z e $Z_{m\acute{a}x}$, expressos pelas Equações (5.46) e (5.47) [29].

$$Z = \frac{z}{T^*} \quad (5.46)$$

$$Z_{m\acute{a}x} = \frac{L}{T^*} \quad (5.47)$$

Nas expressões anteriores z corresponde à profundidade à qual se pretendem calcular a deformada e o momento flector, enquanto que L corresponde ao comprimento da estaca. Estes dois parâmetros são adimensionalizados pelo comprimento característico T^* , calculado pela Equação (5.48) e função da rigidez de flexão da estaca $E_p I_p$ e da taxa de crescimento do módulo de reacção do solo em profundidade n_h .

$$T^* = \left[\frac{E_p I_p}{n_h} \right]^{1/5} \quad (5.48)$$

O recurso a grupos de microestacas contribui para um aumento da rigidez do sistema de fundação, o que tipicamente resulta em menores movimentos laterais da estrutura. No entanto, esta metodologia tem a particularidade de, especialmente em zonas sísmicas, conduzir a maiores momentos flectores nas cabeças das estacas, conforme será discutido mais à frente no Subcapítulo 5.1.5.6.

5.1.5.3. Ligação da microestaca à fundação existente

Uma vez que as microestacas são elementos de pequeno diâmetro e que geralmente são dimensionados para suportar grandes cargas axiais, desenvolvem-se forças de corte assinaláveis entre o novo elemento e a fundação existente. Deste modo, é necessário conceber adequadamente a ligação destes elementos à estrutura existente.

Os mecanismos de transmissão de forças entre varões de aço e betão possibilitam a quantificação das tensões máximas de corte entre varões nervurados e betão. Todavia, não existe ainda nenhuma regulamentação que defina quais os valores aceitáveis desta grandeza no caso de microestacas. Assim, o dimensionamento destas ligações é em grande parte empírico e resulta, acima de tudo, da experiência e sensibilidade do projectista.

Distinguem-se, contudo, duas filosofias distintas de ligação destes elementos de fundação à superestrutura. Por um lado, surgem as situações em que as microestacas são executadas atravessando as fundações existentes (Figura 71) e cujos furos são posteriormente selados com argamassas cimentícias ou à base de resinas. Nestas situações é necessário garantir que o comprimento da ligação e as tensões de corte geradas entre os novos materiais e a fundação existente são compatíveis com os níveis de carga transmitidos às microestacas.



FIGURA 71. ESQUEMA DE MICROESTACA SELADA DIRECTAMENTE À SAPATA EXISTENTE, ADAPTADO DE [34].

Outra filosofia de ligação, mais relacionada com a necessidade de realizar escavações sob o elemento resistente a suportar – típico de uma operação de recalçamento seguida da execução de caves abaixo da cota de fundação –, sugere que a ligação entre as microestacas e o elemento resistente seja efectuada com recurso a vigas de recalçamento (Figura 72).



FIGURA 72. PAREDE DE ALVENARIA LIGADA A VIGAS DE RECALÇAMENTO [5].

Neste subcapítulo serão essencialmente focados os aspectos mais relevantes acerca do dimensionamento do segundo tipo de casos. Todavia, podem à partida tecer-se algumas considerações gerais acerca dos mecanismos de transmissão de forças e de alguns aspectos que contribuem para um incremento da resistência ao corte destas ligações.

Ligação do topo da microestaca à fundação existente

A ligação mais simples de executar passa pela inserção directa da secção metálica da microestaca na fundação existente, assegurando em seguida o monolitismo da solução. Tendem então a gerar-se forças de corte em dois interfaces distintos, microestaca-argamassa e argamassa-fundação, que são resistidas pelas forças de atrito que se mobilizam entre os diferentes materiais. É intuitivo que as tensões médias de corte geradas na primeira interface são superiores às segundas dado o seu pequeno diâmetro. Ensaios realizados mostram ainda que nestas situações se geram forças de compressão e de tracção nas zonas de topo e base, respectivamente, do fuste da microestaca ao nível da interface argamassa fundação, conforme representado na Figura 73 [35].

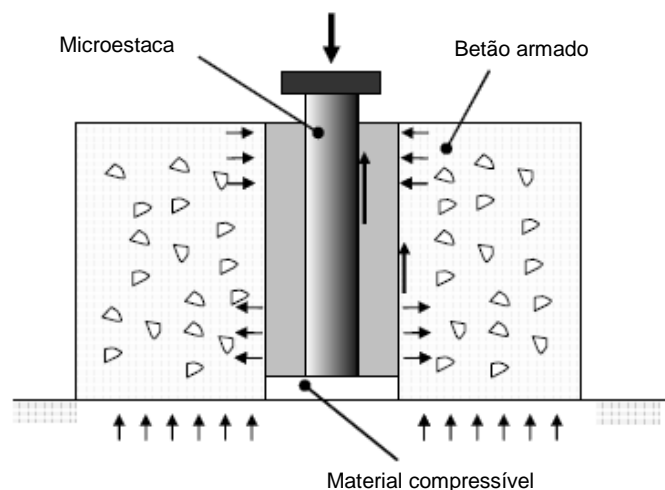


FIGURA 73. FORÇAS GERADAS NA LIGAÇÃO MICROESTACA-FUNDAÇÃO, ADAPTADO DE [35]

Os ensaios supramencionados tiveram como objectivo perceber e tentar quantificar a influência de parâmetros como o comprimento de “amarração” da microestaca, diâmetro de furação e rugosidade das secções tubulares de aço utilizadas (com diâmetro exterior de 114.3 mm / 4.5 polegadas).

O estudo de ligações semelhantes às descritas e exemplificadas na Figura 73 começou por analisar a influência do comprimento de amarração das microestacas nos maciços de betão, em furos de 15 cm de diâmetro. Recorrendo a dois comprimentos distintos, 60 e 90 cm, constatou-se que este tipo de ligação fornecia uma resposta rígida e linear quando sujeito a esforços de compressão, até o deslocamento da cabeça da microestaca atingir os 0.8 a 1.0 mm (obtendo-se nesta altura uma tensão média máxima de corte de 3100 a 3400 kPa no interface microestaca-argamassa). A partir deste ponto a resposta passa a ser não linear, ocorrendo pouco depois o escorregamento da secção de aço, para deslocamentos da ordem dos 1.2 mm e tensões de 3650 a 3950 kPa). Saliente-se que, após deslizamento, a ligação assegurou uma resistência ao corte residual da ordem dos 2000 kPa.

Em seguida, variou-se o diâmetro de furação no maciço de betão, de 15 e 20 cm, e carregaram-se as secções metálicas até à rotura. Obtiveram-se tensões máximas de corte na interface aço-argamassa de cerca de 3300 kPa e de 2350 kPa para diâmetros de furação de 15 e 20 cm, respectivamente. Pode então afirmar-se que os testes realizados apontam para uma diminuição da tensão máxima de corte no interface aço-argamassa com o aumento do diâmetro de furação. Mediu-se, novamente, após rotura uma resistência ao corte residual da mesma ordem de grandeza que os ensaios anteriores.

Por último, e dada a usual aplicação em obra de varões circulares de aço soldados no tubo da microestaca (Figura 74), procurou-se quantificar qual o incremento de resistência relativamente ao ensaio inicial, ou seja com comprimentos de “amarração” de 60 e 90 cm. Os resultados obtidos indicaram uma mobilização linear das tensões de corte até atingir valores da ordem dos 3100 kPa e 3800 kPa, atingindo-se valores máximos de 4700 a 4800 kPa, correspondentes a valores de deslocamento da cabeça da microestaca de cerca de 2.5 mm. Para além do incre-

mento de resistência, esta configuração de ligação assegurou ainda que a rotura não ocorreu subitamente.

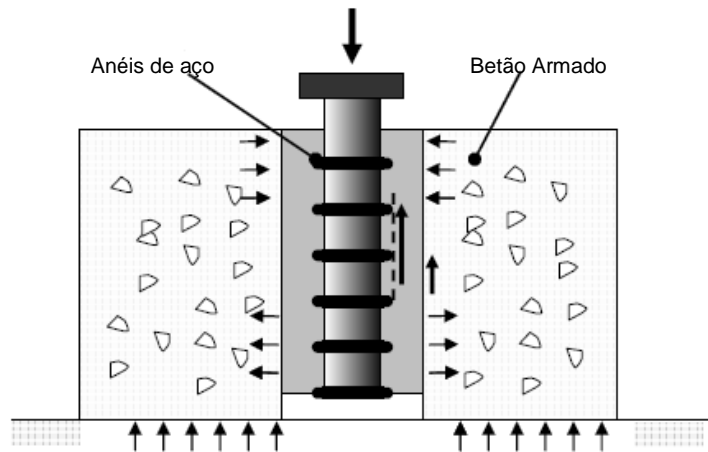


FIGURA 74. ILUSTRAÇÃO DE UMA TEXTURA RUGOSA DA CAMISA DE AÇO DE UMA MICROESTACA, ADAPTADO DE [35].

Segundo os próprios autores, os valores deste estudo não constituem uma previsão dos valores a adoptar em projecto, apresentando-se sim como uma estimativa grosseira das tensões de corte passíveis de se gerarem entre microestacas e a fundação a recalcar [35].

Todavia, é possível estimar, de forma indirecta, qual o comprimento de amarração mínimo a adoptar para as microestacas. De realçar no entanto, que a metodologia proposta em seguida, deve ser encarada apenas como indicativa e nunca como um cálculo exacto de dimensionamento.

Extrapolando os valores de tensões de rotura por aderência relativos a amarrações e emendas presentes no REBAP [36], Artigo 80.º, para varões de aço para betão armado, é possível obter as estimativas apresentadas na Tabela 8.

TABELA 8. TENSÕES DE ROTURA DE ADERÊNCIA.

TIPO DE AÇO (MICROESTACA)	TENSÃO DE ROTURA DE ADERÊNCIA (f_{bd})
varão de aderência normal (microestaca com superfície lisa)	$0.3\sqrt{f_{cd}}$
varão de alta aderência (microestaca com varão em espiral soldado ou anéis de aço - Figura 75)	$2.25 f_{ctd}$

Com os valores anteriores é possível estimar facilmente, pela Equação (5.49), qual o comprimento mínimo de amarração (L_a) destes elementos.

$$L_a = \frac{N_{sd}}{\pi D f_{bd}} \quad (5.49)$$



FIGURA 75. TOPO DAS MICROESTACAS COM VARÃO EM ESPIRAL SOLDADO [5].

Na expressão anterior, N_{sd} corresponde ao esforço de dimensionamento e D ao diâmetro da microestaca.

Habitualmente recorrem-se ainda a chapas metálicas no topo das microestacas para assegurar a transmissão de carga entre os maciços/vigas de recalçamento e as microestacas. Para tal é necessário, em primeiro lugar, garantir que existe um sistema de transmissão de cargas, por modelos de escoras e tirantes, que consiga encaminhar a carga para o topo da microestaca. Posteriormente, é necessário assegurar que a força resistente (F_{rd}) da chapa, Equação (5.50), é superior ao esforço actuante.

$$F_{rd} = \pi D e_{chapa} f_{yd} \quad (5.50)$$

Na expressão anterior D representa o diâmetro da microestaca enquanto e_{chapa} e f_{yd} correspondem, respectivamente, à espessura da chapa e à sua tensão de cedência.

Naturalmente que nas situações em que se tira partido tanto de uma chapa no topo da microestaca como das tensões de aderência entre o elemento e o betão envolvente, o esforço actuante deve ser repartido por ambos os mecanismos de ligação.

Vigas de recalçamento

Nas situações em que as microestacas se encontram ligadas ao elemento resistente a recalçar por intermédio de vigas de recalçamento, é necessário ainda dimensionar correctamente estas ligações e as próprias vigas.

Tipicamente as vigas são idealizadas, para efeitos de obtenção de esforços, como vigas contínuas simplesmente apoiadas nas microestacas. Neste sentido, a sua pormenorização deve seguir as indicações da norma NP EN 1992-1-1 2010 (EC2) no que se refere a vigas de betão armado. A única particularidade no seu dimensionamento prende-se com o cálculo das armaduras de esforço transversal, pois à Equação (5.51), presente no artigo §6.2.3 (3) do EC2 [37], é ainda necessário contabilizar uma outra parcela relativa a uma armadura de suspensão.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd}}{z \times f_{ywd} \times \cot \theta} \quad (5.51)$$

Na expressão anterior, V_{sd} corresponde ao esforço transversal de dimensionamento, z representa o braço da secção, f_{ywd} é a tensão de cedência do aço e θ o ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga, tipicamente assumido como 30°.

A armadura de suspensão é necessária uma vez que as cargas aplicadas nas vigas de recalçamento não estão no topo do elemento. Assim, garante-se que as forças transmitidas por atrito entre o elemento resistente e a viga são encaminhadas no modelo de escoras e tirantes para as microestacas. O cálculo da armadura de suspensão é dado pela Equação (5.52).

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{suspensão} = \frac{F_{susp}}{f_{yd}} \quad (5.52)$$

Na igualdade anterior F_{susp} corresponde à carga por metro a suspender e f_{yd} à tensão de cedência do aço utilizado.

Para concluir esta etapa do dimensionamento resta somente a ligação entre as vigas de recalçamento e o elemento a recalçar. Esta ligação é tipicamente conseguida à custa de uma compressão dos elementos, a fim de mobilizar o máximo atrito possível entre as superfícies. Assim, a compressão necessária à ligação pode ser obtida recorrendo à Equação (5.53), presente no artigo §6.2.5 (1) do EC2 [37].

$$v_{rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 v f_{cd} \quad (5.53)$$

Na expressão anterior, v_{rdi} é o valor de cálculo da tensão tangencial resistente, c e μ correspondem a coeficientes que dependem da rugosidade das superfícies (§6.2.5 (1) do EC2 [37]), f_{ctd} e f_{cd} são, respectivamente, os valores de cálculo das tensões de rotura do betão à tracção simples e compressão, enquanto que σ_n representa a tensão devida ao esforço normal na superfície actuante em simultâneo com o esforço transversal, com $\sigma_n < 0.6 f_{cd}$. Por sua vez, ρ corresponde à percentagem de armadura que atravessa a superfície de corte, f_{yd} à tensão de cedência destas armaduras e α o ângulo que estas formam com a superfície de corte, conforme exemplificado na Figura 76. O parâmetro v é obtido pela Equação (5.54), de acordo com o artigo §6.2.2 (6) do EC2 [37].

$$v = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (5.54)$$

Onde f_{ck} (expresso em MPa) corresponde ao valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade.

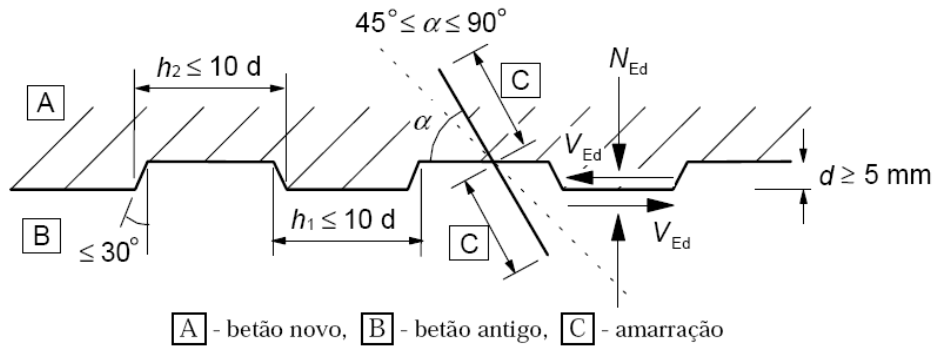


FIGURA 76. PORMENOR DE SUPERFÍCIE DE LIGAÇÃO ENTRE BETÃO NOVO E BETÃO ANTIGO [37].

Em situações em que a operação de recalçamento seja efectuada numa parede de alvenaria pode, de forma conservativa, desprezar-se o primeiro termo da Equação (5.53), dada a fraca resistência ao corte deste tipo de materiais, devendo-se ainda confirmar se a tensão normal instalada (σ_n) não prejudica a integridade da estrutura.

Uma vez que a tensão normal é gerada pela aplicação de pré-esforço na solução, normalmente sob a forma de varões roscados pré-esforçados, deve ainda assegurar-se que esta armadura é suficiente para compensar as forças de tracção que resultam do esquema de escoras e tirantes que encaminha a carga das paredes para as microestacas (Figura 77), de modo a garantir o equilíbrio de forças no nó A.

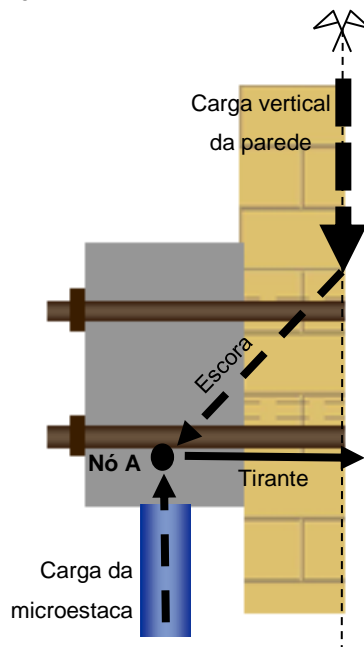


FIGURA 77. ESQUEMA DE ESCORAS E TIRANTES NUMA SOLUÇÃO DE RECALÇAMENTO COM MICROESTACAS, ADAPTADO DE [38].

Em situações em que os elementos a recalçar só estejam acessíveis de um dos lados, o que implica que irá existir somente uma viga de recalçamento, a ligação entre estes é geralmente assegurada por ferrolhos que atravessam a superfície de corte (Figura 78).

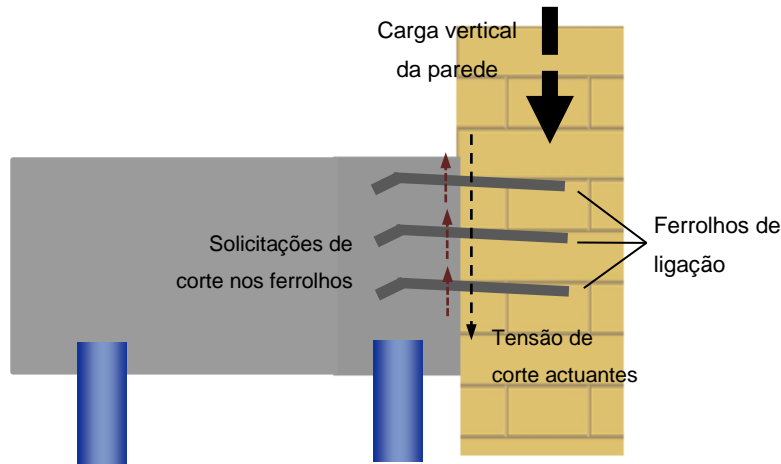


FIGURA 78. ESQUEMA DE LIGAÇÃO ENTRE PAREDE E VIGA DE RECALÇAMENTO RECORRENDO A FERROLHOS.

O dimensionamento ao corte destes varões pode ser estimado recorrendo à Equação (5.55), segundo o artigo §6.2.6 (2) do EC3 [31], apesar de esta vocacionada para perfis metálicos e não para varões de aço de betão armado.

$$V_{pl,Rd} = \frac{A(f_{yd}/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (5.55)$$

Na expressão anterior $V_{pl,Rd}$ corresponde ao esforço plástico máximo de corte, enquanto A e f_{yd} representam, respectivamente, a área de corte da secção de aço considerada e a sua tensão de cedência. O coeficiente γ_{M0} trata-se de um coeficiente parcial de segurança, geralmente adoptado como unitário.

De realçar no entanto que este tipo de procedimentos deve ser evitado, uma vez que a excentricidade que resulta do encaminhamento das cargas verticais para as microestacas produz momentos flectores na ligação. Como tal, pode optar-se por dimensionar a viga de recalçamento à torção ou, como indicado na Figura 78, executar pares de microestacas para equilibrar estes momentos.

5.1.5.4. Estados limite de utilização

Assentamento axial

No que toca à verificação dos estados limites de utilização, as microestacas são tratadas como uma estaca normal, considerando-se duas componentes de deformação, a elástica e a residual. A parcela elástica pode ser estimada recorrendo à teoria da Resistência dos Materiais pela Equação (5.56).

$$\Delta_{el} = \frac{NL}{EA} \quad (5.56)$$

Na expressão anterior N corresponde ao carregamento axial actuante, enquanto que L e EA representam o comprimento sobre o qual actua a carga e a rigidez axial da microestaca, respectivamente. Este último parâmetro deve ser calculado de forma diferente quando o elemento está sujeito a esforços de compressão ou de tracção. Assim, para o primeiro caso deve recorrer-se à Equação (5.57) suprimindo-se o termo relacionado com a calda de cimento no caso de esforços de tracção

$$EA = E_c \times A_c + E_{aço} \times A_{aço} \quad (5.57)$$

Na igualdade anterior E_c e A_c correspondem ao módulo de elasticidade e área da calda de cimento, enquanto que $E_{aço}$ e $A_{aço}$ representam o módulo de elasticidade e a área da secção de aço.

Para microestacas fundadas em solo é razoável admitir que o comprimento elástico do elemento corresponde à distância entre a cabeça da microestaca e o início do bolbo de selagem, no caso de serem seladas em rocha dever-se-á considerar comprimento total acima do estrato rochoso [27].

A magnitude da componente residual do deslocamento depende de alguns factores. Aumenta proporcionalmente à carga aplicada e é inversamente proporcional à rigidez do solo e à tensão máxima que se desenvolve entre o solo e a calda de cimento. A título de exemplo, uma microestaca fundada em areia compacta, com uma carga aplicada de cerca de 1300 kN, pode sofrer assentamentos residuais de 2 a 5 mm [16].

Os valores limite com os quais se devem comparar os resultados anteriores devem ser estabelecidos em projecto. Para tal, e segundo o EC7, estes valores máximos devem ser definidos assegurando que “tais deformações não originam um estado limite na referida estrutura”. Para tal, deve ser tido em conta o seguinte [2]:

- grau de confiança com que pode ser especificado o máximo valor admissível do movimento;
- ocorrência e velocidade dos movimentos do terreno;
- tipo de estrutura;
- tipo de material de construção;
- tipo de fundação;
- tipo de terreno;
- utilização proposta para a estrutura;
- necessidade de assegurar que não ocorrem problemas com as redes de serviços que entram na estrutura.

Caso estes valores não sejam apurados é possível recorrer ao Anexo H do EC7 [2], a fim de obter os valores das deformações estruturais e dos movimentos das fundações limites sugeridos, quer para fundações isoladas quer para fundações corridas.

Este estipula que, relativamente a assentamento uniformes de fundações isoladas, são geralmente admissíveis assentamentos até 50 mm. Este limite pode ainda aumentar caso as rotações relativas se situem dentro dos valores limite apresentados em seguida e não se originem problemas nas redes de serviços que entram na estrutura.

As rotações limite são estipuladas numa gama de valores entre cerca de 1/2000 e cerca de 1/300 para pórticos preenchidos com alvenaria e em paredes resistentes deste mesmo material. Para estruturas mais recentes em betão armado pode ser admissível uma rotação relativa máxima de cerca de 1/150 (Figura 79).

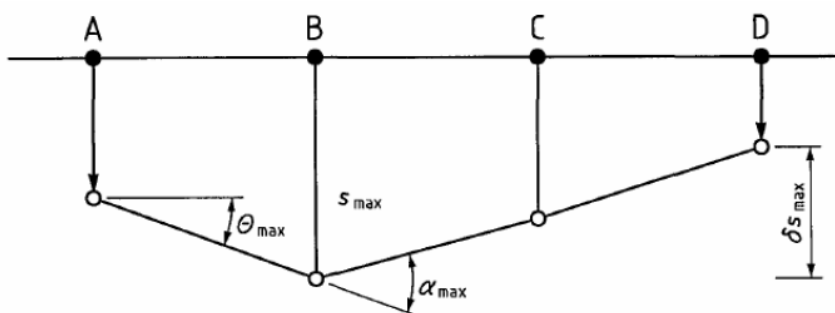


FIGURA 79. ESQUEMA DE ASSENTAMENTOS DIFERENCIAIS E ROTAÇÕES RELATIVAS NUMA FUNDAÇÃO CONTÍNUA [2].

Podem ainda adoptar-se os seguintes limites indicativos para as distorções angulares máximas (Figura 80).

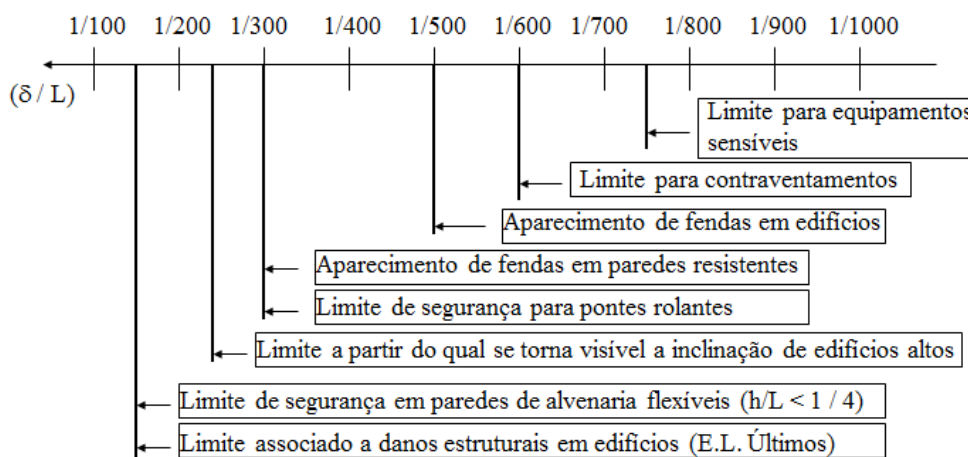


FIGURA 80. LIMITES INDICATIVOS DAS DISTRORÇÕES ANGULARES MÁXIMAS [5].

Movimentos laterais

À semelhança da verificação anterior, também aqui se deve assegurar que o deslocamento transversal da microestaca não origine um estado limite para a superestrutura. Na avaliação do deslocamento transversal de uma fundação devem ser tidos em consideração [2]:

- rigidez do terreno e a sua variação com o nível de deformações;
- rigidez à flexão das estacas;
- rigidez de encastramento na ligação estaca-estrutura;
- efeito de grupo;
- influência de inversões da carga ou de carregamentos cíclicos.

Todavia, e uma vez que este tipo de elementos não são geralmente concebidos para suportarem acções horizontais, não foi possível apurar na bibliografia consultada valores limites de deslocamentos horizontais.

5.1.5.5. Protecção contra corrosão

No dimensionamento de microestacas, à semelhança de qualquer outro elemento construtivo com componentes metálicas, é fundamental ter em conta os fenómenos de corrosão, a fim de garantir uma adequada durabilidade ao elemento estrutural.

Naturalmente que o grau e extensão da protecção é função de vários aspectos/condições relacionadas tanto com a estrutura em si como com o solo, das quais se destacam [27]:

- Nível e tipo (tracção ou compressão) de carregamento;
- Vida útil expectável do elemento;
- Tipo de aço utilizado;
- Agressividade do solo;
- Grau de importância da construção;
- Concentração de iões cloreto ou sulfato no solo ou em águas subterrâneas, bem como os seus níveis de pH;

Como tal, é essencial classificar, de forma mais ou menos expedita, o potencial de corrosão dos solos, realizando-se para o efeito ensaios laboratoriais que confirmem as condições enunciadas atrás. A Tabela 9 sintetiza as gamas de valores para os quais existe potencial de corrosão.

TABELA 9. CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE CORROSÃO DO SOLO, ADAPTADO DE [27].

PARÂMETRO	POTENCIAL DE CORROSÃO NULO A MÉDIO	POTENCIAL DE CORROSÃO ELEVADO
pH	[5.5 ; 10.0]	< 4.5 ou > 10.0
lões cloreto [Cl ⁻]	≤ 200 ppm	> 200 ppm
lões sulfato [SO ₄ ²⁻]	≤ 100 ppm	> 100 ppm

Nota: ppm = partes por milhão

Outro processo menos oneroso de estimar o potencial de corrosão do solo passa pela análise do estado de conservação de estruturas enterradas adjacentes à obra.

A norma que regula a execução de microestacas (prEN 14199 [13]), no artigo §7.6, define quais as espessuras mínimas apropriadas de recobrimento destes elementos, bem como a espessura das secções de aço, em função da agressividade ambiental do meio circundante.

Assim, em situações de pequena agressividade são preconizados os valores de recobrimento patentes na Tabela 10.

TABELA 10. RECOBRIMENTOS MÍNIMOS (EM MM) PARA MICROESTACAS SEGUNDO AS CLASSES DE EXPOSIÇÃO DA NORMA EN206-1, ADAPTADO DE [13].

CLASSE DE EXPOSIÇÃO	AGRESSIVIDADE QUÍMICA	TIPO DE CARREGAMENTO	RECOBRIMENTO NA PONTA DA MICROESTACA	RECOBRIMENTO AO LONGO DO FUSTE (CALDA)	LIGAÇÃO À ESTRUTURA (BETÃO ARMADO)
XC1 - XC4	Diminuta	Compressão	20	35	50
		Tracção	30	40	

No que toca à taxa de corrosão da secção de aço a norma EN1993-5:2007 estipula que existem quatro causas que influem acentuadamente nas taxas de corrosão de elementos metálicos enterrados. São elas a presença de oxigénio, a existência de contaminantes/poluentes, o tipo de solo e a variação do nível freático.

Tendo em conta os supracitados parâmetros, a mesma norma, no artigo §4.4 (2), preconiza a adopção em projecto dos valores de perda de espessura de elementos metálicos apresentados na Tabela 11.

TABELA 11. VALORES RECOMENDÁVEIS PARA A PERDA DE ESPESSURA (EM MM) DE ESTACAS EM AÇO DEVIDO A FENÓMENOS DE CORROSÃO, COM OU SEM PRESENÇA DE ÁGUA NO SOLO, ADAPTADO DE [39].

VIDA ÚTIL DO ELEMENTO	5 ANOS	25 ANOS	50 ANOS	75 ANOS	100 ANOS
Solo natural não perturbado	0.00	0.30	0.60	0.90	1.20
Solo natural poluído e zonas industriais	0.15	0.75	1.50	2.25	3.00
Solos naturais agressivos (zonas de pântano ou com turfa)	0.20	1.00	1.75	2.50	3.25
aterros não compactados e quimicamente inertes (argilas, areias, siltes,...)	0.18	0.70	1.20	1.70	2.20
aterros não compactados e quimicamente reactivos (cinzas, escórias de alto forno,...)	0.50	2.00	3.25	4.50	5.75

Notas:

- a) As taxas de corrosão em aterros compactados são inferiores a zonas de aterro não compactado, pelo que as perdas de espessura deverão ser obtidas dividindo por 2 as apresentadas.
- b) Os valores fornecidos para períodos de vida útil de 5 e de 25 anos são baseados em medições, enquanto que os restantes são fruto de extrapolações.

5.1.5.6. Considerações sísmicas

A resposta de uma estrutura sujeita a acções sísmicas ou dinâmicas depende essencialmente da própria estrutura, bem como das características mecânicas do solo de fundação. Como tal, a resposta de uma estrutura suportada por microestacas é significativamente influenciada pela interacção solo-estrutura.

Neste interface, a ligação entre os dois componentes não é perfeita, podendo ocorrer movimentos relativos e formação de vazios quando este sistema é sujeito a acções cíclicas, de onde resulta um comportamento fortemente não linear do mesmo.

A investigação destes fenómenos, numérica e experimental, realizada nesta última década, em particular em soluções de fundação por microestacas dada a sua crescente popularidade, permitiu tecer algumas conclusões acerca dos parâmetros que mais condicionam a resposta deste tipo de sistemas.

De acordo com análises numéricas lineares e não lineares, o deslocamento horizontal da superestrutura e cabeça da microestaca é influenciado pela rigidez relativa entre a estaca e o solo E_p/E_s , aumentando quando a relação anterior aumenta (solo composto por materiais mais moles) [40].

A adopção de microestacas inclinadas revelou, segundo estudos numéricos e experimentais, que o aumento da inclinação destes elementos tem repercussões ao nível da sua frequência fundamental (que é incrementada) e dos seus esforços. Quando a inclinação aumenta, a rigidez lateral, momento flector e esforço axial aumentam, mas o esforço transversal e a aceleração horizontal na cabeça da microestaca e na superestrutura diminui [40].

Análises tridimensionais recorrendo a elementos finitos revelaram ainda a importância da massa e da frequência fundamental da superestrutura na interacção microestaca-solo. Com efeito, os resultados obtidos ilustram uma relação de proporcionalidade entre a massa da superestrutura e o deslocamento horizontal da cabeça da microestaca bem como o momento flector e esforço transversal a esse nível. Foi ainda registado um aumento considerável destas últimas grandezas quando a frequência fundamental da superestrutura se aproxima da frequência da excitação. Destes ensaios ficou demonstrada a importância das características da superestrutura no dimensionamento de fundações por microestacas [40].

Resultados de ensaios em mesas sísmicas fizeram transparecer a diferença de comportamento quando microestacas são sujeitas a acelerações fracas (≤ 0.25 g) ou acelerações fortes (> 0.25 g). No primeiro caso, os elementos acompanham o movimento do solo, ocorrendo os maiores momentos fletores na zona da cabeça da microestaca, indiciando a importância da inércia da cabeça da microestaca no seu comportamento. Quando as acelerações ultrapassam aquele limite, a microestaca deixa de acompanhar o movimento do solo e começam a fazer-se notar os efeitos não lineares da interacção solo-estrutura. De facto, os maiores valores de mo-

mento registam-se perto da base do elemento, o que indica que a flexão da estaca é dominada pela deformação do solo circundante, sendo a inércia da cabeça da estaca desprezável [40].

Todavia, a modelação numérica tridimensional do comportamento de microestacas sob acção de um terramoto real mostrou que, ao contrário de outro tipo de estacas moldadas no terreno, as microestacas não entraram em cedência, funcionando em regime linear e apresentando grande ductilidade. Outra conclusão interessante retirada de análises numéricas foi o facto de quando um grupo de microestacas é sujeito a uma acção sísmica, esta não se distribui igualmente por todos os elementos. Na verdade, os elementos periféricos são mais solicitados que os centrais [40].

O último factor abordado neste compêndio foi o diâmetro das microestacas. Para tal, foram realizados ensaios à escala de microestacas com diferentes diâmetros em terreno arenoso, tentando perceber qual o efeito deste parâmetro geométrico nas curvas p - y registadas. Constatou-se que com aumento da densidade relativa do solo diminui o efeito do diâmetro da estaca nas curvas p - y . Observou-se ainda uma relação de proporcionalidade entre o diâmetro da microestaca e a frequência natural do sistema solo-microestaca, uma vez que o alargamento da estaca resultava numa maior rigidez [40].

As repercussões da variação do diâmetro das microestacas fizeram-se igualmente sentir no coeficiente de amortecimento do solo, cuja principal componente é função da área de contacto solo-estaca e da frequência de excitação. Assim, um aumento de secção resulta numa maior área de contacto que, por sua vez, faz aumentar o coeficiente de amortecimento do solo [40].

O dimensionamento deste tipo estruturas a acções sísmicas é, tal como qualquer outra solução profunda de fundação, algo complexa, uma vez que nestas situações o elemento fica geralmente sujeito a esforço normal, esforço transversal e momento flector. Todavia, para facilitar o seu dimensionamento podem adoptar-se, à semelhança do descrito no Secção 5.1.5.2, elementos inclinados de modo a que sejam solicitados axialmente, com as vantagens daí decorrentes.

Reveste-se ainda de grande importância o facto da acção sísmica não ser uma acção constante e monotónica, o que por um lado é responsável pelo aumento da não linearidade da resposta do sistema microestaca-solo e, por outro, conduz a fenómenos complexos na interface entre estes dois intervenientes. Não é pois de estranhar que, regra geral, o dimensionamento de microestacas a acções sísmicas, em ambiente de projecto, recorra a programas de elementos finitos, capazes de reproduzir com alguma fiabilidade estas questões.

O recurso a soluções de fundação por microestacas apresenta algumas vantagens face a outras soluções, na medida em que as secções tubulares de aço são muito dúcteis e conseguem confinar eficazmente a calda de cimento durante um abalo sísmico, particularmente importante na zona de ligação microestaca-maciço de encabeçamento, onde tipicamente ocorre rotura. Por outro lado, uma vez que o processo construtivo das microestacas envolve a injeção de

calda de cimento sob pressão no solo, contribui para reduzir a susceptibilidade de liquefacção em solos arenosos [41].

5.2. Reforço e tratamento de solos com *jet grouting*

O dimensionamento de soluções de tratamento de solos por *jet grouting* é conceptualmente idêntico ao caso anterior das microestacas. Todavia, e ao contrário da técnica anterior onde as propriedades dos materiais previstos eram conhecidas na sua totalidade à partida, surge aqui o seu maior constrangimento, uma vez que, em fase de projecto, é difícil conhecer, com precisão, as características finais do solo tratado. Como tal, é impossível prever exactamente qual o comportamento dos corpos de *jet* no que toca à sua resistência à compressão e deformabilidade, em termos de resistência ao corte ou ainda no que respeita à redução da permeabilidade do terreno tratado por este processo.

Estes constrangimentos advêm do conceito fundamental desta técnica, que passa não pela substituição integral do solo a ser tratado, mas sim por uma melhoria das suas características à custa da adição de caldas. Desta forma, o produto final irá ser fortemente condicionado pelas características iniciais do terreno, pela percentagem de substituição ocorrida e, fundamentalmente, pela uniformidade de execução da operação em profundidade. A Tabela 12 procura sintetizar as principais etapas do dimensionamento de colunas de *jet grouting*.

TABELA 12. ETAPAS DO DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS DE JET GROUTING NUM CONTEXTO DE REFORÇO DE FUNDAÇÕES

Etapa 1.	Avaliação da aplicabilidade do uso de <i>jet grouting</i>
Etapa 2	Revisão de toda a informação disponível sobre o projecto e acerca das condições geotécnicas da obra
Etapa 3	Definição das combinações de acções aplicáveis
Etapa 4	Pré-dimensionamento da solução A. Diâmetro das mesmas B. Afastamento das colunas C. Sistema de <i>jet</i> D. Composição da calda E. Quantidade de cimento injectada/tempo de impacto do jacto
Etapa 5	Dimensionamento da solução A. Estado limite último de capacidade de carga do terreno 1) Comprimento de selagem 2) Resistência de ponta 3) Efeito de grupo para carregamentos axiais B. Estados limite últimos de resistência estrutural 4) Compressão 5) Tracção 6) Flexão composta C. Estados limite de serviço 7) Assentamento axial D. Considerações finais

5.2.1. Etapa 1: Aplicabilidade

À semelhança das operações de recalçamento com recurso a soluções de microestacas, também no dimensionamento de colunas de *jet grouting* é necessário efectuar uma análise custo-benefício da técnica, bem como determinar a sua exequibilidade perante o cenário de obra.

No que toca ao tipo de terreno, o *jet grouting* é particularmente eficaz em terrenos que se desagreguem facilmente, conforme apresentado na Figura 81.



FIGURA 81. FACILIDADE DE DESAGREGAÇÃO DOS DIFERENTES TIPOS DE SOLO, ADAPTADO DE [18].

Tipicamente, esta técnica construtiva é rentável e destaca-se em relação a outras formas de injeção nas seguintes situações:

- Em zonas onde existam solos heterogéneos, cujas camadas se encontrem bem definidas, bastando um ajuste dos valores dos parâmetros do tratamento para cada tipo de solo. Assim, é possível em obra proceder a vários ajustes a fim de obter um tratamento homogéneo em profundidade [10];
- Em situações em que a aplicação de colunas de *jet grouting* possam ter mais do que uma finalidade, como é o caso de escavações (frequentes em operações de recalçamento), onde estes elementos para além de evitarem a entrada de água para o interior da escavação podem suportar os impulsos do solo e de outras cargas no seu taroz [20];
- Quando se pretende criar um tampão/laje de fundo de uma escavação que simultaneamente possa suportar o impulso causado pela presença de água;
- Em casos de reforço de fundações de edifícios a executar a partir do exterior do edifício, existindo vários exemplos desta técnica na baixa Lisboa motivados, em grande parte, pela expansão da rede de metropolitano. De realçar que este reforço pode ser

executado com colunas verticais e/ou inclinadas, individuais ou formando um bloco que, após a presa do material ficam perfeitamente solidárias à estrutura existente;

- Quando existem restrições à emissão de ruídos e de vibrações.

Por último, e apesar do material tratado ser caracterizado por uma reduzida resistência à tracção, devendo por esse motivo ser aplicado quando a solicitação é essencialmente de compressão, é possível armar as colunas de *jet* com elementos que resistam a esforços de tracção, nomeadamente varões de aço, perfis metálicos ou até mesmo microestacas;

5.2.2. Etapa 2: Informações de projecto e condições geotécnicas

Mais uma vez, e à semelhança dos reforços realizados com a metodologia apresentada na Secção 5.1, é necessário efectuar, em simultâneo com a primeira etapa, uma atenta inspecção e caracterização do edifício a recalçar como um todo e, em particular, das condições de conservação dos seus elementos de fundação. Este último estudo é especialmente importante neste tipo de operações, uma vez que com a execução de *jet grouting* pretende-se intervir na capacidade resistente do solo e não incrementar a resistência estrutural dos elementos de fundação existentes. Como tal, esta intervenção torna-se infrutífera caso os problemas estruturais existentes no edifício se devam a anomalias, associadas a problemas de deterioração, dos elementos de fundação (exemplificadas no Capítulo 2.3).

Quanto ao solo, deverão ser efectuadas sondagens de caracterização geotécnica que permitam identificar o tipo de solo dos diferentes extractos atravessados pelas colunas de *jet* e do terreno de fundação destes elementos, bem como estimar as principais características dos mesmos (densidade, coesão, ângulo de atrito, ...). Para além disso, a determinação da curva granulométrica do solo, bem como o seu teor em água podem ser determinantes para a escolha da melhor solução de *jet grouting*, isto é, do sistema de injeção mais adequado. Em operações de recalçamento deve ser preferencialmente adoptado o *jet* simples.

Com efeito, o teor em água e o tipo de solo estão intrinsecamente relacionados, verificando-se que os maiores valores de teor em água estão associados a solos com maior percentagem de finos.

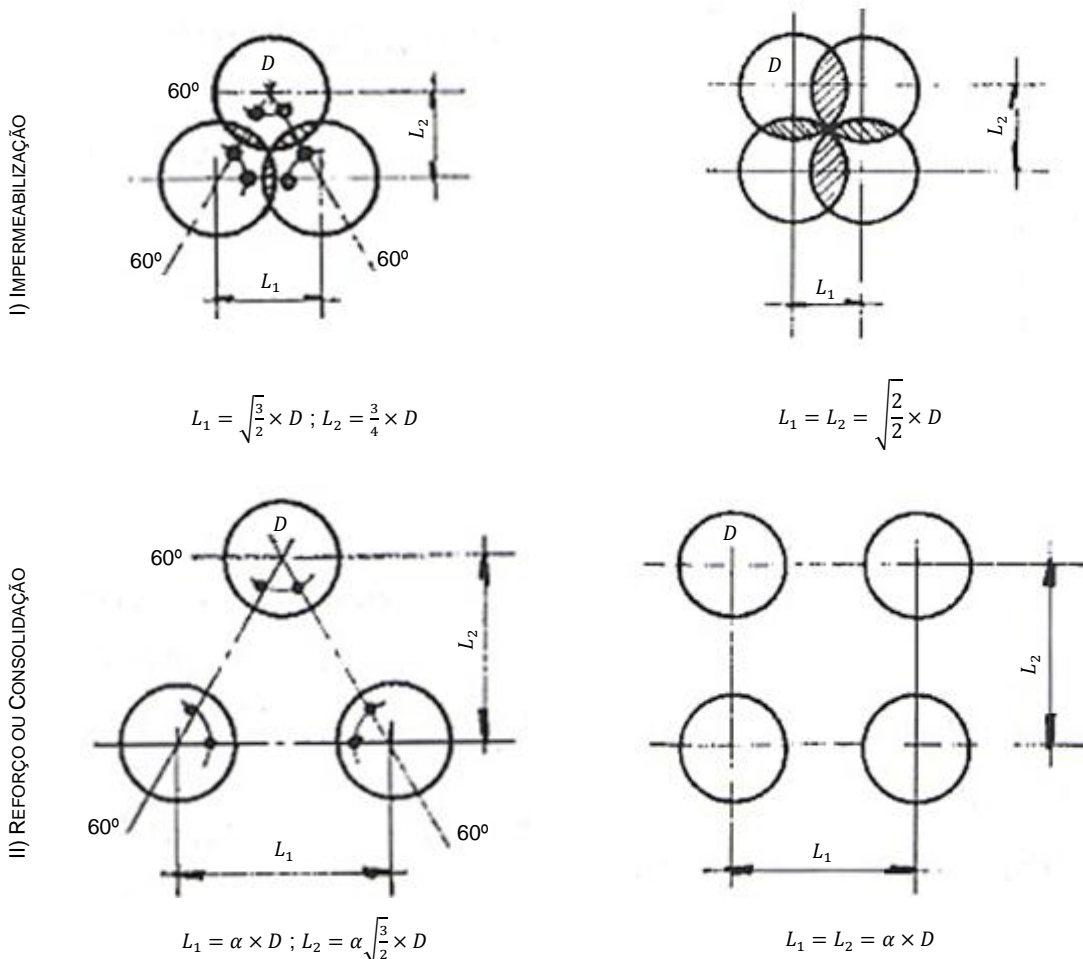
5.2.3. Etapa 3: Combinações de acções

As combinações de acções relevantes para o dimensionamento das fundações e respectivo reforço são, regra geral, definidas a partir da análise da estrutura ou do projecto de estabilidade, sendo as verificações mais relevantes as associadas a esforços de compressão axial ou a esforços de flexão composta.

Conforme foi referido anteriormente, apesar de esta técnica não estar muito vocacionada para resistir a esforços de tracção, pode tirar-se partido, se necessário, do seu reforço com elementos metálicos e da sua diminuta resistência intrínseca a este tipo de solicitações.

5.2.4. Etapa 4: Pré-dimensionamento

Em primeiro lugar é necessário arbitrar qual a distribuição geométrica (Figura 82) a adoptar na solução, isto é qual o diâmetro das colunas e qual o seu afastamento, sendo que à partida podem dividir-se as soluções em distribuições em malha triangular ou em malha quadrada. A escolha, de entre estas, passa não só por uma racionalização do tratamento (economia da solução), mas sobretudo pelas condicionantes construtivas em obra que podem ditar qual das soluções é passível de ser empregue.



Nota: O parâmetro α presente nas duas últimas disposições geométricas é função dos requisitos de resistência de projecto e/ou da geometria da fundação.

FIGURA 82. SOLUÇÕES GEOMÉTRICAS DE JET GROUTING, ADAPTADO DE [18].

No que toca aos intervalos de valores passíveis de serem adoptados para o diâmetro das colunas, tendo por base o valor de N_{SPT} , recomendam-se os limites máximos e mínimos patentes

nos gráficos das Figuras 83 e 84. Estas relações foram obtidas com base em gráficos fornecidos por diversos autores [20].

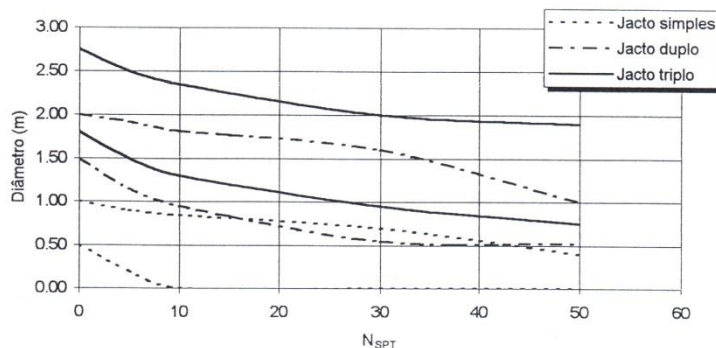


FIGURA 83. LIMITES MÁXIMOS E MÍNIMOS DO DIÂMETRO DE COLUNAS REALIZADAS EM SOLOS INCOERENTES [20].

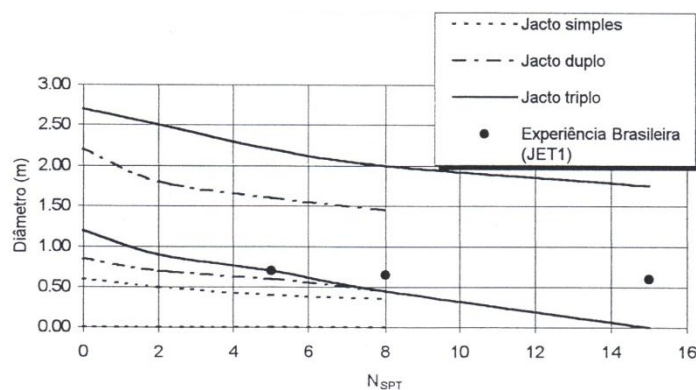


FIGURA 84. LIMITES MÁXIMOS E MÍNIMOS DO DIÂMETRO DE COLUNAS REALIZADAS EM SOLOS COESIVOS [20].

A técnica de *jet grouting* é, como foi já referido, uma técnica de tratamento de terrenos que conduz a uma substituição parcial do solo e à mistura da calda com as restantes partículas desagregadas. Assim, um dos principais factores que condiciona as características do produto final é a natureza do terreno *in situ*, sendo também importante o sistema utilizado no tratamento e o tempo de impacto do jacto.

As diferentes características dos três principais métodos de *jet grouting* traduzem-se por diferentes percentagens de substituição do terreno e de mistura do solo com a calda. A sua eficiência pode ainda variar significativamente consoante o tipo de solo tratado e, consequentemente, traduzir-se em valores díspares de resistência de método para método.

Ensaio realizados [42] em solos incoerentes demonstram que, no que respeita à resistência do material tratado, o sistema de *jet simples* é superior aos sistemas *jet duplo* e *jet triplo*, para a mesma quantidade de cimento injectada por volume de solo tratado. Segundo os autores do estudo, a explicação para este efeito relaciona-se com o diâmetro das colunas produzidas, que no caso do sistema de *jet simples* correspondia a cerca de metade dos demais. Por oposição,

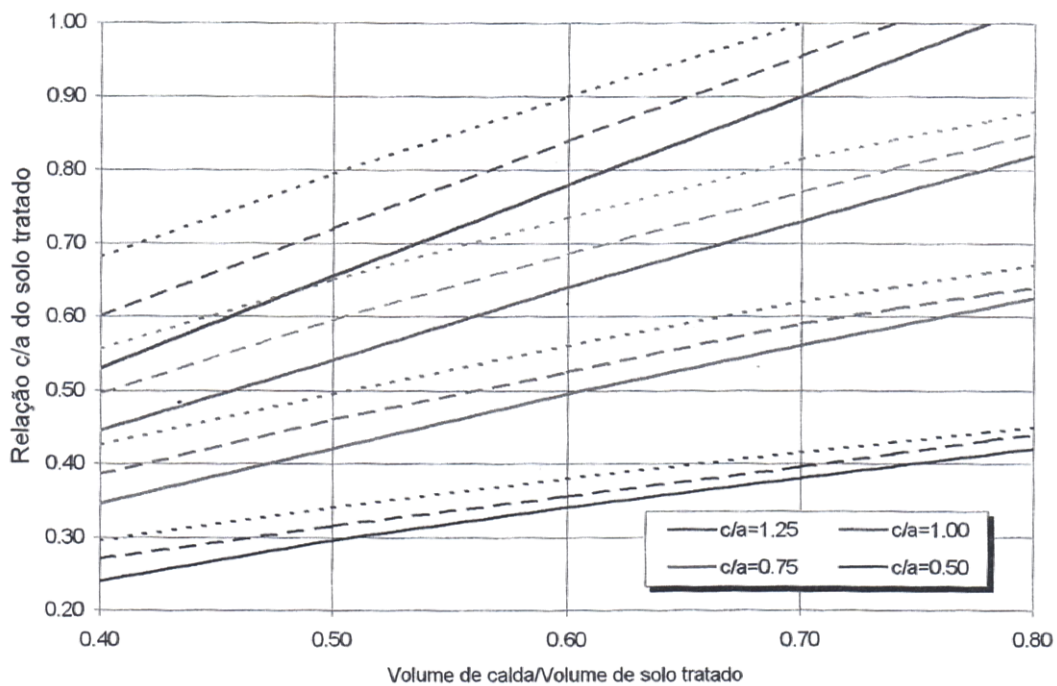
ao sistema de *jet* duplo corresponderam, em geral, os menores valores de resistência, motivados pela presença de ar no solo tratado.

A composição da calda, em particular a relação água/cimento adoptada, infere no valor da resistência do material, obtendo-se, em qualquer tipo de solo, e para qualquer tipo de sistema de injeção, menores resistências para valores superiores deste parâmetro.

Contudo, em solos incoerentes constata-se que, em muitos casos, a relação água/cimento do material tratado é inferior à relação água cimento da calda aplicada, em virtude do efeito conjunto da drenagem e do reduzido teor em água destes solos.

Por outro lado, em solos de reduzida permeabilidade onde não ocorre drenagem, tem lugar uma situação inversa à anterior, isto é, a relação água/cimento do produto final é superior à relação água/cimento da calda inicial, o que tem repercussões negativas nos valores de resistência obtidos.

A relação final água/cimento do solo tratado em função da relação água/cimento da inicial e da quantidade de calda injectada por unidade de volume de material tratado pode ser traduzida graficamente através do gráfico da Figura 85, válido somente para solos coesivos [20].



Solo	γ_t KN/m ³	γ_d KN/m ³	w_n %
.....	20	16	25
-----	18	13	40
————	16	10	67

FIGURA 85. INFLUÊNCIA DO TRATAMENTO POR *JET* SIMPLES NA RELAÇÃO FINAL CIMENTO/ÁGUA EM SOLOS COESIVOS SATURADOS [20].

No que respeita o tempo de impacto do jacto e, conseqüentemente, a quantidade de cimento injectada, pode afirmar-se que existe uma relação proporcional entre estes parâmetros e a resistência obtida para o corpo de *jet* formado. Em solos incoerentes esta relação pode mesmo ser directa, isto é, duplicando o tempo de impacto do jacto a resistência de solos arenosos aumenta na mesma proporção, enquanto que em solos coesivos o acréscimo é menos acentuado [42].

5.2.5. Etapa 5: Dimensionamento

5.2.5.1. Estado limite último de capacidade de carga do terreno

A fase de dimensionamento inicia-se pela verificação do estado limite último de capacidade de carga do terreno, sendo usual assumir-se que uma coluna de *jet* funciona como uma microestaca. A transferência de carga entre o elemento estrutural e o terreno circundante é, em geral, efectuada maioritariamente por atrito lateral, existindo no entanto uma resistência de ponta que pode ser ainda assinalável dados os diâmetros correntes que as colunas possuem. É ainda avançada a hipótese de que a distribuição das tensões tangenciais de atrito é uniforme ao longo de todo o comprimento do elemento.

A expressão para calcular o comprimento da coluna de *jet* (L) é obtida pelo método de Bustamante de acordo com a Equação (5.58).

$$L_s > \frac{N \times FS}{\pi \times \phi \times \tau_{c-s}} \quad (5.58)$$

Na expressão anterior N corresponde à carga axial aplicada ao elemento, FS ao factor de segurança desta verificação, ϕ é o diâmetro de furação e τ_{c-s} corresponde à tensão máxima que se pode desenvolver entre o solo e o corpo de *jet*.

Este último parâmetro, encontra-se essencialmente relacionado com as características mecânicas do próprio solo. Para uma estimativa destes valores de tensão é possível recorrer a ábacos [43] que relacionem esta grandeza com valores da pressão de injeção da calda ou com os resultados dos ensaios SPT efectuados *in situ*, como os exemplificados na Figura 86.

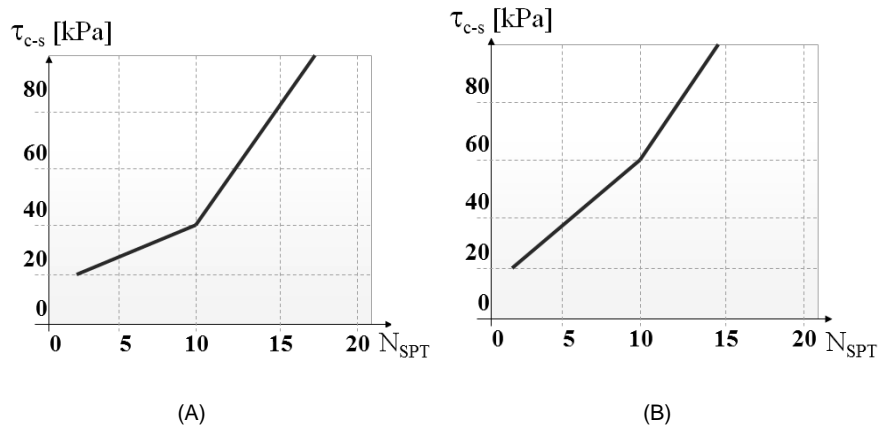


FIGURA 86. ÁBACOS ORIENTATIVOS DA TENSÃO TANGENCIAL SOLO-CIMENTO/SOLO PARA ARGILAS E SILTES (A) E AREIAS E SEIXOS (B), ADAPTADO DE [18].

Os factores de segurança a aplicar são os apresentados anteriormente na Tabela 4. De realçar, mais uma vez, que os valores são preconizados para situações em que as cargas a aplicar são estáticas, podendo ser alvo de eventuais majorações em que seja necessário fazer face a acções cíclicas.

Uma vez que neste tipo de elementos a resistência de ponta pode ser contabilizada aquando do seu dimensionamento, aplicam-se novamente as Equações (5.2) e (5.3) apresentadas no dimensionamento de microestacas e transcritas abaixo.

$$Q_{LC} = Q_L^P + Q_L^S \quad (5.2)$$

$$Q_{LT} = Q_L^S \quad (5.3)$$

Nas expressões anteriores Q_{LC} e Q_{LT} representam, respectivamente, as cargas limite de compressão e tracção da coluna de *jet*, enquanto que Q_L^P e Q_L^S correspondem às resistências de ponta e por atrito lateral mobilizadas pelo corpo de *jet*.

Na eventualidade de a coluna de *jet* intersectar mais do que um estrato de terreno, a resistência lateral deve ser calculada como a soma das diferentes componentes de atrito lateral, de acordo com a Equação (5.4), transcrita abaixo.

$$Q_L^S = \sum_{i=1}^n \pi \times \phi \times L_{si} \times \tau_{c-s_i} \quad (5.4)$$

Na expressão anterior L_{si} representa o comprimento da coluna que se situa no estrato de terreno i , conforme ilustrado na Figura 87.

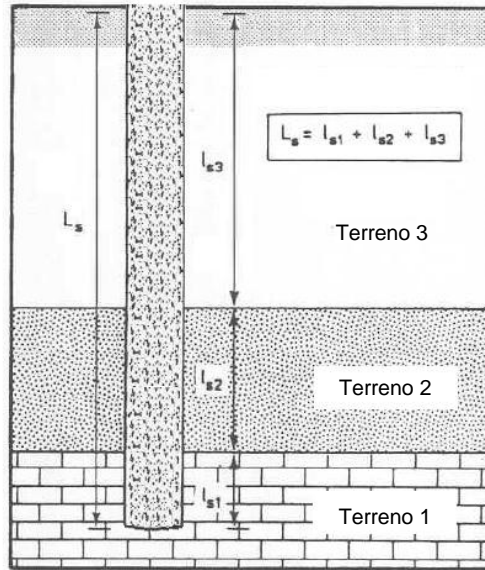


FIGURA 87. ESQUEMA DE COLUNA DE JET QUE ATRAVESSA MÚLTIPOS ESTRATOS DE TERRENO, ADAPTADO DE [28].

Quanto à quantificação da resistência de ponta do elemento esta coincide com a formulação utilizada para o dimensionamento das estacas, conforme a Equação (5.5), transcrita abaixo.

$$Q_L^P = S_p \times k_p \times p_l \quad (5.5)$$

Onde S_p corresponde à secção de ponta da coluna de jet, k_p representa o factor de capacidade de carga na ponta e p_l a pressão limite do solo à cota de fundação.

No entanto, em fase de projecto a contribuição desta parcela para a resistência do elemento não é calculada rigorosamente, pelo que é usual limitar a sua contribuição a valores máximos de tensão em condição de serviço da ordem dos 2 MPa, condicionada fortemente pela máxima resistência à compressão do próprio elemento.

5.2.5.1. Estados limite último de resistência estrutural

Compressão

A previsão do valor da resistência à compressão simples de um qualquer corpo de a jet grouting, é dificultada pelas inúmeras incertezas associadas à composição final do material, das quais se destacam [20]:

- Dificuldade na estimativa da quantidade de solo efectivamente tratado, uma vez que as condições em obra podem ser extremamente variáveis;
- Diferença entre a granulometria do produto final e a granulometria do solo inicial, uma vez que, durante a injeção, as partículas mais pequenas (areias finas e siltes) são

parcialmente removidas no refluxo, o que contribui para um incremento da resistência do material tratado;

- Variação no teor de água na mistura de solo-cimento final que, como foi já referido, depende não só da relação água/cimento da calda inicial como também das condições de obra;
- Heterogeneidade do material resultante, condicionada pela dimensão do passo e pelo número de rotações por passo. Isto implica que as heterogeneidades da mistura se podem dever a um controlo deficiente dos parâmetros de injeção (pressão de injeção variável, bicos erodidos e velocidades de rotação e subida variáveis) ou a uma mistura insuficiente do solo com a cala. Esta última pode, por sua vez, derivar de um número insuficiente de rotações por passo ou a heterogeneidades no próprio solo. Alguns autores [20] defendem que são necessárias pelo menos 4 a 6 rotações por passo por forma a garantir uma boa envolvimento da calda com o solo. No que toca ao comprimento do passo, este é função do tipo de solo a tratar, devendo ser menor para os solos argilosos e maior para os terrenos arenosos. Esta precaução está relacionada com o facto de, em terrenos argilosos, um passo de grande dimensão poder incorporar na coluna algumas porções de argila, com consequências negativas sobre a sua resistência.

Nas Tabelas 13 e 14 apresentam-se algumas propostas de vários autores acerca dos limites de variação da resistência à compressão simples do material tratado para sistemas de *jet* simples e de *jet* duplo ou triplo.

TABELA 13. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DA MISTURA SOLO-CIMENTO EM FUNÇÃO DO TIPO SOLO E PARA O SISTEMA DE *JET* SIMPLES [20].

PROPOSTAS	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES [MPA] EM FUNÇÃO DO TIPO DE SOLO			
	ARGILA	SILTE	AREIA	CASCALHO
Langbehn (1986)	8 a 12	8 a 12	14 a 17	17 a 21
Mosiici e Guatteri (1986)	2	6	12	-
Xanthakos et alli (1994)	4 a 7	4 a 7	7 a 14	10 a 17
Baumann et alli (1984)	3 a 10	3 a 10	5 a 14	6 a 18
Fiorotto (sem data)	2 a 4	6	10	15

TABELA 14. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DA MISTURA SOLO-CIMENTO EM FUNÇÃO DO TIPO SOLO E PARA SISTEMAS DE *JET* DUPLO E TRIPLO [20].

PROPOSTAS	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES [MPA] EM FUNÇÃO DO TIPO DE SOLO				
	ARGILA ORGÂNICA	ARGILA	SILTE	AREIA	CASCALHO
Welsh (1991)	-	1 a 5	1 a 5	5 a 11	5 a 11
Baumann et alli (1984)	-	-	3 a 10	5 a 14	6 a 18
Paviani (1989)	-	1 a 5	1 a 5	8 a 10	20 a 40

Teixeira et alli (1987)	0.5 a 2.5	1.5 a 3.5	2 a 4.5	2.5 a 8	-
JJGA (1995)	0.3	1	1 a 3	-	-
Guatteri eta lli (1994)	-	0.5 a 4	1.5 a 5	3 a 8	-

Dada a elevada dispersão de valores de resistência apresentados é usual, em ambiente de projecto, especificar uma tensão de compressão mínima resistente, efectuando-se depois em obra a calibração dos equipamentos, por forma a atingir esse valor em colunas teste. Todavia, é geralmente tomado como resistência mínima um valor de tensão de 2 MPa.

Tracção

A resistência à tracção de uma coluna de solo-cimento é reduzida, uma vez que na composição do produto final existe solo (que por convenção não resiste a esforços de tracção) e calda de cimento que possui uma resistência à tracção reduzida. Efectivamente, estes elementos são dimensionados para esforços de compressão.

Nas situações em que se prevêem esforços de tracção nas colunas, a solução consiste na introdução no corpo de *jet* de materiais que resistem a este esforço, como por exemplo elementos metálicas, do tipo microestaca, desprezando-se nestes casos a resistência à tracção do material da coluna.

Todavia, e apesar da dificuldade de realização de ensaios de tracção simples, alguns autores sugerem valores máximos de resistência à tracção de corpos de *jet* em função do tipo de terreno para situações de tracção simples (Tabela 15).

TABELA 15. RESISTÊNCIA À TRACÇÃO SIMPLES DE COLUNAS DE *JET GROUTING*, ADAPTADA DE [20].

PROPOSTAS	TIPO DE SOLO	RESISTÊNCIA À TRACÇÃO SIMPLES [MPa]
Guatteri e Teixeira (1987)	ARGILA	0.20 a 0.50
	SILTE	0.20 a 0.50
	AREIA	0.20 a 0.65
JJGA (1995)	ARGILA ORGÂNICA	0.07
	ARGILA	0.20
	AREIA	0.13 a 0.33

Dados os valores apresentados, é corrente em projecto recorrer-se a um valor desta grandeza de cerca de 10% da sua resistência à compressão simples para dimensionamento da solução.

Flexão composta

Numa situação em que uma coluna de *jet* disponha da função de elemento de tratamento da fundação de uma sapata sujeita a flexão composta (Figura 88), as tensões de compressão (σ_c)

e de tracção (σ_T) devem ser calculadas, de acordo com a teoria da Resistência dos Materiais, segundo as Equações (5.59) e (5.60), respectivamente.

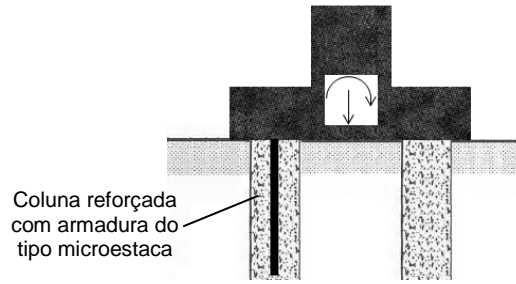


FIGURA 88. ESQUEMA DE COLUNAS DE JET SUJEITAS A ESFORÇOS DE FLEXÃO.

$$\sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M}{w} \quad (5.59)$$

$$\sigma_T = \frac{N}{A} - \frac{M}{w} \quad (5.60)$$

Nas expressões anteriores, N e M correspondem ao esforço normal e momento flector aplicados ao nível da sapata, enquanto A e w representam, respectivamente, a área transversal da coluna de *jet* e o seu módulo de flexão. O módulo de flexão é uma grandeza obtida pela divisão da inércia da secção (I) pela distância da linha neutra à fibra mais afastada (z), obtido no caso de uma secção circular na Equação (5.61).

$$w = \frac{I}{z} = \frac{\pi D^4}{64} \times \frac{1}{D/2} = \frac{\pi D^3}{32} \quad (5.61)$$

Na expressão anterior, D corresponde ao diâmetro da secção. A tensão de compressão obtida pela Equação (5.59) deve ser comparada com os valores máximos de tensão à compressão simples de colunas de *jet*, enquanto que os valores da tensão de tracção podem ser comparados com os valores máximos de tensão à tracção simples. Todavia, alguns autores defendem que a resistência a esforços de tracção devidos a flexão são ligeiramente superiores aos valores de tracção simples, indicando-se na Tabela 16 alguns possíveis valores limite. Nas situações em que existe um elemento metálico de reforço na coluna à tracção, deve verificar-se o estado limite último de tracção do elemento de reforço e o estado limite último de capacidade de carga entre o reforço e a coluna de *jet*.

TABELA 16. RESISTÊNCIA À TRACÇÃO DEVIDA A FLEXÃO DE COLUNAS DE JET GROUTING, [20].

PROPOSTAS	TIPO DE SOLO	RESISTÊNCIA À TRACÇÃO EM FLEXÃO [MPa]
Guatteri e Teixeira (1987)	ARGILA	0.40 a 0.90
	SILTE	0.40 a 0.90
	AREIA	0.35 a 1.12
JJGA (1995)	ARGILA ORGÂNICA	0.06
	ARGILA	0.20
	AREIA	0.10 a 0.40

A JJGA (*Japanese Jet Grouting Association*) recomenda ainda que em projecto não sejam adoptados valores de resistência à tracção devido a flexão superiores a 2/3 da coesão do material [20].

Resistência ao corte

Uma vez que a verificação da segurança ao corte das colunas de *jet*, se afasta do âmbito desta dissertação, esta não foi abordada exaustivamente. Sobre este assunto existem várias propostas, de diversos autores, acerca dos valores limite a considerar para esta verificação, não havendo grande consenso sobre os mesmos. Pode no entanto avançar-se que, para resistir a acções de corte, é possível executar as colunas de *jet* de forma inclinada.

Neste sentido, apresentam-se somente aqui duas possíveis formulações muito genéricas, que fornecem apenas estimativas, e que devem ser encaradas conservativamente, dos valores de resistência a adoptar em projecto.

Carreto [20] afirma que a resistência ao corte da mistura solo-cimento é geralmente assumida como 10 a 15% da sua resistência à compressão simples havendo no entanto alguns autores [20] que sugerem valores da ordem dos 0.5 MPa em solos granulares e 0.3 MPa em solos coesivos.

5.2.5.1. Estados limite de utilização

Assentamento axial

No que toca à verificação dos estados limite de utilização, as colunas de *jet* são tratadas como uma estaca, considerando-se essencialmente a componente de deformação elástica, estimada recorrendo à teoria da Resistência dos Materiais pela Equação (5.62).

$$\Delta_{el} = \frac{PL}{EA} \quad (5.62)$$

Na expressão anterior P corresponde ao carregamento axial actuante, enquanto que L e EA representam o comprimento e a rigidez axial da coluna de *jet*, respectivamente. Este último parâmetro, tal como muitos outros em solos tratados com *jet grouting*, é caracterizado por uma elevada dispersão, podendo esta ser mesmo superior à verificada para a resistência à compressão simples [20]. Apresentam-se em seguida algumas hipóteses avançadas por alguns autores.

Naturalmente que a deformabilidade dos corpos de *jet* está intrinsecamente relacionada com a dosagem de cimento utilizada na mistura. Por sua vez, é possível relacionar este último parâ-

metro com a resistência à compressão simples das colunas, conforme exemplificado no gráfico da Figura 89, onde é visível a maior adequabilidade deste tratamento a solos grosseiros

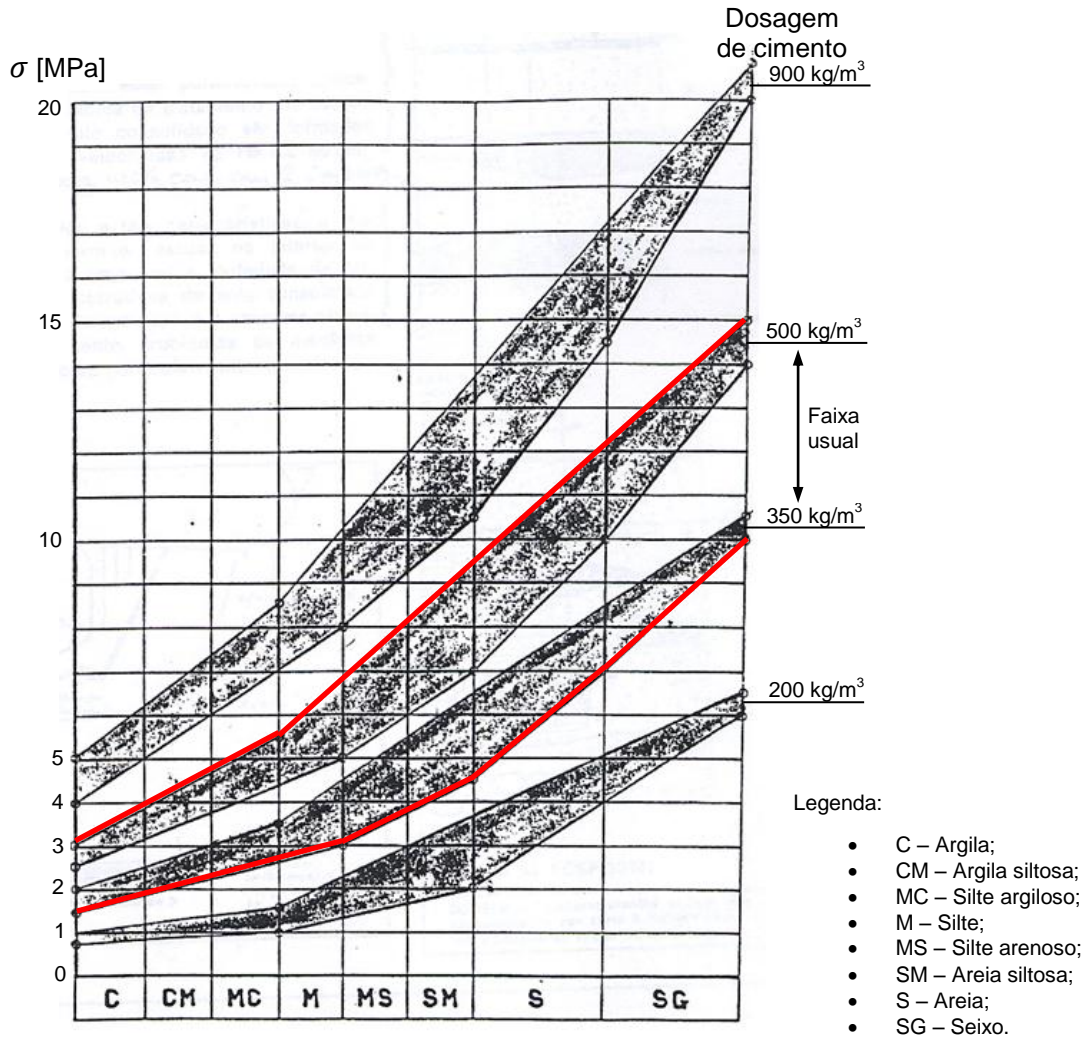


FIGURA 89. TENSÃO DE COMPRESSÃO EM FUNÇÃO DA DOSAGEM DE CIMENTO, ADAPTADO DE [18].

É então possível relacionar o módulo de deformabilidade do solo-cimento com a sua resistência à compressão simples. O gráfico da Figura 90 sintetiza algumas das propostas para esta relação de alguns autores.

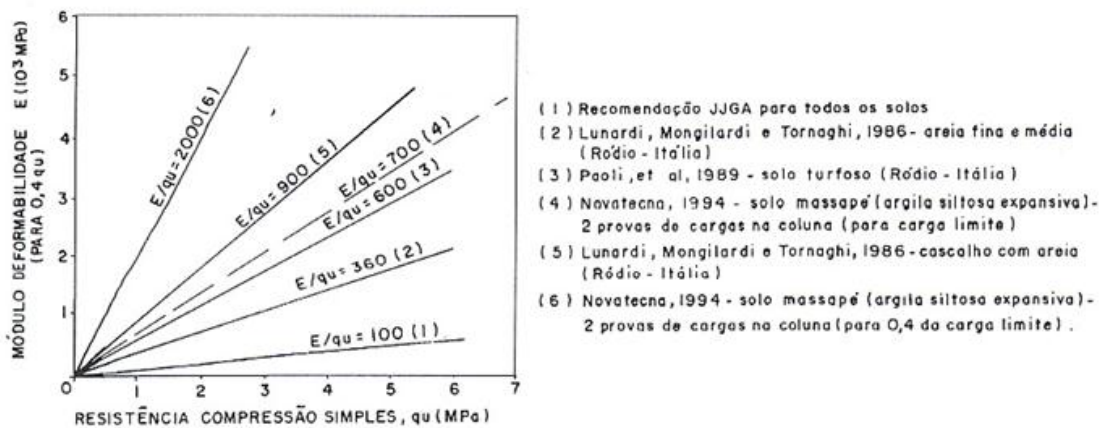


FIGURA 90. MÓDULO DE DEFORMABILIDADE EM FUNÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES, ADAPTADO DE [18].

De realçar que em projecto é habitual recorrer a uma relação da ordem de $E/qu = 500$. De entre as formulações apresentadas é no entanto possível de constatar que os módulos de deformabilidade correspondentes a solos incoerentes são superiores aos associados a solos coesivos e que o tempo de cura tem um papel não negligenciável nos resultados obtidos.

5.2.6. Considerações finais

Ao longo de todo este subcapítulo foi perceptível que muita da informação recolhida não reúne ainda consenso em toda a comunidade científica, pelo que cabe ao projectista uma análise rigorosa e cuidada das informações aqui avançadas. Naturalmente que, e tal como em qualquer ramo da Engenharia Civil, a experiência de obra acumulada permite balizar e certamente restringir os intervalos de valores apresentados para os diferentes parâmetros dos corpos de *jet*.

Não obstante, é possível retirar algumas conclusões generalistas da análise efectuada, nomeadamente [20]:

- O diâmetro das colunas realizadas em solos incoerentes e coesivos pelo sistema de jacto simples são sempre inferiores aos sistemas duplo e triplo;
- Os diâmetros das colunas em solos incoerentes são superiores aos das colunas em solos coesivos, para um valor equivalente de resistência e independentemente do sistema utilizado;
- O aumento da velocidade de subida da vara conduz a uma diminuição do diâmetro das colunas, em qualquer tipo de solo e com qualquer sistema de injeção;
- Os solos arenosos apresentam maior resistência que os solos coesivos quando sujeitos à mesma dosagem de cimento;
- Em solos coesivos, quanto maior o teor em água natural do solo, menor é a resistência final do solo-cimento;
- O aumento do tempo de impacto, proporcional ao inverso da velocidade de subida, aumenta a resistência do material tratado, quer sejam solos incoerentes, quer sejam solos coesivos;
- Quanto maior é a dosagem de cimento, por unidade de volume de material tratado, maior é a sua resistência.

Dada a variabilidade inerente à constituição destes elementos, é aconselhável, em especial em obras de carácter mais importante, a realização de colunas teste (Figura 91), a fim de determinar com alguma precisão e, *in situ*, quais as propriedades resistentes das colunas de *jet*.

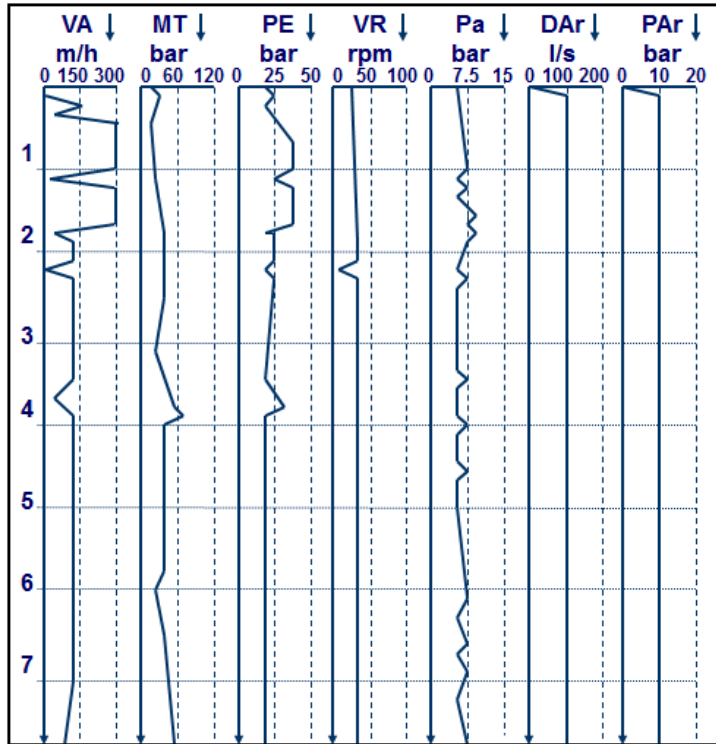


FIGURA 91. CORPOS TESTE DE *JET GROUTING* PARA VALIDAÇÃO E CALIBRAÇÃO DE PARÂMETROS [18].

Por último, é fulcral assegurar um controlo de qualidade preciso durante a execução destes elementos. Para tal, os operadores dos equipamentos possuem manómetros (Figura 92) e registos (Figuras 93 e 94) que, em tempo real, transmitem informações acerca das pressões de injeção, pressão de ar, velocidades de rotação, etc.



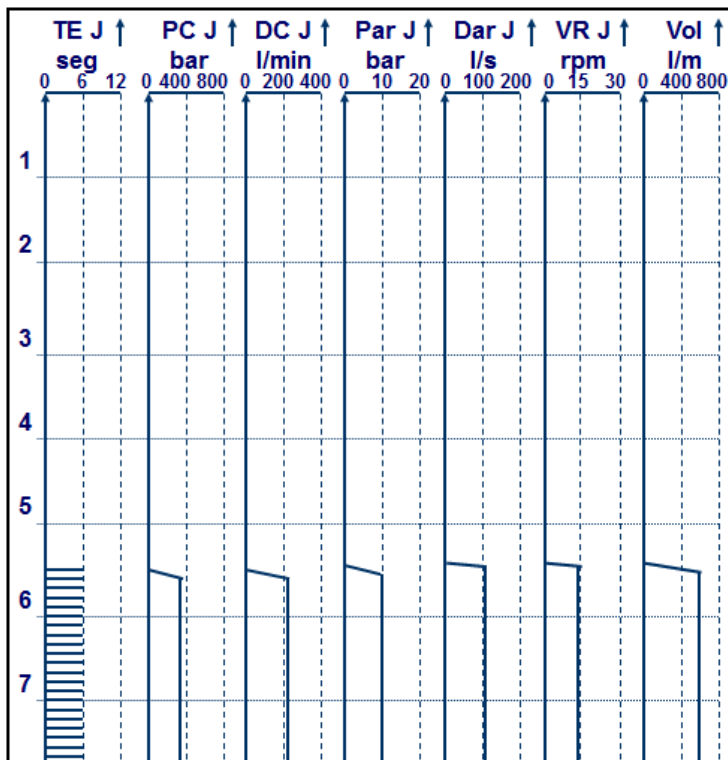
FIGURA 92. CONTROLO DE EXECUÇÃO DE CORPOS DE *JET GROUTING* [18].



Parâmetros de controle:

- VA – velocidade de avanço;
- MT – tensão de torção;
- PE – tensão axial;
- VR – velocidade de rotação;
- Pa – pressão água;
- DAr – débito de ar;
- PAr – pressão ar.

FIGURA 93. EXEMPLO DE REGISTO DE CONTROLO DE QUALIDADE, NO SENTIDO DESCENDENTE, NA EXECUÇÃO DE CORPOS DE *JET GROUTING* [18].



Parâmetros de controle:

- TE J – tempo de estação;
- PC J – pressão de injeção;
- DC J – débito de calda;
- Par J – pressão ar;
- Dar J – débito de ar;
- VR J – velocidade de rotação;
- Vol – volume de calda.

FIGURA 94. EXEMPLO DE REGISTO DE CONTROLO DE QUALIDADE, NO SENTIDO ASCENDENTE, NA EXECUÇÃO DE CORPOS DE *JET GROUTING* [18].

6. Exemplos de aplicação

Neste capítulo serão apresentados alguns exemplos das metodologias anteriormente descritas a projectos específicos, elaborados pela empresa JetSJ Geotecnia, Lda, entre Março e Agosto de 2010, nos quais o autor desta dissertação participou.

Neste sentido, são expostos em seguida três exemplos de situações de projecto, de diferente dificuldade técnica, cujas soluções finais procuraram combinar as metodologias apresentadas neste documento com as condicionantes presentes em obra.

O primeiro caso de estudo refere-se ao recalçamento das fachadas de um conjunto de edifícios, onde a opção de reabilitação do imóvel passou pela demolição interior integral das edificações. Situação distinta verifica-se no exemplo seguinte, onde o objectivo da intervenção foi o de assegurar o recalçamento dos elementos estruturais do edifício, a fim de possibilitar trabalhos de escavação abaixo da cota actual de fundação, minimizando as demolições interiores. O último caso de estudo ilustra um exemplo de aplicação da técnica de *jet grouting* no reforço de fundações.

6.1. Hotel Rosa Araújo

6.1.1. Introdução

O projecto do Hotel Rosa Araújo surge num contexto de reabilitação de vários edifícios de um quarteirão na rua Rosa Araújo (Figura 95), em Lisboa, com a finalidade de aí construir uma unidade hoteleira.



FIGURA 95. LOCALIZAÇÃO DA OBRA [44].

Os trabalhos contemplados no estudo efectuado incluíram a contenção e o recalçamento das fachadas a preservar (alçados principais e parte do tardoz de um dos edifícios), a escavação

de 4 pisos enterrados e a respectiva contenção periférica. Todavia, e dado o âmbito desta dissertação, a exposição cingir-se-á, o mais possível, apenas à temática do recalçamento.

6.1.2. Condicionamentos

Atendendo à necessidade de preservar a integridade das fachadas dos edifícios a intervir (Figura 96), bem como dos demais imóveis vizinhos (Figura 97), foi necessário conceber uma solução que, à partida, limitasse a ocorrência de vibrações e ruídos. Uma vez que os edifícios se localizam numa zona nobre da cidade de Lisboa, junto da Av. da Liberdade, e embora a intervenção seja efectuada em grande medida no interior dos edifícios existentes, com excepção da estrutura metálica de contenção da fachada principal a preservar, considerou-se indispensável que as soluções propostas minimizassem o impacto no normal funcionamento das estruturas e das infra-estruturas vizinhas, em particular os serviços e estabelecimentos comerciais em funcionamento nos edifícios adjacentes. Deste modo, existiam ainda logo à partida limitações de espaço de trabalho e de acessos disponíveis à obra.

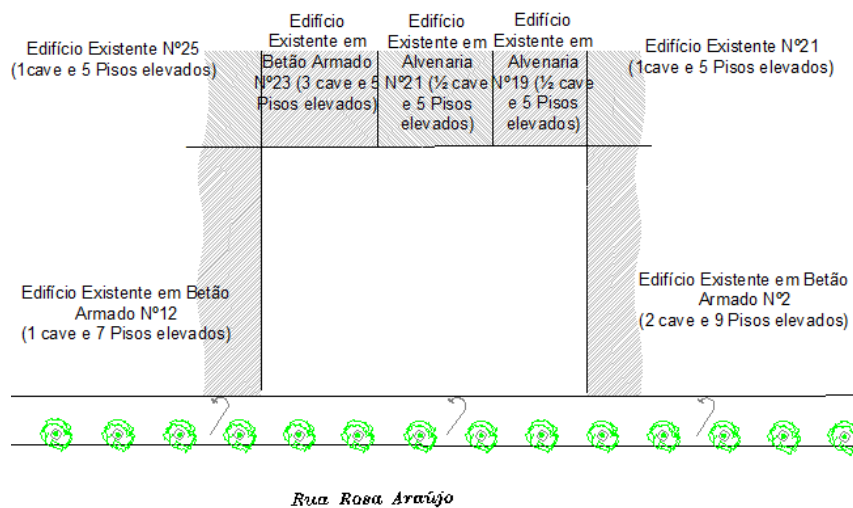


FIGURA 96. REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DAS CONFRONTAÇÕES DO LOTE A INTERVENIR, ADAPTADO DE [44].



FIGURA 97. FOTOGRAFIA DE PARTE DA FACHADA PRINCIPAL A CONSERVAR [5].

Tendo por base os resultados obtidos nas sondagens realizadas, bem como a informação bibliográfica disponível e o reconhecimento efectuado ao local dos trabalhos, permitiram individualizar 4 zonas geotécnicas distintas. Os seus parâmetros geomecânicos, sintetizados na Tabela 17, foram calibrados considerando ainda a experiência adquirida em obras similares, em condições geológicas e geotécnicas semelhantes [44].

TABELA 17. PARÂMETROS GEOMECÂNICOS DOS DIFERENTES EXTRACTOS DE SOLO, ADAPTADO DE [44].

ZONA GEOTÉCNICA	DESCRIÇÃO	N _{SPT}	ÂNGULO DE ATRITO INTERNO Ø' (°)	COESÃO C' (KPA)	γ (kN/M ³)	MÓDULO DE DEFORMABILIDADE E _s (MPA)
ZG3	Aterros	1 - 7	25	-	16	2
ZG2	Argilas siltosas e calcários pulverulentos irregularmente consolidados	12 – 43 (28 – 35)*	28	20	21	30
ZG1B	Calcários pulverulentos irregularmente consolidados, margas e basaltos decompostos	≥ 60	35	40	22	60
ZG1A	Basaltos (W3-4 e W3), (F4), brecha calcária e calcário cristalino	-	45	25	24	150

NOTA: * – Valores mais frequentes

Um outro condicionamento, aparentemente irrelevante, foi a geometria da própria fachada a preservar, mais propriamente a localização das suas varandas, uma vez que a intenção do dono de obra de manter na íntegra estes elementos, resultou num posicionamento restringido das microestacas de recalçamento.

Este acontecimento teve repercussões também ao nível do posicionamento em planta das ancoragens das paredes de contenção de terras, pois todos estes elementos devem possuir uma distância de segurança entre si, de modo a contabilizar eventuais tolerâncias de execução em obra. Todavia, a maior complexidade surgiu ao marcar em planta as microestacas mais afastadas que servem de fundação às estruturas de contenção de fachada.

Uma vez que estes últimos elementos distam cerca de 4.70 m da parede a preservar, a distância de segurança mínima teria de assegurar que possíveis tolerâncias de instalação tanto das ancoragens como desvios na verticalidade das próprias microestacas.

Se arbitrarmos que as ancoragens não são instaladas exactamente na perpendicular à parede de contenção de terras, mas com uma inclinação 4° e que as microestacas podem também sofrer um desvio similar, têm-se, pela Equação (6.1), qual a distância mínima de segurança entre estes elementos.

$$D_{segurança} = 2 \times L \times \text{sen}(\theta_{desvio}) = 2 \times 4.70 \times \text{sen}(4^\circ) \approx 0.65 \text{ m} \quad (6.1)$$

6.1.3. Solução proposta

As fachadas principais a preservar (Figura 98), constituídas maioritariamente por alvenaria estrutural, teriam não só de ser recalçadas durante as operações de escavação, como também contraventadas (Figura 99) para resistirem a acções horizontais, em particular o vento actuante durante a fase de obra.



FIGURA 98. REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DAS FACHADAS PRINCIPAIS A CONSERVAR, ADAPTADO DE [45].

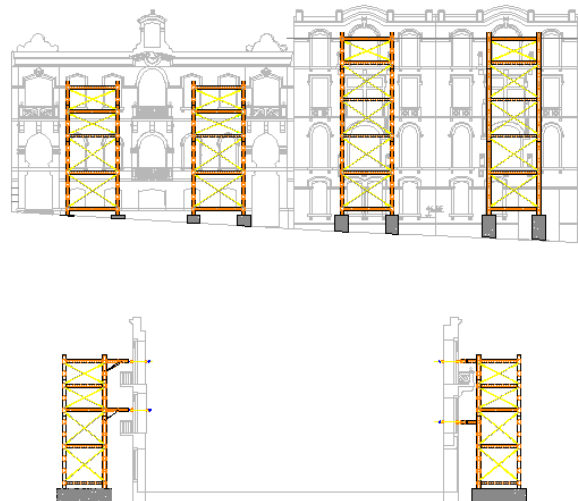


FIGURA 99. ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE FACHADA, ALÇADO PRINCIPAL E CORTE TIPO, ADAPTADO DE [44]

Deste modo, o dimensionamento das microestacas de recalçamento das fachadas seria efectuado somente para esforços axiais e não para acções laterais.

A solução de recalçamento adoptada passou pela construção de vigas de recalçamento, executadas de ambos os lados das parede e ligadas através de mecanismos de costura constituídos por barras pré-esforçadas do tipo GEWI. O suporte vertical das cargas foi assegurado por

duas fiadas de microestacas, sendo a primeira executada no interior do edifício existente e a segunda no exterior do mesmo.

Na fachada principal, as microestacas interiores, por razões de arquitectura, não puderam ser executadas no interior da parede de contenção, pelo que, à semelhança do referido na Secção 5.1.5.2, foi necessário ter em conta os fenómenos de encurvadura no seu dimensionamento. Situação análoga ocorreu nas microestacas de suporte da fachada de tardoz, cuja única diferença foi o tipo de travamento utilizado. No primeiro caso o travamento foi efectuado utilizando cachorros metálicos, enquanto que no segundo se recorreu a troços de laje, betonados inferiormente contra o terreno e localizados à cota das futuras lajes dos pisos enterrado (Figura 100).

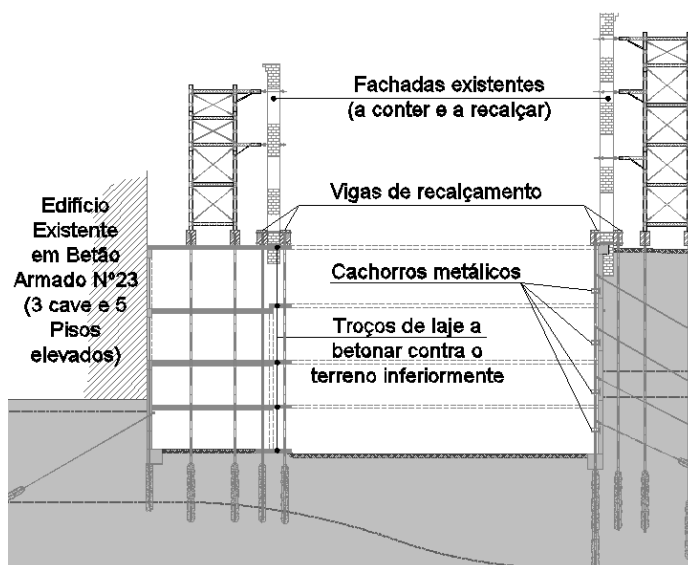


FIGURA 100. CORTE TIPO DA SOLUÇÃO DE RECALÇAMENTO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA, ADAPTADO DE [44].

Este tipo de travamento das microestacas com recurso a troços de laje foi já empregue numa obra com características similares, conforme ilustrado na Figura 101.



FIGURA 101. MICROESTACAS TRAVADAS COM RECURSO A TROÇOS DE LAJE [5].

6.1.4. Dimensionamento da solução

A acção base considerada no dimensionamento da solução foi o peso próprio das paredes a recalçar, estimadas em 290 kN/m [44]. Dado que em todas as paredes foram projectadas duas vigas de recalçamento considerou-se, à partida, que a carga seria repartida igualmente por ambas

6.1.4.1. Microestacas

O cálculo das acções de dimensionamento encontra-se resumido no Anexo II.

Estado limite último de capacidade de carga do terreno

Nesta etapa do dimensionamento, e tendo-se definido que as microestacas seriam injectadas pelo sistema IRS, adoptou-se um coeficiente de segurança das acções de 1.8, correspondendo a uma situação de compressão provisória, de acordo com o apresentado anteriormente na Tabela 4. O coeficiente α (Tabela 5) foi tomado como 1.6 e a tensão de atrito solo-calda (τ_{s-c}) de 350 kPa [44]. O cálculo do comprimento de selagem das diversas microestacas encontra-se sintetizado no Anexo II.

Estado limite último de resistência estrutural

Para o dimensionamento das microestacas considerou-se que os perfis de aço teriam uma tensão de cedência de 560 MPa e as características apresentadas na Tabela 18. O coeficiente de majoração das acções (γ_G) foi considerado de 1.35, visto que se trata de uma situação temporária.

TABELA 18. CARACTERÍSTICAS DAS MICROESTACAS UTILIZADAS.

PERFIL	D _{EXT}	ESPESSURA	CURVA DE ENCURVADURA	A	I	CLASSE DA SECÇÃO	N _{RD}
	[mm]	[mm]		[cm ²]	[cm ⁴]		[kN]
177.5x11.5	177.3	11.5	a	60.1	2087	1	3058
127.0x9.0	127.0	9.0	a	33.4	584	1	1700

O cálculo do esforço normal resistente foi efectuado com base na Equação (5.6), mas desprezando a contribuição da calda. A verificação da segurança ao nível das secções das microestacas encontra-se resumida no Anexo II.

Uma vez que algumas das microestacas são executadas exteriormente às paredes de contenção de terras, foi necessário verificar a sua segurança à encurvadura. No que toca às microestacas localizadas no exterior da fachada principal, confinadas pelo terreno existente, o seu

dimensionamento dispensou a consideração de fenómenos de encurvadura, tendo-se apenas considerado a resistência da secção transversal,

As microestacas interiores da fachada principal foram verificadas à encurvadura em duas situações distintas:

- a) Após o tensionamento do 3º nível de ancoragens e aquando da escavação do último painel até à cota do último cachorro metálico.
- b) Após a conclusão da parede e activação do último nível de ancoragens.

As verificações de segurança de ambas as situações estão efectuadas no Anexo II, de acordo com a metodologia descrita no Capítulo 5.1.5.2 e recorrendo às Equações (5.10) a (5.14).

No caso das microestacas de recalçamento da fachada de tardoz, e uma vez que estes elementos foram dimensionados com travamentos pontuais nos troços de laje, o estado limite de encurvadura foi verificado (Anexo II) para o maior vão entre apoios.

6.1.4.2. Vigas de recalçamento

Acções

As acções a considerar no dimensionamento destes elementos, com secção transversal 0.60 x 1.00 m² [44], são o peso próprio da parede e das próprias vigas de recalçamento, de acordo com a Equação (6.2). O dimensionamento destes elementos segundo o EC2 [37] prevê o cálculo à flexão e ao esforço transverso.

$$p_{sd} = \left(\frac{pp_{parede}}{2} + pp_{viga} \right) \times \gamma_G = \left(\frac{290}{2} + 0.6 \times 1.0 \times 25 \right) \times 1.5 = 240 \text{ kN/m} \quad (6.2)$$

Os esforços de dimensionamento destes elementos foram obtidos recorrendo a modelos de viga contínua, com apoios fixos na posição das microestacas, com o programa de elementos finitos *SAP2000*.

Flexão

A verificação da segurança à flexão é apresentada no Anexo II. Por simplicidade adoptaram-se os maiores esforços registados nos diferentes modelos, possuindo todas as vigas a mesma pormenorização. Neste cálculo foram utilizadas as Equações (6.3) a (6.5) e considerado aço com uma tensão de cedência de 435 MPa.

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} \quad (6.3)$$

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.42 \times \mu}}{1.21} \quad (6.4)$$

$$A_s = \frac{\omega b d f_{cd}}{f_{yd}} \quad (6.5)$$

Nas expressões anteriores, M_{sd} corresponde ao momento flector de dimensionamento, b à largura da viga, d à sua altura útil, enquanto f_{cd} e f_{yd} traduzem as tensões de cedência do betão e aço adoptado respectivamente. μ e ω representam o momento flector reduzido e a percentagem mecânica de armadura.

Esforço Transverso

A verificação ao esforço transverso (Anexo II) foi efectuada calculando as compressões nas bielas e a armadura (estribos) necessários na peça, contabilizando a armadura de suspensão. Deste modo, recorreram-se nestas verificações às Equações (5.51) e (5.52).

6.1.4.3. Ligação viga/parede

O cálculo do pré-esforço a aplicar na ligação viga/parede seguiu, tal como enunciado na Secção 5.1.5.3, duas verificações. Que as forças de tracção resultantes do modelo de escoras e tirantes fossem equilibradas pelos varões pré-esforçados e, simultaneamente, qual a compressão a instalar para assegurar a transmissão de carga por atrito entre as parede e as vigas.

O critério inicial foi verificado arbitrando uma inclinação das bielas de compressão de cerca 45° (Figura 102), o que se traduz numa força de tracção a suportar pelos varões pré-esforçados igual ao peso da parede a recalçar.

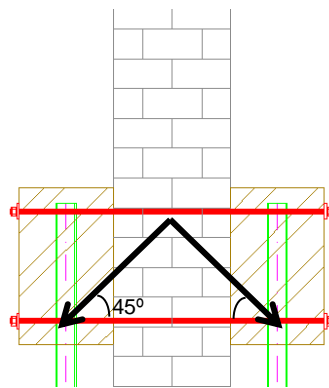


FIGURA 102. INCLINAÇÃO DAS BIELAS DE COMPRESSÃO DO MODELO DE ESCORAS E TIRANTES.

A utilização de varões de 32 mm ditou que a força aplicável máxima em cada um deles fosse de cerca de 150 kN (Equação (6.6)), o que corresponde à utilização de um factor de segurança à rotura de 2.75, dentro do intervalo de valores avançado no Capítulo 4.3.

$$F_{m\acute{a}x} = \frac{A_{var\grave{a}o} \times f_{yd}}{FS} = \frac{804 \times 500}{2.75} \times 10^{-3} \approx 150 \text{ kN} \quad (6.6)$$

O segundo critério, relacionado com a força resistente ao corte na interface parede/viga, recorreu à Equação (5.53) para determinar qual a força de compressão necessária para assegurar a transmissão da carga. Na referida expressão, e à semelhança do que foi avançado no Capítulo 4.3, desprezou-se a contribuição da resistência ao corte do material constituinte da parede (alvenaria) e considerou-se um coeficiente de atrito (μ) de 0.7, correspondente a uma superfície rugosa e devidamente limpa e preparada. A verificação de segurança encontra-se sintetizada no Anexo II. De realçar que o critério do número de varões a adoptar teve por base não só o cálculo do esforço resistente (V_{RD}) mas também a colocação em obra de pelo menos 2 varões pré-esforçados nos nembos da fachada.

6.1.4.4. Estado limite de utilização

A verificação de serviço da solução de recalçamento passou pela estimativa do assentamento elástico das microestacas, de acordo com as Equações (5.56) e (5.57), assumindo, de forma conservativa, que o comprimento livre do elemento corresponde à distância entre a base da viga de recalçamento e o início do bolbo de selagem. Esta verificação encontra-se sintetizada na Tabela 19. De realçar que neste cálculo foi tida em conta para a rigidez axial do elemento tanto a secção de aço como a secção da calda de cimento, tomada com um módulo de elasticidade de 20 GPa.

TABELA 19. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO.

FACHADA	PERFIL UTILIZADO	COMPRIMENTO LIVRE [m]	EA [kN]	N [kN]	Δ_{el} [mm]
Principal (interior)	177.5x11.5	14.5	1578038	870	8.0
Tardoz Principal (exterior)	127.0x9.0	14.5	853901	435	7.4

Para confirmação destes valores foram construídos modelos numéricos axissimétricos, recorrendo ao software *PLAXIS 2D*, conforme ilustrados na Figura 103, tendo-se obtido os assentamentos apresentados na Tabela 20.

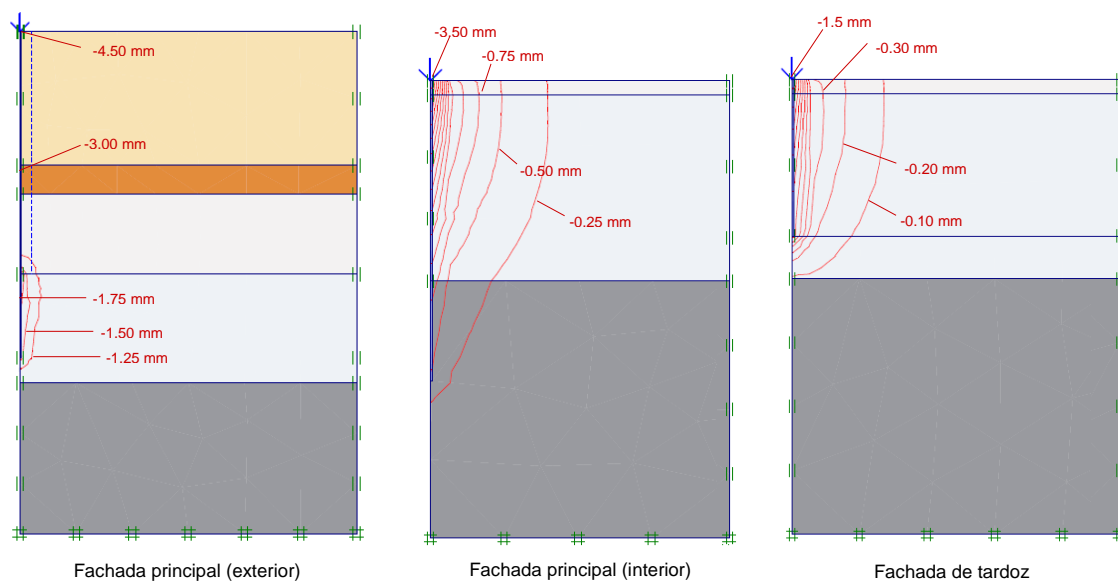


FIGURA 103. MODELOS DE CÁLCULO PRODUZIDOS EM PLAXIS 2D PARA AS DIVERSAS SITUAÇÕES COM AS ISOLINHAS DE DESLOCAMENTOS.

De realçar que, com esta metodologia, se obtiveram valores ligeiramente distintos dos estimados elasticamente. Com efeito, no caso de microestacas executadas no solo, a estimativa elástica do assentamento aparente ser algo conservativa quando comparada com os valores obtidos pelo programa de cálculo. No entanto, nas microestacas executadas no exterior das paredes de contenção de terras, ao assentamento estimado pelo programa *PLAXIS 2D* foi somado o encurtamento elástico troço de microestaca fora do solo, o que resultou em valores finais do assentamento ligeiramente superiores aos estimados anteriormente.

TABELA 20. ASSENTAMENTOS ESTIMADOS RECORRENDO AO PROGRAMA PLAXIS 2D.

FACHADA	PERFIL UTILIZADO	$\Delta_{\text{encurtamento}}$ [mm]	$\Delta_{\text{assentamento}}$ [mm]	Δ_{total} [mm]
Principal (interior)	177.5x11.5	7.7	3.5	11.2
Principal (exterior)	127.0x9.0	-	4.5	4.5
Tardo:	127.0x9.0	7.1	1.5	8.6

Uma vez que, por um lado os valores de assentamento obtidos são bastante inferiores ao limite estipulado de 50 mm, e por outro as microestacas ao estarem dispostas com espaçamentos regulares e sujeitas a carregamentos idênticos, não incorrem em assentamentos diferenciais, considera-se verificado o estado limite de utilização.

6.2. Quarteirão da Portugália em Arroios

6.2.1. Introdução

A cervejaria e fábrica Portugália, na Avenida Almirante Reis, são os alvos de uma reabilitação no âmbito de um projecto já aprovado pela Câmara Municipal de Lisboa que visa, não só dar um novo fôlego ao quarteirão em questão, que albergava a abandonada e decrépita fábrica de cerveja, como também a revitalização da zona de Arroios (Figura 104).



FIGURA 104. LOCALIZAÇÃO DA OBRA [46].

Segundo a publicação diária o PÚBLICO [47], fontes da Câmara de Lisboa encaram a intervenção no chamado quarteirão da Portugália como uma reabilitação "com as necessárias adaptações", dos edifícios da fábrica e da cervejaria Portugália, que constam do Inventário Municipal do Património do Plano Director Municipal. Já as antigas instalações da Central de Cervejas ("afectas aos respectivos escritórios, adegas e áreas de fabrico"), também incluídas no inventário, vão ser demolidas atendendo à sua "obsolescência" e à "complexidade de que se revestiria a adaptação das estruturas às novas funcionalidades".

O empreendimento terá uma área de construção de cerca de 30 mil metros quadrados, destinados a habitação, escritórios e lojas e será da responsabilidade do arquitecto Luís Casal Ri-

beiro. No total haverá 220 fogos, muitos dos quais “de tipologias habitacionais mais baixas e adaptadas às actuais necessidades”, e 542 lugares de estacionamento. O projecto foi já aprovado em 2006, no entanto, sofreu algumas alterações com o intuito de assegurar “a reconversão e a salvaguarda dos valores arquitectónicos e patrimoniais presentes no quarteirão da Portugália, a par da introdução de edificação nova para novas funcionalidades”.

Os trabalhos a terem lugar neste projecto incluem não só o recalçamento das fachadas do edifício da Antiga Fábrica da Cerveja e da actual Portugália, como também a escavação de quatro pisos enterrados e a respectiva contenção periférica. Dado o grau de complexidade da obra, focar-se-ão nesta dissertação somente os principais aspectos relativos ao recalçamento das fachadas da actual cervejaria Portugália, executada já em betão armado.

6.2.2. Condicionamentos

Atendendo à necessidade de preservar a integridade das fachadas tanto da cervejaria Portugália como da Antiga Fábrica de Cerveja, e uma vez que esta última é constituída por alvenaria estrutural, foi necessário conceber uma solução que, à partida, limitasse a ocorrência de vibrações ao longo dos trabalhos. O restante lote a intervir (Figura 105), ocupado pelas instalações mais recentes da fábrica e pelos edifícios de escritórios, datados da década de 70, não causaram grandes restrições, uma vez que a sua demolição foi executada *a priori*.



FIGURA 105. REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DAS CONFRONTAÇÕES DO LOTE A INTERVENCIÓNAR, ADAPTADO DE [46].

O grande desafio desta fase da obra, e ao contrário do caso de estudo anterior, foi a necessidade de prever o recalçamento das fachadas/elementos verticais de suporte da zona assinala-

da na Figura 106, sem nunca proceder a quaisquer trabalhos de demolição do edifício da cervejaria. Deste modo, possibilita-se a escavação do terreno abaixo da estrutura existente, entre 1.70 m a 3.20 m de profundidade, sem grande interferência na superestrutura, nas localizações indicadas na planta da Figura 107.

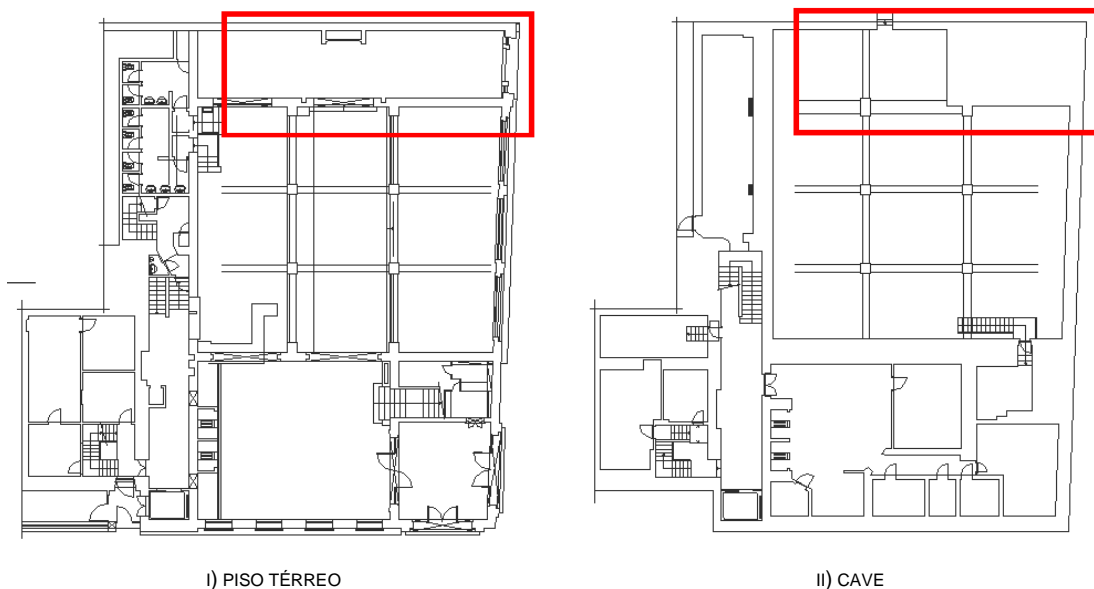


FIGURA 106. PLANTAS DE ARQUITECTURA DA ACTUAL CERVEJARIA PORTUGÁLIA, ADAPTADO DE [46].

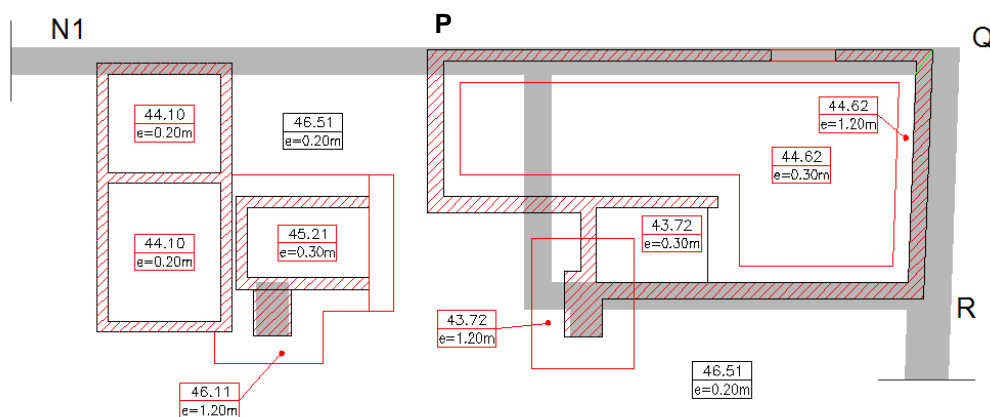


FIGURA 107. ESTRUTURAS E ELEMENTOS CONTEMPLADOS NO PROJECTO DE ESTABILIDADE, ADAPTADO DE [48].

A campanha de prospecção realizada permitiu, tendo por base os resultados obtidos nas sondagens realizadas, bem como a informação bibliográfica disponível e o reconhecimento efectuado ao local dos trabalhos, individualizar 4 zonas geotécnicas distintas. Os seus parâmetros geomecânicos, sintetizados na Tabela 21, foram calibrados considerando ainda a experiência adquirida em obras similares, em condições geológicas e geotécnicas semelhantes.

TABELA 21. PARÂMETROS GEOMECÂNICOS DOS DIFERENTES EXTRACTOS DE SOLO, ADAPTADO DE [46].

ZONA GEO-TÉCNICA	TIPO DE TERRENO	ÂNGULO DE ATRITO INTERNO ϕ' (°)	COESÃO C' (KPA)	γ (KN/M ³)	MÓDULO DE DEFORMABILIDADE E_s (MPA)
ZG3	Aterros	28	-	18	-
ZG2	Aluviões	25	-	19	-
ZG1B	Miocénico (Areias, Siltes arenosos e Siltes margosos) com NSPT < 60 pancadas	30	15	20	15
ZG1A	Miocénico (Areias, Siltes arenosos e Siltes margosos) com NSPT \geq 60 pancadas	30	50	20	50

As fachadas a preservar, desta feita executadas já em betão armado, confrontam com a Rua António Pedro (Figuras 108 e 109) e para o interior do lote. Como tal, e visto que se trata de uma zona densamente urbanizada na cidade de Lisboa, embora a intervenção seja efectuada em grande medida no interior dos edifícios existentes, considerou-se indispensável que a solução proposta minimizasse o impacto no normal funcionamento das estruturas e das infraestruturas vizinhas, bem como permitisse o contínuo funcionamento, ainda que com algumas restrições, da actual cervejaria.

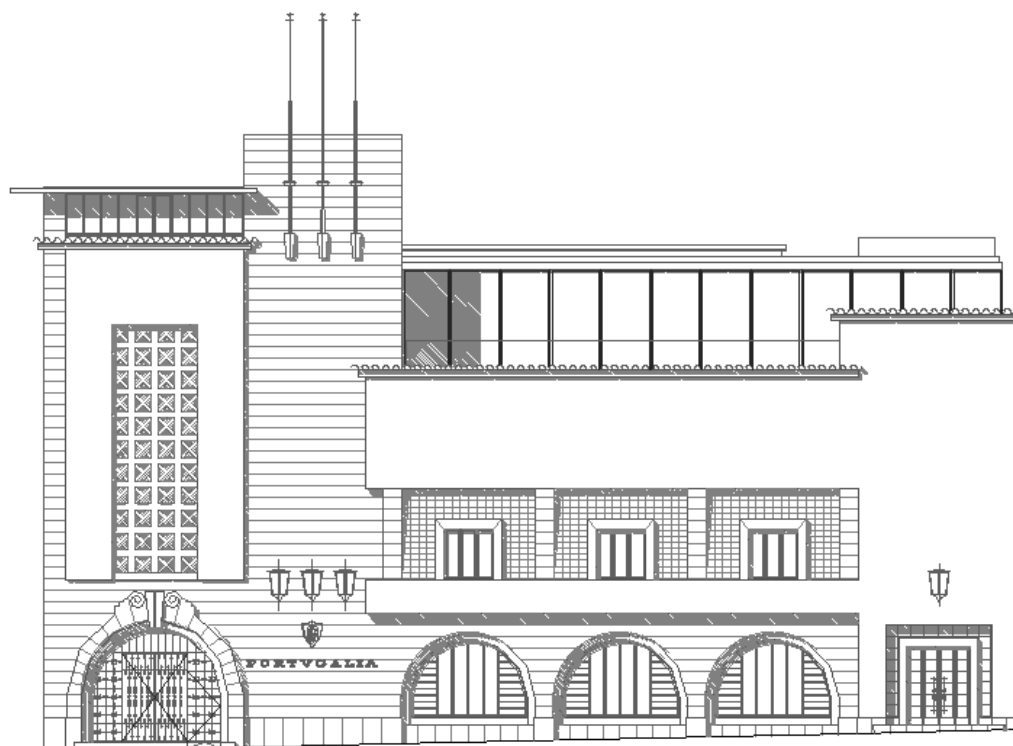


FIGURA 108. REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DA FACHADA PRINCIPAL A CONSERVAR, QUE CONFRONTA COM A RUA PASCOAL DE MELO, ADAPTADO DE [49].



FIGURA 109. FOTOGRAFIA DE UMA DAS FACHADAS A CONSERVAR, QUE CONFRONTA COM O INTERIOR DO RECINTO DE OBRA [5].

6.2.3. Solução proposta

A solução de recalçamento adoptada (Figura 110) foi algo similar à enunciada no exemplo anterior. Contudo, a necessidade de recalçar diversos elementos bastante próximos em planta, aliada à concepção de uma solução de contenção de terras, tornou a solução final algo complexa.

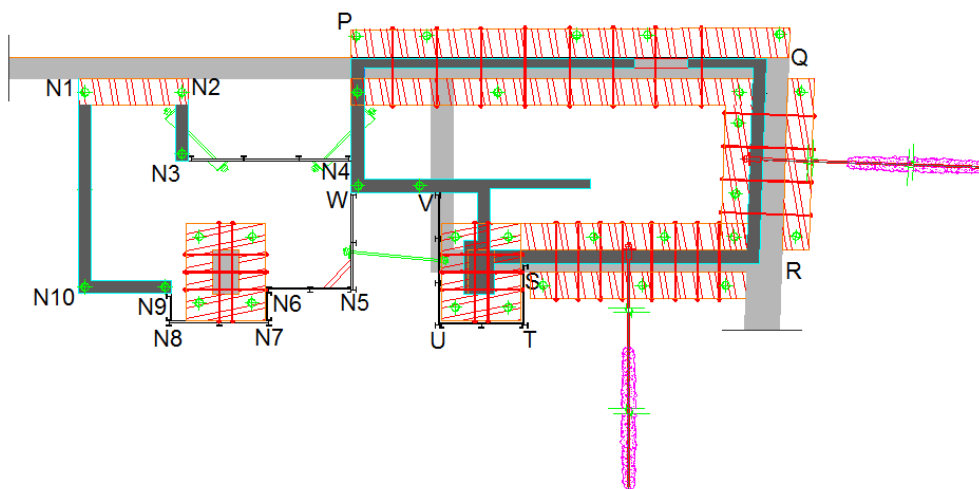


FIGURA 110. ESQUEMA DA SOLUÇÃO PROPOSTA, ADAPTADO DE [46].

Com efeito, adoptaram-se, nos troços em que tal foi possível (P-Q, Q-R e R-S), vigas de recalçamento, executadas de ambos os lados das parede e ligadas através de mecanismos de cos-

tura constituídos por barras pré-esforçadas do tipo GEWI. O encaminhamento vertical das cargas, incluindo as forças resultantes das ancoragens, foi assegurado por duas fiadas de microestacas, uma de cada lado da parede.

Por razões construtivas, como um dos troços de parede (N1-N2) a recalçar estava apenas acessível do lado interior da parede, projectou-se nessa zona apenas uma viga de recalçamento, cuja ligação ao elemento é assegurada pela execução de ferrolhos que permitam a transmissão devida dos esforços. Naturalmente que as microestacas de suporte são executadas no lado acessível da parede.

Nos pilares a recalçar, a solução adoptada passou pela execução de uma viga em betão armado em seu redor, pré-esforçada contra o elemento através de barras do tipo GEWI, com microestacas de suporte nos seus cantos.

Dos elementos anteriores, os trechos de parede P-Q e Q-R são executados ao nível do arruamento (piso térreo), enquanto que a restante solução é executada a partir da cave do edifício. Todas microestacas interiores que, por razões de arquitectura, não puderam ser executadas no interior das paredes de contenção de terras, foram dimensionadas tendo em conta os fenómenos de encurvadura.

O travamento dos muros de contenção de terras foi efectuado com recurso ou a ancoragens ou a tirantes e escoras, quando possível. Estes muros foram projectados com soluções de Berlim definitiva quando coincidiam com paredes definitivas do projecto de estabilidade, ou com soluções de Berlim provisório onde tal não se verificava, facilitando assim a sua posterior remoção.

6.2.4. Dimensionamento da solução

As acções consideradas no dimensionamento da solução tiveram por base o plano de cargas indicado na Figura 111, fornecido pelo projectista do projecto de estabilidade.

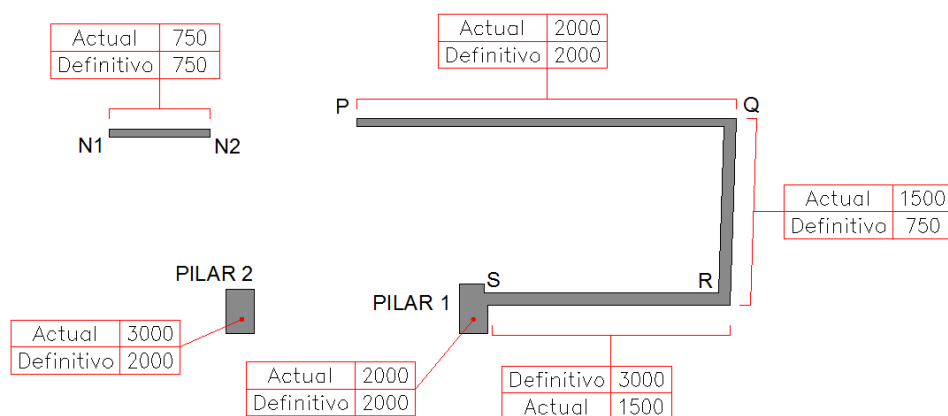


FIGURA 111. PLANO DE CARGAS PARA OS ELEMENTOS A RECALÇAR, ADAPTADO DE [46].

6.2.4.1. Microestacas

De forma similar ao apresentado no exemplo anterior, os esforços em cada microestaca foram calculados a partir do plano de cargas apresentado, juntamente com o peso das paredes de contenção de terras e a componente vertical do pré-esforço das ancoragens.

Este cálculo para todas as microestacas encontra-se resumido no Anexo III. De realçar que nas situações em que existem duas vigas de recalçamento as cargas do plano anterior são igualmente divididas por ambas.

Estado limite último de capacidade de carga do terreno

Nesta etapa do dimensionamento, e tendo-se definido que as microestacas seriam injectadas pelo sistema IRS, adoptou-se um coeficiente de segurança das acções de 1.8, correspondendo a uma situação de compressão provisória, de acordo com o apresentado anteriormente na Tabela 4. O coeficiente α (Tabela 5) foi tomado como 1.6 e a tensão de atrito solo-calda (τ_{s-c}) de 350 kPa [50]. O cálculo do comprimento de selagem das diversas microestacas encontra-se sintetizado no Anexo III.

Estado limite último de resistência estrutural

Para o dimensionamento das microestacas considerou-se que os perfis de aço teriam uma tensão de cedência de 560 MPa e as características apresentadas na Tabela 22. O coeficiente de majoração das acções (γ_G) foi considerado de 1.35, visto trata-se de uma situação temporária.

TABELA 22. CARACTERÍSTICAS DAS MICROESTACAS UTILIZADAS.

PERFIL	D _{EXT} [mm]	ESPESSURA [mm]	CURVA DE ENCURVADURA	A [cm ²]	I [cm ⁴]	CLASSE DA SECÇÃO	N _{RD} [kN]
88.9x9.5	88.9	9.5	a	23.7	189	1	1206
127.0x9.0	127.0	9.0	a	33.4	584	1	1700
139.7x9.0	139.7	9.0	a	37.0	793	1	1881

O cálculo do esforço normal resistente foi efectuado com base na Equação (5.6), mas desprezando a contribuição da calda. A verificação da segurança ao nível das secções das microestacas encontra-se resumida no Anexo III.

Uma vez que as microestacas interiores dos alçados P-Q, Q-R e R-S são executadas exteriormente às paredes de contenção de terras, foi necessário verificar a sua segurança à encurva-

dura. De forma similar, o dimensionamento das microestacas de recalçamento dos pilares e do alçado N1-N2 tiveram em consideração os fenómenos de encurvadura.

Estas verificações de segurança, efectuadas sempre para o maior dos vãos livres, estão sintetizadas no Anexo III, de acordo a metodologia descrita no Capítulo 5.1.5.2 e recorrendo às Equações (5.10) a (5.14).

As microestacas interiores da fachada Q-R foram verificadas à encurvadura em duas situações distintas, nomeadamente:

- a) Após o tensionamento da 2ª ancoragem e aquando da escavação do último painel até à base da parede;
- b) Após a conclusão da parede e activação da última ancoragem.

6.2.4.2. Vigas de recalçamento

Acções

As acções a considerar no dimensionamento destes elementos, com secção transversal 0.60 x 0.80 m² [46], são as cargas fornecidas o peso próprio da parede e das próprias vigas de recalçamento, de acordo com a Equação (6.7). O dimensionamento destes elementos segundo o EC2 [37] prevê o cálculo à flexão e ao esforço transverso.

$$p_{sd} = \left(\frac{Q_{actual}}{n^{\circ}_{vigas} \times L_{viga}} + pp_{viga} \right) \times \gamma_G \quad (6.7)$$

As cargas actuantes nas vigas estão sintetizadas na Tabela 23

TABELA 23. CARGAS ACTUANTES DE DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DE RECALÇAMENTO.

FACHADA / ELEMENTO	P-Q	Q-R	R-S	N1-N2	PILAR 1	PILAR 2
p_{sd} [kN/m]	243	266	468	468	955	1425

Os esforços de dimensionamento dos vários elementos foram obtidos recorrendo a modelos de viga contínua, com apoios fixos na posição das microestacas, com o programa de elementos finitos *SAP2000*.

Flexão

A verificação da segurança à flexão é apresentada no Anexo III para todas as vigas de recalçamento. Nestes cálculos foram utilizadas as Equações (6.3) a (6.5) e considerado aço com uma tensão de cedência de 435 MPa.

Esforço Transverso

A verificação ao esforço transverso (Anexo III) foi efectuada calculando as compressões nas bielas e a armadura (estribos) necessários na peça, contabilizando a armadura de suspensão. Deste modo, recorreu-se nestas verificações às Equações (5.51) e (5.52).

6.2.4.3. Ligação viga/elemento

Nos alçados/elementos em que esta ligação foi assegurada pela aplicação de pré-esforço, tal como enunciado no Capítulo 5.1.5.3 e aplicado no exemplo anterior, efectuaram-se duas verificações. Que as forças de tracção resultantes do modelo de escoras e tirantes fossem equilibradas pelos varões e, simultaneamente, qual a compressão a instalar para assegurar a transmissão de carga por atrito entre as parede e as vigas.

O critério inicial foi verificado arbitrando uma inclinação das bielas de compressão de cerca 45° (Figura 102), o que se traduz numa força de tracção a suportar pelos varões pré-esforçados igual ao peso da parede a recalçar.

A utilização de varões de 32 mm ditou que a força aplicável máxima em cada um de cerca de 150 kN (Equação (6.6)), o que corresponde à utilização de um factor de segurança à rotura de 2.75, dentro do intervalo de valores avançado no Capítulo 4.3.

Para o segundo critério, relacionado com a força resistente ao corte na interface parede/viga, recorreu-se à Equação (5.53) para determinar qual a força de compressão necessária para assegurar a transmissão da carga. Na referida expressão, considerou-se um coeficiente de atrito (μ) de 0.7 e um parâmetro c de 0.4, correspondentes a uma superfície rugosa, devidamente preparada para o efeito. A verificação de segurança encontra-se sintetizada no Anexo III.

No alçado N1-N2, uma vez que só se tem acesso à parede de um dos seus lados, a ligação entre a viga de recalçamento e a parede (Anexo III) foi efectuada recorrendo a ferrolhos submetidos ao corte, de acordo com a Equação (5.55).

6.2.4.4. Estado limite de utilização

A verificação de serviço da solução de recalçamento passou pela estimativa do assentamento elástico das microestacas, de acordo com as Equações (5.56) e (5.57), assumindo, de forma conservativa, que o comprimento livre do elemento corresponde à distância entre a base da viga de recalçamento e o início do bolbo de selagem. Nos alçados em que foram contempladas

microestacas com diferentes comprimentos foram adoptados, nesta verificação, e de forma conservativa, o maior dos valores. Este procedimento encontra-se sintetizado no Anexo III, apresentando-se igualmente a modelação e respectivos resultados desta verificação que resultou do software de elementos finitos *PLAXIS 2D*.

Uma vez que, por um lado, os valores de assentamento obtidos são bastante inferiores ao limite estipulado de 50 mm e, por outro, as microestacas ao estarem dispostas com espaçamentos regulares e sujeitas a carregamentos idênticos, não incorrem em assentamentos diferenciais. Considerou-se assim verificado o estado limite de utilização.

6.3. Motel Montijo

6.3.1. Introdução

O projecto sintetizado em seguida refere-se ao empreendimento “Motel do Montijo”, cujo recinto de obra se encontra identificado na Figura 112.

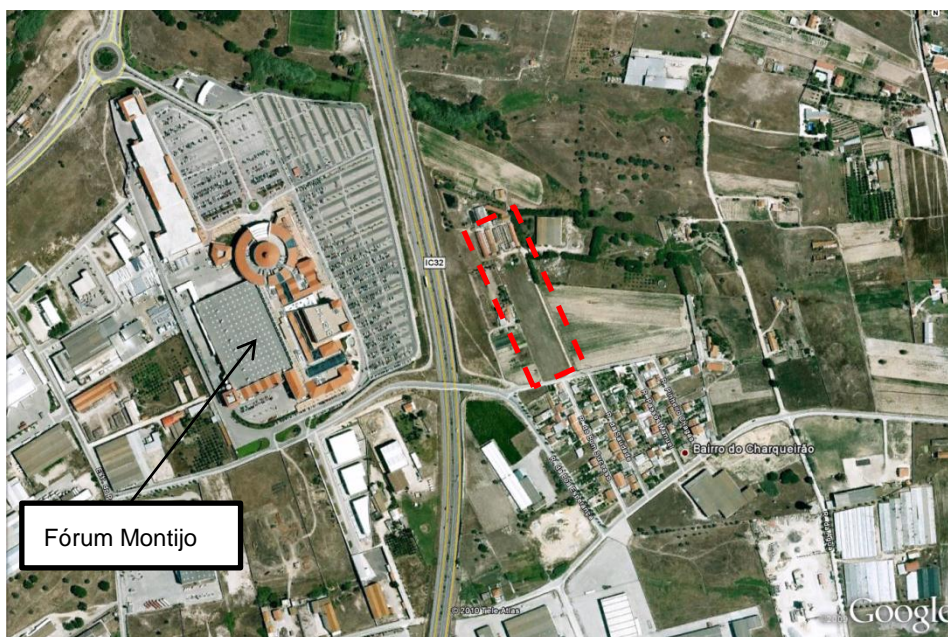


FIGURA 112. LOCALIZAÇÃO DA OBRA [50].

O edifício a intervir, que se encontra em construção à data da elaboração deste projecto, dispõe de médio porte, com 1 piso elevado e dispendo de uma área em planta de cerca de 2550 m² (Figura 113).

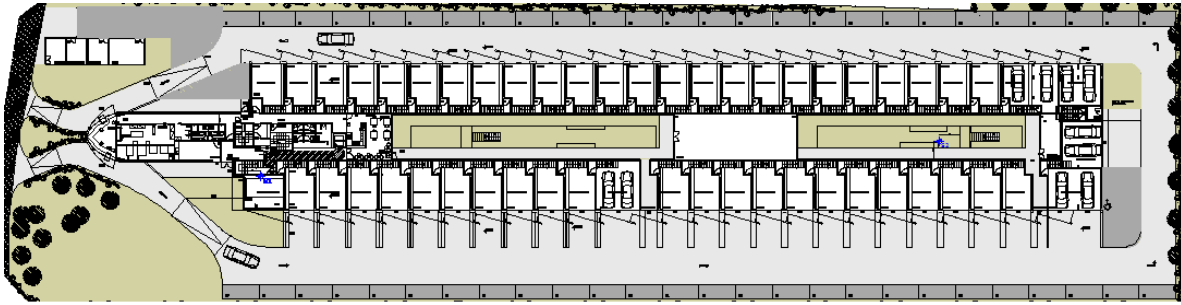


FIGURA 113. PLANTA DO EDIFÍCIO EM CAUSA [51].

Foi verificado que os terrenos ocorrentes no local de implantação da obra, não apresentariam as propriedades mecânicas estimadas e admitidas na fase inicial de projecto. Assim sendo, e uma vez que a estrutura do edifício já se encontrava parcialmente construída, foi necessário prever uma solução de recalçamento/tratamento das fundações [50].

6.3.2. Condicionamentos

A interpretação dos resultados da campanha de prospecção efectuada após o início dos trabalhos sugere, que à cota actual de fundação do edifício (aproximadamente 0.60m abaixo das cotas das bocas dos ensaios), ocorrem solos de compacidade variável entre muito solto a medianamente compacto, com algumas intercalações de materiais compactos até profundidades máximas detectadas compreendidas entre 3.7m e 5.1m.

Com base nos resultados obtidos nas sondagens efectuadas, foi reconhecida a “Formação de Santa Marta”, caracterizada por uma alternância de [50]:

- Areias médias a finas e médias a grosseiras, com componente argilosa e siltosa variável, de tons acinzentados claros, amarelados e alaranjados, por vezes micáceas, com seixo quartzoso e pontualmente com a intercalação de argilas siltosas cinzentas;
- Argilas siltosas e silto-arenosas, cinzentas, com laivos alaranjados, micáceas, por vezes com passagens mais arenosas. Nos ensaios de penetração dinâmica (SPT) realizados nesta formação pliocénica foram registados valores de NSPT compreendidos entre 7 e 37 até cerca de 12.5 a 15.0 m de profundidade.

Subjacentemente e até às profundidades máximas prospectadas foram interceptadas areias médias a grosseiras, cinzentas a amarelas, levemente argilosas, por vezes com raros seixos quartzosos, tendo-se obtido, nos ensaios realizados, valores de NSPT compreendidos entre 49 e 60 pancadas.

As estimativas dos parâmetros geomecânicos das diferentes camadas intersectadas nas sondagens encontram-se sintetizadas na Tabela 24.

TABELA 24. PARÂMETROS GEOMECÂNICOS DOS DIFERENTES EXTRACTOS DE SOLO, ADAPTADO DE [50].

TIPO DE TERRENO	N _{SPT}	ÂNGULO DE ATRITO INTERNO ϕ' (°)	COESÃO C' (kPa)	MÓDULO DE DEFORMABILIDADE E _s (MPa)
Argilas siltsosas	7 - 32	-	40 – 150	8 - 30
Areias argilosas/argilas arenosas	12 - 43	30 - 35	-	15 - 40
Areias argilosas/argilas arenosas	> 49	36 - 38	-	60 - 90

O Projecto de Estabilidade do edifício contemplou a execução de sapatas de fundação directa, tendo estas sido dimensionadas para uma tensão admissível de 300 kPa (fruto de resultados de uma campanha de prospecção inicial). No entanto, e atendendo aos resultados posteriores, foi possível apurar que, para garantia a tensão admissível adoptada em projecto, as fundações teriam de ser fundadas a partir de cerca de 9.5m de profundidade abaixo das cotas actuais. O que atendendo igualmente à heterogeneidade de características de resistência e de deformabilidade do terreno de fundação, em planta e profundidade, ditou o recurso a uma solução de tratamento do maciço ou à execução de fundações indirectas.

Atendendo a que a estrutura do edifício já se encontrava parcialmente executada, a solução de tratamento do terreno de fundação teve de atender à obrigatoriedade de ser executada com recurso a equipamentos ligeiros, que pudessem operar no pé direito encontrado no piso 0 do edifício em causa, bem como manobrar no interior do mesmo, de modo a aceder à localização prevista para a execução do tratamento.

6.3.3. Solução proposta

De acordo com a informação disponibilizada e atendendo às características geomecânicas dos terrenos existentes no local da intervenção, optou-se por propor e por conceber uma solução de recalçamento por meio de colunas de *jet grouting*, as quais serão executadas sob as sapatas do edifício através de carotes feitas nas mesmas. Considerou-se que este tipo de solução seria, pelas suas características, adequada ao cenário geológico-geotécnico, hidrogeológico e aos restantes condicionamentos presentes, nomeadamente, o porte do edifício, as cargas transmitidas às fundações e o facto de a estrutura já se encontrar parcialmente construída.

As colunas de *jet grouting* têm como objectivo a transmissão das cargas da estrutura do edifício, quer por ponta, quer por resistência lateral, a estratos mais profundos e mais competentes que aqueles em que foram fundadas as sapatas existentes.

A geometria da solução de reforço é a apresentada nas Figuras 114 e 115. De realçar que a disposição geométrica adoptada teve por base duas considerações essenciais. Em primeiro, lugar assegurar a adequada transmissão das cargas actuantes ao solo e, por outro lado, ter o cuidado de assegurar que a área de contacto entre a fundação existente e o solo seria sempre superior a metade da área das sapatas. Dadas as cargas aplicadas nesta fase da obra ao nível das fundações, considerou-se suficiente, durante o tempo de presa das colunas de *jet*, a referida área de contacto.

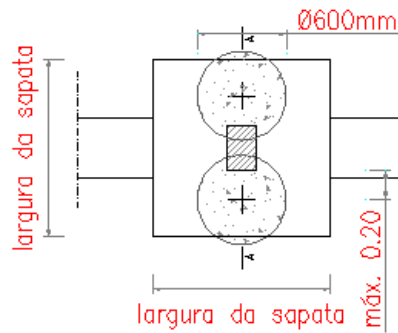


FIGURA 114. ESQUEMA DA SOLUÇÃO DE RECALÇAMENTO EM PLANTA, ADAPTADO DE [50].

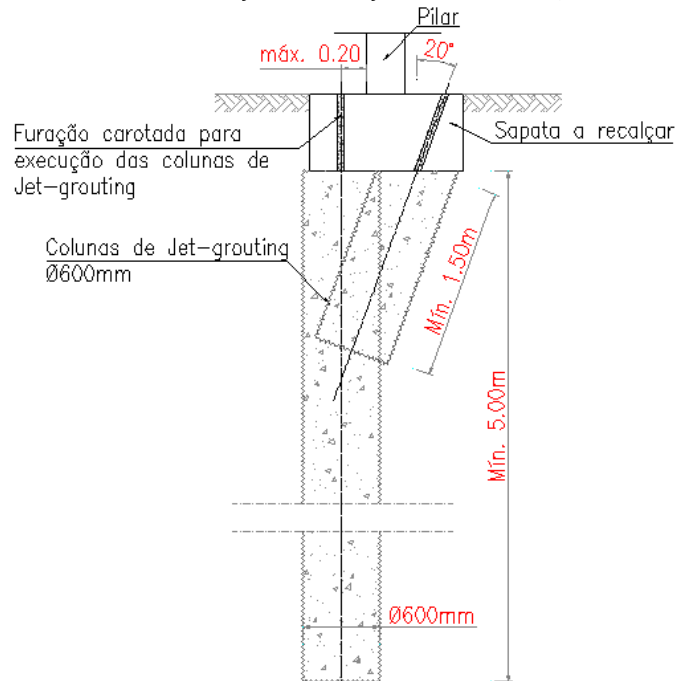


FIGURA 115. CORTE TIPO DA SOLUÇÃO DE RECALÇAMENTO, ADAPTADO DE [50].

Neste sentido, foram projectadas duas colunas de *jet* em cada sapata, sendo que a coluna que se estende até ao estrato competente foi definida de modo a assegurar o comprimento necessário para que, em serviço, seja possível a transmissão integral das cargas a que estarão sujeitas por resistência lateral. Todavia, e para minimizar a assimetria causada pela execução de uma só coluna na solução final, propôs-se a realização de uma segunda coluna, executada simetricamente em planta à primeira, que, por não ser necessária para resistir às acções actuantes, foi projectada com uma determinada inclinação, propagando-se até intersectar o primeiro corpo de *jet*.

De modo a evitar a perda provisória de capacidade portante das sapatas do edifício aquando da execução das colunas de *jet grouting* sob as mesmas, propôs-se que as colunas fossem realizadas aos pares e desfasadas na sua execução, de modo a assegurar que fosse garantida a resistência de, pelo menos, uma das colunas, aquando a execução da seguinte.

A profundidade das colunas foi definida de modo a assegurar o comprimento necessário para que a transmissão integral das cargas fosse efectuada por atrito lateral. Por outro lado, foi também tida em conta no estudo da solução a problemática da liquefacção do solo de fundação, uma vez que este tratamento do solo de fundação, para além de conferir as necessárias propriedades resistentes para fundação do edifício, proporciona um aumento da resistência às acções cíclicas de corte, reduzindo o potencial de liquefacção. Assim, procurou-se assegurar que, perante uma perda de propriedades mecânicas dos solos quando sujeitos à acção sísmica, o comprimento das colunas abaixo dos estratos superficiais, permite assegurar a resistência necessária à garantia da estabilidade..

6.3.4. Dimensionamento da solução

As acções consideradas no dimensionamento da solução tiveram por base o plano de cargas presente no Projecto de Estabilidade [51]. Na Figura 116 apresenta-se parte deste documento, em particular para um dos Blocos do empreendimento. A fim de exemplificar as verificações de segurança a ter em conta neste projecto foi destacada uma das sapatas e o seu respectivo plano de cargas.

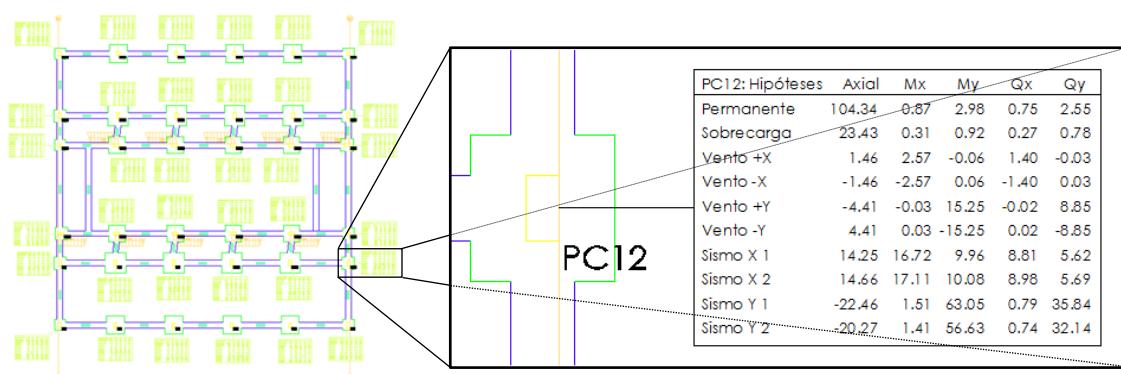


FIGURA 116. PLANO DE CARGAS PARA OS ELEMENTOS A RECALÇAR E PORMENOR DE UMA DAS SAPATAS, ADAPTADO DE [51].

6.3.4.1. Estados limite último

Estado limite último de capacidade de carga do terreno

Nesta etapa do dimensionamento, e dado que as características atribuídas à resistência de ponta são pouco significativas, considerou-se de forma conservativa, que as colunas de *jet* funcionariam, essencialmente, por resistência lateral.

Recorrendo à Equação (5.4), e tendo em conta que o comprimento mínimo das colunas é de 5.0 m, o esforço normal resistente corresponde à soma da resistência de cada uma das camadas de solo existentes. Esta verificação de segurança encontra-se sintetizada no Anexo IV, para um diâmetro de coluna de 600 mm e recorrendo a um factor de segurança de 2.0 (Compressão definitiva), de acordo com a Tabela 4.

Estado limite último de resistência estrutural

Uma vez que as colunas de *jet* foram projectadas com uma tensão de rotura à compressão ($\sigma_{c,Rd}$) de 3.0 MPa, dentro da gama de valores apresentados no Capítulo 5.2.5.1, a verificação à segurança passa pelo cumprimento da condição expressa na Equação (6.8).

$$\sigma_{raro} = \frac{N_{raro}}{\pi \left(\frac{\phi}{4}\right)^2} \leq \frac{\sigma_{c,Rd}}{FS} \quad (6.8)$$

Na expressão anterior σ_{raro} corresponde à tensão rara actuante e ϕ ao diâmetro da coluna de *jet*. O FS toma, tal como anteriormente, o valor de 2.0. Da expressão anterior resulta que a tensão rara actuante é de 505 kPa, e a resistente de 1.5 MPa.

O dimensionamento das colunas de *jet* não teve em conta os momentos flectores resultantes das acções sísmicas de projecto, uma vez que estes são equilibrados à custa das vigas de fundação e não pelas colunas de solo-cimento.

6.3.4.1. Estado limite de utilização

O estado limite de utilização foi verificado recorrendo à Equação (5.62), de acordo com os dados da Tabela 25.

TABELA 25. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO.

N_{raro} [kN]	L [m]	A [m ²]	E [MPa]	Δ_{el} [mm]
142.43	5.0	0.282	1000	2.5

Nesta verificação foi tomado um módulo de deformabilidade para o corpo de *jet* (E) de 1 GPa, valor concordante com os sugeridos no Capítulo 5.2.5.1, tendo-se obtido uma estimativa máxi-

ma do assentamento elástico de 2.5 mm. Para confirmação deste valor foi construído um modelo numérico axissimétrico recorrendo ao software *PLAXIS 2D*, conforme ilustrado na Figura 117, tendo-se obtido um assentamento de cerca de 2.5 mm, coincidente com a estimativa anterior. Atendendo às características estruturais do edifício considerou-se assim verificado o Estado limite de utilização

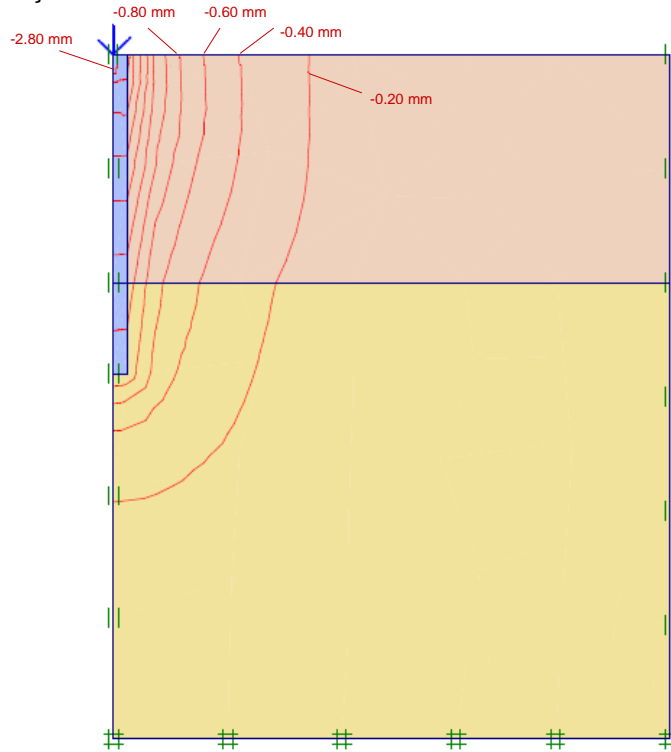


FIGURA 117. MODELO DA COLUNA DE JET NO PROGRAMA *PLAXIS 2D* COM AS ISOLINHAS DE DESLOCAMENTOS.

7. Conclusões e Recomendações de desenvolvimento futuro

7.1. Conclusões

É cada vez mais consensual que a importância atribuída à conservação do património construído se deve estender, de monumentos e edifícios públicos de grande importância, aos edifícios habitacionais e industriais que, isoladamente ou em conjunto, ajudam a entender e a representar as formas como, ao longo do tempo, o homem se organizou, viveu, conviveu e trabalhou.

Por outro lado, o crescimento das grandes áreas urbanas exige ao homem um aproveitamento do espaço físico cada vez mais eficaz. Conjugando esse factor com o desenvolvimento da Engenharia Civil, em particular da Geotecnia, e das técnicas/tecnologias a ela associadas, é actualmente possível construir em condições de segurança sobre solos cujas características os tornariam, à partida, inviáveis. Outro parâmetro que fomenta um contínuo aperfeiçoamento das técnicas na construção civil passa pelo incremento da exigência da sociedade civil, que se tornou mais atenta e sofisticada, obrigando os técnicos a desenvolver estruturas mais competentes, seguras, funcionais e económicas.

A execução de projectos de recalçamento e reforço de fundações, com as características dos analisados nesta dissertação, e a sua implementação em obra apresentam, frequentemente, dificuldades que podem conduzir, em última instância, à revisão do projecto inicialmente elaborado, dando origem a inevitáveis adaptações. Com efeito, e ao contrário de novas edificações onde as cargas transmitidas às fundações podem ser estimadas com rigor, neste tipo de projectos as dificuldades surgem logo nesta etapa, dada a heterogeneidade dos materiais empregues.

Para além disso, um projecto de natureza geotécnica exhibe uma dificuldade acrescida pelo facto do comportamento dos solos nem sempre ser previsível e, como tal, a resposta às soluções adoptadas pode nem sempre ser a esperada. A execução de obras do género das estudadas na presente dissertação, encontra-se ainda fortemente condicionada pela sensibilidade da própria edificação, e dos edifícios existente na sua periferia.

As técnicas construtivas mais frequentemente empregues em operações de recalçamento e reforço de fundações são, conforme apresentadas e discutidas nesta dissertação, o recurso a microestacas e ao *jet grouting*.

A tecnologia de microestacas é utilizada, nas áreas das estruturas e da geotecnia, principalmente como elementos estruturais de transferência de acções para o solo e como limitadores de deformações. Contudo, em virtude das constantes melhorias ao nível de materiais e execução, esta técnica construtiva passou também a ser empregue em fundações especiais e profundas, requerendo uma análise detalhada da sua sensibilidade a fenómenos de encurvadura.

Esta técnica construtiva destaca-se ainda por possibilitar a execução de furos inclinados que, inclusivamente, podem intersectar as fundações existentes, quer se trate de alvenaria ou de uma fundação mais recente em betão. Como tal, a aplicação de microestacas é muito generalizada e versátil, possibilitando a sua execução em espaços limitados. Todavia, na maioria das situações, estes elementos não são executados directamente contra a fundação existente, pelo que é necessário promover uma efectiva ligação entre estes e a estrutura a reforçar, genericamente conseguida à custa de vigas de recalçamento, e através do uso de ferrolhos ou de varões roscados pré-esforçados. Tipicamente os ferrolhos estão associados a recalçamentos onde a fundação é acessível apenas de um dos lados, enquanto que a ligação pré-esforçada exige o acesso a ambas as faces da fundação a recalçar.

No que toca ao recurso a soluções de *jet grouting*, pode afirmar-se que a sua competitividade, quando comparado com outras técnicas de melhoria do solo, é não só dependente das suas características intrínsecas, mas igualmente dos seus custos de aplicação, nos quais de incluem os custos associados ao controlo de qualidade.

Esta técnica construtiva, aplicável a uma gama bastante extensa de solos, pode ser incorporada numa vasta diversidade de situações para além do reforço de fundações, como por exemplo em túneis, em cortinas de estanquidade ou até mesmo em escavações provisórias ou definitivas. De facto, uma das grandes vantagens desta técnica é a boa ligação fomentada entre o material tratado e as estruturas existentes, bem como a possibilidade de realizar este procedimento em espaços exíguos e induzindo baixo nível de ruído e de vibrações.

Contudo, de entre as desvantagens/limitações deste tipo de soluções, destacam-se a exigência de controlo de execução, na possibilidade de ocorrência de movimentos laterais significativos, quando existe um controlo deficiente da execução, e ainda a restrição do seu uso no reforço de fundações com elevadas taxas de assentamentos.

Nos Capítulos 5 e 6 desta dissertação procedeu-se a uma sistematização do conhecimento adquirido acerca da aplicação das técnicas supracitadas. Todavia, e conforme referido ao longo do texto, existem ainda vários aspectos relativos ao dimensionamento deste tipo de soluções que não se encontram contemplados na actual regulamentação. Com efeito, a legislação actual foca essencialmente construção nova, cabendo muitas vezes aos Engenheiros Cívicos o desafio de adaptar as metodologias existentes para aplicação neste tipo de intervenções. Neste sentido, procuraram-se agrupar, num só documento, as verificações de segurança essenciais, bem como alguns dos pressupostos tipicamente utilizados em ambiente de projecto. Os exemplos de aplicação ilustrados, Capítulo 7, pretendem exemplificar as metodologias de cálculo sugeridas, tanto para uma soluções de recalçamento com microestacas, como recorrendo ao tratamento do solo por meio da técnica de *jet grouting*.

Por último, vale ainda a pena salientar a importância dos Planos de Prospecção Geológica-Geotécnica e Estrutural e ainda dos Planos de Instrumentação e Observação (PIO), associados a uma caracterização geológica e geotécnica do terreno de obra em fase de projecto. O PIO torna-se assim numa ferramenta indispensável, pois permite avaliar o desempenho do

edifício quer durante a sua construção, quer na fase de exploração. Assim, e partir dos resultados da campanha de leituras, podem adaptar-se as soluções inicialmente previstas em projecto à realidade em obra, o que para além do controlo do risco geotécnico, pode ainda traduzir-se numa significativa economia.

7.2. Recomendações de desenvolvimento futuro

No que toca ao dimensionamento de soluções de reforço/recalçamento com recurso a microestacas, um dos aspectos chave que ainda não gera consenso entre todas as entidades ligadas à engenharia civil, é a ligação entre os perfis verticais e as vigas/maciços de recalçamento. Com efeito, são de difícil estimativa as tensões de atrito resistentes que se podem gerar nestas superfícies. A metodologia sugerida neste documento, estima estes valores com base nas tensões de aderência aço betão para varões de betão armado.

Contudo, dado que o diâmetro destes elementos é bastante superior aos dos varões de betão armado e a sua superfície menos rugosa, será de esperar que as tensões mobilizadas neste interface sejam distintas. Como tal, uma campanha experimental onde estes fenómenos fossem ensaiados à escala poderiam certamente fornecer intervalos de valores admissíveis para esta grandeza. Deste modo, objectivo principal destes ensaios seria o de obter algum tipo de expressão algébrica, ou sob a forma de gráfico, que permitisse estimar a resistência desta ligação em função do comprimento de amarração da microestaca, do seu diâmetro, do tipo de betão utilizado e da rugosidade da superfície exterior do perfil tubular de aço.

Quanto à problemática do dimensionamento de corpos de *jet*, esta poderia, certamente, ser minorada se ocorresse uma análise conjunta, projectistas/empreiteiros, do elevado número de casos de obra, com vista ao estabelecimento de bases de dados, a partir das quais, e conhecendo os parâmetros que intervêm no procedimento e as características iniciais do solo, fosse possível estimar com algum rigor a geometria final do corpo de *jet*, a sua resistência mecânica e deformabilidade ou até mesmo a permeabilidade do material tratado.

Seria também do maior interesse, o desenvolvimento de métodos de pesquisa indirecta que permitissem identificar anomalias e caracterizar os materiais de fundação, à semelhança dos métodos sónicos utilizados para averiguação da integridade de estacas de betão.

8. Referências bibliográficas

- [1] SANTOS, M., Inferência Bayesiana na Avaliação da Segurança de Fundações em Estacas de Deslocamentos, Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, 2007.
- [2] Instituto Português da Qualidade, *Eurocódigo 7: Projecto geotécnico - Parte 1: Regras gerais (NPEN1997-1:2010)*, Março de 2010, Caparica.
- [3] APPLETON, J., Reabilitação de Edifícios Antigos Patologias e tecnologias de intervenção, Edições Orion, 1ª Edição, Setembro de 2003.
- [4] COELHO, S., *Tecnologia de Fundações*, Edições E. P. G. E., 1ª Edição, Setembro de 1996.
- [5] Arquivo de imagens e fotografias da empresa JetSJ Geotecnia, Lda.
- [6] APPLETON, J., *Construções Em Betão – Nota histórica sobre a sua evolução*, artigo disponível online em <https://woc.uc.pt/darq/getFile.do?tipo=2&id=299>, consultado em 17-07-10.
- [7] BULLIVANT, R., BRADBURY, H., *Underpinning*, Blackwell Science, 1ª Edição, 1996.
- [8] BROOMFIELD, J., *The Repair of Reinforced Concrete*, artigo disponível online em <http://www.buildingconservation.com/articles/concrete/concrete.htm>, consultado em 18-07-10.
- [9] APPLETON, J., COSTA, A., *Mecanismos de Deterioração em Estruturas de Betão Armado*, Apontamentos da cadeira de Reabilitação e Reforço de Estruturas, IST, 1999.
- [10] CARRETO, J., *Jet Grouting. Uma Técnica Em Desenvolvimento*, artigo apresentado no VII Congresso Nacional de Geotecnia, Abril de 2000, Porto.
- [11] RODRIGUES, D., *Jet Grouting – Controlo De Qualidade Em Terrenos Do Miocénico De Lisboa*, Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2009.
- [12] CADDEN, A. et alli, *MICROPILES: RECENT ADVANCES AND FUTURE TRENDS*, artigo apresentado na ASCE, disponível online em <http://www.geosystemsbruce.com/v20/biblio/195%20Micropiles%20-0Recent%20Advances%20and%20Future%20Trends.pdf>, consultado em 24-07-10.
- [13] Comité Europeu de Normalização (CEN), *Execution of special geotechnical works – Micropiles (prEN 14199:2001)*, Junho de 2003, Milão.
- [14] MARTINS, J., MIRANDA, M., *Fundações e Contenção Lateral de Solos – Execução de Estacas*, Faculdade de Ciência e Tecnologia da Universidade Fernando Pessoa, 1ª Edição, 2006, Porto.

- [15] SHONG, L., CHUNG, F, *Design & Construction of Micropiles*, artigo apresentado no Geotechnical Course for Pile Foundation Design & Construction, Setembro de 2003, Ipoh, Malásia.
- [16] ARMOUR, T. et al, *Micropile Design and Construction Guidelines Implementation Manual - Priority Technologies Program (PTP) Project*, FHWA Office of Technology Applications, Junho de 2000.
- [17] Catálogo Dywidag-Systems International DSI, disponível online em <http://www.dsi-america.com/products/geotechnic/dywidag-micropiles/>, consultado em 18-09-10.
- [18] PINTO, A, *Fundações Indirectas por Microestacas e Jet Grouting*, Apontamentos da cadeira de Fundações e Obras Geotécnicas.
- [19] Comité Europeu de Normalização (CEN), *Execution of special geotechnical works – Jet grouting (EN 12716:2001)*, Maio de 2001, Bruxelas.
- [20] CARRETO, J., *Jet grouting. A problemática do dimensionamento e do controlo de qualidade*, Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 1999.
- [21] Catálogo técnico da Hayward Baker Geotechnical Construction Keller, 2004.
- [22] CHOI, R., *Review of the Jet Grouting Method*, Dissertação de Bacharelato, Faculty of Engineering and Survey University of Southern Queensland, Outubro de 2005.
- [23] *Jet Grouting (Ground Modification, Ground Improvement, grouting, Geotechnical construction) Technology Overview*, artigo disponível online em <http://www.jet-grouting.com/jet-grouting-technology/default.asp#WHAT-IS-JET-GROUTING>, consultado a 17-08-10.
- [24] KAIUSSIS, R., TEJADA, F., *O Jet Grouting Como Ferramenta Versátil Para o Tratamento e Melhoramento De Solos*, artigo apresentado no VII Congresso Nacional de Geotecnia, Abril de 2000, Porto.
- [25] SHIBAZAKI, M., OHTA, S., *A unique underpinning of soil solidification utilising super-high pressure liquid jet*, artigo apresentado na Conference on Grouting in Geotechnical Engineering, ASCE, Nova Orleães, EUA, 1982, pp 680-693, citado em CARRETO, J., *Jet grouting. A problemática do dimensionamento e do controlo de qualidade*, Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 1999.
- [26] VALENTE, T., et alli, *Estudo laboratorial de misturas de solo-cimento para aplicação em jet grouting*, artigo apresentado no XI Congresso Nacional de Geotecnia, Abril de 2008, Coimbra.
- [27] BRUCE, D., CADDEN, A., SABATINI, P., *Practical Advice for Foundation Design – Micropiles for Structural Support*, artigo apresentado na GSP 131 Contemporary Issues in Foundation Engineering inserida no Geo-Frontiers 2005, Janeiro de 2005, Austin, Texas, EUA.

- [28] BUSTAMANTE; M., DOIX, B., *Une method pour le calcul de tirants et des micropieux injectés*, Bulletin de Liason des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Ministère de L'Équipement, du Logement, des Transports et de la Mer, 1985, Paris.
- [29] AZIZI, F., *Engineering Design in Geotechnics*, School of Engineering of the University of Plymouth, 2007
- [30] Comité Europeu de Normalização, *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings (EN1994-1-1:2004)*, Dezembro de 2004, Bruxelas.
- [31] Instituto Português da Qualidade, *Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios (NPEN1993-1-1:2010)*, Março de 2010, Caparica.
- [32] SANTOS, J., *Fundações por Estacas acções Horizontais Elementos Teóricos*, Aparentamentos da cadeira de Obras Geotécnicas, IST, Abril de 2008.
- [33] REIS, A., CAMOTIM, D., *Estabilidade Estrutural*, McGraw-Hill, Lisboa, 2001.
- [34] *Steel Push Pier Installation*, artigo disponível online em <http://www.myfoundationrepairs.com/blog/post/2009/03/02/Steel-Push-Pier-Installation.aspx>, consultado a 31-09-10.
- [35] GÓMEZ, J., et alli, *Connection Capacity between Micropiles and Concrete Footings: Interpretation of Test Results and Design Recommendations*, artigo apresentado na GEO³ Conference, Novembro de 2005, Dallas, EUA.
- [36] *REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado*, Decreto-Lei 349-C/83 de 30 Julho, Imprensa Nacional Casa da Moeda, Lisboa, 1986.
- [37] Instituto Português da Qualidade, *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios (NPEN1992-1-1:2010)*, Março de 2010, Caparica.
- [38] PITA, X., PINTO, A., COUTINHO, J., *Earth Retaining and Façades Underpinning Solution of the Building Located at República Av. Nº25 – Lisbon*, artigo apresentado no Geotechnical Challenges in Megacities, Moscovo, Agosto de 2010.
- [39] Comité Europeu de Normalização, *Eurocode 3: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-5: Plated structural elements (prEN1993-1-5:2005)*, Setembro de 2005, Bruxelas.
- [40] MAREK, A., MUHUNTHAN, B., *Seismic Behavior of Micropiles*, Research Office of the Washington State Department of Transportation, Janeiro de 2005.
- [41] TONON, F., MAMMINO, A., *Reliability-Based Design and Construction Issues for a Micropile Foundation in Costa Rica*, artigo apresentado no Practice Periodical on Structural Design and Constructions, pp. 226-237, ASCE, Novembro de 2004.
- [42] XANTHAKOS, P., ABRAMSON, L., BRUCE, D., *Ground Control and Improvement*, John Wiley & Sons, pp 580-683, citado em CARRETO, Joana, *Jet grouting. A problemática do dimensionamento e do controlo de qualidade*, Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 1999.

- [43] BUSTAMANTE; M., GOUVENOT, D., *Dimensionnement des colonnes de jet grouting comme élément porteur et d'ancrage*, artigo apresentado no XYth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istambul, 2001.
- [44] PEREIRA, A., PINTO, A., NEVES, M., *Projecto de Execução de Contenção e Recalçamento de Fachadas, Escavação e Contenção Periférica do Hotel Rosa Araújo*, JetJS Geotecnia, Lda, Agosto de 2010.
- [45] VALSASSINA, F., et alli, *Peças desenhadas do Projecto de Arquitectura do Hotel Rosa Araújo*, FVA – Frederico Valsassina Arquitectos, Lda, Outubro de 2008.
- [46] PEREIRA, A., PINTO, A., NEVES, M., *Projecto de Execução de Contenção e Recalçamento de Fachadas, Escavação e Contenção Periférica do Quarteirão Portugália*, JetJS Geotecnia, Lda, Julho de 2010.
- [47] BOAVENTURA, I., *Fábrica e Cervejaria Reabilitadas no Âmbito de Novo Empreendimento*, artigo publicado na Edição de Lisboa de Segunda-feira, 1 Junho de 2009 do jornal Público, Lisboa, 2009.
- [48] CRUZ, S., et alli, *Projecto de Estabilidade da Fábrica de Cerveja Portugália*, JSJ Estruturas, Lda, Março de 2009.
- [49] RIBEIRO, L., et alli, *Peças desenhadas do Projecto de Arquitectura do Quarteirão Portugália*, Arquitectura e Urbanismo, Lda, Julho de 2008.
- [50] PINTO, A., PITA, X., *Memória Descritiva e Justificativa do Projecto de Recalçamento de Fundações do Motel Montijo*, JetJS Geotecnia, Lda, Junho de 2010.
- [51] REBELO, V., *Memória Descritiva e Justificativa do Projecto de Recalçamento de Fundações do Motel Montijo*, MOFASE Arquitectura e Engenharia, Junho de 2009.

9. Anexos

9.1. Anexo I - Coeficientes A e B para o cálculo de estacas sob acções horizontais

Apresentam-se em seguida, nas Tabelas A I.1 a A I.9, os valores dos diferentes coeficientes A e B, utilizados no cálculo das diferentes grandezas associadas a uma estaca solicitada por uma força horizontal e um momento flector na cabeça (deslocamento lateral, rotação, momento flector, esforço transversal e reacção do solo).

TABELA A I.1. COEFICIENTES A E B PARA $Z_{\max}=1.0$.

<i>Coefficients A & B for a pile in a Winkler medium</i>										
Z	A_y	A_s	A_m	A_v	A_r	B_y	B_s	B_m	B_v	B_r
0.0	17.66	-23.78	0.00	1.00	0.00	23.20	-35.48	1.00	0.00	0.00
0.1	15.28	-23.78	0.11	0.93	-1.53	19.65	-35.38	1.00	-0.10	-1.97
0.2	12.90	-23.76	0.18	0.69	-2.58	16.12	-35.28	0.98	-0.39	-3.22
0.3	10.52	-23.74	0.25	0.41	-3.16	12.60	-35.18	0.93	-0.75	-3.78
0.4	8.15	-23.71	0.27	0.06	-3.26	9.09	-35.09	0.83	-1.15	-3.63
0.5	5.78	-23.69	0.26	-0.24	-2.89	5.58	-35.01	0.70	-1.48	-2.79
0.6	3.41	-23.66	0.22	-0.52	-2.05	2.08	-34.95	0.53	-1.71	-1.25
0.7	1.05	-23.64	0.16	-0.65	-0.73	-1.41	-34.91	0.35	-1.73	0.99
0.8	-1.32	-23.63	0.09	-0.66	1.05	-4.90	-34.88	0.19	-1.51	3.92
0.9	-3.68	-23.63	0.02	-0.44	3.31	-8.39	-34.87	0.05	-0.94	7.55
1.0	-6.04	-23.63	0.00	0.00	6.04	-11.87	-34.87	0.00	0.00	11.87

TABELA A I.2. COEFICIENTES A E B PARA $Z_{\max}=1.5$.

<i>Coefficients A & B for a pile in a Winkler medium</i>										
Z	A_y	A_s	A_m	A_v	A_r	B_y	B_s	B_m	B_v	B_r
0.0	7.97	-7.25	0.00	1.00	0.00	7.20	-7.72	1.00	0.00	0.00
0.1	7.25	-7.25	0.10	0.96	-0.73	6.43	-7.62	1.00	-0.04	-0.64
0.2	6.52	-7.23	0.19	0.86	-1.30	5.67	-7.52	0.99	-0.13	-1.13
0.3	5.80	-7.21	0.27	0.70	-1.74	4.92	-7.42	0.97	-0.26	-1.48
0.4	5.08	-7.18	0.33	0.51	-2.03	4.19	-7.32	0.94	-0.42	-1.67
0.5	4.36	-7.14	0.37	0.29	-2.18	3.46	-7.23	0.89	-0.60	-1.73
0.6	3.65	-7.10	0.39	0.07	-2.19	2.74	-7.15	0.82	-0.77	-1.64
0.7	2.94	-7.06	0.39	-0.14	-2.06	2.03	-7.07	0.74	-0.93	-1.42
0.8	2.24	-7.02	0.36	-0.34	-1.79	1.33	-7.00	0.63	-1.05	-1.06
0.9	1.54	-6.99	0.32	-0.50	-1.39	0.63	-6.94	0.52	-1.14	-0.57
1.0	0.84	-6.96	0.26	-0.62	-0.84	-0.06	-6.89	0.41	-1.17	0.06
1.1	0.15	-6.94	0.19	-0.67	-0.16	-0.75	-6.86	0.29	-1.13	0.82
1.2	-0.55	-6.92	0.13	-0.65	0.65	-1.43	-6.84	0.18	-1.00	1.72
1.3	-1.24	-6.91	0.07	-0.54	1.61	-2.12	-6.82	0.09	-0.78	2.75
1.4	-1.93	-6.91	0.02	-0.33	2.70	-2.80	-6.82	0.02	-0.45	3.92
1.5	-2.62	-6.91	0.00	0.00	3.93	-3.48	-6.82	0.00	0.00	5.22

TABELA A I.3. COEFICIENTES A E B PARA $Z_{\max}=2.0$.

Coefficients A & B for a pile in a Winkler medium										
Z	A_y	A_s	A_m	A_v	A_r	B_y	B_s	B_m	B_v	B_r
0.0	4.71	-3.40	0.00	1.00	0.00	3.39	-3.20	1.00	0.00	0.00
0.1	4.36	-3.40	0.10	0.98	-0.44	3.07	-3.10	1.00	-0.02	-0.31
0.2	4.03	-3.38	0.20	0.91	-0.81	2.77	-3.00	1.00	-0.06	-0.55
0.3	3.69	-3.36	0.28	0.82	-1.11	2.47	-2.90	0.99	-0.13	-0.74
0.4	3.35	-3.33	0.36	0.69	-1.34	2.19	-2.80	0.97	-0.21	-0.87
0.5	3.02	-3.29	0.42	0.55	-1.51	1.91	-2.70	0.95	-0.30	-0.96
0.6	2.70	-3.24	0.47	0.39	-1.62	1.65	-2.61	0.91	-0.40	-0.99
0.7	2.37	-3.19	0.50	0.23	-1.66	1.39	-2.52	0.87	-0.50	-0.97
0.8	2.06	-3.14	0.51	0.06	-1.65	1.14	-2.44	0.81	-0.60	-0.91
0.9	1.75	-3.09	0.51	-0.10	-1.57	0.90	-2.36	0.75	-0.68	-0.81
1.0	1.44	-3.04	0.49	-0.26	-1.44	0.67	-2.29	0.68	-0.76	-0.67
1.1	1.14	-2.99	0.46	-0.39	-1.25	0.45	-2.22	0.60	-0.82	-0.49
1.2	0.84	-2.95	0.41	-0.51	-1.01	0.23	-2.17	0.51	-0.86	-0.27
1.3	0.55	-2.91	0.36	-0.59	-0.71	0.01	-2.12	0.42	-0.87	-0.01
1.4	0.26	-2.88	0.30	-0.65	-0.36	-0.20	-2.08	0.34	-0.86	0.28
1.5	-0.03	-2.85	0.23	-0.67	0.04	-0.41	-2.05	0.25	-0.82	0.61
1.6	-0.31	-2.83	0.16	-0.64	0.50	-0.61	-2.03	0.17	-0.74	0.98
1.7	-0.59	-2.82	0.10	-0.57	1.01	-0.81	-2.02	0.11	-0.62	1.38
1.8	-0.88	-2.81	0.05	-0.44	1.58	-1.01	-2.01	0.05	-0.46	1.82
1.9	-1.16	-2.81	0.01	-0.25	2.20	-1.21	-2.01	0.01	-0.25	2.31
2.0	-1.44	-2.81	0.00	0.00	2.87	-1.42	-2.01	0.00	0.00	2.83

TABELA A I.4. COEFICIENTES A E B PARA $Z_{\max}=2.5$.

Coefficients A & B for a pile in a Winkler medium :										
Z	A_y	A_s	A_m	A_v	A_r	B_y	B_s	B_m	B_v	B_r
0.0	3.31	-2.17	0.00	1.00	0.00	2.16	-2.10	1.00	0.00	0.00
0.1	3.10	-2.16	0.10	0.98	-0.31	1.95	-2.00	1.00	-0.01	-0.20
0.2	2.88	-2.15	0.20	0.94	-0.58	1.76	-1.90	1.00	-0.04	-0.35
0.3	2.67	-2.12	0.29	0.87	-0.80	1.57	-1.80	0.99	-0.08	-0.47
0.4	2.46	-2.09	0.37	0.78	-0.98	1.40	-1.70	0.98	-0.13	-0.56
0.5	2.25	-2.05	0.44	0.67	-1.12	1.23	-1.60	0.97	-0.19	-0.62
0.6	2.05	-2.00	0.50	0.55	-1.23	1.08	-1.51	0.94	-0.26	-0.65
0.7	1.85	-1.95	0.55	0.43	-1.29	0.93	-1.42	0.91	-0.32	-0.65
0.8	1.66	-1.89	0.59	0.29	-1.33	0.79	-1.33	0.88	-0.39	-0.64
0.9	1.47	-1.83	0.61	0.16	-1.32	0.66	-1.24	0.84	-0.45	-0.60
1.0	1.29	-1.77	0.62	0.03	-1.29	0.55	-1.16	0.79	-0.51	-0.55
1.1	1.12	-1.71	0.62	-0.10	-1.23	0.43	-1.08	0.74	-0.56	-0.48
1.2	0.95	-1.64	0.60	-0.22	-1.14	0.33	-1.01	0.68	-0.60	-0.40
1.3	0.79	-1.59	0.58	-0.33	-1.02	0.23	-0.95	0.62	-0.64	-0.30
1.4	0.63	-1.53	0.54	-0.42	-0.89	0.14	-0.89	0.55	-0.66	-0.20
1.5	0.48	-1.48	0.49	-0.50	-0.72	0.05	-0.84	0.48	-0.68	-0.08
1.6	0.34	-1.43	0.44	-0.57	-0.54	-0.03	-0.79	0.41	-0.68	0.04
1.7	0.20	-1.39	0.38	-0.61	-0.33	-0.10	-0.75	0.35	-0.67	0.18
1.8	0.06	-1.36	0.32	-0.63	-0.11	-0.18	-0.72	0.28	-0.64	0.32
1.9	-0.07	-1.33	0.25	-0.63	0.14	-0.25	-0.70	0.22	-0.61	0.47
2.0	-0.21	-1.31	0.19	-0.60	0.41	-0.32	-0.68	0.16	-0.55	0.64
2.1	-0.34	-1.29	0.13	-0.55	0.71	-0.38	-0.67	0.11	-0.48	0.81
2.2	-0.46	-1.28	0.08	-0.46	1.02	-0.45	-0.66	0.06	-0.39	0.99
2.3	-0.59	-1.27	0.04	-0.34	1.36	-0.52	-0.65	0.03	-0.28	1.19
2.4	-0.72	-1.27	0.01	-0.19	1.72	-0.58	-0.65	0.01	-0.15	1.40
2.5	-0.85	-1.27	0.00	0.00	2.11	-0.65	-0.65	0.00	0.00	1.62

TABELA A I.5. COEFICIENTES A E B PARA $Z_{max}=3.0$.

Coefficients A & B for a pile in a Winkler medium :

Z	A_y	A_s	A_m	A_v	A_r	B_y	B_s	B_m	B_v	B_r
0.0	2.72	-1.76	0.00	1.00	0.00	1.75	-1.82	1.00	0.00	0.00
0.1	2.54	-1.75	0.10	0.99	-0.25	1.57	-1.72	1.00	-0.01	-0.16
0.2	2.37	-1.74	0.20	0.95	-0.47	1.41	-1.62	1.00	-0.03	-0.28
0.3	2.20	-1.71	0.29	0.89	-0.66	1.25	-1.52	0.99	-0.06	-0.38
0.4	2.03	-1.68	0.38	0.82	-0.81	1.10	-1.42	0.98	-0.11	-0.44
0.5	1.86	-1.64	0.45	0.73	-0.93	0.97	-1.32	0.97	-0.15	-0.48
0.6	1.70	-1.59	0.52	0.63	-1.02	0.84	-1.22	0.95	-0.20	-0.50
0.7	1.54	-1.53	0.58	0.53	-1.08	0.72	-1.13	0.93	-0.25	-0.51
0.8	1.39	-1.47	0.63	0.42	-1.11	0.61	-1.04	0.90	-0.30	-0.49
0.9	1.25	-1.41	0.66	0.30	-1.12	0.52	-0.95	0.87	-0.35	-0.46
1.0	1.11	-1.34	0.69	0.19	-1.11	0.42	-0.86	0.83	-0.40	-0.42
1.1	0.98	-1.27	0.70	0.08	-1.08	0.34	-0.78	0.79	-0.44	-0.38
1.2	0.86	-1.20	0.70	-0.03	-1.03	0.27	-0.70	0.75	-0.47	-0.32
1.3	0.74	-1.13	0.70	-0.13	-0.96	0.20	-0.63	0.70	-0.50	-0.26
1.4	0.63	-1.06	0.68	-0.22	-0.88	0.14	-0.56	0.65	-0.52	-0.20
1.5	0.53	-0.99	0.65	-0.30	-0.79	0.09	-0.50	0.59	-0.54	-0.13
1.6	0.43	-0.93	0.62	-0.38	-0.69	0.04	-0.45	0.54	-0.55	-0.07
1.7	0.34	-0.87	0.58	-0.44	-0.58	0.00	-0.40	0.48	-0.55	0.00
1.8	0.26	-0.81	0.53	-0.49	-0.47	-0.04	-0.35	0.43	-0.55	0.07
1.9	0.18	-0.76	0.48	-0.53	-0.34	-0.07	-0.31	0.37	-0.54	0.13
2.0	0.11	-0.72	0.42	-0.56	-0.21	-0.10	-0.28	0.32	-0.52	0.20
2.2	-0.03	-0.65	0.31	-0.58	0.07	-0.15	-0.22	0.22	-0.47	0.33
2.4	-0.15	-0.60	0.20	-0.54	0.37	-0.19	-0.19	0.13	-0.39	0.46
2.6	-0.27	-0.57	0.10	-0.43	0.70	-0.23	-0.17	0.06	-0.29	0.59
2.8	-0.38	-0.56	0.03	-0.25	1.07	-0.26	-0.16	0.02	-0.16	0.72
3.0	-0.49	-0.55	0.00	0.00	1.48	-0.29	-0.16	0.00	0.00	0.87

TABELA A I.6. COEFICIENTES A E B PARA $Z_{max}=3.5$.

Coefficients A & B for a pile in a Winkler medium :

Z	A_y	A_s	A_m	A_v	A_r	B_y	B_s	B_m	B_v	B_r
0.0	2.50	-1.64	0.00	1.00	0.00	1.63	-1.76	1.00	0.00	0.00
0.1	2.33	-1.64	0.10	0.99	-0.23	1.46	-1.66	1.00	-0.01	-0.15
0.2	2.17	-1.62	0.20	0.95	-0.43	1.30	-1.56	1.00	-0.03	-0.26
0.3	2.01	-1.60	0.29	0.90	-0.60	1.15	-1.46	0.99	-0.06	-0.35
0.4	1.85	-1.56	0.38	0.83	-0.74	1.01	-1.36	0.99	-0.10	-0.41
0.5	1.70	-1.52	0.46	0.75	-0.85	0.88	-1.26	0.97	-0.14	-0.44
0.6	1.55	-1.47	0.53	0.66	-0.93	0.76	-1.16	0.96	-0.19	-0.46
0.7	1.40	-1.42	0.59	0.57	-0.98	0.65	-1.07	0.94	-0.23	-0.45
0.8	1.26	-1.35	0.64	0.47	-1.01	0.55	-0.97	0.91	-0.28	-0.44
0.9	1.13	-1.29	0.68	0.36	-1.02	0.45	-0.88	0.88	-0.32	-0.41
1.0	1.01	-1.22	0.71	0.26	-1.01	0.37	-0.80	0.85	-0.36	-0.37
1.1	0.89	-1.14	0.74	0.16	-0.98	0.30	-0.72	0.81	-0.39	-0.32
1.2	0.78	-1.07	0.75	0.07	-0.93	0.23	-0.64	0.77	-0.42	-0.27
1.3	0.67	-0.99	0.75	-0.02	-0.88	0.17	-0.56	0.72	-0.45	-0.22
1.4	0.58	-0.92	0.74	-0.11	-0.81	0.16	-0.49	0.68	-0.47	-0.16
1.5	0.49	-0.85	0.73	-0.19	-0.74	0.07	-0.43	0.63	-0.48	-0.10
1.6	0.41	-0.77	0.71	-0.26	-0.67	0.03	-0.36	0.58	-0.49	-0.05
1.7	0.34	-0.70	0.68	-0.32	-0.57	0.00	-0.31	0.53	-0.49	0.01
1.8	0.27	-0.64	0.64	-0.37	-0.48	-0.03	-0.26	0.48	-0.49	0.06
1.9	0.21	-0.58	0.60	-0.41	-0.40	-0.05	-0.21	0.44	-0.48	0.10
2.0	0.15	-0.52	0.56	-0.45	-0.31	-0.07	-0.17	0.39	-0.47	0.15
2.2	0.06	-0.42	0.46	-0.49	-0.13	-0.10	-0.10	0.30	-0.43	0.22
2.4	-0.01	-0.33	0.36	-0.50	0.03	-0.12	-0.05	0.22	-0.38	0.28
2.6	-0.07	-0.27	0.26	-0.48	0.19	-0.12	-0.02	0.15	-0.32	0.32
2.8	-0.12	-0.23	0.17	-0.43	0.34	-0.12	0.01	0.09	-0.25	0.34
3.0	-0.16	-0.20	0.10	-0.34	0.49	-0.12	0.02	0.05	-0.18	0.36
3.5	-0.26	-0.18	0.00	0.00	0.90	-0.11	0.03	0.00	0.00	0.37

TABELA A I.7. COEFICIENTES A E B PARA $Z_{\max}=4.0$.

Coefficients A & B for a pile in a Winkler medium :										
Z	A_y	A_s	A_m	A_v	A_r	B_y	B_s	B_m	B_v	B_r
0.0	2.44	-1.62	0.00	1.00	0.00	1.62	-1.75	1.00	0.00	0.00
0.1	2.28	-1.62	0.10	0.99	-0.23	1.45	-1.65	1.00	-0.01	-0.15
0.2	2.11	-1.60	0.20	0.95	-0.42	1.29	-1.55	1.00	-0.03	-0.26
0.3	1.96	-1.58	0.29	0.90	-0.59	1.14	-1.45	0.99	-0.06	-0.34
0.4	1.80	-1.54	0.38	0.84	-0.72	1.00	-1.35	0.99	-0.10	-0.40
0.5	1.65	-1.50	0.46	0.76	-0.82	0.87	-1.25	0.97	-0.14	-0.43
0.6	1.50	-1.45	0.53	0.67	-0.90	0.75	-1.15	0.96	-0.18	-0.45
0.7	1.36	-1.40	0.59	0.58	-0.95	0.64	-1.06	0.94	-0.23	-0.44
0.8	1.22	-1.33	0.65	0.48	-0.98	0.53	-0.97	0.91	-0.27	-0.43
0.9	1.09	-1.27	0.69	0.38	-0.98	0.44	-0.88	0.88	-0.31	-0.40
1.0	0.97	-1.19	0.72	0.29	-0.97	0.36	-0.79	0.85	-0.35	-0.36
1.1	0.85	-1.12	0.75	0.19	-0.94	0.28	-0.71	0.81	-0.39	-0.31
1.2	0.74	-1.05	0.76	0.10	-0.89	0.22	-0.63	0.77	-0.41	-0.26
1.3	0.64	-0.97	0.77	0.01	-0.83	0.16	-0.55	0.73	-0.44	-0.20
1.4	0.55	-0.89	0.76	-0.07	-0.77	0.11	-0.48	0.69	-0.46	-0.15
1.5	0.46	-0.82	0.75	-0.14	-0.69	0.06	-0.42	0.64	-0.47	-0.09
1.6	0.39	-0.74	0.74	-0.21	-0.62	0.02	-0.35	0.59	-0.47	-0.04
1.7	0.32	-0.67	0.71	-0.26	-0.54	-0.01	-0.30	0.54	-0.47	0.02
1.8	0.25	-0.60	0.68	-0.31	-0.45	-0.04	-0.25	0.50	-0.47	0.07
1.9	0.20	-0.53	0.65	-0.35	-0.37	-0.06	-0.20	0.45	-0.46	0.11
2.0	0.15	-0.47	0.61	-0.39	-0.29	-0.08	-0.15	0.41	-0.45	0.15
2.2	0.06	-0.35	0.53	-0.43	-0.14	-0.10	-0.08	0.32	-0.41	0.22
2.4	0.00	-0.26	0.44	-0.44	-0.01	-0.11	-0.03	0.24	-0.36	0.26
2.6	-0.04	-0.18	0.35	-0.43	0.10	-0.11	0.01	0.17	-0.31	0.29
2.8	-0.07	-0.12	0.27	-0.40	0.19	-0.10	0.04	0.12	-0.25	0.29
3.0	-0.09	-0.07	0.19	-0.36	0.26	-0.09	0.06	0.08	-0.19	0.28
3.2	-0.10	-0.04	0.13	-0.30	0.31	-0.08	0.07	0.04	-0.14	0.26
3.4	-0.10	-0.02	0.07	-0.23	0.35	-0.06	0.08	0.02	-0.09	0.22
3.6	-0.11	-0.01	0.03	-0.16	0.38	-0.05	0.08	0.01	-0.05	0.17
3.8	-0.11	0.00	0.01	-0.08	0.40	-0.03	0.08	0.00	-0.02	0.12
4.0	-0.11	0.00	0.00	0.00	0.43	-0.01	0.08	0.00	0.00	0.06

TABELA A I.8. COEFICIENTES A E B PARA $Z_{\max}=5.0$.

Coefficients A & B for a pile in a Winkler medium :										
Z	A_y	A_s	A_m	A_v	A_r	B_y	B_s	B_m	B_v	B_r
0.0	2.43	-1.62	0.00	1.00	0.00	1.62	-1.75	1.00	0.00	0.00
0.1	2.27	-1.62	0.10	0.99	-0.23	1.45	-1.65	1.00	-0.01	-0.15
0.2	2.10	-1.60	0.20	0.96	-0.42	1.29	-1.55	1.00	-0.03	-0.26
0.3	1.95	-1.58	0.29	0.90	-0.58	1.14	-1.45	0.99	-0.06	-0.34
0.4	1.79	-1.54	0.38	0.84	-0.72	1.00	-1.35	0.99	-0.10	-0.40
0.5	1.64	-1.50	0.46	0.76	-0.82	0.87	-1.25	0.98	-0.14	-0.43
0.6	1.49	-1.45	0.53	0.67	-0.89	0.75	-1.15	0.96	-0.18	-0.45
0.7	1.35	-1.39	0.59	0.58	-0.94	0.64	-1.06	0.94	-0.23	-0.45
0.8	1.21	-1.33	0.65	0.49	-0.97	0.54	-0.97	0.91	-0.27	-0.43
0.9	1.08	-1.27	0.69	0.39	-0.97	0.44	-0.88	0.88	-0.32	-0.40
1.0	0.96	-1.19	0.72	0.29	-0.96	0.36	-0.79	0.85	-0.35	-0.36
1.1	0.84	-1.12	0.75	0.20	-0.93	0.29	-0.71	0.81	-0.39	-0.31
1.2	0.73	-1.04	0.76	0.11	-0.88	0.22	-0.63	0.77	-0.42	-0.26
1.3	0.63	-0.97	0.77	0.02	-0.82	0.16	-0.55	0.73	-0.44	-0.21
1.4	0.54	-0.89	0.77	-0.06	-0.76	0.11	-0.48	0.68	-0.48	-0.15
1.5	0.45	-0.81	0.76	-0.13	-0.68	0.06	-0.41	0.64	-0.47	-0.10
1.6	0.38	-0.74	0.74	-0.19	-0.60	0.03	-0.35	0.59	-0.48	-0.04
1.7	0.31	-0.67	0.72	-0.25	-0.52	-0.01	-0.30	0.54	-0.48	0.01
1.8	0.24	-0.59	0.69	-0.30	-0.44	-0.03	-0.24	0.50	-0.47	0.06
1.9	0.19	-0.53	0.66	-0.34	-0.36	-0.06	-0.20	0.45	-0.47	0.10
2.0	0.14	-0.46	0.63	-0.37	-0.28	-0.07	-0.15	0.40	-0.45	0.15
2.2	0.06	-0.35	0.55	-0.41	-0.13	-0.10	-0.08	0.32	-0.42	0.21
2.4	0.00	-0.24	0.46	-0.42	0.00	-0.11	-0.03	0.24	-0.37	0.26
2.6	-0.04	-0.16	0.38	-0.41	0.11	-0.11	0.01	0.17	-0.32	0.28
2.8	-0.07	-0.09	0.30	-0.38	0.18	-0.10	0.04	0.11	-0.26	0.29
3.0	-0.08	-0.04	0.23	-0.34	0.24	-0.09	0.06	0.06	-0.20	0.28
3.5	-0.08	0.04	0.09	-0.21	0.27	-0.06	0.07	0.00	-0.08	0.21
4.0	-0.05	0.06	0.02	-0.08	0.20	-0.03	0.06	-0.02	0.00	0.11
4.5	-0.02	0.06	0.00	-0.01	0.09	0.00	0.05	-0.01	0.03	0.00
5.0	0.01	0.06	0.00	0.00	-0.06	0.03	0.05	0.00	0.00	-0.13

TABELA A I.9. COEFICIENTES A E B PARA $Z_{\max}=10.0$.

Coefficients A & B for a pile in a Winkler medium :										
Z	A_y	A_s	A_m	A_v	A_r	B_y	B_s	B_m	B_v	B_r
0.0	2.43	-1.62	0.00	1.00	0.00	1.61	-1.75	1.00	0.00	0.00
0.1	2.26	-1.61	0.10	0.99	-0.23	1.44	-1.65	1.00	-0.01	-0.14
0.2	2.10	-1.60	0.20	0.96	-0.42	1.28	-1.55	1.00	-0.03	-0.28
0.3	1.94	-1.58	0.29	0.90	-0.58	1.14	-1.45	0.99	-0.06	-0.34
0.4	1.79	-1.54	0.38	0.84	-0.72	1.00	-1.35	0.99	-0.10	-0.40
0.5	1.64	-1.50	0.46	0.76	-0.82	0.87	-1.25	0.98	-0.14	-0.43
0.6	1.49	-1.45	0.53	0.68	-0.89	0.75	-1.15	0.96	-0.18	-0.45
0.7	1.35	-1.39	0.59	0.58	-0.94	0.64	-1.06	0.94	-0.23	-0.45
0.8	1.21	-1.33	0.65	0.49	-0.97	0.54	-0.96	0.91	-0.27	-0.43
0.9	1.08	-1.26	0.69	0.39	-0.97	0.44	-0.87	0.88	-0.31	-0.40
1.0	0.96	-1.19	0.73	0.29	-0.96	0.36	-0.79	0.85	-0.35	-0.36
1.1	0.84	-1.12	0.75	0.20	-0.93	0.29	-0.70	0.81	-0.39	-0.31
1.2	0.73	-1.04	0.76	0.11	-0.88	0.22	-0.62	0.77	-0.42	-0.26
1.3	0.63	-0.97	0.77	0.02	-0.82	0.16	-0.55	0.73	-0.44	-0.21
1.4	0.54	-0.89	0.77	-0.06	-0.76	0.11	-0.48	0.69	-0.46	-0.15
1.5	0.46	-0.81	0.76	-0.13	-0.68	0.07	-0.41	0.64	-0.47	-0.10
1.6	0.38	-0.74	0.74	-0.19	-0.60	0.03	-0.35	0.59	-0.48	-0.04
1.7	0.31	-0.66	0.72	-0.25	-0.52	0.00	-0.29	0.54	-0.48	0.01
1.8	0.25	-0.59	0.69	-0.30	-0.44	-0.03	-0.24	0.50	-0.48	0.06
1.9	0.19	-0.52	0.66	-0.34	-0.36	-0.06	-0.19	0.45	-0.47	0.10
2.0	0.14	-0.46	0.63	-0.37	-0.28	-0.07	-0.15	0.40	-0.45	0.14
2.2	0.06	-0.34	0.55	-0.41	-0.13	-0.09	-0.08	0.31	-0.42	0.21
2.4	0.00	-0.24	0.46	-0.42	-0.01	-0.10	-0.03	0.23	-0.37	0.25
2.6	-0.04	-0.16	0.38	-0.42	0.10	-0.10	0.01	0.17	-0.32	0.27
2.8	-0.06	-0.09	0.30	-0.39	0.17	-0.10	0.04	0.11	-0.27	0.28
3.0	-0.07	-0.04	0.22	-0.35	0.22	-0.09	0.06	0.06	-0.21	0.27
3.5	-0.07	0.03	0.08	-0.22	0.26	-0.06	0.06	-0.02	-0.09	0.20
4.0	-0.05	0.05	0.00	-0.11	0.20	-0.03	0.05	-0.04	-0.02	0.11
4.5	-0.03	0.04	-0.03	-0.03	0.12	-0.01	0.03	-0.04	0.02	0.04
5.0	-0.01	0.02	-0.03	0.01	0.05	0.00	0.01	-0.03	0.03	0.00
5.5	0.00	0.01	0.02	0.02	0.00	0.00	0.00	-0.01	0.02	-0.02
6.0	0.00	0.00	-0.01	0.02	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	-0.02
6.5	0.00	0.01	0.00	0.01	-0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01
7.0	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.01
8.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01
9.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

9.2. Anexo II – Hotel Rosa Araújo

Acções

Microestacas de recalçamento interiores da fachada principal

O afastamento médio entre estes elementos foi tomado como 2.75m, uma vez que estes elementos suportam não só parte da fachada a recalçar como o peso das paredes de contenção de terras. Como tal, o seu afastamento foi condicionado pelo posicionamento em planta dos painéis principais das paredes de Berlim definitivas.

Existindo 4 níveis de ancoragens, em que o pré-esforço instalado em cada uma delas é de 700 kN, tem-se na Tabela A II.1 o cálculo do esforço axial actuante (N_{ED}).

TABELA A II.1. ACÇÕES NAS MICROESTACAS INTERIORES DA FACHADA PRINCIPAL.

FACHADA	ANCORAGENS					BERLIM DEFINITIVA	MICROESTACA	
Peso Próprio [kN/m]	Pré-esforço [kN]	Inclinação [°]	Afast. [m]	Nº de níveis	Carga vertical [kN/m]	Peso Próprio [kN/m]	Afast. [m]	N_{ED} [kN]
145	700	30	2.75	4	510	105	2.75	2010

O valor da carga vertical por unidade de comprimento das forças nas ancoragens foi calculado conforme ilustrado na Equação (9.1).

$$Q_{vert} = P_{esforço} \times n_{níveis} \times afast \times \text{sen}(i) = 700 \times 4 \times 2.75 \times \text{sen}(30^\circ) = 510 \text{ kN/m} \quad (9.1)$$

Microestacas de recalçamento exteriores da fachada principal

O valor actuante do esforço axial (N) corresponde somente ao produto do peso próprio da fachada pelo afastamento entre microestacas (Equação (9.2)). O afastamento médio entre microestacas foi tomado como 6.0 m, podendo assim posicionar mais facilmente estes elementos em face dos constrangimentos existentes.

$$N = \frac{PP_{parede}}{2} \times afast. = 145 \times 6.0 = 870 \text{ kN} \quad (9.2)$$

Microestacas de recalçamento da fachada de tardoz

O esforço axial actuante foi calculado de forma análoga à Equação (9.2), com excepção do afastamento entre estacas, aqui considerado de 3.0 m.

$$N = \frac{PP_{parede}}{2} \times afast. = 145 \times 3.0 = 435 \text{ kN}$$

Estado limite último de capacidade de carga do terreno

O cálculo do comprimento de selagem das diversas microestacas encontra-se sintetizado na Tabela A II.2.

TABELA A II.2. COMPRIMENTOS DE SELAGEM.

FACHADA	N_{SD} [kN]	$D_{FURAÇÃO}$ [m]	α	$\alpha \cdot D_{FURAÇÃO}$	τ_{s-c} [kPa]	$L_{SELAGEM}$ [m]	$L_{ADOPTADO}$ [m]
Principal (interior)	3755	0.25	1.6	0.40	350	8.5	9.0
Principal (exterior)	1566	0.20	1.6	0.32	350	4.5	5.0
Tardoz	783	0.20	1.6	0.32	350	2.2	4.0

Estado limite último de resistência estrutural das microestacas

A verificação da segurança ao nível das secções das microestacas encontra-se resumida na Tabela A II.3.

TABELA A II.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS SECÇÕES.

FACHADA	N_{ED} [kN]	$N_{SD} = N \cdot \gamma_G$ [kN]	N_{RD} [kN]
Principal (interior)	2010	2712	3058
Principal (exterior)	870	1175	1700
Tardoz	435	588	1700

A verificação da segurança à encurvadura está sintetizada nas Tabelas A II.4 e A II.5.

TABELA A II.4. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA À ENCURVADURA DAS MICROESTACAS EXTERIORES DA FACHADA PRINCIPAL.

SITUAÇÃO	VÃO LIVRE [m]	λ	λ_1	$\bar{\lambda}$	α	ϕ	χ	$N_{B,RDD}$ [kN]	N_{SD} [kN]
a)	2.70	45.8	60.8	0.75	0.21	0.84	0.82	2512	2257
b)	1.70	28.8	60.8	0.47	0.21	0.64	0.93	2850	2712

TABELA A II.5. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA À ENCURVADURA DAS MICROESTACAS DA FACHADA DE TARDOZ.

VÃO LIVRE [m]	λ	λ_1	$\bar{\lambda}$	α	ϕ	χ	$N_{B,RDD}$ [kN]	N_{SD} [kN]
4.0	94.4	60.8	1.55	0.21	1.85	0.35	596.5	587.5

Estados limite últimos de flexão e esforço transverso das vigas de recalçamento

O cálculo da segurança à flexão e ao esforço transverso das vigas de recalçamento encontra-se resumido nas Tabelas A II.6 e A II.7.

TABELA A II.6. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À FLEXÃO.

MOMENTO FLECTOR [kNm]		μ	ω	A_s [cm ²]	$A_{s,ADOPTADO}$ [cm ²]	
M_{SD-}	400	0.044	0.045	9.95	2 \emptyset 16 + 2 \emptyset 20	10.30
M_{SD+}	300	0.033	0.034	7.41	4 \emptyset 16	8.04

TABELA A II.7. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO ESFORÇO TRANSVERSO.

ESFORÇO TRANSVERSO [kN]	BIELAS COMPRIMIDAS		ESTRIBOS		ARMADURA SUSPENSÃO		$A_{sw, TOTAL}$ por ramo [cm ² /m]	$A_{sw, ADOPTADO}$ [cm ² /m]	
	$\sigma_{actuate}$ [kPa]	σ_{max} [kPa]	A_{sw} [cm ² /m]	$A_{sw, min}$ [cm ² /m]	F_{susp} [kN/m]	$(A_{sw})_{susp}$ [cm ² /m]			
550	2476	9018	8.54	4.80	217.5	5.00	9.27	11.31	\emptyset 12//0.10

De realçar que a armadura total necessária por ramo ($A_{sw, total}$ por ramo) resulta da soma da armadura de suspensão com a divisão da armadura de esforço transverso pelo número de ramos dos estribos.

Ligação viga de recalçamento/estrutura existente

O cálculo do número de varões pré-esforçados para garantir a ligação entre as vigas de recalçamento e as paredes existentes está sintetizado na Tabela A II.8.

TABELA A II.8. CÁLCULO DO NÚMERO DE VARÕES PRÉ-ESFORÇADOS A APLICAR.

FACHADA	PPAREDE (VSD) [kN/m]	1º CRITÉRIO		Nº VARÕES ADOPTADO	σ_N [kPa]	V_{RD} [kN/m]
		Nº VARÕES/M	Nº TOTAL DE VARÕES			
Principal	145	1.03	44	60	214	793.4
Tardoz	145	1.03	19	28	233	863.9

9.3. Anexo III – Quarteirão da Portugália em Arroios

Acções

O cálculo das acções das diferentes microestacas está sintetizado na Tabela A III.1.

TABELA A III.1. ACÇÕES NAS DIFERENTES MICROESTACAS.

FACHADA / ELEMENTO	CARGA VERTICAL [kN]	ANCORAGENS				BERLIM DEFINITIVA	MICROESTACA	
		Pré-esforço [kN]	Inclinação [°]	Nº de níveis	Carga vertical [kN]		Peso Próprio [kN/m]	Nº de micro-estacas
P-Q (interior)	1000	-	-	-	-	68	3*	560
P-Q (exterior)	1000	-	-	-	-	112.5	5	475
Q-R (interior)	750	700	24	3	855	68	3*	645
Q-R (exterior)	750	-	-	-	-	-	2	375
R-S (interior)	1500	700	20	1	240	13	2.5*	730
R-S (exterior)	1500	-	-	-	-	-	3	500
N1-N2	750	-	-	-	-	15	2	395
PILAR 1	2000	-	-	-	-	-	4	500
PILAR 2	3000	-	-	-	-	-	4	750

NOTA: Os valores assinalados com * correspondem ao número de microestacas aproximado de cada parede, uma vez que por exemplo as paredes PQ e QR possuem uma microestaca em comum.

Estado limite último de capacidade de carga do terreno

O cálculo do comprimento de selagem das diversas microestacas encontra-se sintetizado na Tabela A III.2.

TABELA A III.2. COMPRIMENTOS DE SELAGEM.

FACHADA / ELEMENTO	N_{SD} [kN]	$D_{FURAÇÃO}$ [m]	α	$\alpha \cdot D_{FURAÇÃO}$	τ_{s-c} [kPa]	$L_{SELAGEM}$ [m]	$L_{ADOPTADO}$ [m]
P-Q (interior)	1008	0.20	1.6	0.32	250	4.0	5.0
P-Q (exterior)	360	0.20	1.6	0.32	250	1.9	3.0
Q-R (interior)	1161	0.20	1.6	0.32	250	4.6	5.0
Q-R (exterior)	675	0.20	1.6	0.32	250	2.7	4.0
R-S (interior)	1314	0.25	1.6	0.32	250	4.2	5.0
R-S (exterior)	900	0.25	1.6	0.32	250	2.9	4.0
N1-N2	711	0.20	1.6	0.32	250	2.8	3.0
PILAR 1	900	0.20	1.6	0.32	250	3.6	4.0
PILAR 2	1350	0.20	1.6	0.32	250	5.4	6.0

Estado limite último de resistência estrutural das microestacas

A verificação da segurança ao nível das secções das microestacas encontra-se resumida na Tabela A III.3.

TABELA A III.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS SECÇÕES.

FACHADA / ELEMENTO	N [kN]	$N_{SD} = N \cdot \gamma_G$ [kN]	N_{RD} [kN]
P-Q (interior)	560	760	1881
P-Q (exterior)	475	645	1206
Q-R (interior)	645	875	1700
Q-R (exterior)	375	510	1206
R-S (interior)	730	990	1700
R-S (exterior)	500	675	1700
N1-N2	395	535	1206
PILAR 1	500	675	1700
PILAR 2	750	1015	1700

A verificação da segurança à encurvadura está sintetizada nas Tabelas A III.4. Estas verificações de segurança, efectuadas sempre para o maior dos vãos livres, de acordo a metodologia descrita no Capítulo 5.1.5.2 e recorrendo às Equações (5.10) a (5.14).

TABELA A III.4. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA À ENCURVADURA DAS MICROESTACAS.

FACHADA / ELEMENTO	VÃO LIVRE [m]	λ	λ_1	$\bar{\lambda}$	α	ϕ	χ	$N_{B,RD}$ [kN]	N_{SD} [kN]
P-Q (interior)	3.8	82.0	60.8	1.35	0.21	1.53	0.44	835	760
Q-R (interior) Situação a)	3.8	90.8	60.8	1.49	0.21	1.75	0.38	638	550
Q-R (interior) Situação b)	1.5	35.9	60.8	0.59	0.21	0.71	0.89	1518	875
R-S (interior)	2.1	50.2	60.8	0.83	0.21	0.91	0.78	1326	990
N1-N2	1.6	56.6	60.8	0.93	0.21	1.01	0.71	860	535
PILAR 1	3.4	81.3	60.8	1.34	0.21	1.51	0.45	764	675
PILAR 2	1.6	38.2	60.8	0.63	0.21	0.74	0.88	1492	1015

Estados limite últimos de flexão e esforço transverso das vigas de recalçamento

O cálculo da segurança à flexão e ao esforço transverso das vigas de recalçamento encontra-se resumido nas Tabelas A III.5 e A III.6. Na verificação da segurança à flexão foram utilizadas as Equações (6.3) a (6.5) e considerado aço com uma tensão de cedência de 435 MPa.

TABELA A III.5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À FLEXÃO.

FACHADA / ELEMENTO	MOMENTO FLECTOR [kNm]		μ	ω	A_s [cm ²]	$A_{s,ADOPTADO}$ [cm ²]	
P-Q	$M_{SD -}$	-220	0.035	0.036	6.27	4 ϕ 16	8.04
	$M_{SD +}$	170	0.030	0.031	5.31	4 ϕ 16	8.04
Q-R	$M_{SD -}$	-54	0.013	0.013	2.32	4 ϕ 16	8.04
	$M_{SD +}$	340	0.060	0.063	10.83	4 ϕ 20	12.57
R-S	$M_{SD -}$	-245	0.043	0.045	7.72	4 ϕ 16	8.04
	$M_{SD +}$	150	0.027	0.027	4.67	4 ϕ 16	8.04
N1-N2	$M_{SD +}$	285	0.050	0.052	8.96	2 ϕ 16 + 2 ϕ 20	10.30
PILAR 1	$M_{SD +}$	306	0.054	0.056	9.70	2 ϕ 16 + 2 ϕ 20	10.30
PILAR 2	$M_{SD +}$	400	0.071	0.074	12.86	2 ϕ 20 + 2 ϕ 25	16.10

A verificação ao esforço transversal foi efectuada calculando as compressões nas bielas e a armadura (estribos) necessários na peça, contabilizando a armadura de suspensão. Deste modo, recorreu-se nestas verificações às Equações (5.51) e (5.52).

TABELA A III.6. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO ESFORÇO TRANSVERSO.

FACHADA / ELEMENTO	V _{SD} [kN]	BIELAS COMPRIMIDAS		ESTRIBOS		ARMADURA SUSPENSÃO		A _{SW, TOTAL} por ramo [cm ² /m]	A _{SW, ADOPTADO} [cm ² /m]	
		σ _{actuante} [kPa]	σ _{max} [kPa]	A _{sw} [cm ² /m]	A _{sw, min} [cm ² /m]	F _{susp} [kN/m]	(A _{sw}) _{susp} [cm ² /m]			
P-Q	436	2486	9018	8.57	4.80	225	5.17	9.46	11.31	Ø12//0.10
Q-R	460	2623	9018	9.04	4.80	248	5.69	10.21	11.31	Ø12//0.10
R-S	610	3478	9018	12.00	4.80	450	10.35	11.17	11.31	Ø12//0.10
N1-N2	510	2937	9018	10.13	4.80	450	10.35	15.41	15.70	Ø12//0.20 + Ø16//0.20
PILAR 1*	717	4086	9018	14.09	4.80	956	21.97	14.51	15.70	Ø12//0.20 + Ø16//0.20
PILAR 2*	1068	6091	9018	21.00	4.80	1406.25	32.33	18.79	20.11	Ø16//0.10

NOTA: Nos elementos assinalados com *, dada a grande quantidade de armadura, recorreu-se a soluções de estribos com 4 ramos, considerando-se que a armadura de suspensão seria distribuída por 2 desses ramos.

De realçar que a armadura total necessária por ramo (A_{sw, total} por ramo) resulta da soma da armadura de suspensão com a divisão da armadura de esforço transversal pelo número de ramos dos estribos.

Ligação viga de recalçamento/estrutura existente

O cálculo do número de varões pré-esforçados para garantir a ligação entre as vigas de recalçamento e as paredes existentes está sintetizado na Tabela A III.7.

TABELA A III.7. CÁLCULO DO NÚMERO DE VARÕES PRÉ-ESFORÇADOS A APLICAR.

FACHADA / ELEMENTO	L _{VIGA} [m]	H _{VIGA} [m]	A [m]	V _{SD} [kN/m]	1º CRITÉRIO N° VARÕES/M	N° VARÕES ADOPTADOS	σ _N [kPa]	V _{RD} [kPa]	V _{RD} [kN/m]
P-Q	10.0	0.8	8	100	1.50	8	150	1039	831
Q-R	4.5	0.8	3.6	170	0.88	6	250	1377	1101
R-S	5.0	0.8	4	300	0.50	8	300	1546	1236
PILAR 1	1.5	0.8	1.2	500	0.30	4	500	2222	1777
PILAR 2	1.5	0.8	1.2	750	0.20	4	500	2222	1777

No alçado N1-N2, uma vez que só se tem acesso à parede de um dos seus lados, a ligação entre a viga de recalçamento e a parede (Tabela A III.8) foi efectuada recorrendo a ferrolhos submetidos ao corte, de acordo com a Equação (5.55).

TABELA A III.8. CÁLCULO DO NÚMERO DE FERROLHOS A UTILIZAR NO ALÇADO N1-N2.

FACHADA	V_{SD} [kN]	Nº VARÕES	V_{RD} [kN]
N1-N2	1125	16 \emptyset 20	1262

Estado limite de utilização

Este procedimento encontra-se sintetizado na Tabela A III.9.

TABELA A III.9. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITE DE UTILIZAÇÃO.

FACHADA/ ELEMENTO	PERFIL UTILIZADO	COMPRIMENTO LIVRE [m]	EA [kN]	N [kN]	Δ_{et} [mm]
P-Q (interior)	88.9x9.5	17.0	550690	375	11.6
Q-R (interior)	127.0x9.0	17.0	853901	645	12.8
Q-R (exterior)	88.9x9.5	17.0	550690	375	11.6
R-S (exterior)	127.0x9.0	7.5	853901	500	4.4
R-S (interior)	127.0x9.0	7.5	853901	730	6.4
N1-N2	88.9x9.5	9.5	550690	395	6.8
PILAR 1*	127.0x9.0	7.5	853901	500	4.4
PILAR 2*	127.0x9.0	9.5	853901	750	8.3

Novamente, e à semelhança do caso de estudo anterior, efectuou-se a modelação no software *PLAXIS 2D*, resultando nos modelos axissimétricos apresentados na Figura A III.1.

À semelhança do exemplo anterior obtiveram-se valores de assentamentos ligeiramente distintos dos estimados elasticamente (Tabela A III.10). Para todas as microestacas executadas com confinamento do solo (Q-R exterior, R-S exterior e N1-N2) o valor do assentamento obtido pelo programa de cálculo foi, tal com previsto, inferior ao estimado elasticamente. Já no que toca às restantes, nas situações em que a selagem das microestacas é efectuada imediatamente abaixo da sapata/maciço de fundação o valor do assentamento final é ligeiramente superior ao estimado elasticamente (Pilar 1, Pilar 2 e Q-R interior). Quando a selagem é feita alguns metros

abaixo da sapata/maciço, as estimativas obtidas por ambas as metodologias são muito próximas.

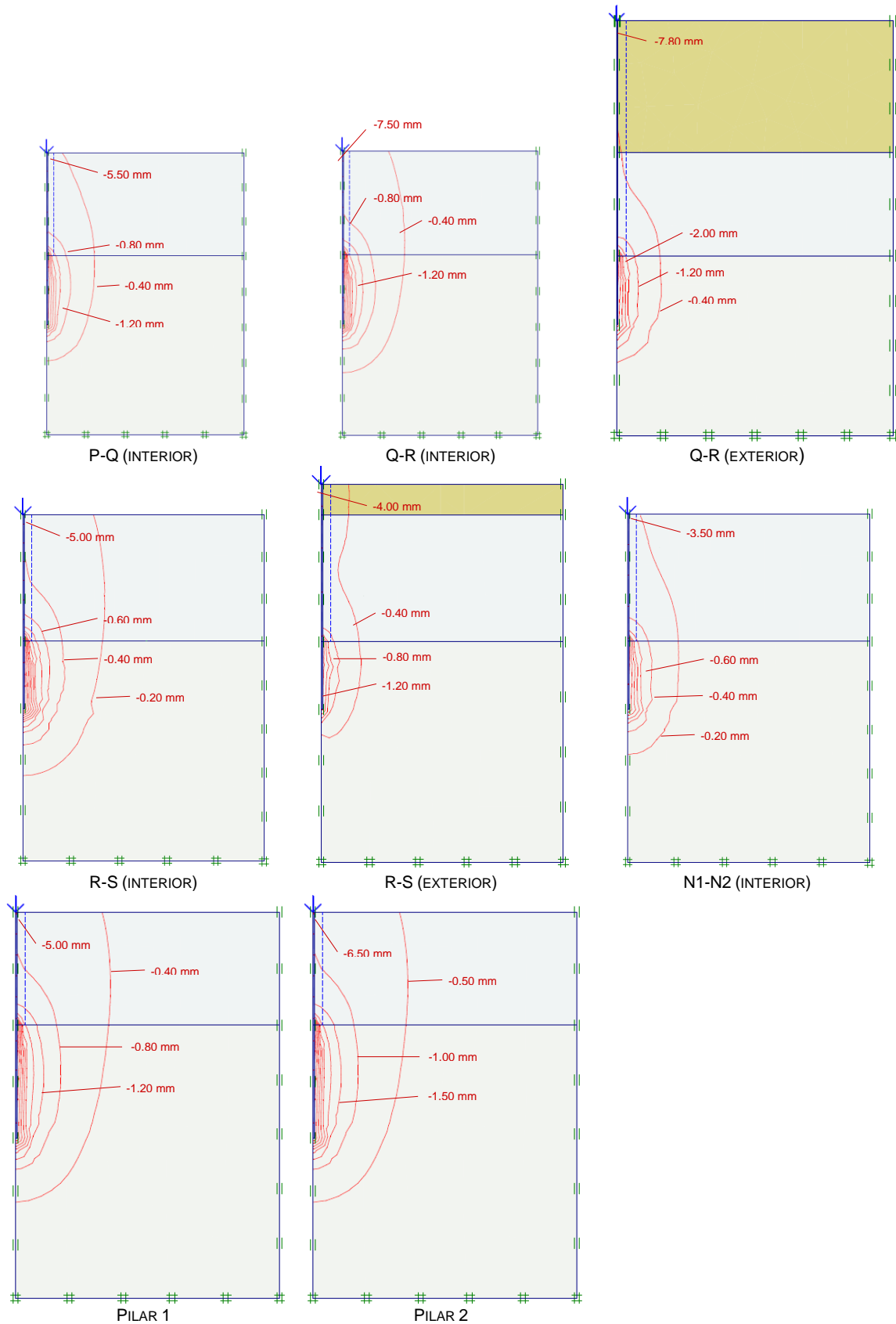


FIGURA A III.1. MODELOS DE CÁLCULO DOS DIFERENTES ELEMENTOS A RECALÇAR COM AS ISOLINHAS DE DESLOCAMENTOS.

TABELA A III.10. ASSENTAMENTOS ESTIMADOS RECORRENDO AO PROGRAMA *PLAXIS 2D*.

FACHADA / ELEMENTO	PERFIL UTILIZADO	$\Delta_{\text{encurtamento}}$ [mm]	$\Delta_{\text{assentamento}}$ [mm]	Δ_{total} [mm]
P-Q (interior)	88.9x9.5	6.1	5.5	11.6
Q-R (interior)	127.0x9.0	6.5	7.5	14.0
Q-R (exterior)	88.9x9.5	-	7.8	7.8
R-S (interior)	127.0x9.0	1.0	5.0	6.0
R-S (exterior)	127.0x9.0	-	4.0	4.0
N1-N2	127.0x9.0	-	3.5	3.5
PILAR 1	127.0x9.0	2.0	5.0	7.0
PILAR 2	127.0x9.0	3.0	6.5	9.5

9.4. Anexo IV – Motel Montijo

Estado limite último de capacidade de carga do terreno

A Tabela A IV.1 sintetiza este procedimento para um diâmetro de coluna de 600 mm e recorrendo a um factor de segurança de 2.0 (Compressão definitiva), de acordo com a Tabela 4.

TABELA A IV.1. CAPACIDADE MÁXIMA DE CARGA DO TERRENO, ADAPTADO DE [50].

MATERIAL	L PARCIAL [m]	NSPT	τ_{c-s} [kPa]	Q_L^s PARCIAL [kN]
AREIA	1.5	19	120	339.1
ARGILA	1.5	19	120	339.1
AREIA	1.0	27	120	226.1
ARGILA	1.0	30	120	226.1

$$L_{TOTAL} = 5.0 \text{ m}$$

$$Q_L^s = 1130.4 \text{ kN} \Rightarrow Q_L^s / FS = 565.2 \text{ kN}$$

O esforço raro actuante mais desfavorável, no caso do pilar considerado, corresponde à soma dos valores devidos às cargas permanentes, à sobrecarga e à acção do sismo tipo 2 na direcção X, apresentado na Equação (10.3).

$$N_{raro} = 104.34 + 23.43 + 14.66 = 142.43 \text{ kN} \quad (9.3)$$

O esforço resistente obtido é assim superior à combinação dos actuantes, estando assim verificada a segurança.