U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

SISTEMAS CONSTRUTIVOS DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO MULTI-APOIADAS EM EDIFÍCIOS

RICARDO NUNO MARTINS GOMES PINTO

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM CONSTRUÇÕES

Orientador: Professor Doutor José Manuel Leitão Borges

JULHO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

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

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

Aos meus Pais e à minha Irmã

"There are those who look at things the way they are, and ask why... I dream of things that never were, and ask why not?"

Robert Francis Kennedy

AGRADECIMENTOS

Desejo expressar os mais sinceros agradecimentos a todos aqueles que contribuíram de alguma forma para a realização do presente trabalho, em especial:

- Ao Professor Doutor José Leitão Borges, orientador científico desta tese, pela sua inexcedível dedicação e disponibilidade, pelo interesse, conhecimento e entusiasmo que sempre demonstrou ao longo do período de preparação e elaboração do presente estudo.

- Aos meus amigos e colegas de curso, pela amizade, pelo espírito de companheirismo e entreajuda que sempre revelaram e pela partilha de conhecimentos que possibilitaram ao longo dos anos de curso.

Dirijo ainda uma palavra de profunda estima e gratidão aos meus pais e à minha irmã, por todo o apoio e ensinamentos que sempre me deram ao longo de toda a minha vida, particularmente durante o meu percurso académico. Por último, mas não menos importante, agradeço vivamente aos meus pais a oportunidade fantástica que me concederam de seguir esta carreira.

RESUMO

O presente trabalho tem como principal objectivo a descrição alargada e pormenorizada dos sistemas construtivos de diversos tipos de estruturas de contenção multi-apoiadas usados em edifícios.

São analisadas as paredes *tipo Berlim* (provisórias e definitivas), as paredes moldadas de betão armado, as cortinas de estacas-pranchas metálicas, as paredes de estacas de betão armado e as cortinas com colunas de *jet grouting*. É realizada uma apreciação global de cada solução, sendo apontadas as vantagens e os inconvenientes das diferentes técnicas, bem como os campos de aplicação, as fases construtivas, os elementos constituintes, os materiais, os pormenores construtivos, as ligações à estrutura definitiva, os equipamentos e os sistemas de drenagem e impermeabilização. São analisados com especial detalhe os elementos de apoio provisório das paredes, designadamente os escoramentos metálicos e as ancoragens pré-esforçadas, e apresentados diversos casos de obra. Enunciam-se também os cuidados a ter antes e durante a realização da obra, bem como os trabalhos de prospecção geotécnica a realizar, por forma a garantir a qualidade e segurança da execução, e os aspectos relativos aos movimentos de terras.

Complementarmente, utiliza-se um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos, que permite efectuar análises de consolidação através de uma formulação acoplada mecânico-hidráulica (extensão da teoria de Biot). Na modelação do comportamento do solo usa-se um modelo constitutivo elastoplástico não linear baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo p-q-θ).

Com este programa, procede-se à modelação numérica de uma escavação multi-escorada em solo mole, reforçada no fundo com laje de *jet grouting*. Avalia-se, em especial, a importância, na segurança em relação à rotura do fundo da escavação, da instalação da laje de *jet grouting*, funcionando como escoramento abaixo da base da escavação. O comportamento da obra é analisado tanto durante a construção como no período pós-construtivo.

Por último, tecem-se algumas considerações de carácter geral e sugerem-se algumas linhas orientadoras de trabalhos futuros.

PALAVRAS-CHAVE: sistemas construtivos, paredes de contenção multi-apoiadas, paredes *tipo Berlim*, paredes moldadas, cortinas de estacas.

ABSTRACT

In this work, a detailed and enlarged description of the constructive technologies of multi-supported walls used in buildings is discussed.

The Berliner walls, reinforced concrete diaphragm walls, metallic sheet pile walls, reinforced concrete pile walls and walls with *jet-grout* columns are analysed. An overall discussion of each solution is undertaken and the following features for each technique are pointed out: advantages and disadvantages, application fields, construction stages, constituent elements, materials, constructive details, connections to the definitive structure, equipments and drainage and waterproofing systems. Special attention is given to the temporary supporting elements of the walls, namely the struts and the pre-stressed anchors, and different case histories are presented. Several concerns that should be taken before and during construction are also illustrated, in order to guarantee the quality and safety of the construction, as well as the geotechnical prospection techniques and excavations works.

In addition, a computer program, based on the finite element method, which incorporates coupled formulation for consolidation analysis (Biot theory), is used. An elasto-plastic critical state model (p-q-θ) is considered for constitutive behaviour of soils.

Using this program, a multi-strutted diaphragm wall in soft soil is performed. A bottom *jet-grout* slab is included in order to increase stability against bottom heave failure. The time-dependent behaviour of the problem is analyzed from the beginning of the construction to the end of the consolidation.

Finally, overall conclusions are presented and possible future studies related to these subjects are suggested.

KEYWORDS: constructive systems, multi-supported walls, Berliner walls, diaphragm walls, pile walls.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i

RESUMO iii

ABSTRACT v

1. INTRODUÇÃO 1

2. PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA 5

2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS 5

2.2. CASO DE OBRA: ANÁLISE DE UMA (IN)CONTENÇÃO PERIFÉRICA EM PAREDES *TIPO BERLIM* 7

2.2.1. CONTEXTO ESPÁCIO-TEMPORAL 7

2.2.2. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA 8

2.2.3. CONSTRUÇÃO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO *TIPO BERLIM* 8

2.2.4. DANOS VERIFICADOS NA ESTRUTURA DE SUPORTE E NOS EDIFÍCIOS DA URBANIZAÇÃO 9

2.2.5. CONCLUSÃO 10

2.3. FASES DE EXECUÇÃO DE UM PROJECTO GEOTÉCNICO 10

2.4. ESTUDO PRÉVIO. RELATÓRIO PRELIMINAR 11

2.4.1. PESQUISA PRELIMINAR 11

2.4.2. RECOLHA DE DOCUMENTAÇÃO 11

2.4.3. DIAGNÓSTICO PRELIMINAR 11

2.5. ANTE-PROJECTO 11

2.6. PROJECTO 11

2.6.1. SONDAGENS 13

2.6.2. ENSAIOS DE CAMPO OU *IN SITU* 15

2.6.2.1. Ensaio de penenómetro dinâmico normalizado (SPT - *standard penetration test*) 15

2.6.2.2. Ensaio com o cone-penetrómetro (CPT - *cone penetration test*) e com o piezocone (CPTU) 17

2.6.2.3. Ensaio de corte rotativo (FVT - *field vane test*) 19

2.6.2.4. Ensaio de penetração dinâmica com penetrómetro ligeiro (DPL – *dinamic probing*) 19

2.6.2.5. Ensaio de carga em placa (PLT – *plate load test*) 20

2.6.2.6. Ensaio pressiómetro 21

2.6.3. ENSAIOS HIDRÁULICOS 22

2.6.3.1. Piezómetro 22

2.6.3.2. Ensaio *Lefranc* 23
2.6.3.3. Ensaio *Lugeon* 23
2.6.3.4. Ensaio de bombagem 24
2.6.4. ENSAIOS LABORATORIAIS 24
2.7. CONSTRUÇÃO. VIGILÂNCIA E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS DA OBSERVAÇÃO 25
2.8. RELATÓRIO GEOTÉCNICO E GEOLÓGICO FINAL 26
2.9. PROJECTO DE REBAIXAMENTO DO NÍVEL FREÁTICO 27
2.10. CONSIDERAÇÕES FINAIS 28

3. EXECUÇÃO DE PAREDES DE CONTENÇÃO: CONSIDERAÇÕES GERAIS 29
3.1. INTRODUÇÃO 29
3.2. CONDIÇÕES GERAIS DE EXECUÇÃO 29
3.2.1. PRECAUÇÕES DURANTE A CONSTRUÇÃO 29
3.2.1.1. Condições meteorológicas 29
3.2.1.2. Modificações do regime de água no solo 30
3.2.1.3. Risco de esforços anormais 30
3.2.1.4. Interferência de trabalhos 30
3.2.2. PRECAUÇÕES APÓS A CONSTRUÇÃO 31
3.2.2.1. Execução do aterro 31
3.2.2.2. Escavações diante do pé da contenção 31
3.2.2.3. Risco de sobrecargas ultrapassando as previstas 31
3.2.3. ESTUDO DO TERRENO E DAS CAMADAS AQUÍFERAS 31
3.2.3.1. Objectivos específicos 31
3.2.3.2. Níveis de água 32
3.2.4. PROJECTO E CADERNO DE ENCARGOS 32
3.2.5. PREPARAÇÃO DO TRABALHO 33

4. SERVIÇOS PRELIMINARES 35
4.1. INTRODUÇÃO 35
4.2. RECONHECIMENTO DA OBRA E TRABALHOS PRELIMINARES 35
4.3. IMPLANTAÇÃO DOS PONTOS PARA A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO 37
4.3.1. COMO INICIAR A IMPLANTAÇÃO 38

4.3.2. COMO MATERIALIZAR OS PONTOS, EIXOS E FACES NO TERRENO 39

4.4. ESCAVAÇÃO PRÉVIA 42

4.5. INÍCIO DA CONSTRUÇÃO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO PROPRIAMENTE DITA 42

5. PAREDES TIPO BERLIM 43

5.1 - DEFINIÇÃO 43

5.2. DISTINÇÃO ENTRE PAREDES *TIPO BERLIM PROVISÓRIAS* E *DEFINITIVAS* 44

5.3. CAMPO DE APLICAÇÃO DAS PAREDES *TIPO BERLIM* 47

5.4. DESCRIÇÃO DOS SISTEMAS CONSTRUTIVOS. FASES DE EXECUÇÃO DE UMA PAREDE *TIPO BERLIM* 49

5.4.1. FASES DE EXECUÇÃO DE UMA PAREDE *TIPO BERLIM PROVISÓRIA* 49

5.4.1.1. Colocação dos elementos resistentes 50

5.4.1.2. Amarração e selagem dos perfis 52

5.4.1.3. Execução do primeiro nível de escavação e colocação dos elementos de preenchimento entre elementos resistentes 53

5.4.1.4. Execução do primeiro nível de ancoragens pré-esforçadas 56

5.4.1.5. Execução do segundo nível de parede e repetição das etapas anteriores até à cota máxima prevista em projecto 58

5.4.1.6. Parede *tipo Berlim provisória* apoiada em escoramento interno 59

5.4.2. FASES DE EXECUÇÃO DE UMA PAREDE *TIPO BERLIM DEFINITIVA* 60

5.4.2.1. Execução da viga de coroamento 63

5.4.2.2. Escavação dos painéis do primeiro nível de forma alternada 64

5.4.2.3. Montagem das armaduras nos painéis primários do primeiro nível 64

5.4.2.4. Betonagem dos painéis primários do primeiro nível 66

5.4.2.5. Realização das ancoragens nos painéis primários do primeiro nível 68

5.4.2.6. Execução dos painéis secundários do primeiro nível de escavação 68

5.4.2.7. Tensionamento das ancoragens dos painéis do primeiro nível 69

5.4.2.8. Escavação do segundo nível e execução dos painéis do segundo nível. 69

5.4.2.9. Execução da sapata de fundação da parede 70

5.4.2.10. Parede *tipo Berlim definitiva* apoiada em escoramento interno 71

5.5. EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DO EDIFÍCIO 73

5.5.1. EXECUÇÃO DAS FUNDAÇÕES DO EDIFÍCIO 73

5.5.2. DRENAGEM NA BASE DA ESCAVAÇÃO 74

5.5.3. EXECUÇÃO DAS LAJES DOS PISOS DE CAVE 76

5.5.4. EXECUÇÃO DAS PAREDES EXTERIORES DAS CAVES DE EDIFÍCIO 77
5.5.5. MÉTODOS DE DRENAGEM E IMPERMEABILIZAÇÃO DE PAREDES *TIPO BERLIM* 79
5.6. CASOS DE OBRA 81
5.6.1. EDIFÍCIO *RESIDÊNCIAS ASSISTIDAS* 81
5.6.1.1. Execução da estrutura de contenção 81
5.6.1.2. Singularidades do projecto 82
5.6.1.3. Fundações 83
5.6.2. EDIFÍCIO *CHACABUCO* 83
5.6.3. Edifício *Trianon Corporate* 85

6. PAREDES MOLDADAS 87
6.1. DEFINIÇÃO 87
6.2. PAREDES MOLDADAS *IN SITU* ANCORADAS 88
6.2.1. CAMPO DE APLICAÇÃO 88
6.2.2. DESCRIÇÃO DOS SISTEMAS CONSTRUTIVOS. FASES DE EXECUÇÃO DE UMA PAREDE MOLDADA *IN SITU* ANCORADA 89
6.2.2.1. Execução dos muros-guia 91
6.2.2.2. Montagem da central de produção, distribuição, controlo e recuperação de lamas bentoníticas 94
6.2.2.3 - Escavação dos painéis de parede moldada e simultâneo preenchimento com lamas bentoníticas até à profundidade de projecto 96
6.2.2.4 - Colocação de juntas entre painéis. Tratamento (eventual) de juntas 99
6.2.2.5. Reciclagem das lamas bentoníticas 102
6.2.2.6. Preparação e colocação da armadura 103
6.2.2.7. Betonagem ou enchimento da parede moldada 107
6.2.2.8. Remoção de juntas. Sequência de execução dos painéis 110
6.2.2.9. Demolição dos muros-guia e saneamento do topo da parede. Execução da viga de coroamento 113
6.2.2.10. Primeira fase de escavação no intradorso da parede betonada. Execução do primeiro nível de ancoragens 115
6.2.2.11. Repetição das etapas anteriores até à cota máxima prevista em projecto 116
6.3. PAREDES MOLDADAS SEM ANCORAGENS 117
6.3.1. SISTEMA *TOP-DOWN* 117
6.3.2. ESCORAMENTO INTERNO 119

6.3.3. PAREDES MOLDADAS PRÉ-ESFORÇADAS 120
6.4. PAREDES MOLDADAS COM PAINÉIS PRÉ-FABRICADAS 121
6.4.1. DEFINIÇÃO. CAMPO DE APLICAÇÃO 121
6.4.2. EXECUÇÃO DE PAREDES MOLDADAS COM PAINÉIS PRÉ-FABRICADOS 121
6.4.2.1. Lama e calda 122
6.4.2.2. Fixação dos painéis na trincheira e fixação entre painéis contíguos 122
6.4.2.3. Dispositivos de impermeabilização das juntas 123
6.5. EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DO EDIFÍCIO 123
6.5.1. EXECUÇÃO DAS FUNDAÇÕES DO EDIFÍCIO 123
6.5.2. EXECUÇÃO DAS LAJES DOS PISOS DE CAVE 125
6.6. CONSTRUÇÃO E IMPERMEABILIZAÇÃO DAS PAREDES EXTERIORES DOS PISOS SUBTERRÂNEOS 126
6.7. MÉTODOS DE REBAIXAMENTO DO NÍVEL FREÁTICO EM PAREDES MOLDADAS 128
6.8. PROBLEMAS POTENCIAIS DE EXECUÇÃO 128
6.9. CASOS DE OBRA 129
6.9.1. EDIFÍCIO *OFFICE EXPO* 129
6.9.2. CENTRO MÉDICO *ALBERT EINSTEIN* 130

7. CORTINAS DE ESTACAS 133
7.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS 133
7.2. PONTOS FORTES E PONTOS FRACOS DAS CORTINAS DE ESTACAS 134
7.3. CLASSIFICAÇÃO DAS ESTACAS SEGUNDO AS SUAS TIPOLOGIAS 135
7.3.1. COMPORTAMENTO E MODO DE FUNCIONAMENTO 135
7.3.2. PROCESSOS DE EXECUÇÃO E MATERIAIS 136
7.3.3. NÍVEIS DE PERTURBAÇÃO DO SOLO 136
7.3.4. DIÂMETROS 137
7.4. CORTINAS DE ESTACAS MOLDADAS *IN SITU* 137
7.4.1. CAMPO DE APLICAÇÃO 137
7.4.2. ESPAÇAMENTO ENTRE ESTACAS MOLDADAS 138
7.4.2.1. Cortinas de estacas espaçadas 138
7.4.2.2. Cortinas de estacas contíguas 140
7.4.2.3. Cortina de estacas secantes 140

7.4.3. FASES DE EXECUÇÃO DE UMA CORTINA DE ESTACAS MOLDADA *IN SITU*. DESCRIÇÃO DOS SISTEMAS CONSTRUTIVOS 141
7.4.3.1. Execução dos muros-guia 141
7.4.3.2. Execução das estacas 143
7.4.3.3. Selecção do método de execução de estacas moldadas 153
7.4.3.4. Ordem de execução da cortina de estacas 155
7.4.3.5. Saneamento da cabeça das estacas 156
7.4.3.6. Execução da viga de coroamento 158
7.4.3.7. Escavação até à cota de projecto. Execução de ancoragens 159
7.4.3.8. Estabilização da cortina de estacas 162
7.4.4. EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DO EDIFÍCIO 163
7.4.5. DRENAGEM E IMPERMEABILIZAÇÃO DA CORTINA 164
7.4.6. MÉTODOS DE REBAIXAMENTO DO NÍVEL FREÁTICO DE CORTINAS DE ESTACAS MOLDADAS 166
7.4.7. REALIZAÇÃO DE ENSAIOS NAS ESTACAS 167
7.4.7.1. Testes de integridade 167
7.4.7.2. Ensaios de carga estáticos 169
7.4.7.3. Ensaios de carregamento dinâmico 169
7.4.7.4. Carotagem 170
7.4.7.5. Ensaio *Statnamic* 170
7.5. CORTINAS DE MICRO-ESTACAS 171
7.5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS 171
7.5.2. CAMPO DE APLICAÇÃO 172
7.5.3. FASES DE EXECUÇÃO DE UMA CORTINA DE MICRO-ESTACAS 173
7.5.3.1. Perfuração 174
7.5.3.2. Colocação da armadura 175
7.5.3.3. Injecção das micro-estacas 176
7.5.3.4. LIGAÇÃO À ESTRUTURA 178
7.6. CORTINAS DE ESTACAS DE BETÃO PRÉ-FABRICADAS 178
7.6.1. GENERALIDADES 178
7.6.2. PROCESSO DE EXECUÇÃO 180
7.6.3. CONTROLO DE QUALIDADE 181
7.7. CORTINAS DE ESTACAS-PRANCHAS 182
7.7.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS 182
7.7.2. CAMPO DE APLICAÇÃO 183

7.7.3. PROCESSO CONSTRUTIVO DE UMA CORTINA DE ESTACAS-PRANCHAS 184
7.7.3.1. Transporte das estacas para o local da cravação 185
7.7.3.2. Colocação dos sistemas de guiamento 185
7.7.3.3. Processos de cravação das estacas-pranchas 185
7.7.3.4. Métodos de execução da cortina 187
7.7.3.5. Dispositivos auxiliares 188
7.7.3.6. Escavação, execução dos apoios da cortina e da estrutura do edifício 189
7.7.3.7. Métodos de drenagem e impermeabilização de cortinas de estacas-pranchas 190
7.7.4. INCIDENTES NA CRAVAÇÃO E PÓS-CRAVAÇÃO 192

8. *JET GROUTING* 193
8.1. DEFINIÇÃO E CAMPO DE APLICAÇÃO 193
8.2. EXECUÇÃO DE *JET GROUTING* 194
8.2.1. PROCESSO FÍSICO 194
8.2.2. SISTEMAS DE *JET GROUTING* 196
8.3. EXEMPLOS DE OBRA 200
8.3.1. *COOP CITY CENTER VEVEY* 200
8.3.2. *CITY LIGHT HOUSE* 201
8.3.3. *HÜTTENWERKE KRUPP MANNESMANN* 202

9. ANCORAGENS E ESCORAMENTOS 203
9.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS 203
9.2. ANCORAGENS PRÉ-ESFORÇADAS 205
9.2.1. ASPECTOS GERAIS 205
9.2.2. EXECUÇÃO DE ANCORAGENS PRÉ-ESFORÇADAS 206
9.2.2.1. Perfuração e limpeza do furo 207
9.2.2.2. Introdução do tubo de revestimento e do tubo de injecção 207
9.2.2.3. Introdução da armadura de pré-esforço 208
9.2.2.4. Impermeabilização e selagem do furo com calda 209
9.2.2.5. Pré-esforço da armadura e sua blocagem na cabeça da ancoragem 209
9.2.2.6. Desactivação das ancoragens 211
9.2.3. PROTECÇÃO À CORROSÃO DAS ANCORAGENS 212
9.3. ESCORAMENTOS 212

9.3.1. ASPECTOS GERAIS 212
9.3.2. OS DESLOCAMENTOS EM ESCAVAÇÕES ESCORADAS 214
9.3.3. O PRÉ-ESFORÇO NAS ESCORAS 217
9.3.3.1. Fases de execução do sistema tradicional de pré-esforço de escoras 217
9.3.3.2. Exemplo de instalação do pré-esforço nas escoras - Estação do Terreiro do Paço 220
9.3.4. DESACTIVAÇÃO DAS ESCORAS 223

10. MOVIMENTO DE TERRAS 225
10.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS 225
10.2. TIPOS DE MOVIMENTO DE TERRAS 226
10.3. EQUIPAMENTOS DE MOVIMENTO DE TERRAS 227
10.3.1. EQUIPAMENTOS DE ESCAVAÇÃO 227
10.3.1.1. Retro-escavadora 227
10.3.1.2. Escavadora tipo *Bobcat* 227
10.3.1.3. Escavadora tipo *shovel* ou frontal 228
10.3.1.4. Pá carregadora 228
10.3.1.5. Escavadora tipo *clamshell* ou de balde de maxilas 229
10.3.1.6. Grua escavadora hidráulica 230
10.3.1.7. Escavadora tipo *dragline* ou de balde rebocado 231
10.3.2. EQUIPAMENTOS DE ESCAVAÇÃO-TRANSPORTE- *MOTO-SCRAPER* 232
10.3.3. EQUIPAMENTO DE TRANSPORTE - CAMIÃO *DUMPER* ARTICULADO 232
10.3.4 – EQUIPAMENTOS DE TRACÇÃO - TRACTOR SOBRE RASTO CONTÍNUO COM LÂMINA *BULLDOZER* 233
10.4. TIPOS DE ESCAVAÇÃO 234
10.4.1. ESCAVAÇÕES DE GRANDES VOLUMES DE SOLO EM ÁREAS LIMITADAS 234
10.4.2. ESCAVAÇÕES VERTICAIS EM ÁREAS LIMITADAS 236

11. MÉTODOS DE CONTROLO DA ÁGUA, DE IMPERMEABILIZAÇÃO E DRENAGEM SUBTERRÂNEA 237
11.1. INTRODUÇÃO 237
11.2. MÉTODOS DE DRENAGEM E CONTROLO DO NÍVEL FREÁTICO 237
11.2.1. RETENÇÃO DE ÁGUAS SUPERFICIAIS 239
11.2.2. CAPTAÇÃO DIRECTA 240
11.2.3. REBAIXAMENTO DO NÍVEL FREÁTICO 241

11.2.3.1. Poços de bombagem 241
11.2.3.2. Agulhas filtrantes (*well-points*) 242
11.2.3.3. Bombas submersíveis 244
11.2.3.4. Electro-osmose 245
11.2.3.5. Efeitos do rebaixamento do nível freático nas estruturas vizinhas 246
11.2.4. MÉTODOS DE EXCLUSÃO 246
11.2.4.1. Cortinas 247
11.2.4.2. Congelação do solo 248
11.2.4.3. Injecções do solo 250
11.3. SISTEMAS DE IMPERMEABILIZAÇÃO E DRENAGEM / FILTRAGEM DE CAVES 251
11.3.1. GEOSSINTÉTICOS 252
11.3.2. TUBOS DE DRENAGEM 254
11.3.3. BRITA OU GRAVILHA 254
11.3.4. ALVENARIA 254

12. EXEMPLO DE CASO DE OBRA DETALHADO: O PALÁCIO SOTTO MAYOR 255
12.1. CONTEXTUALIZAÇÃO DA OBRA 255
12.2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS 256
12.2.1. CONDICIONAMENTOS DE ORDEM ARQUITECTÓNICA E ESTRUTURAL 256
12.2.2. CONDICIONAMENTOS DE ORDEM GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA 257
12.2.3. CONDICIONAMENTOS RELATIVOS A CONDIÇÕES DE VIZINHANÇA 257
12.3. SOLUÇÕES ADOPTADAS 258
12.3.1. RECALÇAMENTO INTERIOR DO PALÁCIO 258
12.3.2. CONTENÇÃO DO PALÁCIO 259
12.3.3. CONTENÇÃO PERIFÉRICA 261
12.4. FASES CONSTRUTIVAS DA OBRA 262
12.5. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO 265
12.6. PRINCIPAIS QUANTIDADES E MEIOS 266
12.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS 266

13. MODELAÇÃO NUMÉRICA DE UMA ESCAVAÇÃO MULTI-ESCORADA EM SOLO MOLE: REFORÇO DO FUNDO COM LAJE DE *JET GROUTING* 267

13.1. INTRODUÇÃO 267

13.2. OBJECTIVO CENTRAL DO PROBLEMA. A ROTURA POR LEVANTAMENTO DO FUNDO DA ESCAVAÇÃO. ESCORAMENTO NA BASE COM LAJE DE *JET GROUTING* 267

13.3. CARACTERÍSTICAS GERAIS DO MODELO DE CÁLCULO. O MODELO P-Q-Θ 269

13.4. CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA EM ESTUDO 271

13.4.1. GEOMETRIA E PROCESSO CONSTRUTIVO 271

13.4.2. PARÂMETROS MECÂNICOS E ESTADO DE TENSÃO INICIAL 273

13.4.3. CONDIÇÕES HIDRÁULICAS 274

13.5. ANÁLISE DE RESULTADOS 275

13.5.1. PERÍODO DE CONSTRUÇÃO 276

13.5.1.1. Evolução do estado de tensão 276

13.5.1.2. Deslocamentos 285

13.5.1.3. Esforços axiais no escoramento 287

13.5.1.4. Momentos flectores na cortina 288

13.5.1.5. Esforços na laje de fundo 288

13.5.1.6. Pressões de terras sobre as faces da cortina 290

13.5.2. COMPORTAMENTO PÓS-CONSTRUÇÃO 291

13.5.2.1. Considerações gerais 291

13.5.2.2. Evolução do estado de tensão 292

13.5.2.3. Pressão de terras sobre as faces da cortina 300

13.5.2.4. Deslocamentos 300

13.5.2.5. Esforços axiais no escoramento 304

13.5.2.6. Momentos flectores na cortina 305

13.5.2.7. Esforços na laje de fundo 306

14. CONSIDERAÇÕES FINAIS 307

BIBLIOGRAFIA 311

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 - Exemplos de estruturas de contenção tipo Berlim definitivas: a ocupação urbana existente nas áreas consolidadas é uma forte condicionante para a realização dos trabalhos de escavação [6] 5

Fig. 2.2 - Realização de um furo de sondagem com entubação, de modo a manter a estabilidade das paredes de perfuração [4]. 6

Fig. 2.3 - Acidente em fase de obra dada a ausência de estudo de reconhecimento geológico-geotécnico [6] 7

Fig. 2.4 - Escavação efectuada na base da encosta: a) aspecto da escavação; b) localização do local da escavação - vista em planta (Roxo, 2000). 7

Fig. 2.5 - Esquema da parede *tipo Berlim definitiva* construída (Roxo, 2000). 8

Fig. 2.6 - Danos provocados devido ao escorregamento do maciço: a) vista do preenchimento do espaço aberto no tardoz do muro com betão; b) vista do deslocamento registado num dos edifícios, na junta de dilatação (Roxo, 2000). 9

Fig. 2.7 - Abertura de poços de prospecção através de uma retro-escavadora [6]. 12

Fig. 2.8 - a) Recolha de amostras do solo; b) divisão e homogeneização das amostras de solo [6]. 12

Fig. 2.9 - Ilustração dos procedimentos de prospecção e amostragem de águas: a) furação com trado oco; b) instalação do tubo piezométrico; c) recolha de amostras de água [6]. 13

Fig. 2.10 - Sondagem de percussão: a) introdução do tubo de perfuração; b) Máquina de sondagem [4]. 14

Fig. 2.11 - Execução de uma sondagem de rotação: a) máquina de sondagem por rotação; b) realização da sondagem; c) extracção de uma amostra contínua de 76 mm de diâmetro; d) colocação da classificação ordenada de uma sondagem efectuada à profundidade de 25 m, com amostras inalteradas e S.P.T. [4]. 14

Fig. 2.12 - Ensaio SPT: a) amostrador SPT; b) vista do amostrador desmontado; c) realização do ensaio com o pilão pronto a cair [4]. 15

Fig. 2.13 - Ensaio CPT: a) execução do ensaio; b) imagem do cone-penetrómetro [7]. 18

Fig. 2.14 - Ensaio CPTU: a) realização do ensaio; b) tipos de ponteiras usadas no ensaio [7]. 18

Fig. 2.15 - Ensaio de corte rotativo: a) molinete [7]; b) execução do ensaio [9]. 19

Fig. 2.16 - Ensaio de penetração dinâmica com penetrómetro ligeiro: a) imagem do penetrómetro; b) execução do ensaio DPL [8]. 20

Fig. 2.17 - Esquema simplificado de ensaio de carga em placa (Matos Fernandes, 1995) 20

Fig. 2.18 - Ensaio de carga em placa: a) realização do ensaio utilizando como reacção do macaco o eixo traseiro de um camião; b) pormenor da placa em carga [9]. 20

Fig. 2.19 - Ilustração do pressiómetro tipo *Ménard* [4]. 21

Fig. 2.20 - Ensaio SBPT: a) imagem do pressiómetro de Cambridge [10]; b) realização do ensaio (Matos Fernandes, 1995). 22

Fig. 2.21 - Piezómetro: operação de furação do solo para a colocação de um piezómetro [4]. 22

Fig. 2.22 - Ensaio *Lefranc* por injecção: execução do ensaio [11]. 23

Fig. 2.23 - Execução do ensaio *Lugeon* [12]. 23

Fig. 2.24 - Execução de um ensaio de bombagem [13]. 24

Fig. 2.25 - Execução de um ensaio de laboratório [9]. 25

Fig. 2.26 - Imagem da carta geológica digital do concelho de Lisboa [5]. 25

Fig. 2.26 - Exemplo de planta de localização dos furos de sondagem [14]. 26

Fig. 2.27 - Exemplo de um perfil de sondagem geológico SPT com a caracterização do maciço e classificação do material respectivo [14]. 27

Fig. 3.1 - Vista da execução do painel de uma parede moldada após queda de neve, no *World Trade Center*, Nova York [62]. 29

Fig. 3.2 - Exemplo de obra monitorizada: Estação de Metro do Terreiro do Paço, em Lisboa [91]. 30

Fig. 3.3 - Vista de escavação diante do pé da contenção [18]. 31

Fig. 3.4 - Detalhe do projecto de paredes moldadas para a contenção do edifício WT Nações Unidas, em São Paulo [35]. 33

Fig. 4.1 - Exemplo de registo fotográfico feito nas edificações vizinhas do terreno onde deverá ser iniciada a estrutura de contenção [14]. 36

Fig. 4.2 - Trabalhos de afastamento de estruturas que interferem directamente com os trabalhos [42], [19]. 37

Fig. 4.3 - Exemplo de marcação de uma envolvente da construção em obra [26]. 37

Fig. 4.4 - Exemplo de determinação em obra de uma cota altimétrica [26]. 38

Fig. 4.5 - Aparelhos topográficos: a) teodolito; b) nível; c) estação total [36]. 39

Fig. 4.6 - Elementos auxiliadores para a implantação de estruturas de contenção: a) cangalho; b) cavalete colocado em redor da estrutura de contenção do edifício [26]. 39

Fig. 4.7 - Ilustração da demarcação do eixo e das faces de um elemento estrutural a ser implantado por intermédio de um cavalete [26]. 40

Fig. 4.8 - a) Implantação de uma linha de referência de um referencial planimétrico e altimétrico; b) apoio pontual muito frágil: b1) cravação da estaca de referência; b2) estaca no cruzamento de vários cordéis [26]. 41

Fig. 4.9 - Trabalhos prévios para a execução de um muro-guia: a) vista de marcação de uma linha de implantação [44]; b) escavação com uma grua escavadora hidráulica [55]. 42

Fig. 5.1 - Execução de uma parede *tipo Berlim provisória* para o *Getty center art museum garage* em Los Angeles, Califórnia [22]. 43

Fig. 5.2 - Paredes de contenção tipo Berlim: a) escorada - *Gare du Nord*, Paris [22]; b) ancorada - *Rolland Garros Stadium*, Paris [22]. 44

Fig. 5.3 - Estação de metro do Saldanha com paredes *tipo Berlim provisórias* (Guerra, 2000). 45

Fig. 5.4 - Construção de paredes de contenção *tipo Berlim definitivas*: a) execução de painéis alternados [27]; b) aspecto final [27]. 46

Fig. 5.5 - Contenção periférica executada através da tecnologia de *Berlim Provisória* e de revestimento em betão projectado, com profundidade média de 8m e desenvolvimento de 200 m [63]. 46

Fig. 5.6 - Fases de execução de uma parede tipo Berlim provisória: a) furação com trado contínuo; b) colocação e selagem do elemento resistente; c) escavação até ao primeiro nível de projecto; d) estabilização da parede: d1) ancoragens; d2) escoramento [adaptado, 22]. 49

Fig. 5.7 - Cravação dos perfis metálicos no solo através de uma grua hidráulica [28]. 50

Fig. 5.8 - Execução das perfurações para colocação dos perfis verticais: a) máquina perfuradora com trado contínuo; b) furação com tubo moldador recuperável [20]; c) verificação periódica com teodolito para detectar eventuais assentamentos (Mascarenhas, 2001). 51

Fig. 5.9 - Perfis metálicos: a) colocação dos perfis nos furos através de uma grua [3]; b) posicionamento dos perfis [3]; c) pormenor do perfil metálico *H* instalado no furo [29]; d) perfis metálicos instalados no maciço [31]; e) vista em planta do perímetro da estrutura de contenção [27]. 51

Fig. 5.10 - Amarração dos perfis verticais: a) betonagem do furo em que está colocado o perfil vertical [30]; b) vista dos perfis selados colocados sequencialmente [27]. 52

Fig. 5.11 - Execução do primeiro nível de escavação com uma grua escavadora hidráulica [31]. 53

Fig. 5.12 - Ligação entre pranchas de madeira e perfis horizontais: a) pranchas encaixadas no lado de trás dos perfis [32]; b) vista de pranchas colocadas em cunha contra os perfis [19] 53

Fig. 5.13 - Métodos de transferência de pressões de terra das pranchas de madeira para os perfis metálicos: a) pranchas de madeira encaixadas no lado interior das abas dos perfis verticais; b) calda de cimento a preencher os espaços entre as pranchas de madeira e o maciço envolvente (adaptado, Puller, 1996) 54

Fig. 5.14 - Colocação das pranchas de madeira no exterior dos perfis: a) vista esquemática (adaptado, Puller, 1996); b) vista em obra [34]. 54

Fig. 5.15 - Fixação das pranchas ao bordo interior dos perfis por intermédio de calços (adaptado, Puller, 1996). 55

Fig. 5.16 - Aspecto final da estrutura perfis verticais com pranchas de madeira: a) vista em obra [34]; b) vista em esquema [adaptado, 33]. 55

Fig. 5.17 - Preenchimento do espaço entre perfis verticais com painéis de betão armado pré-fabricados: a) vista dos painéis [30]; b) colocação dos painéis em obra [30]. 56

Fig. 5.18 - a) Máquina perfuradora a efectuar um furo para colocação das ancoragens pré-esforçadas [2]; b) exemplo de ancoragens pré-esforçadas por perfil [19]. 56

Fig. 5.19 - Ancoragens por conjunto: a) viga única de distribuição [34]; b) vigas de distribuição colocadas alternadamente entre perfis [3]. 57

Fig. 5.20 - Suportes das vigas de distribuição: a) vista dos suportes [30]; b) suporte soldado a um perfil [30]. ...57

Fig. 5.21 - Vigas de distribuição: a) colocação de uma viga de distribuição entre dois perfis verticais [30]; b) imagem de vigas de distribuição já devidamente colocadas [30]. 58

Fig. 5.22 - Execução do traccionamento da ancoragem [30]. 58

Fig. 5.23 - Parede *tipo Berlim provisória* ancorada para a construção de um silo-auto no Estado do Alabama, Estados Unidos [34]. 59

Fig. 5.24 - Pormenores de travamento do canto de parede tipo Berlim provisória com escoras metálicas: a) escoras tubulares de secção circular [23]; b) escoras em forma de *I* [35]. 59

Fig. 5.25 - Parede tipo Berlim provisória com dois níveis de escoramento executados numa obra em Vrigny, França [22]. 60

Fig. 5.26 - Fases de execução do processo construtivo de uma parede *tipo Berlim definitiva* (Guerra, 2000). ...61

Fig. 5.27 - Detalhe do faseamento construtivo entre as fases 5 e 6 referidas na Figura 5.26 (Guerra, 2000). 62

Fig. 5.28 - Viga de coroamento: a) esquema em perspectiva da ligação desta aos perfis metálicos [27]; b) foto de perfil metálico com a armadura da viga de coroamento, antes de esta ser betonada [31]; c) viga de coroamento de 0,70 x 0,25 m^2 já betonada e perfis HEB120 para a construção de um parque subterrâneo na praça de Londres, Lisboa [31]. 63

Fig. 5.29 - Parede tipo Berlim definitiva: a) escavação dos painéis primários e criação de banquetas [27]; b) vista em planta (Guerra, 2000). 64

Fig. 5.30 - Trabalhos de colocação e amarração da armadura de um painel primário [31]. 64

Fig. 5.31 - Armadura de um painel primário: a) vista da armadura já colocada [31]; b) operário a colocar um tubo de PVC que serve de negativo para a ancoragem [31]. 65

Fig. 5.32 - Reforço da armadura: pormenor da armadura de espera do painel primário para posterior amarração na laje do piso subterrâneo [31]. 65

Fig. 5.33 -Montagem das armaduras nos painéis primários: a) vista de um painel primário em obra [27]; c) esquema dos painéis primários e secundários [27]. 66

Fig. 5.34 - Cofragem metálica de um painel já betonado, com aplicação de escoramento para a contenção da cofragem [31]. 66

Fig. 5.35 - a) Vista panorâmica do primeiro nível de painéis primários betonados e banquetas nos painéis secundários [31]; b) esquema dos painéis [27]. 67

Fig. 5.36 - Vista de um painel primário betonado e das armaduras de espera deste [31]. 67

Fig. 5.37 - a) Painel curvo com a cofragem escorada; b) vista das cofragens de madeira curvas [31]. 67

Fig. 5.38 - Abertura do furo num painel primário para execução da ancoragem: a) preparação da plataforma para a perfuradora; b) posicionamento da perfuradora; c) início do furo [31]; d) varões de aço das ancoragens antes de serem pré-esforçados [31]. 68

Fig. 5.39 - Execução dos painéis secundários: a) esquema com os painéis secundários armados e os painéis primários já betonados [27]; d) vista dos painéis secundários após a betonagem [27] 69

Fig. 5.40 - Esquema dos painéis do primeiro nível já betonados e com as ancoragens já pré-esforçadas [27]. . 69

Fig. 5.41 - Execução dos painéis do segundo nível: a) betonagem dos painéis primários e colocação da armadura dos painéis secundários; b) betonagem dos painéis secundários e tensionamento das ancoragens [27]. 69

Fig. 5.42 - Execução da sapata da parede tipo Berlim definitiva: a) introdução de armadura nos troços sob os painéis primários; b) betonagem dos troços referidos; c) introdução de armadura nos troços sob os painéis secundários; c) betonagem dos troços sob os painéis secundários [27]. 70

Fig. 5.43 - Parede tipo Berlim definitiva terminada, para contenção dos pisos subterrâneos do edifício Navigator Residence, em Lisboa [31]. 71

Fig. 5.44 - Pormenores do escoramento metálico de canto de uma parede tipo Berlim definitiva [31]. 71

Fig. 5.45 - Parede tipo Berlim definitiva com escoramento apoiado em faces contíguas, referente à construção do *ZAC Reuilly*, em Paris [39]. 72

Fig. 5.46 - Parede tipo Berlim definitiva apoiada em escoras metálicas inclinadas para construção de um edifício em zona urbana congestionada em Genebra: a) limpeza do local e início da execução das lajes; b) criação de uma rampa de acesso [39]. 72

Fig. 5.47 - Estrutura de contenção e fundações por estacas de um edifício em São Paulo: a) vistas da parede *tipo Berlim provisória* ancorada; b) detalhe do projecto de contenção e de fundações em estacas com trado contínuo; c) execução dos maciços de encabeçamento das estacas [35]. 73

Fig. 5.48 - Trabalhos de execução das fundações do edifício Orion, em São Paulo: a) vista da parede *tipo Berlim provisória* de 13,3 m de profundidade; b) vista dos trabalhos de execução das sapatas do edifício [35]. 74

Fig. 5.49 - Grua escavadora hidráulica a nivelar o fundo da escavação [35], [31]. 74

Fig. 5.50 - a) Esquema em corte de um sistema de drenagem e filtragem ao nível da cota de fundo da escavação (Mascarenhas, 2001); b) bombagem de água de um poço de drenagem [31]. 75

Fig. 5.51 - Instalação da rede drenante: a) colocação da tela drenante [117]; b) vista panorâmica da lâmina de impermeabilização colocada em obra [117] 75

Fig. 5.52 - Vista de uma plataforma de trabalho em betão ciclópico com as estacas de fundação saneadas [31]….

.....76

Fig. 5.53 - Vista da laje do piso -2 de um edifício pronta a ser betonada [31]. 76

Fig. 5.54 - Largura geral da parede de cave, incluindo as diferenças de espessura entre as paredes de contenção provisória e definitiva (adaptado, Puller, 1996). 77

Fig. 5.55 - Detalhe construtivo em corte da ligação entre a parede *tipo Berlim definitiva*, a parede interior e as lajes dos pisos de cave (Mascarenhas, 2001). 78

Fig. 5.56 - Vista de um sistema de agulhas filtrantes, no caso de uma parede *tipo Berlim provisória* [100]. 79

Fig. 5.57 - Colocação da rede drenante em paredes tipo Berlim provisórias: a) colocação da manta geotêxtil; b) pormenor do geotêxtil; c) representação do sistema; d) vista da cofragem da parede definitiva [117]. 80

Fig. 5.58 - Esquema do sistema de drenagem/filtração pelo exterior de um painel de betão de uma parede *tipo Berlim definitiva* [adaptado, 117]. 81

Fig. 5.59 - Parede de contenção do edifício: a) execução da projecção do betão [64]; b) vista geral da obra; c) pormenor do escoramento no canto da parede [31]. 82

Fig. 5.60 - Negativo para a conduta do lixo [31]. 82

Fig. 5.61 - Estacas da parede de contenção: a) pormenor da cofragem do maciço de encabeçamento; b) pormenor do maciço de encabeçamento; c) saneamento da cabeça das estacas [31]. 83

Fig. 5.62 - Troço da sapata de fundação antes de esta ser betonada [31]. 83

Fig. 5.63 - Parede tipo Berlim provisória para a construção do edifício Chanabuco em Santiago, Chile: a) esquema em planta; b) corte típico; c) e d) vistas da parede [3]. 84

Fig. 5.64 - Imagens da construção do edifício *Trianon Corporate:* a) vista da parede *tipo Berlim provisória* e de uma perfuradora a efectuar furação para instalação de estacas com trado contínuo; b) vista da rampa de acesso à obra; c) esquema da estrutura de contenção em vista; d) esquema da estrutura de contenção em perspectiva; e) instalação da torre sobre o edifício terminado [35]. 86

Fig. 6.1 - Parede moldada de betão armado construída para contenção dos pisos de cave do World Trade Center em Nova York [40]. 87

Fig. 6.2 - Vista de uma parede moldada: a) ancorada [33]; b) escorada [22]. 88

Fig. 6.3 - Fases de execução do painel de arranque de uma parede moldada: a) escavação; b) colocação de tubos-junta; c) colocação da armadura; d) betonagem; e) extracção de tubos-junta [41]. 90

Fig. 6.4 - Muros-guia: a) escavação e início da execução da cofragem dos muros-guia; b) vista da cofragem completa e armadura dos muros-guia colocada; c) início da betonagem; d) muro-guia terminado [44]; e) vista de um muro-guia executado junto à parede de um edifício vizinho [45]. 92

Fig. 6.5 - Muros-guia: a) tipo leve; b) tipo reforçado [1]. 93

Fig. 6.6 - a) Formação do *cake* [99]; b) acção estabilizadora das lamas bentoníticas [99]. 94

Fig. 6.7 - Equipamentos de produção de lamas bentoníticas: a) tanque de mistura dos componentes [47]; b) reservatório de armazenamento de lamas bentoníticas [41]. 96

Fig. 6.8 - Balde de maxilas (*Benne*) suspenso por cabos: a) vista em obra [27]; b) esquema de funcionamento dos cabos para abertura do balde; c) escavação de um painel em obra [44]. 97

Fig. 6.9 - Baldes para escavação de camadas duras de rochas: a) balde-freza [57]; b) trépano [118]. 97

Fig. 6.10 - Perspectiva em obra da escavação de um painel com um balde de maxilas carregado com terras e água, prestes a serem depositadas num camião, com os tanques de bentonite no fundo da imagem [41]. 98

Fig. 6.11 - Escavação de um painel de arranque com o balde de maxilas: a) vista em obra [42]; b) compensação do nível das lamas bentoníticas por intermédio de bombagem [42]; c) esquema relativo à escavação de um painel com um balde de maxilas, juntamente com a injecção de lamas bentoníticas no espaço escavado [3]. .. 98

Fig. 6.11 - Vista de equipamentos de bombagem de lamas bentoníticas dos reservatórios para a escavação [42], [45]. 99

Fig. 6.12 - Exemplo de secções-tipo de juntas entre painéis: a) betonagem dos painéis primários; b) betonagem dos painéis secundários [52]. 99

Fig. 6.13 - Colocação de tubos-junta metálicos num painel de arranque: a) grua a colocar um tubo-junta no painel escavado [41]; b) esquema relativo à colocação de tubos-junta nas extremidades do painel de arranque [3]; c) vista em obra dos tubos-junta colocados [44]. 100

Fig. 6.14 - Juntas trapezoidais: vista de perfis armazenados em obra [56]. 100

Fig. 6.15 - Junta *water-stop*: a) colocação em obra de uma junta *water-stop* dupla [56]; b) descofragem lateral após a escavação do painel adjacente, com junta de perfil estaca-prancha [adaptado, 56]. 101

Fig. 6.16 - Controlo e descontaminação da lama bentonítica: a) balança para medir a densidade da lama; b) funil *Marsh* medidor da viscosidade da lama; c) medição do pH da lama [23]. 102

Fig. 6.17 - Tanque para reciclagem das lamas bentoníticas utilizadas na execução das paredes moldadas [48]…..

..... 103

Fig. 6.18 - Exemplo de uma armadura-tipo de paredes moldadas [1]. 104

Fig. 6.19 - Operações de manuseamento e elevação da armadura: a) chegada à obra da armadura [44]; b) armadura armazenada em estaleiro [27]; c) esquema de elevação da armadura [1]; d) vista de uma elevação de armadura com cabos de grua [55]. 105

Fig. 6.20 - Operações de colocação de armadura no painel: a) armadura suspensa por uma grua na vertical; b) introdução da armadura no painel, entre 2 tubos-junta [44]; c) esquema de colocação da armadura no painel [3]..... 106

Fig. 6.21 - Tubos abastecedores de betão ou tubos *tremie*: a) vista de tubos armazenados em obra [27]; vista de uma grua a colocar tubos ligados no interior da trincheira [3]. 107

Fig. 6.22 - Instalação dos tubos abastecedores ou *tremie*: a) colocação da tremonha; b) preparação da betonagem [44]. 108

Fig. 6.23 - Execução da betonagem do painel: a) vista em obra [3]; b) desenho esquemático [3]; c) pormenor das tremonhas dos tubos abastecedores e das alças das armaduras suspensas no muro-guia [42]. 109

Fig. 6.24 - Vista de um painel betonado com 2 tubos-junta [46]. 110

Fig. 6.25 - Extracção de tubos-junta circulares: a) esquema de extracção [3]; b) vista em obra [3]. 110

Fig. 6.27 - Vista de duas soluções para escavação de forma alternada [1] 111

Fig. 6.28 - Esquema com operações de execução de um painel de avanço: a) escavação; b) colocação de tubo-junta; c) colocação de armadura e betonagem; d) extracção do tubo-junta [3]. 112

Fig. 6.29 - Execução de pontos singulares: a) painéis de canto [adaptado, 65]; b) painel de fecho [adaptado, 65]; c) vista em obra de painéis de canto escavados [73]. 112

Fig. 6.30 - Demolição do betão contaminado: a) muro-guia; b) parte superior dos painéis [58]. 113

Fig. 6.31 - Execução da viga de coroamento: a) varões de espera no final da demolição [58]; b) endireitamento dos varões de espera [58]; c) pormenor das armaduras e cofragens da viga de coroamento [47]. 113

Fig. 6.32 - Primeira fase de betonagem da viga de coroamento: a) após a betonagem, com a viga ainda cofrada [58]; b) viga descofrada [3]. 114

Fig. 6.33 - Trabalhos de execução do primeiro nível de escavação [62]. 115

Fig. 6.34 - Primeiro nível da parede moldada: a) execução de ancoragem num painel do primeiro nível [61]; b) vista de uma parede moldada com o primeiro nível de ancoragens completo [3]. 115

Fig. 6.35 - Ancoragens pré-esforçadas numa parede moldada: a) execução de ancoragem [64]; b) ancoragens apoiadas em viga de distribuição contínua [64]. 116

Fig. 6.36 - Vista de uma parede moldada ancorada [41]. 116

Fig. 6.37 - Travamento dos painéis de canto com escoras circulares metálicas [41], [3]. 117

Fig. 6.38 - Sequência construtiva de escavação realizada pelo processo *top-down*: a) escavação prévia; b) construção da parede moldada; c) escavação e instalação de escoramento metálico; d) construção da laje de cobertura; e), f) construção das lajes de piso; g) preenchimento do espaço vazio e reposição da superfície [adaptado, 119]. 118

Fig. 6.39 - Construção *top-down* (*Center for Life Sciences*, Boston): a) aspecto da estrutura metálica; b) abertura na laje para retirada de terras; c) escavadora sob a laje de piso; d) evolução dos trabalhos [19]. 119

Fig. 6.40 - Parede moldada apoiada em escoras metálicas: a) horizontais [43]; b) inclinadas [19]. 119

Fig. 6.41 - Armadura de painéis de parede moldada pré-esforçada (Braun, 1975, citado por Perdigão, 1999). 120

Fig. 6.42 - Painéis de betão pré-fabricados: a) pormenor dos painéis com ponta metálica [66]; b) pormenor da garra nas ranhuras trapezoidais dos painéis [66]; c) elevação dos painéis com uma grua [67]; d) colocação de painel em trincheira [68]; e) painel suspenso no muro-guia [66]. 122

Fig. 6.43 - Esquema de painéis de ranhura trapezoidal com junta waterstop entre eles [adaptado, 66]. 123

Fig. 6.44 - Vista de uma parede moldada no solo com painéis pré-fabricados [69]. 123

Fig. 6.45 - Fundações por sapatas: a) escavação [60]; b) colocação das armaduras e betonagem [41]. 124

Fig. 6.46 - Vista de fundações em estacas de betão armado pré-fabricadas [3]. 124

Fig. 6.47 - Preparação da laje do último piso: a) colocação do geotêxtil [3]; b) execução da superfície de regularização sobre o sistema de drenagem/filtragem [41]; c) colocação da armadura da laje [41]; d) laje de piso após a betonagem [41]. 125

Fig. 6.48 - Impermeabilização da parede: a) vista da caleira e do lado interior da parede moldada; b), c) construção do pano interior da parede em alvenaria; d) vista da alvenaria terminada [42]. 126

Fig. 6.49 - Detalhe construtivo de uma parede moldada e da sua ligação às lajes (Mascarenhas, 2001). 127

Fig. 6.50 - Exemplo de captação directa da água da escavação por bombagem em paredes moldadas [109]. 128

Fig. 6.51 - Problemas de execução de paredes moldadas: a.1), a.2) desaprumo entre painéis; b) tubo-junta não recuperado; c) sobre-espessamento da parede abaixo do muro-guia [118]. 129

Fig. 6.52 - a) Remoção das terras da rampa de acesso; b) vista da armadura das sapatas e do chumbadouro da grua [42]. 130

Fig. 6.53 - Obras do Centro Médico Albert Einstein: a) vista da parede moldada ancorada e dos trabalhos de fundações; b) vista da rampa de acesso à obra e do desnível existente no terreno circundante; c) detalhe de uma sapata alongada [35]. 131

Fig. 7.1. Poço técnico de acesso à linha do Metropolitano contido por uma cortina de estacas espaçadas, em Lisboa [59]. 133

Fig. 7.2 - Cortina de estacas: a) ancoradas com vigas de solidarização [6]; b) com escoramento metálico [70].134

Fig. 7.3 - Classificação das estacas quanto ao comportamento e modo de funcionamento: a) estacas com resistência de ponta; b) estacas flutuantes [124]. 135

Fig. 7.4 - Materiais constituintes de estacas: a) madeira [76]; b) betão [59]; c) aço [126]. 136

Fig. 7.5 - Cortinas de estacas: a) de grande diâmetro [55]; b) de micro-estacas [81]. 137

Fig. 7.6 - Cortina de estacas espaçadas: a) esquema em planta [70]; b) vista em obra [3]. 139

Fig. 7.7 - Cortina de estacas espaçadas alternadas com colunas de jet grouting: a) esquema com material de preenchimento entre estacas [65]; b) armazéns do *El Corte Inglés*, em Gaia [71]. 139

Fig. 7.8 - Cortina de estacas contíguas: a) esquema com espaçamento entre estacas [70]; b) vista em obra [55]…

..... 140

Fig. 7.9 - Cortina de estacas secantes: a) esquema em planta [70]; b) vista em obra [55]. 140

Fig. 7.10 - Variação de profundidade em cortinas de estacas secantes [70]. 141

Fig. 7.11 - Montagem do muro-guia: vista de cofragem metálica para uma cortina de estacas secantes [70]. . 142

Fig. 7.12 - Muros-guia betonados: a) para estacas secantes; b) para estacas contíguas [70]. 142

Fig. 7.13 - Estacas com trado contínuo: a) início da perfuração com o trado contínuo; b) perfuração até à cota desejada; c) extracção do trado à medida que se betona pelo veio oco; d) introdução da armadura no betão; e) estaca finalizada [70]. 143

Fig. 7.14 - Selecção do equipamento: a) pormenor do trado contínuo [55]; b) pormenor da cabeça de furação [3]; c) equipamento de perfuração [73]. 144

Fig. 7.15 - Perfuração do terreno: a) introdução do trado contínuo [74]; b) saída do material escavado [67]. ...144

Fig. 7.16 - Betonagem da estaca: a) decurso do processo em obra [55]; b) vibração do betão no interior da estaca [70]; c) percurso típico de betão por bombagem (Cruz, 2006). 145

Fig. 7.17 - Operações relativas à armadura: a) vista das armaduras em estaleiro [3]; b) pormenor da armadura [48]; c) levantamento da armadura [76]; d) introdução da armadura no furo [76]; e) finalização com o auxílio do prato e tubo acoplado a vibrador eléctrico manobrados por operários [71]. 146

Fig. 7.18 - Estacas com tubo moldador recuperável: a) cravação do tubo moldador; b) remoção do solo no interior do tubo; c) limpeza do fundo do furo; d) colocação da armadura; e) betonagem no sentido ascendente; f) remoção do tubo moldador; g) estaca finalizada [70]. 147

Fig. 7.19 - Tubo moldador: a) tubo moldador inferior ou tubo sapata (Cruz, 2006); b) tubo moldador intermédio (Cruz, 2006); c) mesa de bambeamento para introdução do tubo (Cruz, 2006); d) morsa de cravação do tubo [76]. 147

Fig. 7.20 - Furação: a) com trado curto [70]; b) com balde suspenso [3]. 148

Fig. 7.21 - Execução de estacas com tubos moldadores: a) ligação de tubos moldadores (recuperáveis) [76]; b) remoção do solo do interior do furo [3]; c) limpeza do fundo do furo [64]. 149

Fig. 7.22 - Armadura da estaca: a) introdução da armadura no furo [23]; b) suspensão da armadura com varões transversais [70]. 149

Fig. 7.23 - Betonagem da estaca: a) tubo trémie; b) vista da betonagem em obra [76] 150

Fig. 7.24 - Remoção do tubo moldador: a) com uma grua [23]; b) sequência de remoção através de mesa de bambeamento com apoio de grua (Cruz, 2006). 150

Fig. 7.25: Estacas com lamas bentoníticas: a) furação com trado; b) furação até à profundidade pretendida; c) limpeza do fundo do furo; d) introdução da armadura no furo estabilizado com lamas bentoníticas; e) betonagem com extracção simultânea das lamas; f) estaca executada [70]. 151

Fig. 7.26 - Lamas bentoníticas: a) ensaio de viscosidade às lamas expelidas - cone de *Marsh* (Cruz, 2006); b) tanques de decantação das lamas de bentonite usadas (Cruz, 2006). 152

Fig. 7.27 - Betonagem da estaca com saída de lamas bentoníticas [23] 153

Fig. 7.28 - Ordem de execução das cortinas de estacas espaçadas e contíguas: a) esquema em planta [70]; b) vista de uma cortina de estacas contíguas em obra [79]. 155

Fig. 7.29 - Ordem de execução de cortinas de estacas secantes [70]. 155

Fig. 7.30 - Remoção da cabeça da estaca contaminada com martelo pneumático [75]. 156

Fig. 7.31 - Remoção da cabeça da estaca por fractura desta: a) furação até ao seu centro; b) introdução de cunha para partir a estaca; c) vista da fractura da estaca; d) aspecto final, após içamento da parte contaminada [75]. 156

Fig. 7.32 - Aparelho destruidor da cabeça da estaca: a) vista do aparelho; b) colocação deste na estaca através de uma giratória; c) destruição do betão; d) vista da estaca saneada [75]. 157

Fig. 7.33 - Sistema *Recépieux*: a) sistema de montagem; b) introdução do material expansivo [76]. 158

Fig. 7.34 - Execução da viga de coroamento na Estação de Metro dos Aliados: a) saneamento das estacas; b) arranjo da armadura; c) construção da cofragem; d) betonagem da viga; e) aspecto da viga após betonagem; f) aspecto da viga após descofragem [78]. 158

Fig. 7.35 - Detalhe de viga de coroamento ancorada [70]. 159

Fig. 7.36 - Esquema em alçado de uma cortina de estacas com dois níveis de ancoragens [70]. 160

Fig. 7.37 - Segunda fase de escavação: a) vista de uma pequena escavadora [70]; b) cofragem escorada da viga de solidarização do segundo nível [70]; c) execução de furação na viga [78]; d) pré-esforço das ancoragens [78]..

..... 160

Fig. 7.38 - a) e b) Cortina de estacas com vários níveis de ancoragens - estação de Metro da Avenida dos Aliados; c) colocação do escoramento de canto; d) vista dos diferentes níveis de cantos escorados [78]. 161

Fig. 7.39 - Estabilização da cortina: a) aplicação de malha electrossoldada [72]; b) betão projectado sobre a malha [71]; c) vista em obra da parede regularizada com betão [70]. 162

Fig. 7.40 - Pormenor da cortina de contenção de estacas secantes (Cruz, 2006). 163

Figura 7.41 - Pormenor da parede de forro da cortina de contenção (Cruz, 2006). 163

Fig. 7.42 - Aspecto em obra da construção da estrutura do edifício [41]. 164

Fig. 7.43 - Esquema em planta da colocação da tela drenante [70]. 164

Fig. 7.44 - Cortina de estacas com drenos entre juntas [70]. 165

Fig. 7.45 - Detalhe construtivo da ligação entre a parede e a laje do último piso [77]. 165

Fig. 7.46 - Bombagem com auxílio de mangueira de água no intradorso de uma cortina de estacas [70]. 166

Fig. 7.47 - Rede de drenos horizontais de uma cortina de estacas [127]. 166

Fig. 7.48 - Vista dos tubos de ensaio acoplados à armadura da estaca [76]. 167

Fig. 7.49 - Esquema do ensaio das diagrafias sónicas (*cross-hole*) [76]. 168

Fig. 7.50 - Método sónico do eco: a) esquema de ensaio; b) execução do ensaio; c) equipamento do ensaio [76]..

..... 168

Fig. 7.51 - Ensaios de carga estáticos: a) verticais à compressão; b) ensaio de carga lateral [3]. 169

Fig. 7.52 - Vista de um ensaio de carregamento dinâmico [3]. 170

Fig. 7.53 - Realização da carotagem de estacas [76]. 170

Fig. 7.54 - Vista da execução do ensaio *Statnamic* [125]. 171

Fig. 7.55 - Esquema relativo à constituição de uma micro-estaca [80]. 171

Fig. 7.56 - Campo de aplicação de micro-estacas: a) recalçamento de fundações: b) estabilização de taludes; c) contenção periférica de edifícios [81]. 172

Fig. 7.57 - a) Perfuração; b) colocação da armadura; c) injecção; d) ligação à estrutura [22]. 173

Fig. 7.58 - Perfuração de micro-estacas: a) com trado: a1) com tubo moldador; a2) sem tubo moldador [76]; b) por roto-percussão [81].]. 175

Fig. 7.59 - Colocação da armadura: a) vista da armadura principal ou tubo manchete; b) fixação da armadura principal com chaves de grifos [80]; c) introdução da armadura principal [81]. 175

Fig. 7.60: Fabrico de calda de cimento: a) betoneira móvel; b) mistura da calda [80]. 176

Fig. 7.61 - Injecção da calda: a) central de calda de cimento [76]; b) bomba manual de pressão [80]. 176

Fig. 7.62 - Obturador: a) fechado; b) aberto [76]. 177

Fig. 7.63 - Aspecto de uma cortina de estacas após a escavação para a construção do maciço de encabeçamento [81]. 178

Fig. 7.64 - a) Vista de uma cortina de micro-estacas ancorada para o Museu *Caja Burgos* de Arte Contemporânea, em Burgos [81]; b) início das fundações e cortina de micro-estacas definitiva para a Residência Aparthotel, em Burgos [81]. 178

Fig. 7.65 - Cravação de estacas pré-fabricadas: a) armazenamento em fábrica; b) vista do equipamento de cravação; c) pormenor da junta entre tramos de estacas; d) introdução dos parafusos de união das estacas [3]….

.....180

Fig. 7.66 - Execução de uma cortina de estacas pré-fabricadas: a) vista das estacas cravadas no terreno; b) descabeçador do topo das estacas; c) aspecto em obra das cabeças removidas; d) armadura do maciço de encabeçamento [3]. 180

Fig. 7.67 - Cortina de estacas pré-fabricadas e pré-esforçadas, realizada em Alcobendas, Madrid [3]. 181

Fig. 7.68 - Estacas-pranchas: a) fabrico de estaca laminada a quente [82]; b) armazenamento em estaleiro [83]; c) perfis tipo U; d) perfis tipo Z; e) perfis tipo alma recta [84]. 182

Fig. 7.69 - Vista de uma ensecadeira [82]. 183

Fig. 7.70 - a) Cortina de estacas-pranchas ancorada [82]; b) parede *tipo Berlim provisória* [3]. 184

Fig. 7.71 - Estacas-pranchas: a) transporte e descarga; b) armazenamento [86]. 185

Fig. 7.72 - Dispositivos de guiamento: a) vigas-guia; b) mastros-guia [87]. 185

Fig. 7.73 - Cravação por percussão: a) martelo hidráulico [82]; b) fim da cravação [88]. 186

Fig. 7.74 - Cravação por vibração: a) pormenor do vibrador [82]; b) cravação de estaca em obra [86]. 186

Fig. 7.75 - Cravação com prensa hidráulica [82]. 187

Fig. 7.76 - Esquema de cravação de estacas-pranchas por injecção (Coelho, 1996 citado por Medeiros, 1998).....

.....187

Fig. 7.77 - Métodos de construção de uma cortina de estacas-pranchas: a) primeiro método (cravação individual); b) segundo método (cravação em duas fases); c) terceiro método (cravação por painéis) [90]. 188

Fig. 7.78 - Instalação de uma estaca-prancha: a) pormenor do dispositivo para içar a estaca; b) estaca içada na vertical; c) zona de aplicação do selante betuminoso; d) fixação da estaca na cortina: e) pormenor da fixação entre estacas; f) verificação da verticalidade no plano da cortina através de guias telescópicas [82]. 188

Fig. 7.79 - a) Cortina finalizada; b) início da escavação [86]. 189

Fig. 7.80 - Cortina ancorada: a) execução de ancoragens [3]; b) pormenor do canto travado com escoras [82].189

Fig. 7.81 - Cortina escorada para as *West End Residences*, em Boston [19]. 190

Fig. 7.82 - Rebaixamento do nível freático no intradorso de uma cortina de estacas-pranchas: a) por bombagem directa [127]; b) por agulhas filtrantes [85]. 190

Fig. 7.83 - Esquema de drenagem/filtragem definitivo na base da escavação [117]. 191

Fig. 7.84 - Esquema de instalação do sistema de drenagem/filtragem da cortina [129]. 191

Fig. 7.85 - Exemplo de uma cortina temporária: construção da estrutura [82], [86]. 192

Fig. 7.86 - Parede definitiva de estacas-pranchas: parque de estacionamento subterrâneo [82]. 192

Fig. 8.1 - a) Exemplos de aplicações com *jet grouting*: a) injecção no terreno aquando da reabilitação do Quartel da Marinha de Cartagena em Múrcia, Espanha; b) criação de uma barreira impermeável no tardoz de parede moldada num edifício de vivendas em Castellón, Espanha [81]. 193

Fig. 8.2 - Exemplos de aplicação de *jet grouting*: a) cortina de contenção impermeável; b) melhoramento no tardoz das estruturas de suporte de terras; c) fechando paredes alternando com estacas de betão armado; d) reforço de fundações; e) protecção de túneis [120]. 194

Fig. 8.3 - Etapas de execução de *jet grouting*: a) introdução da vara; b) saída de água; c) elevação da vara rotacionalmente com bombagem simultânea da calda: c1) coluna; c2) painel [120]. 195

Fig. 8.4 - Sistemas de *jet grouting*: a) de jacto simples; b) de jacto duplo; c) de jacto triplo [120]. 196

Fig. 8.5 - Execução de uma coluna de *jet grouting*: a) perfuração do terreno; b) injecção da calda de cimento (Cruz, 2006). 197

Fig. 8.6 - Equipamento de *jet grouting*: a) central de mistura; b) bomba de injecção; c) misturadora de calda de cimento [73]. 199

Fig. 8.7 - Controlo de qualidade: a) execução de colunas teste [39]; b) recolha de amostras [81]. 199

Fig. 8.8 - Panorâmica da parede de contenção em *jet grouting* [39]. 200

Fig. 8.9 - Vista da escavação escorada sobre a laje de *jet grouting* [111]. 201

Fig. 8.10 - Vista em obra das colunas reforçadas com *jet grouting* [111]. 202

Fig. 9.1 - Esquemas de métodos de estabilização de paredes de contenção: a) encastramento da cortina; b) escoras metálicas; c) ancoragens pré-esforçadas com escoras nos cantos; d) ancoragens pré-esforçadas; e) sistema *top-down*; f) lajes superior e inferior; g) laje superior e banquetas; h) forma circular ou elíptica auto-estável [3]. 203

Fig. 9.2 - a) Vista em obra de uma parede moldada escorada; b) parede moldada ancorada [3]. 204

Fig. 9.3 - Desenho esquemático, em corte, de uma ancoragem (Carvalho, 2004). 205

Fig. 9.4 - Negativos de ancoragens: a) vista de um negativo; b) negativo colocado na viga de coroamento [48]..... 206

Fig. 9.5 - Sequência de execução de ancoragens pré-esforçadas: a) perfuração; b) introdução da armadura; c) injecção com calda; d) tensionamento [22]. 206

Fig. 9.6 - Perfuração com equipamento de roto-percussão [81]. 207

Fig. 9.7 - Armaduras: a) preparação em estaleiro; b) colocação das armaduras no furo; c) vista das armaduras colocadas no furo; d) pormenor das armaduras [130]. 208

Fig. 9.8 - Equipamento de mistura da calda e injecção global [4]. 209

Fig. 9.9 - Tensionamento da ancoragem: a) colocação do macaco hidráulico [4]; b) vista do macaco hidráulico [130]; c) vista da bomba de pré-esforço [4]; c) esquema de tensionamento da ancoragem [4]; d) vista das cabeças de ancoragem [4]; e) aspecto final da cabeça das ancoragens [3]. 210

Fig. 9.10 - Prova de carga sobre ancoragens: a) instrumentação com micrómetros digitais e células de carga [81]; b) pormenor da célula de carga [3]; c) registo contínuo de leituras no computador [81]; d) exemplo de uma curva tensão/deformação [59]. 211

Fig. 9.11 - Pormenor de uma ancoragem desactivada e removida [31]. 211

Fig. 9.12 - Situações particulares de escoramento: a) construção de um túnel de metropolitano em Boston [123]; b) paredes apoiadas em escoras de canto para a construção do *Century Hotel* em São Francisco, Califórnia [23]. 213

Fig. 9.13 - Exemplo de escavação em terreno cuja estrutura de contenção é apoiada por intermédio de escoras inclinadas apoiadas no centro da laje de fundação do ediício [23]. 214

Fig. 9.14 - Escoras apoiadas em estacas: a) escoramento de uma contenção de estacas secantes para a construção da Biblioteca Nacional de Berlim; b) escoramento de uma parede moldada para a construção do edifício *City-Light-House*, em Berlim [111]. 214

Fig. 9.15 - Escavação escorada rodeada por estruturas vizinhas: Estação de 24 de Agosto, metropolitano do Porto [18]. 215

Fig. 9.16 - Evolução dos deslocamentos de uma cortina de estacas contíguas escorada e monitorizada para a construção de 4 pisos de cave de um edifício de escritórios em Kuala Lumpur, Malásia (Lim *et al*, 1996). 215

Fig. 9.17 - Reforço da viga longitudinal (Perdigão, 1999 adaptado de Miranda Soares, 1979). 216

Fig. 9.18 - Faseamento de aplicação do pré-esforço no sistema tradicional (Perdigão, 1999). 218

Fig. 9.19 - Sistema tradicional de escoramento sem aplicação de pré-esforço (Perdigão, 1999, adaptado de Miranda Soares, 1979). 219

Fig. 9.20 - Sistema tradicional de aplicação de pré-esforço com recurso a macacos hidráulicos (Perdigão, 1999 adaptado de Miranda Soares, 1979). 220

Fig. 9.21 - a) Cabeças Norte de escoras do segundo nível; b) cabeças Sul de escoras do segundo nível (Cruz, 2006). 221

Fig. 9.22 - a) Pormenor de 2 dos 8 cilindros hidráulicos instalados em cada par de escoras na cabeça Norte; b) cabeças Norte após a introdução das chapas de interposição entre escoras (Cruz, 2006). 221

Fig. 9.23 - Cabeça Norte pré-esforçada das escoras metálicas (Cruz, 2006). 222

Fig. 9.24 - Equipamentos de corte e desactivação das escoras (Cruz, 2006). 223

Fig. 9.25 - a) Vista da suspensão da escora em diferenciais; b) conjunto de escoras desactivadas (Cruz, 2006)…. 223

Fig. 10.1 - Acção de gruas escavadoras hidráulicas e camiões nas obras de reconstrução do *World Trade Center*, Nova York [62]. 225

Fig. 10.2 - Equipamentos de compactação: a) vibro-compactador [11]; b) auto-compactador cilíndrico em operação no interior de uma contenção [122]. 226

Fig. 10.3 - Retro-escavadora sobre pneus: a) a carregar terras; b) movimentos típicos; c) a efectuar trabalhos de escavação, perfuração, elevação e transporte [21]. 227

Fig. 10.4 - a) Aspecto de uma escavadora tipo *bobcat* [17]; b) trabalho de uma pequena escavadora *bobcat* sob a laje do R/C do Hospital *Beth Israel Deaconess*, Boston [33]. 228

Fig. 10.5 – Escavadora tipo *shovel*: a) de cabos de aço [92]; b) hidráulica [21]; c) movimento do braço [93]. ...228

Fig. 10.6 – Operações com uma pá carregadora: a) escavação e carga; b) transporte; c) elevação; d) descarga [21]. 229

Fig. 10.7 - Escavadora com balde de maxilas em operação: a) para o edifício *ZAC Reuilly*, em Paris [22]; b) execução de uma parede moldada de 1,20 m de espessura e 48 m de profundidade no *Potsdamer Platz*, Berlim [20]; c) retirada de terras do furo de uma estaca moldada, na estação *Puerto de Valparaíso*, no Chile [3]. 230

Fig. 10.8 – Escavadora com balde de maxilas utilizada em escavações dentro de água: a) escavação no interior de uma cortina de estacas-pranchas; b) pormenor do balde [94]. 230

Fig. 10.9 - Grua escavadora hidráulica sobre rasto contínuo: a) em trabalhos de escavação [95]; b) movimento do braço [21]; c) exemplos de acessórios passíveis de serem instalados na grua [21]. 231

Fig. 10.10 – Operações de uma grua escavadora hidráulica: a) escavação no interior de uma cortina de estacas para a estação de Metro dos Aliados, no Porto [78]; b) descarga de terras nos trabalhos de execução de uma cortina de estacas-pranchas para a construção dum parque de estacionamento na Universidade de Harvard [19]. 231

Fig. 10.11 – Operações com *dragline*: a) exemplo de escavação com *dragline* de gravilha em solos moles e com água [20]; b) escavação de solos com coesão baixa [96]. 232

Fig. 10.12 – *Moto-scraper*: a) a efectuar transporte de terras [45]; b) a escavar o solo [21]. 232

Fig. 10.13 - Camião articulado: a) em carregamento de terras [22]; b) em saída pela rampa da obra para transporte e descarga de terras a depósito [78]; c) configuração genérica e movimento da caixa [21]. 233

Fig. 10.14 - Tractor de rastos com lâmina *bulldozer*: a) vista em obra [97]; b) representação do trajecto do transporte de terra numa lâmina *angledozer* [25]. 233

Fig. 10.15 - Panorâmica de uma escavação contida por paredes moldadas e dos acessos ao interior das paredes, para a construção do *El Corte Inglés* em Badajoz [3]. 234

Fig. 10.16 - Rampas de acesso à escavação: a) construção do edifício Marina Centro em Santiago, no Chile [3]; b) reconstrução do *World Trade Center*, em Nova York [98]. 235

Fig. 10.17 - Avanço da escavação no interior de uma parede moldada [3]. 235

Fig. 10.18 - Retirada das terras sobrantes no interior das paredes [41]. 235

Fig. 10.19 - Acesso por escadas ao intradorso das paredes moldadas na zona de reconstrução do *World Trade Center* [98]. 236

Fig. 10.20 - Escavações verticais em áreas limitadas - remoção de terras: a) pela abertura no processo *top-down*; b) do interior de uma estrutura escorada (Cruz, 2006). 236

Fig. 11.1 - Vista panorâmica de captação directa por bombagem de uma obra de paredes moldadas na Alemanha [109]. 237

Fig. 11.2 - Sistema de retenção de águas superficiais utilizado num edifício em Santa Cruz, Brasil [100]. 240

Fig. 11.3 - a) Esquema de bombagem directa em vala com poço colector; b) fenómeno de liquefacção das areias; c) mecanismo de rotura do fundo de uma escavação (Medeiros, 1998). 240

Fig. 11.4 - Vista de um poço de bombagem [110]. 241

Fig. 11.5 - Constituição de uma ponta filtrante tipo: a) de injecção; b) de cravação (Medeiros, 1998). 242

Fig. 11.6 - a) Vista das agulhas filtrantes; b) vista do tubo colector; c) vista da bomba de água; d) estado do terreno: d1) antes do rebaixamento; d2) depois do rebaixamento [102]; e) sistema de drenagem com agulhas filtrantes: aspecto típico em planta [adaptado, 100]. 242

Fig. 11.7 - Agulhas filtrantes: a) esquema de montagem de agulhas filtrantes com filtros de areia; b) elementos constituintes de um sistema de *wellpoints* e capacidade da bomba de vácuo (Medeiros, 1998). 243

Fig. 11.8 - Esquema de instalação de um sistema de agulhas filtrantes ou *well-points* por andares: segundo andar (Medeiros, 1998, adaptado de Driscoll, 1986). 244

Fig. 11.9 - Furo de bombagem tipo (Medeiros, 1998) 244

Fig. 11.10 - Bombas submersíveis: a) abertura do furo para montagem da bomba [106]; b) pormenor da bomba [108]; c) rebaixamento em obra [108]. 245

Fig. 11.11 - Esquema de montagem de um sistema de drenagem por electro-osmose (Medeiros, 1998). 245

Fig. 11.12 - Eventuais assentamentos nas estruturas vizinhas causados pelo rebaixamento por bombagem do nível freático na zona de escavação [101]. 246

Fig. 11.13 - Eficiência de uma cortina de impermeabilização em função da penetração (Medeiros, 1998, adaptado de Davidenkoff e Franke, 1966). 247

Fig. 11.14 - Projecto de paredes moldadas *Mall Costanera*: a), b) vista panorâmica da obra; c) esboço da planta e secção em corte; d) secção tipo da parede [3]. 248

Fig. 11.15 - Congelação dos solos em estruturas de contenção: a) exemplo em corte (Medeiros, 1998); b) vista panorâmica em obra (Almeida, 2003). 249

Fig. 11.16 - a) Esquema da unidade de congelação utilizada na construção do Metropolitano de Estocolmo (Medeiros, 1998, adaptado de Tomlinson, 1963); b) estaleiros para realização de tratamento, com equipamentos de refrigeração (Almeida, 2003); c) vista de um sistema em teste de congelação do solo para a ligação entre um túnel e uma estação de paredes moldadas no Metro de Colónia, Alemanha [111]. 250

Fig. 11.17 - a) Plano de injecção por furos primários e secundários (Medeiros, 1998, adaptado de Tomlinson, 1995); b) pormenor do equipamento de mistura e injecção [3]. 251

Fig. 11.18 - Exemplo esquemático de uma barreira estanque associada a um sistema drenante/filtrante de uma parede enterrada corrente (Freitas, 2003). 252

Fig. 11.19 - Geocompósito: a) exemplo de uma georrede; b) filtro em poliéster [115]; c) esquema de colocação do filtro colocado sobre a lâmina drenante [103]. 253

Fig. 11.20 - a) Esquema de drenagem da água [103]; b) pormenor em planta da drenagem da água e filtragem [117] 253

Fig. 11.21 - Colocação da rede drenante: a) montagem desta com fixação mecânica por grampeamento no topo sobre a impermeabilização [103]; b) exemplo de sobreposição entre panos [117]. 253

Fig. 11.22 - Esquema de execução de drenagem horizontal com tubos-drenos [117]. 254

Fig. 12.1 - Vista dos trabalhos de início das escavações em redor do Palácio a partir da Av. Fontes Pereira de Melo (Dezembro de 1999) [48]. 255

Fig. 12.2 - Palácio Sotto Mayor: a) vista do Palácio no início do Séc. XX; b), c) vistas do interior do Palácio [48]….

.....256

Fig. 12.3 - Novo projecto previsto para o Palácio [48]. 257

Fig. 12.4 - a) Perfil geológico; b) vista da execução de sondagens [48]. 257

Fig. 12.5 - a) Localização do Palácio; b) secção tipo Poente-Nascente [48]. 258

Fig. 12.6 - Solução de recalçamento do Palácio: a) esquema da grelha de vigas de betão armado pré-esforçado; b) esquema de solidarização entre as vigas de encabeçamento e as paredes de alvenaria de pedra; c) grelha de vigas; d) nicho de ancoragens; e) execução de micro-estacas no interior do Palácio; f) vista das micro-estacas já colocadas [84] 258

Fig. 12.7 - Contenção do Palácio: a) traçado das vigas de cintagem; b) betonagem de estacas; c) viga da grelha no exterior do Palácio sobre as estacas; d) preparação do terreno para execução da primeira viga de cintagem; e) montagem dos cabos de pré-esforço da primeira viga; f) estacas antes do revestimento com betão projectado; g) vista das vigas de cintagem [84]. 260

Fig. 12.8 - Vistas da contenção periférica na fase final da escavação: a) parede moldada (1,0 m esp.) - Av. Fontes Pereira de Melo; b) parede moldada (0,6 m esp.) - Rua Martens Ferrão; c) cortina de estacas Φ800 mm af. 1,0 m - Rua Sousa Martins; d) contenção *tipo Berlim definitiva* (0,35 m esp.) - Largos das Palmeiras e Andaluz [48]. 261

Fig. 12.9 - Vistas da escavação e execução das lajes em torno do Palácio, desde Janeiro de 2000 até Maio de 2001 [48]. 262

Fig. 12.10 - a) Demolição pontual das vigas de cintagem; b) ligação geral das lajes às vigas de cintagem [48].265

Fig. 12.11 - Execução das galerias sob o Palácio: a), b) zonas de escavação; c) início da escavação da galeria superior; d) escavação da galeria superior; e) cofragem da parede tipo Berlim definitiva; f) final da escavação da galeria inferior [48]. 264

Fig. 12.12 - Situação em Julho de 2002: vista do Palácio a partir da Av. Fontes Pereira de Melo [48]. 265

Fig. 12.13 - Instrumentos de medição: a) calha inclinométrica; b) alvo topográfico [48]. 265

Fig. 13.1 - Levantamento do fundo da escavação - superfície teórica de rotura (Matos Fernandes, 1990). 268

Fig. 13.2 - Graus de liberdade em elementos finitos de consolidação (Borges, 1995). 269

Fig. 13.3 - Superfícies de cedência do modelo p-q-θ: a) no espaço das tensões principais; b) no referencial p-q (Borges, 1995). 270

Fig. 13.4 - Características da escavação..... 272

Fig. 13.5 - Malha de elementos finitos utilizada no estudo. 273

Fig. 13.6 - Condições hidráulicas no final da consolidação..... 275

Fig. 13.7 - Excessos de pressão neutra no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação..... 277

Fig. 13.8 - Pressões neutras no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação..... 278

Fig. 13.9 - Tensões efectivas horizontais no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação. 280

Fig. 13.10 - Tensões efectivas verticais no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação..... 281

Fig. 13.11 - Tensões de corte (τ_{xy}) no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação. 283

Fig. 13.12 - Níveis de tensão no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação..... 284

Fig. 13.13 - Deslocamentos laterais da cortina para diferentes profundidades de escavação 285

Fig. 13.14 - Deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado para diferentes profundidades de escavação 286

Fig. 13.15 - Deslocamentos verticais da superfície do lado suportado para diferentes profundidades de escavação 286

Fig. 13.16 - Levantamento do fundo da escavação para diferentes profundidades de escavação 287

Fig. 13.17 - Evolução dos esforços de compressão no escoramento durante a escavação 287

Fig. 13.18 - Diagrama de momentos flectores na cortina para diferentes profundidades de escavação 288

Fig. 13.19 - Diagramas de esforços de compressão na laje de fundo para diferentes profundidades de escavação 289

Fig. 13.20 - Diagrama de momentos flectores na laje para diferentes profundidades de escavação 290

Fig. 13.21 - Pressão de terras na cortina para diferentes profundidades de escavação 291

Fig. 13.22 - Rede de fluxo para escoamento bidimensional num meio isotrópico e homogéneo (Matos Fernandes, 1995) 292

Fig. 13.23 - Pressões neutras no decurso da consolidação: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação 293

Fig. 13.24 - Excessos de pressão neutra no decurso da consolidação: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação 294

Fig. 13.25 - Tensões efectivas horizontais no decurso da consolidação: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação 296

Fig. 13.26 - Tensões efectivas verticais no decurso da consolidação: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação 297

Fig. 13.27 - Tensões de corte (τ_{xy}) no decurso da consolidação: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação 298

Fig. 13.28 - Níveis de tensão no decurso da consolidação: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação 299

Fig. 13.29 - Pressão de terras sobre as faces da cortina no fim da construção e no fim da consolidação 300

Fig. 13.30 - Deslocamentos laterais da cortina no fim da construção e no fim da consolidação 301

Fig. 13.31 - Deslocamentos horizontais da superfície no fim da construção e no fim da consolidação 301

Fig. 13.32 - Deslocamentos verticais da superfície no fim da construção e no fim da consolidação 302

Fig. 13.33 - Levantamento do fundo da escavação no fim da construção e no fim da consolidação 302

Fig. 13.34 - Evolução temporal do deslocamento máximo horizontal da superfície do terreno do lado suportado 303

Fig. 13.35 - Evolução temporal do deslocamento máximo vertical da superfície do terreno do lado suportado 303

Fig. 13.36 - Evolução temporal do levantamento máximo do fundo da escavação 304

Fig. 13.37 - Esforços axiais nos escoramentos no final da construção e no final da consolidação: a) escora 1; b) escora 2; c) escora 3..... 304

Fig. 13.38 - Diagramas de momentos flectores na cortina no final da construção e no final da consolidação ... 305

Fig. 13.39 - Diagramas de esforços de compressão na laje de fundo no final da construção e no final da consolidação..... 306

Fig. 13.40 - Diagrama de momentos flectores na laje no final da construção e no final da consolidação..... 306

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Fases de execução de um estudo geológico e geotécnico 10

Quadro 2.2 – Ensaio SPT: Índices de resistência à penetração e respectivas designações (Terzaghi e Peck, 1948) 17

Quadro 5.1 - Quadro-resumo comparativo entre paredes *tipo Berlim provisórias* e *definitivas* 48

Quadro 7.1 - Vantagens e desvantagens decorrentes da utilização de estacas de betão moldadas *in situ* (Mascarenhas, 2001) 138

Quadro 7.2 - Vantagens e desvantagens associadas aos três métodos de execução de estacas moldadas (Meireles e Martins, 2006). 154

Quadro 7.3 - Vantagens de desvantagens das micro-estacas 173

Quadro 7.4 - Vantagens e desvantagens decorrentes da utilização de estacas de betão pré-fabricada (Brito, 1999 e Mascarenhas, 2001) 179

Quadro 7.5 - Vantagens e desvantagens das cortinas de estacas-pranchas (Brito e Vaz, 2001). 183

Quadro 7.6 - Quadro resumo comparativo entre estacas-pranchas e paredes *tipo Berlim provisórias* (Brito e Vaz, 2001) 184

Quadro 8.1 - Principais características dos sistemas de *jet grouting* (Carreto, 2000, e Kaidussis e Gomez de Tejada, 2000) 197

Quadro 11.1 - Síntese dos métodos de controle da água em escavações de Obras de Engenharia (Adaptado, Medeiros, 1998). 239

Quadro 11.2 - Tipo de material de injecção em função da permeabilidade dos maciços (Medeiros, 1998) 251

Quadro 12.1 - Principais quantidades e meios referentes às estruturas de contenção 266

Quadro 13.1 - Parâmetros caracterizadores do modelo p-q-θ 274

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

c_h - coeficiente de consolidação na direcção horizontal

c_u - resistência não drenada do solo

E - módulo de elasticidade do solo

EC7 - Euro-Código 7

f_s - resistência lateral

K_0 – coeficiente de impulso em repouso

JET1 – sistema de jacto simples

JET2 – sistema de jacto duplo

JET3 – sistema de jacto triplo

M – declive da linha de estados críticos no referencial p-q

$M_{máx}$ - esforço flector máximo

N - número de pancadas do ensaio SPT

$N_{máx}$ - esforço normal máximo

N_{10} - número de pancadas para que a ponteira penetre 10 cm no solo

OCR – grau de sobreconsolidação

p – tensão média efectiva

Q - carga aplicada

q – tensão de desvio

q_c - resistência de ponta

s - assentamento

t - tempo

RSA - Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

SL – nível de tensão

x, y, z – coordenadas cartesianas

ε – deformação

ε_q – deformação distorcional

ε_v – deformação volumétrica

Φ' – ângulo de atrito interno definido em termos de tensões efectivas

γ – peso específico total

Γ – parâmetro do modelo (p,q,θ) correspondente ao volume específico do solo, em situação de estado crítico, sujeito a uma tensão p igual à unidade

v – coeficiente de Poisson

v' – coeficiente de Poisson definido em termos de tensões efectivas

λ – declive da linha de consolidação isotrópica virgem no referencial (lnp, v)

σ - tensão normal

σ'_1, σ'_2, σ'_3 – tensões principais efectivas (máxima, intermédia e mínima)

1
INTRODUÇÃO

O desenvolvimento económico e social e o crescimento demográfico, aliados à valorização e ocupação dos espaços urbanos tem determinado, nos últimos anos, o aumento progressivo do recurso a edifícios com vários pisos de cave e estruturas subterrâneas para parqueamento automóvel e túneis de metropolitano, rodoviário e ferroviário. Estas obras, por motivos relacionados com a necessidade de rentabilização do espaço disponível, são frequentemente realizadas ao abrigo de obras de escavação de face vertical, suportadas por estruturas de contenção flexíveis.

Uma estrutura de contenção é flexível se apresentar deformabilidade suficiente para que as pressões do terreno que suporta se alterem em distribuição e grandeza devido a essa deformabilidade, modificando, por consequência, os esforços na própria cortina (Peck, 1972).

Entre as estruturas de contenção flexíveis existentes, destacam-se as paredes *tipo Berlim* (*provisórias* e *definitivas*), as paredes moldadas, as cortinas de estacas, as estacas-pranchas e outros tipos de paredes, derivadas destas ou que resultam da combinação de algumas das soluções referidas. Nas condições actuais, as paredes moldadas, as cortinas de estacas moldadas e as paredes *tipo Berlim definitivas*, constituem não só a contenção provisória da escavação, como também integram, em parte ou na totalidade, a estrutura definitiva.

A escolha do tipo de parede de contenção depende de vários factores, nomeadamente:

- necessidade de impermeabilização;
- características do terreno (peso volúmico, coesão, ângulo de atrito interno, posição do nível freático, etc.);
- limitações construtivas - local de implantação, espaço disponível para execução da solução construtiva, custo de execução, meios disponíveis;
- solicitações da estrutura (contenção provisória ou definitiva);
- análise da envolvente (construções vizinhas e circulações de trânsito a considerar);
- economia;
- tempo de execução.

A estabilidade das estruturas flexíveis e a manutenção das deformações num patamar compatível com o meio envolvente podem ser asseguradas por apoios, quer sejam ancoragens pré-esforçadas, quer escoras, pré-esforçadas ou não, cuja escolha resulta de uma ponderação dos diversos factores em análise.

O presente trabalho incide com maior detalhe nas estruturas de contenção multi-apoiadas de edifícios. Pretende-se apresentar, de forma alargada e pormenorizada, os sistemas construtivos (fases construtivas, materiais, detalhes de execução, ligação a outros componentes da construção, equipamentos) dos diversos tipos de estruturas de contenção, contribuindo deste modo para um aumento do conhecimento relativamente à especificidade dos procedimentos a nível construtivo que caracterizam este tipo de estruturas, relativamente a outro tipo de obras geotécnicas.

São também descritas as diferentes actividades que decorrem transversalmente à realização do processo construtivo de cada estrutura de contenção e cuja execução é determinante para a obtenção dos resultados esperados, tanto a nível das soluções adoptadas em projecto como da segurança em obra. Neste sentido, é feita uma breve referência às actividades realizadas, desde o início da prospecção geotécnica até à adopção de sistemas de monitorização e observação da obra, passando pelos métodos de controlo de água, drenagem e impermeabilização das estruturas de contenção.

O Capítulo 2 centra-se na questão da prospecção geotécnica, nomeadamente na descrição das diferentes fases que envolvem um projecto geológico-geotécnico e na reflexão sobre a importância de esta etapa ser cumprida, para que sejam evitados erros graves de concepção e de execução do projecto.

O Capítulo 3 trata das condições gerais de execução das paredes de contenção de edifícios, abordando-se sucintamente os aspectos mais importantes das condições técnicas a cumprir neste tipo de obras geotécnicas.

O Capítulo 4 incide sobre os serviços preliminares que antecedem a construção das estruturas de contenção propriamente ditas. São considerados, de forma sucinta, os trabalhos que envolvem o reconhecimento da obra e a implantação dos pontos para a construção da estrutura de contenção.

O Capítulo 5 debruça-se sobre as paredes *tipo Berlim*. É feita uma distinção entre paredes *tipo Berlim provisórias* e *definitivas*, sendo de seguida indicados os campos de aplicação, os sistemas construtivos e os sistemas de impermeabilização e drenagem respectivos.

O Capítulo 6 descreve as características construtivas de paredes moldadas, quer as realizadas *in situ*, quer as realizadas com painéis pré-fabricados. É feita também neste Capítulo uma breve abordagem à técnica *top-down*, ligada às escavações escoradas com as lajes dos pisos enterrados, sendo estas construídas à medida que a escavação avança.

No Capítulo 7 faz-se uma apreciação e descrição dos diferentes tipos de cortinas de estacas, designadamente das estacas moldadas e dos seus diferentes métodos construtivos, campo de aplicação e métodos de controlo de qualidade. De igual forma é feita uma abordagem às cortinas de micro-estacas, de estacas pré-fabricadas e de estacas-pranchas.

O Capítulo 8 examina uma relativamente recente técnica de melhoria e reforço de solos por injecção - *jet grouting* - a qual tem vindo a sofrer nos últimos anos um rápido desenvolvimento, e cuja versatilidade lhe permite ser aplicada tanto em obras provisórias como definitivas, principalmente escavações, reforço de fundações, cortinas impermeáveis, paredes de contenção e túneis.

O Capítulo 9 consiste numa perspectiva geral dos sistemas construtivos referentes às ancoragens pré-esforçadas, e às escoras, sejam estas pré-esforçadas ou não pré-esforçadas.

O Capítulo 10 incide sobre os trabalhos de movimento de terras, nomeadamente os diferentes tipos de escavação, sendo abordados também os equipamentos de escavação e transporte de terras habitualmente utilizados neste tipo de operações.

O Capítulo 11 dá especial relevância aos métodos de controlo de água e de drenagem e impermeabilização subterrâneas, sendo apresentadas diferentes soluções existentes, com vista a evitar

que a água chegue à zona da escavação, ou a drenar a água que se acumule nas intermediações dos pisos de cave, mediante a adopção de sistemas de drenagem e impermeabilização subterrâneos adequados à vida útil dos edifícios.

O Capítulo 12 centra-se na apresentação e análise de um caso de obra, mais precisamente de uma escavação suportada de grande altura realizada em torno do Palácio Sotto Mayor em Lisboa, que implicou não só a adopção de determinados critérios de concepção e execução, como também a necessidade de preservar a integridade do referido edifício histórico.

Complementarmente, no Capítulo 13, procede-se à modelação numérica de um problema-tipo de uma escavação multi-escorada realizada em solo mole e reforçada no fundo com laje de *jet grouting*. No início do capítulo faz-se uma breve descrição do programa de cálculo automático utilizado, baseado no método dos elementos finitos (desenvolvido por Borges, 1995), que permite analisar o fenómeno da consolidação através de uma formulação acoplada das equações de equilíbrio e de escoamento. Na modelação do comportamento constitutivo dos solos, utiliza-se um modelo elastoplástico baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo p-q-θ). De seguida, efectua-se o estudo do problema-tipo, compreendendo não só a análise durante o período de construção, como também as transformações ocorridas no período pós-construção, até estarem completamente dissipados os excessos de pressão neutra. Pretende-se, em particular, avaliar da importância da instalação da laje de *jet grouting*, funcionando como escoramento da cortina abaixo da base da escavação, por forma a que seja evitada a rotura do fundo por levantamento. São analisados resultados das pressões de água, dos excessos de pressão neutra, das tensões efectivas, das tensões de corte, dos níveis de tensão e dos deslocamentos no maciço, bem como dos esforços axiais nas escoras, dos deslocamentos, momentos flectores e pressões na parede e dos esforços axiais e momentos flectores na laje de *jet grouting*.

Por último, apresentam-se algumas considerações finais, nas quais se sublinham as conclusões mais relevantes do presente trabalho, bem como algumas vias para o desenvolvimento de trabalhos futuros nesta área.

2
PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA

2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A construção de edifícios modernos, perspectivados para cumprir diferentes níveis de exigências funcionais e que possuem vários pisos abaixo do nível do solo, em zonas próximas de edifícios vizinhos, ou até mesmo localizadas entre estes, impõe a necessidade de execução de estruturas de contenção (Figura 2.1).

Em contexto urbano, as estruturas de contenção de edifícios, do ponto de vista da sua concepção e desenvolvimento, dependem cada vez mais do conhecimento geotécnico. Os projectistas, em função de uma nova conjuntura existente no espaço urbano cada vez mais exíguo e de uma ocupação quase completa do solo, necessitam de uma importante capacidade de conhecimento multidisciplinar, de ponderação e análise. Só desta forma será possível aos projectistas definir, com exactidão, a solução estrutural mais adequada ao local em causa.



Fig. 2.1 - Exemplos de estruturas de contenção tipo Berlim definitivas: a ocupação urbana existente nas áreas consolidadas é uma forte condicionante para a realização dos trabalhos de escavação [6].

Tem-se verificado que, na prática, se torna necessário recorrer várias vezes à adaptação do projecto em fase de execução de obra, e até mesmo à alteração deste, em função das características reais do local.

Este tipo de riscos está intrinsecamente ligado à falta de investigação preliminar relativa às condições geológico-geotécnicas do solo (Figura 2.2) onde se irá proceder à construção da estrutura de contenção e do futuro edifício.



Fig. 2.2 - Realização de um furo de sondagem com entubação, de modo a manter a estabilidade das paredes de perfuração [4].

A elaboração de um projecto de escavação e contenção periférica em meio urbano passa, em geral, por uma sucessão de operações cuja ponderação varia de caso para caso. Essencialmente, podem referir-se as seguintes:

- Análise do projecto da estrutura a construir;
- Análise das condicionantes na envolvente;
- Análise da topografia, geologia e hidrologia local;
- Definição das acções e sobrecargas existentes no confinamento;
- Realização e análise de perfis geotécnicos do local;
- Selecção do processo construtivo, entre outras.

Como tal, reconhece-se o acto de reconhecimento geotécnico como um instrumento fundamental integrado na lógica de um correcto dimensionamento da estrutura e garantia de segurança durante a execução da obra. Segundo Coelho (1996), a estatística dos acidentes com origem nas fundações (Figura 2.3), em França, no período de 1950 a 1972, mostrou que as causas desses acidentes em fundações profundas se ficaram a dever a causas do tipo:

- 40% - falta de reconhecimento geotécnico;
- 35% - má interpretação das sondagens; mau conhecimento das leis da mecânica dos solos;
- 15% - defeitos de execução;
- 10% - agressão do meio (apodrecimento da madeira ao nível da camada aquífera, corrosão por águas ou ambientes agressivos, etc.).



Fig. 2.3 - Acidente em fase de obra dada a ausência de estudo de reconhecimento geológico-geotécnico [6].

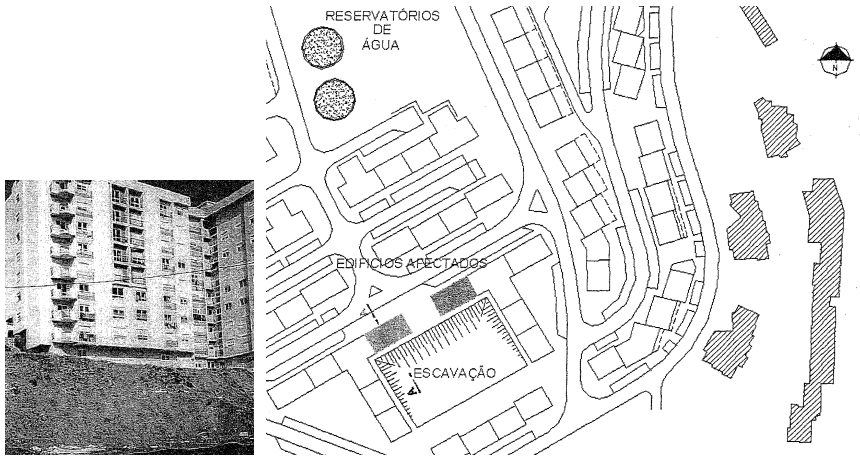
No ponto seguinte, ilustra-se, a título de exemplo, um caso de obra em que alguns deste erros foram cometidos.

2.2. CASO DE OBRA: ANÁLISE DE UMA (IN)CONTENÇÃO PERIFÉRICA EM PAREDES *TIPO BERLIM*

2.2.1. CONTEXTO ESPÁCIO-TEMPORAL

O caso de obra apresentado ocorreu numa urbanização da cidade de Queluz, concelho de Sintra, e refere-se ao processo de execução de uma parede de contenção tipo Berlim definitiva ancorada, construída dois anos depois de se ter efectuado uma escavação de 15 m de altura na base de uma encosta, como ilustra a Figura 2.4. Esta escavação foi deixada aberta e sem qualquer tipo de suporte, durante cerca de 2 anos. O objectivo seria construir um silo-auto, de forma a colmatar as falhas em termos de parqueamento automóvel existentes nesta zona do concelho.

Ao longo da encosta, na base da qual foi efectuada a referida escavação, estava construída uma urbanização, existindo portanto ao longo desta dois blocos habitacionais, assim como dois reservatórios de água (ver Figura 2.4).



a) b)

Fig. 2.4 - Escavação efectuada na base da encosta: a) aspecto da escavação; b) localização do local da escavação - vista em planta (Roxo, 2000).

2.2.2. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

Em referência às características geológico-geotécnicas do local em que efectuou a escavação, os testes de reconhecimento geológico executados levaram a concluir que a urbanização estava fundada num maciço rochoso de natureza predominantemente basáltica, apresentando-se muitas vezes alterado e pontualmente argilificado. Também há a sublinhar o facto de a escavação se situar na zona sísmica A do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA). Esta corresponde à zona de maior risco sísmico de Portugal Continental, o que, associado às falhas na construção da estrutura de suporte (a abordar nos pontos seguintes), contribui para a existência de condições propícias à ocorrência de deslocamentos no maciço (Roxo, 2000). Quanto à possível presença de água no maciço, esta é quase inexistente, admitindo-se no entanto, de acordo com o reconhecimento efectuado, que existam caudais não desprezáveis e indícios de circulação de água nos estratos.

2.2.3. CONSTRUÇÃO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO *TIPO BERLIM*

Durante o período de dois anos em que a escavação se encontrou aberta, verificaram-se assentamentos ligeiros nas fundações dos edifícios localizados na encosta da escavação, assim como fissuração dos revestimentos das paredes e pavimentos destes. Como tal, foi decidido pelo Dono de Obra, passados estes dois anos, proceder à construção de uma parede de contenção *tipo Berlim definitiva*, ao longo de 70 m, de forma a minimizar os deslocamentos e a garantir a estabilidade da encosta e da urbanização.

A parede *tipo Berlim* ancorada, como se pode ver na Figura 2.5, com um desenvolvimento de 70 m e 15 m de profundidade, foi executada em cerca de 3 meses, sendo constituída por 4 níveis de painéis principais. A escavação necessária para a execução destes 4 níveis foi também executada de uma só vez.

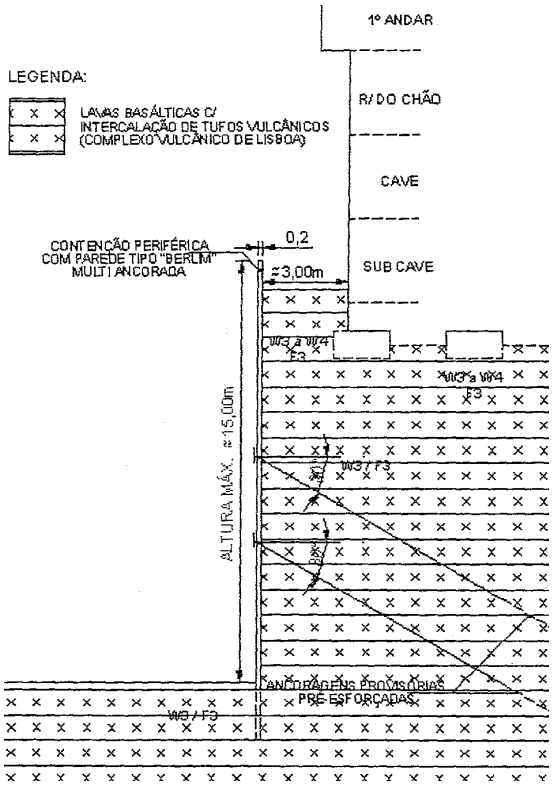


Fig. 2.5 - Esquema da parede *tipo Berlim definitiva* construída (Roxo, 2000).

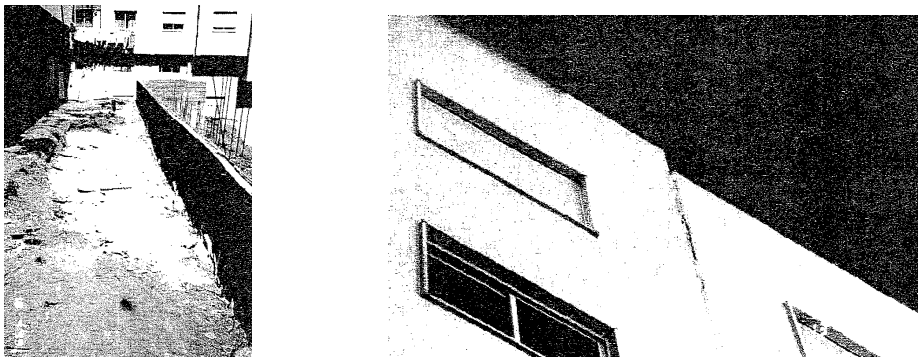
Desconhecem-se as causas que levaram a que não fossem ancorados os painéis inferiores. A existência de caves e sub-caves no tardoz da parede, justifica em parte a não execução de ancoragens nos 2 painéis superiores.

2.2.4. DANOS VERIFICADOS NA ESTRUTURA DE SUPORTE E NOS EDIFÍCIOS DA URBANIZAÇÃO

Numa apreciação global, pode-se dizer que a execução da escavação sem qualquer tipo de suporte e a construção da parede de contenção de uma forma sucessiva, foram os factos responsáveis pelos danos que se verificaram nas edificações vizinhas e na própria estrutura de contenção.

A construção dos painéis da parede tipo Berlim de uma só vez, sem ser de uma forma alternada, com o maciço a ser escavado de uma só vez para cada nível de painéis, é um erro grave facilmente detectável. A falta de ancoragens nos painéis superiores provocou o acréscimo de fendilhação e fissuração nos edifícios e, por outro lado, a construção de ancoragens a partir do terceiro nível de painéis levou à ocorrência de escorregamento de terras e assentamentos diferenciais nos edifícios e rotura dos pavimentos dos pisos térreos, com aparecimento de calda de cimento, devido à inadequada pressão de injecção das ancoragens aplicada (Roxo, 2000).

Durante a construção da parede, o maciço sofreu fendas por tracção, cujas consequências nas fundações dos edifícios localizados no tardoz da estrutura de contenção quase levaram ao seu descalçamento. Houve, como tal, necessidade de preencher os espaços abertos devido aos escorregamentos com betão, de forma urgente, como ilustra a Figura 2.6a. Também alguns dos painéis da parede fissuraram, devido à sua incapacidade de resistência face aos impulsos das terras.



a) b)

Fig. 2.6 - Danos provocados devido ao escorregamento do maciço: a) vista do preenchimento do espaço aberto no tardoz do muro com betão; b) vista do deslocamento registado num dos edifícios, na junta de dilatação (Roxo, 2000).

Como é fácil de prever, os edifícios sofreram um agravamento do seu estado de conservação, em virtude dos escorregamentos registados no maciço. Um dos edifícios sofreu, inclusive, uma inclinação de 6 cm no topo, no sentido da escavação. O deslocamento é facilmente visível ao longo das juntas de dilatação entre prédios adjacentes, de acordo com a Figura 2.6b. No interior dos edifícios, verificou-se um agravamento da fissuração e fendilhação já referida, em especial nas sub-caves, pelo facto de estas se situarem mais próximas da obra, devido às deformações do maciço e aos assentamentos diferenciais verificados nas fundações. A construção do silo-auto, que poderia servir de contraventamento à parede de contenção, por intermédio das lajes dos seus pisos, contribuindo desta forma para aumentar a estabilidade global do maciço e das edificações, não teve o efeito esperado. Isto explica-se pelo facto

de as lajes do parque de estacionamento, que deveriam ser construídas ao longo da parede de contenção, a fim de se conseguir o travamento homogéneo do maciço, foram construídas em duas fases diferentes. Como tal, após a construção da primeira metade das lajes, os edifícios que se encontravam nas zonas livres continuavam a sofrer deformações.

2.2.5. CONCLUSÃO

Conclui-se, pelo exemplo de obra apresentado, que a falta de conhecimento das condições geológico-geotécnicas do local, conjugadas com a abertura de uma escavação não suportada na base de uma encosta onde se encontrava uma urbanização e com a construção de uma estrutura de contenção da escavação dois anos depois da abertura desta, e executada de uma vez só, são indicações de erros evidentes que conduziram à ocorrência dos danos irreparáveis nos edifícios mencionados.

Este caso serve de alerta para todas as Entidades, sejam estas ligadas à construção ou regulamentação de obras geotécnicas e de edifícios no nosso país, para a falta de conhecimento, especialização e legislação no âmbito dos projectos das estruturas de contenção periférica. Torna-se essencial levar a cabo estudos de prospecção sobre as condições geológico-geotécnicas do local, principalmente nas zonas urbanas, em que o risco inerente a este tipo de obras é mais elevado. A elaboração de um projecto geológico-geotécnico, bem como a monitorização e instrumentação da estrutura de contenção, no decurso da construção e após a construção desta, são operações essenciais integradas na lógica de evitar incidentes como os descritos nos pontos anteriores. É fundamental, como tal, a presença de engenheiros com experiência e sólidos conhecimentos em Geotecnia, em obras que impliquem a construção de pisos subterrâneos de edifícios nos espaços urbanos.

2.3. FASES DE EXECUÇÃO DE UM PROJECTO GEOTÉCNICO

A execução correcta e rigorosa de uma estrutura de contenção em espaço urbano depende da elaboração de um verdadeiro projecto geotécnico, para além do projecto de engenharia. Tal como já foi referido no ponto anterior, a prospecção geotécnica obriga a que se realize um acompanhamento, de todo o projecto, desde o reconhecimento até à sua concretização (ou para além desta), conduzindo a um refinamento progressivo da informação.

Como tal, podemos distinguir as seguintes fases de execução para a elaboração de um estudo geológico e geotécnico:

Quadro 2.1 - Fases de execução de um estudo geológico e geotécnico

ESTUDO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO	FASES DA EXECUÇÃO
Reconhecimento preliminar	Estudo prévio
Campanha preliminar de prospecção e ensaios	Anteprojecto
Campanha complementar de prospecção e ensaios	Projecto
Acompanhamento da obra	Construção
Colaboração na interpretação dos resultados de observação	Observação

2.4. ESTUDO PRÉVIO. RELATÓRIO PRELIMINAR

Nesta fase, executa-se o reconhecimento preliminar, o qual consiste em recolher todo o tipo de informação relevante sobre as condições que se verificam no local da futura edificação, referentes tanto às características do terreno, como às estruturas vizinhas. Segundo Coelho (1996), o reconhecimento preliminar envolve as etapas que são apresentadas nos itens que se seguem.

2.4.1. PESQUISA PRELIMINAR

O trabalho de campo incide fundamentalmente sobre aspectos como:

- Características topográficas gerais;
- Perturbações aparentes devido a deslocamentos de terras;
- Níveis de água no subsolo (poços, escavações);
- Informações sobre o clima, acessos, materiais de construção;
- Perfis geológicos de cortes ou escavações existentes (estradas, caminhos de ferro, pedreiras, etc.);
- Tipo de estruturas existentes e eventual danificação das mesmas;
- Contactos com autoridades locais, técnicos locais de estradas, caminhos-de-ferro, agrónomos e empreiteiros locais.

2.4.2. RECOLHA DE DOCUMENTAÇÃO

Incide nomeadamente sobre cartas topográficas, geológicas, de diversos graus de pormenorização, cartas de solo, de sismicidade, artigos e relatórios sobre prospecção e geologia dos locais e suas vizinhanças, registos de elementos hidrológicos, casos históricos e fotografia aérea.

2.4.3. DIAGNÓSTICO PRELIMINAR

De acordo com os dados recolhidos, é então possível estabelecer uma estimativa das propriedades gerais dos solos do local e atender com especial atenção às características desses solos, consideradas fundamentais para o problema em estudo. Nos casos de zonas urbanas cujos solos já sejam conhecidos dos engenheiros, onde já exista uma certeza maior da posição do estrato rígido, é evidente a existência de um assinalável grau de certeza neste tipo de estimativas. Assim, reduz-se a fase seguinte de prospecção geotécnica à elaboração de um pequeno número de sondagens com recolha de amostras perturbadas e ensaios de penetração normalizados (SPT).

2.5. ANTE-PROJECTO

Nesta fase, a prospecção geotécnica caracteriza-se pelo recurso a métodos expeditos e pouco orenosos. Como tal, os primeiros testes consistem em efectuar um trabalho de prospecção mais superficial, como por exemplo, a abertura de valas com recurso a uma retroescavadora, de acordo com a Figura 2.7. Desta forma, para além de ser possível obter uma exposição visual do maciço, procede-se à recolha de amostras para que sejam efectuados ensaios laboratoriais (Figura 2.8). Também estes ensaios, nesta

fase, restringem-se ao essencial, não indo além da identificação das principais famílias de solos e de rochas.



Fig. 2.7 - Abertura de poços de prospecção através de uma retro-escavadora [6].



a) b)

Fig. 2.8 - a) Recolha de amostras do solo; b) divisão e homogeneização das amostras de solo [6].

Para além dos testes relacionados com a recolha de amostras de solo, também o conhecimento das características hidrogeológicas do terreno assume uma extrema preponderância para o sucesso da estrutura de contenção e, por conseguinte, do empreendimento. Como tal, a optimização da solução base é conseguida através da exacta localização dos níveis freáticos, da correcta avaliação dos parâmetros hidrogeológicos fundamentais (por exemplo, a porosidade e a permeabilidade) e, caso seja possível, do estabelecimento de um modelo aproximado da rede de percolação das águas subterrâneas. Mas, caso os trabalhos de prospecção sejam incompletos ou mal conduzidos, a alternativa escolhida a nível estrutural para a parede de contenção pode não ser a melhor, e o projecto poderá levar a uma solução de risco, ou escusadamente mais orenosa.

Daí que, com base no conhecimento geológico e experiência em situações semelhantes adquiridas pelos projectistas, torna-se então possível prevenir e antecipar problemas de índole geológica e geotécnica que poderão ocorrer durante a construção da estrutura de contenção e, como tal, incorporar no projecto medidas preventivas adequadas.

O tipo de estrutura de contenção e de edifício a construir, bem como as diferentes características dos solos de fundação irão definir, entre outros factores, que tipos de métodos de prospecção executar, que quantidade de ensaios *in situ* e de laboratório a efectuar e que profundidade de prospecção é requerida.

2.6. PROJECTO

Na fase de projecto procura-se, através da execução de cálculos rigorosos, de desenhos de pormenor e de especificações, preparar os elementos necessários para colocar a obra a concurso. Em regra começa-se por confirmar as principais conclusões das fases anteriores através de trabalhos de prospecção e de ensaios laboratoriais e *in situ* mais detalhados. O recurso a sondagens mecânicas (Figura 2.9), designadamente de furação (à percussão e à rotação) tem, geralmente, carácter sistemático, procurando não só identificar aspectos individualizáveis da estrutura do maciço (litologia, ocorrência de falhas, posição do nível freático, etc.) como pode também assumir significado estatístico. É ainda na fase de projecto que se executam os ensaios laboratoriais e ensaios *in situ* mais complexos, morosos e, consequentemente, mais onerosos.



a) b) c)

Fig. 2.9 - Ilustração dos procedimentos de prospecção e amostragem de águas: a) furação com trado oco; b) instalação do tubo piezométrico; c) recolha de amostras de água [6].

Toda a informação geológica deve ser então, reunida com vista à elaboração de um modelo conceptual para o maciço rochoso ou terroso estudado e, dentro dele, para cada uma das unidades homogéneas em que se divide, designadas por zonas geotécnicas.

É na fase de projecto que o engenheiro geotécnico e o geólogo de engenharia trabalham mais intimamente, designadamente com vista a estabelecer os parâmetros de resistência, deformabilidade e permeabilidade dos solos e das rochas em análise.

Uma vez que modificações (ou variantes) a introduzir durante a construção podem ser bastante dispendiosas, é prudente prever a possibilidade de reclassificação das formações ou revisão da interpretação geológica e geotécnica, durante a construção e, consequentemente, trabalhar com o engenheiro projectista no sentido de estabelecer contingências ou desenhos alternativos.

2.6.1. SONDAGENS

Geralmente as sondagens envolvem métodos simples e de rápida execução. Caracterizam-se, portanto, pela sua versatilidade, pelo seu avanço rápido e pelo facto de serem realizáveis com equipamentos facilmente removíveis. Podem alcançar profundidades até 150 m. Existem dois grandes grupos de sondagens: sondagens de furos abertos com trado (manual ou mecânico) e as sondagens de furação.

As sondagens de furos abertos com trado, caracterizam-se por atingirem profundidades pequenas (até 10 m), por serem indicadas para terrenos brandos nos quais se colhem amostras já remexidas e serem frequentemente utilizados em estradas.

As sondagens de furação dividem-se em três diferentes tipos: sondagens de percussão, sondagens de rotação e sondagens mistas (roto-percussão).

As sondagens de percussão (Figura 2.10) permitem a recolha de amostras, usando-se para isso um amostrador adequado. São exequíveis apenas em solos ou rochas brandas e, dependendo do tipo de maciço, podem atingir os 15 m. Para suster as paredes do furo recorre-se a tubagem (*casing*) ou lamas de sondagem.



a) b)

Fig. 2.10 - Sondagem de percussão: a) introdução do tubo de perfuração; b) Máquina de sondagem [4].

As sondagens de rotação (Figura 2.11) permitem uma amostragem contínua e integral do terreno no interior de varas (tarolo, carote ou testemunho). Em alternativa, pode-se recorrer a amostradores de parede dupla, de forma a evitar o desgaste e eventual fractura dos tarolos.



a) b)



c) d)

Fig. 2.11 - Execução de uma sondagem de rotação: a) máquina de sondagem por rotação; b) realização da sondagem; c) extracção de uma amostra contínua de 76 mm de diâmetro; d) colocação da classificação ordenada de uma sondagem efectuada à profundidade de 25 m, com amostras inalteradas e S.P.T. [4].

2.6.2. ENSAIOS DE CAMPO OU *IN SITU*

Os ensaios *in situ* são de extrema importância para o conhecimento geotécnico dos maciços. É através destes ensaios que se obtêm, pela sujeição do solo a acções mecânicas ou hidráulicas, parâmetros tais como a resistência, a deformabilidade e a permeabilidade dos solos. Os meios de acesso de equipamento ao interior do maciço são fundamentalmente os seguintes:

- Furos de sondagem abertos previamente;
- Cravação directa do aparelho, provocando o deslocamento do solo circundante;
- Furos realizados pelo próprio aparelho (técnica de auto-perfuração), em que se consegue um mínimo de remeximento e perturbação dos solos.

Estes ensaios apresentam certas vantagens comparativamente aos ensaios laboratoriais, como por exemplo (Matos Fernandes, 1995):

- a sua realização não está excluída em nenhum tipo de solo;
- caracterizam, em geral, um grande número de pontos do maciço;
- o solo é ensaiado no seu próprio meio, logo sem alterações do seu estado de tensão;
- são ensaios de execução rápida e de custos reduzidos.

Por outro lado, convém apontar as seguintes limitações características deste tipo de ensaios:

- na maioria dos casos, não se encontram claramente definidos o estado de tensão e o estado de deformação do solo ensaiado;
- os parâmetros mecânicos do maciço só são obtidos, por vezes, por correlações empíricas, o que torna a interpretação racional dos resultados do ensaio muito difícil;
- à excepção do ensaio SPT, não permitem a identificação correcta da natureza do solo ensaiado, já que não implicam a recolha de qualquer amostra do mesmo;
- solicitam o maciço de maneira diferente da que acontece durante a construção do edifício.

2.6.2.1. Ensaio de penenómetro dinâmico normalizado (SPT - *Standard Penetration Test*)

É o ensaio de utilização mais recorrente em quase todos os países do mundo. Trata-se de um ensaio de penetração dinâmico que consiste em cravar no fundo de um furo de sondagem um amostrador normalizado, representado na Figura 2.12a, por meio de pancadas de um pilão de 63,5 kgf de peso que cai de uma altura de 76 cm.



a)



b) c)

Fig. 2.12 - Ensaio SPT: a) amostrador SPT; b) vista do amostrador desmontado; c) realização do ensaio com o pilão pronto a cair [4].

O ensaio SPT realiza-se em duas fases:

- conta-se o número de pancadas para fazer penetrar o amostrador 15 cm no terreno (devido às perturbações impostas pela própria furação no terreno, este primeiro valor é normalmente desprezado);
- na fase seguinte conta-se o número de pancadas para fazer o amostrador penetrar um total de 30 cm, sendo o número de pancadas correspondente, *N*, considerado o resultado do ensaio;
- em alternativa suspende-se o ensaio quando se excedem os 60 golpes para avançar um tramo de 30 cm (caso de terrenos muito resistentes em que a penetração é muito difícil).

As vantagens do ensaio SPT devem-se, principalmente, às seguintes razões:

- baixo custo;
- facilidade de execução (mesmo em locais de acesso difícil);
- permite uma amostragem contínua em profundidade;
- o valor do índice de resistência obtido é correlacionável com a compacidade e consistência do solo;
- possibilita a determinação do nível freático.

Ainda que o ensaio de resistência à penetração não possa ser considerado como um método preciso de investigação, os valores de SPT obtidos dão uma indicação preliminar bastante útil da consistência (solos argilosos) ou estado de compacidade (solos arenosos) das camadas do solo investigadas, como se pode ver no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 - Ensaio SPT: Índices de resistência à penetração e respectivas designações (Terzaghi e Peck, 1948)

SOLO	ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N)	DESIGNAÇÃO
Areias	0 - 4	Muito solta
	5 - 10	Solta
	11 - 30	Medianamente compacta
	31 - 50	Densa
	> 50	Muito densa
Argilas	≤ 2	Muito mole
	3 - 4	Mole
	5 - 8	Média
	9 - 15	Semidura
	16 - 30	Dura
	> 30	Rija

Apesar dos pontos positivos do ensaio SPT enumerados, há que salientar que a sua utilização é reduzida, no caso dos solos argilosos moles, devido à sua inexactidão na determinação da resistência ao corte de uma argila. Em contrapartida, no caso dos solos arenosos, a principal utilidade deste ensaio consiste na possibilidade de determinar as suas propriedades mecânicas.

2.6.2.2. Ensaio com o cone-penetrómetro (CPT - *Cone Penetration Test*) e com o piezocone (CPTU)

Os ensaios de cone e piezocone, conhecidos pelas siglas CPT (*Cone Penetration Test*, Figura 2.13) e CPTU (*Piezocone Penetration Test*, Figura 2.14)) respectivamente, têm em comum o facto de, a nível internacional, serem duas das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica. Os resultados de ensaios podem ser utilizados para determinação estratigráfica de perfis de solos, determinação de propriedades dos materiais prospectados, particularmente em depósitos de argilas moles e na previsão da capacidade de carga de fundações.

O ensaio CPT consiste na cravação contínua, por um sistema hidráulico ou mecânico, com varas de poucos centímetros de diâmetro nas quais é enroscada na extremidade uma ponteira cónica (com 10 cm^2 de área da base e 60º de ângulo de abertura). Desta forma medem-se, em separado, a resistência de ponta (q_c) e a resistência lateral (f_s).



a) b)

Fig. 2.13 - Ensaio CPT: a) execução do ensaio; b) imagem do cone-penetrómetro [7].

Os valores medidos da resistência à penetração são depois utilizados para quantificar, por intermédio de correlações empíricas, quer a deformabilidade, quer a resistência ao corte. O cone mecânico avança em intervalos (cerca de 20 cm) em que se procede à leitura dos valores das resistências.

Das desvantagens do recurso ao ensaio CPT, há a registar:

- impossibilidade de recolher amostras;
- baixo grau de fiabilidade em solos cascalhentos;
- apesar do seu baixo custo em termos de custo/metro de penetração, quando comparado com uma sondagem, requer mobilização de equipamento especial.

O ensaio CPTU consiste (recorrendo à ponteira ilustrada na Figura 2.14b) em medir, não só a resistência de ponta e a resistência lateral, mas também a pressão intersticial da água, facto que é bastante útil quando se pretende caracterizar qualitativamente, do ponto de vista da permeabilidade, a sucessão estratigráfica ocorrente, especialmente quando se pretende detectar a existência de finas camadas drenantes em maciços predominantemente argilosos.

A dissipação dos excessos de pressões neutras gerados durante a cravação do piezocone no solo, pode ser interpretada para a obtenção do coeficiente de consolidação na direcção horizontal (C_h). Podem ainda estabelecer-se correlações com outros parâmetros tais como o ângulo de atrito interno (Φ') e o módulo de Young (E).



a) b)

Fig. 2.14 - Ensaio CPTU: a) realização do ensaio; b) tipos de ponteiras usadas no ensaio [7].

2.6.2.3. Ensaio de corte rotativo (FVT - *Field Vane Test*)

O ensaio de corte rotativo (Figura 2.15) consiste em medir o momento de torção necessário para introduzir um molinete com velocidade angular constante no solo, composto por quatro lâminas rectangulares soldadas a uma vara central.

Através de correlações empíricas, este ensaio de corte rotativo permite determinar a resistência não drenada dos solos (c_u). Trata-se de um ensaio de aplicação extremamente útil no caso dos solos argilosos moles.



a) b)

Fig. 2.15 - Ensaio de corte rotativo: a) molinete [7]; b) execução do ensaio [9].

Saliente-se que, na avaliação da resistência não drenada de um solo argiloso, há que ter em consideração diversos factores tais como: a tensão de consolidação, a trajectória de tensões, a anisotropia, a taxa de deformação, etc. Casos históricos de escorregamentos de taludes em terrenos argilosos proporcionaram dados importantes para estudos de retro-análise que permitiram determinar factores de correcção para a resistência não drenada obtida no ensaio de corte rotativo. O EC7 apresenta, a título informativo, indicações sobre estes factores de correcção.

2.6.2.4. Ensaio de penetração dinâmica com penetrómetro ligeiro (DPL – *Dinamic Probing*)

Trata-se de um ensaio (Figura 2.16) semelhante ao CPT, com a diferença de que a cravação das varas é feita à custa da queda de uma massa de 10 kg a uma altura de 0,50 m. A área da ponteira é de 10 cm^2. Conta-se o número de golpes para que a ponteira penetre 10 cm, sendo este valor designado por N_{10}. O ensaio realiza-se normalmente para profundidades até 8 m.

Este ensaio apresenta como principal vantagem a sua economia, sem desprezar a possibilidade, igualmente importante, de o penetrómetro poder operar em condições difíceis e em locais de difícil acesso.



a) b)

Fig. 2.16 - Ensaio de penetração dinâmica com penetrómetro ligeiro: a) imagem do penetrómetro; b) execução do ensaio DPL [8].

2.6.2.5. Ensaio de carga em placa (PLT – *Plate Load Test*)

Consiste em aplicar uma carga vertical, de forma gradual, sobre uma placa lisa e rígida, normalmente circular, e com raio variável entre 30 a 100 cm, com o objectivo de determinar as deformações produzidas (Figuras 2.17 e 2.18).

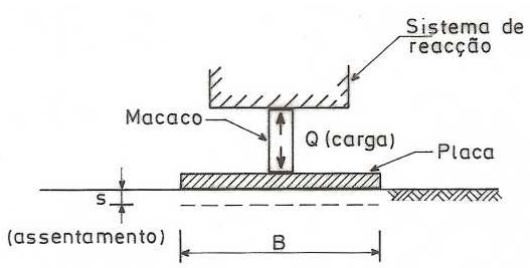


Fig. 2.17 - Esquema simplificado de ensaio de carga em placa (Matos Fernandes, 1995)

Para o efeito, estabelecem-se vários ciclos de carga-descarga. O escalão mínimo da carga a obter deverá ser o triplo da carga de trabalho da estrutura projectada. Os parâmetros medidos são o tempo (t), a carga aplicada (Q) e os assentamentos (s). Através destes dados, é possível então estimar o módulo de elasticidade (E) do solo.



a) b)

Fig. 2.18 - Ensaio de carga em placa: a) realização do ensaio utilizando como reacção do macaco o eixo traseiro de um camião; b) pormenor da placa em carga [9].

2.6.2.6. Ensaio pressiométrico

O termo pressiómetro foi usado pioneiramente pelo engenheiro francês Luís Ménard em 1955 para definir "um elemento de forma cilíndrica projectado para aplicar uma pressão uniforme nas paredes de um furo de sondagem, através de uma membrana flexível, promovendo a consequente expansão de uma cavidade cilíndrica na massa de solo". Modernamente, o equipamento é reconhecido como ferramenta rotineira de investigação geotécnica, sendo particularmente útil na determinação do comportamento tensão-deformação de solos *in situ*.

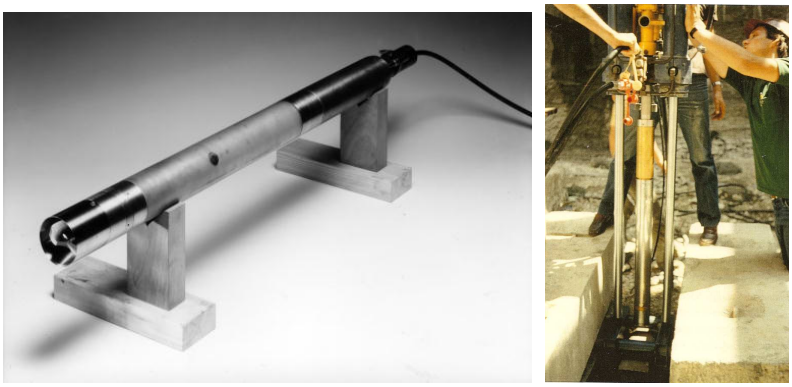
Procedimentos distintos de instalação da sonda pressiométrica no solo podem ser utilizados, com o objectivo de melhor adaptar esta técnica de ensaio *in situ* às diferentes condições de subsolo. Genericamente, refere-se de seguida duas categorias em que os equipamentos existentes se podem agrupar (Mair e Wood, 1987):

a) pressiómetros em perfurações (*tipo Ménard*, Figura 2.19) - realiza-se no interior de uma sondagem e consiste em aplicar escalonadamente uma pressão radial (gás ou água) através de uma sonda dilatável, medindo o deslocamento que se induz no terreno circundante. A grande maioria dos equipamentos trabalha com valores da ordem dos 10 MPa, mas alguns podem registar valores até 20 MPa.



Fig. 2.19 - Ilustração do pressiómetro tipo *Ménard* [4].

b) pressiómetro auto-perfurador de Cambridge (SBPT, Figura 2.20) - tal como a própria designação indica, é um pressiómetro capaz de pelos seus próprios meios, abrir um furo no terreno com remoção do solo à medida que penetra no maciço. Atingida a profundidade desejada, por meio de uma pressão interior de ar comprimido, a membrana é obrigada a sofrer uma expansão. A deformação radial é medida em três transdutores dispostos a meia altura da membrana em pontos afastados circunferencialmente de 120º. Além da pressão interior e da pressão radial, é ainda medida a pressão neutra em dois transdutores diametralmente opostos situados na zona central da membrana.



a) b)

Fig. 2.20 - Ensaio SBPT: a) imagem do pressiómetro de Cambridge [10]; b) realização do ensaio (Matos Fernandes, 1995).

2.6.3. ENSAIOS HIDRÁULICOS

Nos trabalhos de prospecção há necessidade de determinar o nível freático e artesiano da água, a sua variação sazonal (por intermédio de piezómetros) e as propriedades hidráulicas do solo, caracterizadas pelos coeficientes de permeabilidade, transmissividade e de armazenamento. Tais coeficientes podem ser determinados através de ensaios pontuais (*Lefranc* e *Lugeon*) e integrantes (ensaios de bombagem).

Os dois ensaios visam, deste modo, identificar os possíveis problemas criados pela água no desenvolvimento da obra, nomeadamente ao nível da organização e execução nos estaleiros e à estabilidade da obra.

2.6.3.1. Piezómetro

O piezómetro (Figura 2.21) é um dispositivo que permite medir a carga hidráulica num ponto situado no interior do maciço aquífero. De acordo com Coelho (1996), na maioria dos casos ensaiados, o nível atingido pela água no piezómetro é o do nível freático na vertical do piezómetro.



Fig. 2.21 - Piezómetro: operação de furação do solo para a colocação de um piezómetro [4].

2.6.3.2. Ensaio *Lefranc*

Consiste em introduzir ou bombear água numa cavidade de forma fixa, situada no terreno à profundidade a que se pretende determinar a permeabilidade. Tal cavidade é de dimensão conhecida e previamente aberta através de um furo de sondagem (Figura 2.22).

Pode ser efectuado em regime permanente (introduz-se ou bombeia-se um caudal constante) ou em regime variável (introduz-se ou bombeia-se um conhecido volume de água).



Fig. 2.22 - Ensaio *Lefranc* por injecção: execução do ensaio [11].

2.6.3.3. Ensaio *Lugeon*

Realiza-se no interior de sondagens e consiste na injecção radial de água sob pressão constante (10 kgf/cm^2 máximo), no trecho do furo de sondagem (normalmente trechos de 5 m) e mede-se a água que entra no maciço rochoso durante um certo tempo (10 min), depois de estabelecido o regime de escoamento permanente (Figura 2.23).



Fig. 2.23 - Execução do ensaio *Lugeon* [12].

2.6.3.4. Ensaio de bombagem

Trata-se de um método que consiste em bombear água de um furo a um caudal constante ou variável, seguindo a evolução dos níveis da água no furo de bombagem e furos de observação próximos, caso estes existam.

É utilizado para determinar as características de um aquífero, como a permeabilidade, a transmissividade, o coeficiente de armazenamento, a existência de limites impermeáveis ou de recarga, etc. Também permite determinar outros parâmetros, tais como, o raio de influência e a amplitude da zona de chamada para a captação, fundamentais para o estabelecimento dos perímetros de protecção. Em relação às características construtivas da perfuração, este tipo de ensaio permite apurar o nível de qualidade de construção (ou eficiência do furo), avaliar as perdas de carga, determinar o caudal mais aconselhável de bombagem e indicar a colocação mais correcta da bomba Figura 2.24).



Fig. 2.24 - Execução de um ensaio de bombagem [13].

2.6.4. ENSAIOS LABORATORIAIS

Citando Matos Fernandes (1995), a vantagem fundamental dos ensaios já estudados para a caracterização em laboratório dos solos, reside no facto de, nas amostras ensaiadas, o estado de tensão (em termos de tensões totais, pressões neutras e tensões efectivas), o estado de deformação e as condições de drenagem surgirem, em geral, claramente definidos. Em consequência, os seus resultados podem ser interpretados aplicando diversas teorias, ajudando a encontrar por essa via os diferentes parâmetros definidores do comportamento mecânico.

As suas limitações estão relacionadas com a inviabilidade de obter amostras indeformadas (principalmente no caso das areias) e com o facto de as dimensões dos fragmentos ensaiados serem por vezes insuficientes.

Estes ensaios subdividem-se em ensaios de identificação (granulometria e limites de *Atterberg*), de determinação das grandezas físicas (teor em água, índice de vazios, peso volúmico, etc.) e ensaios mecânicos e hidráulicos (ensaios triaxiais e de deformação plana, ensaios edométricos e ensaios de corte simples).



Fig. 2.25 - Execução de um ensaio de laboratório [9].

2.7. CONSTRUÇÃO. VIGILÂNCIA E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS DA OBSERVAÇÃO

Durante a construção, os materiais encontrados devem ser visualizados por um geólogo, de forma a que estes sejam classificados relativamente às diferentes categorias, com base nos métodos construtivos (ou destrutivos) estabelecidos no caderno de encargos e nos respectivos preços (por exemplo, caso se trate de uma escavação é necessário classificar os materiais em escavável, ripável e desmontável a fogo).

Em muitas obras justifica-se a necessidade da existência prévia de um registo da ocorrência dos tipos de solos e de rochas, através da elaboração de cartografia geológica adequada – cartografia geotécnica. Esta consiste no mapeamento das frentes de escavação, dos hasteais dos túneis e galerias, etc. A cidade de Lisboa, por exemplo, tem desde há muitos anos, uma boa cobertura cartográfica em termos geológicos (Figura 2.26).

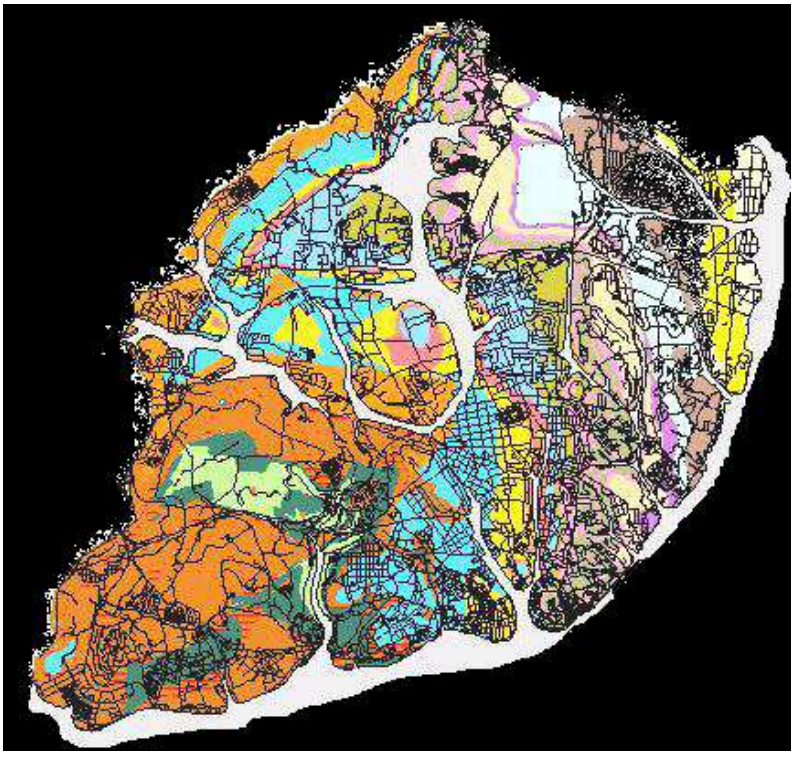


Fig. 2.26 - Imagem da carta geológica digital do concelho de Lisboa [5].

A intervenção do geotécnico pode também ser solicitada para a instrumentação do maciço durante a obra, tendo em vista a análise do seu comportamento e a prevenção ou correcção de fenómenos de deformação, quer à superfície (observação de marcas topográficas), quer em profundidade (observação de piezómetros, de inclinómetros, etc.), quer ainda no interior do maciço (medições de convergência nas paredes dos túneis, por exemplo).

Embora menos corrente, a intervenção do especialista em geotecnia em operações de manutenção e desactivação de empreendimentos pode justificar-se para resolver problemas de comportamento deficiente do maciço (por exemplo, escorregamento de taludes, necessidade de reforço da drenagem, etc.). Em face destes problemas pode ser necessária a promoção de campanhas de observação do maciço através da colocação de instrumentação adequada, que implicarão um acompanhamento técnico durante um período mais ou menos prolongado, ou mesmo durante a vida útil da obra e, em certos casos, mesmo após o seu encerramento.

Finalmente, pareceres geológicos e geotécnicos podem ser solicitados, nomeadamente na avaliação de queixas decorrentes de acidentes com obras ou eventuais modificações das condições geológicas e geotécnicas dos maciços.

2.8. RELATÓRIO GEOTÉCNICO E GEOLÓGICO FINAL

O mapeamento das zonas escavadas e o cadastramento das ocorrências efectuado irão permitir confrontar as hipóteses do projecto com as situações reais, pela elaboração do Relatório Geotécnico e Geológico final respectivo.

Os resultados dos serviços de prospecção devem, como tal, ser acompanhados de relatórios elaborados de forma clara e exaustiva (como o ilustrado nas Figuras 2.26 e 2.27) e com as seguintes informações (Capoto, 1988):

- datas de execução dos trabalhos;
- localização dos furos em relação a um sistema de coordenadas permanente;
- perfil de cada sondagem com as cotas de onde foram retiradas as amostras;
- classificação das diferentes camadas e os ensaios que as permitiram classificar;
- níveis do terreno e dos diversos lençóis de água, indicando as respectivas pressões.

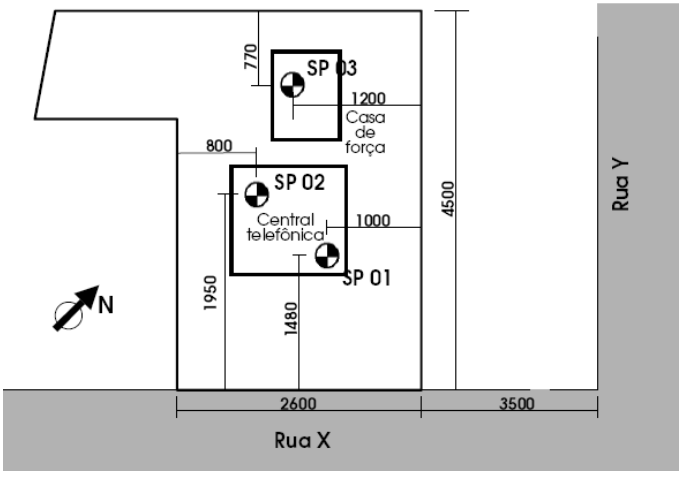


Fig. 2.26 - Exemplo de planta de localização dos furos de sondagem [14].

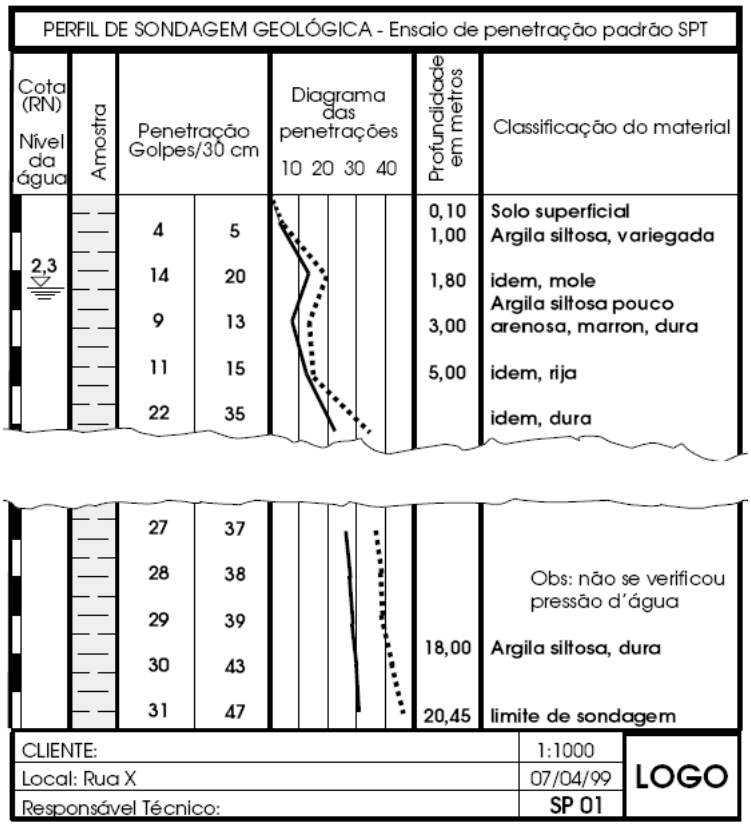


Fig. 2.27 - Exemplo de um perfil de sondagem geológico SPT com a caracterização do maciço e classificação do material respectivo [14].

Além disso, o engenheiro ou sondador encarregado de qualquer prospecção, deve ter sempre bem presente que os mais insignificantes pormenores do procedimento necessário ao avanço da perfuração e à conservação do furo aberto podem fornecer informação tão valiosa como a obtida por recurso das amostras.

2.9. PROJECTO DE REBAIXAMENTO DO NÍVEL FREÁTICO

Paralelamente ao projecto geológico-geotécnico, é fundamental que se elabore um projecto de rebaixamento do nível freático, caso se efectuem escavações em terrenos aquíferos confinados ou semiconfinados superficiais.

Tendo por objectivos definir o método (ou métodos) de rebaixamento a utilizar, calcular o caudal a extrair, antecipar a configuração da superfície piezométrica e decidir sobre o equipamento a mobilizar, o projecto e aplicação dos sistemas de rebaixamento devem basear-se em reconhecimento geotécnico que inclua as componentes geomecânica e hidrogeológica (Chaves e Medeiros, 2000). Assim se infere da importância que representa um projecto de Engenharia Civil com um programa de prospecção suficientemente vasto, que permita a aquisição de informação hidrogeológica, o mais detalhada possível.

Ainda segundo os autores atrás citados, esquematicamente o projecto e a instalação de sistemas de rebaixamento do nível freático devem incluir:

i) o estudo da configuração e estrutura do maciço;

ii) a sua caracterização geomecânica e hidrogeológica (hidráulica e hidroquímica);

iii) a conceptualização do modelo de fluxo e a antecipação dos caudais a extrair e da superfície piezométrica resultante;

iv) a escolha do método de controlo de água baseada em análise técnico-económica das várias alternativas;

v) a mobilização e a montagem do equipamento;

vi) o controlo e a manutenção da instalação de rebaixamento.

No capítulo 11 serão explicados os métodos mais comuns de controlo de água e de rebaixamento do nível freático, e as suas respectivas vantagens e desvantagens.

2.10. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Pretendeu-se neste capítulo identificar as diversas situações relacionadas com as características geológico-geotécnicas dos terrenos, as quais condicionam de forma evidente o projecto de execução de estruturas enterradas e, naturalmente, a sua construção, podendo-se concluir que:

- A necessidade do reconhecimento Geotécnico no Estudo Prévio permite adoptar, nas devidas proporções, as melhores soluções em termos de Planeamento, Projecto e Execução;
- É indispensável o acompanhamento em Fase de Obra e mesmo em fase posterior, na Fase Definitiva, fazendo a respectiva análise da Monitorização e a avaliação da eventual evolução ou alteração das condições envolventes de ordem ambiental ou geotécnica.

3

EXECUÇÃO DE PAREDES DE CONTENÇÃO: CONSIDERAÇÕES GERAIS

3.1. INTRODUÇÃO

Devido à correlação evidente que se verifica existir entre o sucesso das obras de contenção e o respectivo cumprimento das condições gerais de execução, aborda-se pormenorizadamente neste capítulo, as referidas condições principais, recorrendo aos estudos sobre a matéria apresentados por Coelho (1996).

3.2. CONDIÇÕES GERAIS DE EXECUÇÃO

Impõe-se um conjunto de precauções, qualquer que seja o tipo de suporte e dimensões, antes, durante a construção propriamente dita e após a conclusão. Paralelamente a estes cuidados, exige-se um estudo do terreno e das camadas aquíferas, assim como o cumprimento de um certo número de parâmetros, os quais devem constar no Projecto e Caderno de Encargos de uma obra desta natureza.

3.2.1. PRECAUÇÕES DURANTE A CONSTRUÇÃO

3.2.1.1. Condições meteorológicas

Qualquer trabalho de contenção está sempre dependente das condições meteorológicas que se verificam durante o período de obra (Figura 3.1). Nesse sentido, é importante que haja sempre uma boa organização do plano de trabalhos, que vise reduzir o risco inerente a este tipo de situações e, deste modo, aumentar a segurança da obra e dos intervenientes.



Fig. 3.1 - Vista da execução do painel de uma parede moldada após queda de neve, no *World Trade Center*, Nova York [62].

3.2.1.2. Modificações do regime de água no solo

As obras de contenção implicam, com frequência, a modificação do regime de circulação de água no solo, cujas consequências se verificam quer a nível dos valores dos impulsos (activo e passivo), quer a nível dos assentamentos da obra e das zonas vizinhas.

Devem ser escolhidas, portanto, formas de execução conducentes a uma possível alteração do regime de circulação da água que não comprometa negativamente e em nenhuma circunstância as soluções previstas para a concepção e dimensionamento da estrutura de contenção.

3.2.1.3. Risco de esforços anormais

A possibilidade de se registarem esforços anormais implica uma atenção redobrada aos esforços a que está sujeita a estrutura de contenção ao longo das suas diferentes fases de construção, para que esta não seja danificada por ter sido submetida a esforços superiores àqueles para os quais teria sido dimensionada. Um plano rigoroso, sistemático e vigilante de monitorização da estrutura nas suas diferentes fases poderá evitar que tal suceda (Figura 3.2).



Fig. 3.2 - Exemplo de obra monitorizada: Estação de Metro do Terreiro do Paço, em Lisboa [91].

3.2.1.4. Interferência de trabalhos

Este tipo de obras exige a contenção provisória das terras, quer por meio de escoramento, quer por meio de ancoragens. Em qualquer dos casos existem interferências entre a obra provisória e a definitiva, o que leva à necessidade de se estabelecer, antes do início dos trabalhos, o plano pormenorizado da sequência, importância e duração das diferentes intervenções.

As diversas e sucessivas fases de escavação devem ser conduzidas na sequência prevista, partindo-se do princípio de que cada uma delas foi objecto de um estudo anterior de estabilidade.

É também fundamental que cada fase de escavação não desça mais que o nível previsto e que a estabilidade da contenção fique assegurada até à colocação dos dispositivos de apoio. Este facto é particularmente importante aquando da montagem das primeiras escoras ou ancoragens, já que a parede se encontra em consola e produz-se, geralmente, uma rotação importante em torno da zona de encastramento no terreno. Este movimento é, no entanto, completamente reversível com a colocação dos apoios em carga.

De igual forma, a montagem das escoras e dos tirantes deve ser feita logo que a escavação o permita e, como tal, sem qualquer atraso.

3.2.2. PRECAUÇÕES APÓS A CONSTRUÇÃO

3.2.2.1. Execução do aterro

Nos casos em que se executa um aterro no extradorso da contenção, este deve ser feito em fases sucessivas, de forma a que seja assegurada a estabilidade da cortina e dos dispositivos de apoio, durante essas diferentes fases.

O método de execução deve ser estabelecido de modo a evitar que os aterros mal conduzidos originem impulsos superiores aos previstos. Para que isso se verifique, os aterros devem ser executados em camadas delgadas e não em grandes massas ou a granel. Por outro lado, na proximidade do muro só poderá ser utilizado equipamento leve.

3.2.2.2. Escavações diante do pé da contenção

Estas escavações no intradorso da cortina (Figura 3.3), caso sejam feitas de forma descuidada ou divergente da que foi definida em projecto, podem originar a rotura, por redução excessiva do impulso passivo no pé da obra.



Fig. 3.3 - Vista de escavação diante do pé da contenção [18].

3.2.2.3. Risco de sobrecargas ultrapassando as previstas

Para que esta situação não se verifique, devem ser definidas, no projecto, a localização e a importância das cargas fixas e das sobrecargas de exploração que podem ocorrer em obra.

3.2.3. ESTUDO DO TERRENO E DAS CAMADAS AQUÍFERAS

3.2.3.1. Objectivos específicos

Já foi referida, no capítulo 2, a necessidade de aplicar métodos de reconhecimento das características do terreno onde irá ser executada a obra.

Deve-se investigar não só os terrenos que são suportados pela estrutura, como também aqueles onde esta se apoia. É também de enorme importância a identificação das camadas moles, mesmo que sejam muito pouco espessas, devido à susceptibilidade de estas se tornarem uma superfície de escorregamento, comprometendo desta forma a estabilidade do conjunto.

Para a execução de uma drenagem correcta, é conveniente dispor da caracterização granulométrica do terreno a drenar, de forma a ficar garantida a satisfação das regras dos filtros.

3.2.3.2. Níveis de água

É essencial conhecer, com a maior precisão possível o nível de água, caso esta exista, e a sua variação sazonal.

Na presença de um terreno arenoso sem coesão, o impulso activo total, face à presença de água, sofre um incremento 2 a 2,5 vezes superior ao que se verificaria se não existisse água.

No caso de terrenos argilosos, mesmo que sejam homogéneos, a água circula mesmo assim por fissuras praticamente invisíveis. Como tal, deve-se ter sempre em conta o impulso hidrostático da água, mesmo que o terreno seja praticamente impermeável, somando essa pressão da água ao impulso activo ou passivo das terras.

A prática comum de se medir o nível de água nas sondagens, no início e no fim do turno de trabalho, pode revelar-se manifestamente insuficiente em terrenos pouco permeáveis, pelo facto de o tempo de resposta ser muito grande e também por não fornecer indicações sobre a sua variação sazonal. Podem ser necessários piezómetros de características apropriadas, devendo proceder-se à leitura destes com a periodicidade adequada ao fim em vista.

Convirá, no âmbito dos níveis de água, conhecer o nível permanente mínimo, o nível máximo correspondente à frequência de uma vez em cada 10 anos, e o nível excepcional, ou seja, o nível mais alto previsível durante a vida da obra, que é o mais alto nível de água alguma vez registado no passado, acrescido de 0,50 m, obviamente apenas aplicável às situações em que não tenha havido alteração das condições hidrogeológicas, nem tal se prever.

3.2.4. PROJECTO E CADERNO DE ENCARGOS

O executante do trabalho deve conhecer, atempadamente, face à data de início da construção, o projecto e as condições técnicas e administrativas que condicionam a execução da contenção. Para uma altura livre superior a 4,0 m, o processo deverá conter os documentos seguintes:

- planta do terreno antes de qualquer movimento de terras, com curvas de nível cotadas ao NGP (Nivelamento Geral do País), assim como a implantação de todas as sondagens de reconhecimento;

- a definição da contenção (planta e cortes convenientemente cotados);

- planos completos das fases de escavação, indicando as fases sucessivas de execução dos trabalhos;

- relatório de reconhecimento do terreno, com indicação das características geotécnicas, dos níveis de água em cotas NGP e as circulações de água, naturais ou artificiais;

- valores das cargas permanentes e sobrecargas de exploração, assim como sobrecargas ocasionais no decurso dos trabalhos;

- indicação do efeito eventual das acções climáticas a ter em conta (gelo, calor importante, chuvas fortes, etc.);

- intensidade sísmica no caso de zonas sísmicas;

- lista de obstáculos e obras de subsolo conhecidas (cabos, canalizações, esgotos, antigas fundações, tirantes, etc.);

- lista dos condicionamentos particulares susceptíveis de exercer influência sobre os meios e condições de execução dos trabalhos, precisando, se for caso disso, as sujeições ou restrições em relação às práticas habituais: depósito ou vazadouro das terras sobrantes, ocupação temporária do domínio público ou privado, desvio das circulações públicas, sinalização do estaleiro tendo em vista a circulação, garantia das comunicações existentes através do estaleiro (nomeadamente no referente a pessoas e escoamento de águas), restrições à utilização das vias públicas por transportes pesados ou máquinas excepcionais, limitações ao estacionamento na vizinhança imediata do estaleiro, sujeições especiais para os trabalhos executados na proximidade de lugares habitados, frequentados ou protegidos (dificuldades de acesso, limitações em altura e gabarito, níveis de ruído, vibrações, fumos, poeiras, condições para o emprego de explosivos, etc.), restrições ao armazenamento de combustíveis líquidos, rampas de acesso superiores a 10%, etc.

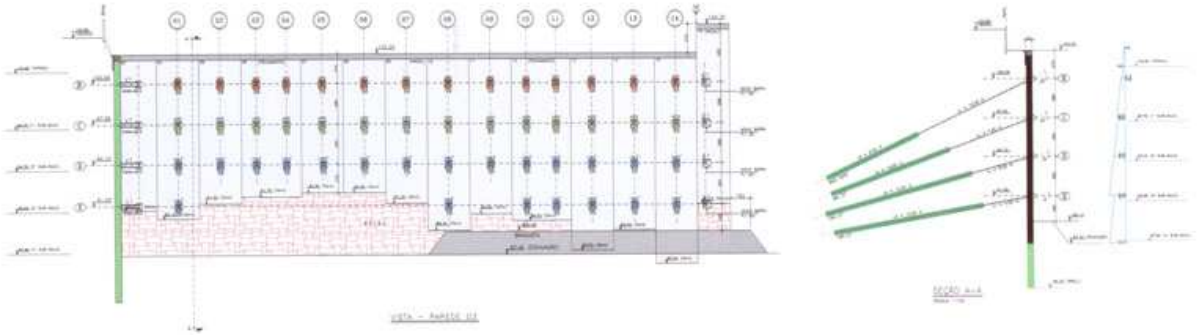


Fig. 3.4 - Detalhe do projecto de paredes moldadas para a contenção do edifício WT Nações Unidas, em São Paulo [35].

3.2.5. PREPARAÇÃO DO TRABALHO

Deve ser elaborado um processo, à medida que os trabalhos avançam e em tempo oportuno, onde estejam incluídos os métodos de execução, pormenorizando a definição dos dispositivos construtivos a adoptar, seus desenhos e notas de cálculo justificativas de dimensionamento. Deve indicar também os movimentos de terra impostos pela metodologia de execução da contenção (sobre-largura da escavação, rampas de acesso, arranjo de plataformas, etc.)

Os Cadernos de Encargos devem conter de forma clara e concisa, sem ultrapassar a legislação em vigor, as necessidades ou temas a tratar e o seu desenvolvimento no processo de preparação, com indicação das competências e eventuais encargos, quer do Dono de Obra, quer do Construtor.

4
SERVIÇOS PRELIMINARES

4.1. INTRODUÇÃO

O início das obras da estrutura de contenção está associado à realização de um conjunto de actividades gerais e comuns a todos os tipos de soluções estruturais, cuja execução, sendo correcta, é vista como fundamental para o sucesso da obra. Tais actividades são usualmente denominadas de Serviços Preliminares e envolvem, entre outras, as seguintes etapas:

a) Verificação da disponibilidade de instalações provisórias e implantação do estaleiro;

b) Demolições, quando existem construções remanescentes no local em que será construído o edifício e correspondente retirada de resíduos desta;

c) Execução de vias de acesso provisórias;

d) Reconhecimento da obra e trabalhos preliminares;

e) Implantação dos pontos para a execução da estrutura de contenção;

f) Escavação prévia.

Neste capítulo analisam-se as actividades referidas nos pontos d) a f), por serem aquelas que estão directamente correlacionadas com o início do processo construtivo da estrutura de contenção.

4.2. RECONHECIMENTO DA OBRA E TRABALHOS PRELIMINARES

Em primeiro lugar é essencial para o projecto a contabilização dos valores das sobrecargas superficiais que se encontram na periferia da estrutura de contenção a construir, tratando-se, por exemplo, de um edifício, já que a grandeza dessas sobrecargas condiciona indubitavelmente o cálculo da solução estrutural em causa.

Para além desta primeira operacionalização, a verificação prévia das condições da vizinhança permite que o construtor não tenha, deste modo, qualquer tipo de surpresa desagradável durante a execução da estrutura de contenção, ao nível da ocorrência de patologias diversas, como deformações estruturais ou fendilhação excessiva, ou até mesmo de situações de desabamentos de edifícios vizinhos. Por outro lado, a verificação e registo destas condições permite ainda que o construtor se acautele, quanto às hipotéticas reclamações infundadas de vizinhos.

O registo deve ser feito em relatório técnico específico, o qual deve conter um *croquis* com indicação das ocorrências, fotos respectivas devidamente referenciadas e datadas e ainda os relatos das

observações realizadas. A Figura 4.1 apresenta, a título de exemplo, um registo fotográfico feito nos edifícios vizinhos antes do início da obra de contenção.



Fig. 4.1 - Exemplo de registo fotográfico feito nas edificações vizinhas do terreno onde deverá ser iniciada a estrutura de contenção [14].

Concluída a fase de inspecção do terreno e registo da identificação dos pontos de geologia críticos, é também necessário remover ou desviar todos os cabos aéreos eléctricos ou material suspenso que possam ser, eventualmente, tocados pelas gruas. Normalmente, a cota necessária em altura deve ser igual ao valor da profundidade da parede, acrescida de mais alguns metros (2 a 3 metros, conforme o equipamento).

Também é importante assinalar as possíveis canalizações existentes, condutas e cabos eléctricos que atravessam o perímetro da parede de contenção. Nessa situação, deve proceder-se a trabalhos convenientes para que uns e outros fiquem fora de serviço e sejam desviados ou desmontados, podendo-se recorrer a uma escavação prévia para execução desses trabalhos.

Por fim, deve-se fazer o reconhecimento de todos os obstáculos na zona de escavação da parede, especialmente no que diz respeito a fundações antigas ou materiais constituintes de aterro. Caso sejam detectados os referidos obstáculos, terão que ser demolidos, recorrendo-se, pontualmente, a uma escavação prévia da obra.



Fig. 4.2 - Trabalhos de afastamento de estruturas que interferem directamente com os trabalhos [42], [19].

4.3. IMPLANTAÇÃO DOS PONTOS PARA A EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO

Neste ponto faz-se uma referência sumária ao processo de execução e equipamentos utilizados para localização e marcação dos pontos onde se irá dar início à construção da estrutura de contenção.

Depois de efectuado o reconhecimento geotécnico e consequente prospecção, cujos resultados são fundamentais para a elaboração do projecto da estrutura de contenção, a elaboração do mesmo projecto fornecerá a informação necessária para proceder à implantação no terreno da estrutura de contenção respectiva.

A implantação corresponde, como tal, a um "decalque" da estrutura de contenção que está no "papel" para o terreno e, a partir deste acto, à implantação do próprio edifício. Os meios humanos e equipamentos a utilizar variam consideravelmente em função das dimensões do edifício projectado e, consequentemente, da estrutura de contenção prevista.



Fig. 4.3 - Exemplo de marcação de uma envolvente da construção em obra [26].

No projecto de implantação, deverá existir, deste modo, a referência a um ponto conhecido e previamente definido, como por exemplo:

a) o alinhamento de uma rua;

b) um poste no alinhamento do passeio;

c) uma lateral do terreno;

d) um ponto deixado pelo topógrafo, por exemplo, caso exista alguma operação de movimento de terras que anteceda a instalação da cortina (o que não é normal acontecer nas estruturas de contenção de edifícios em estudo no presente trabalho).

Pode haver a necessidade de implantar uma referência no local. Essa referência deverá ser fixa, encontrar-se devidamente assinalada e identificada (na obra e no projecto de implantação) e ser indestrutível.

4.3.1. COMO INICIAR A IMPLANTAÇÃO

Devido ao facto de a execução deste tipo de estruturas de contenção antecederem os trabalhos de escavação, a demarcação dos pontos da cortina ou parede não será estabelecida com base nos movimentos de terra ou elementos de fundação, pois irá fazer-se a partir de um referencial previamente definido, considerando-se três coordenadas. Destas três coordenadas, duas são planimétricas e uma altimétrica, e destinam-se a indicar o centro ou eixo central do elemento que se vai demarcar, neste caso, a cortina ou parede de contenção.

A medição das distâncias é feita com uma fita métrica, que pode ser de aço ou de plástico armada com fibra de vidro. Existem também as fitas métricas de pano que, para o efeito, devem ser evitadas, já que se deformam sensivelmente, causando diferenças significativas nas medidas.

A coordenada altimétrica é dada pela transferência de nível de um ponto de origem (referência) para o outro que se deseja marcar. Esta operação pode ser realizada com auxílio de um aparelho de nível, com um nível associado ao fio-de-prumo, régua de referência (guia de madeira ou metálica) e fita métrica. Pode-se utilizar um teodolito para definir precisamente dois alinhamentos mestres, ortogonais entre si, sendo as medidas restantes realizadas com a fita métrica.



Fig. 4.4 - Exemplo de determinação em obra de uma cota altimétrica [26].

4.3.2. COMO MATERIALIZAR OS PONTOS, EIXOS E FACES NO TERRENO

A demarcação poderá ser realizada totalmente com o auxílio de aparelhos topográficos (teodolito para medição de ângulos, nível para medição de cotas altimétricas e estação total para realizar levantamentos, implantações e medições de ângulos e distâncias - ver Figura 4.5) de piquetes, cangalhos e/ou cavaletes, cujas formas de demarcação estão ilustradas na Figura 4.6.

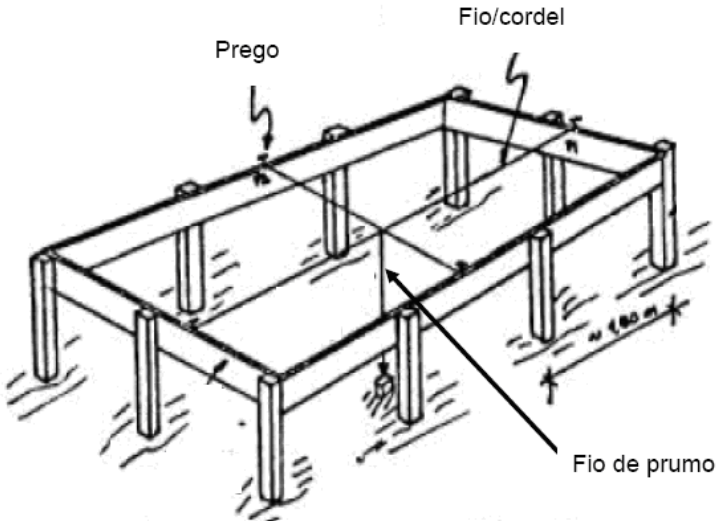


a) b) c)

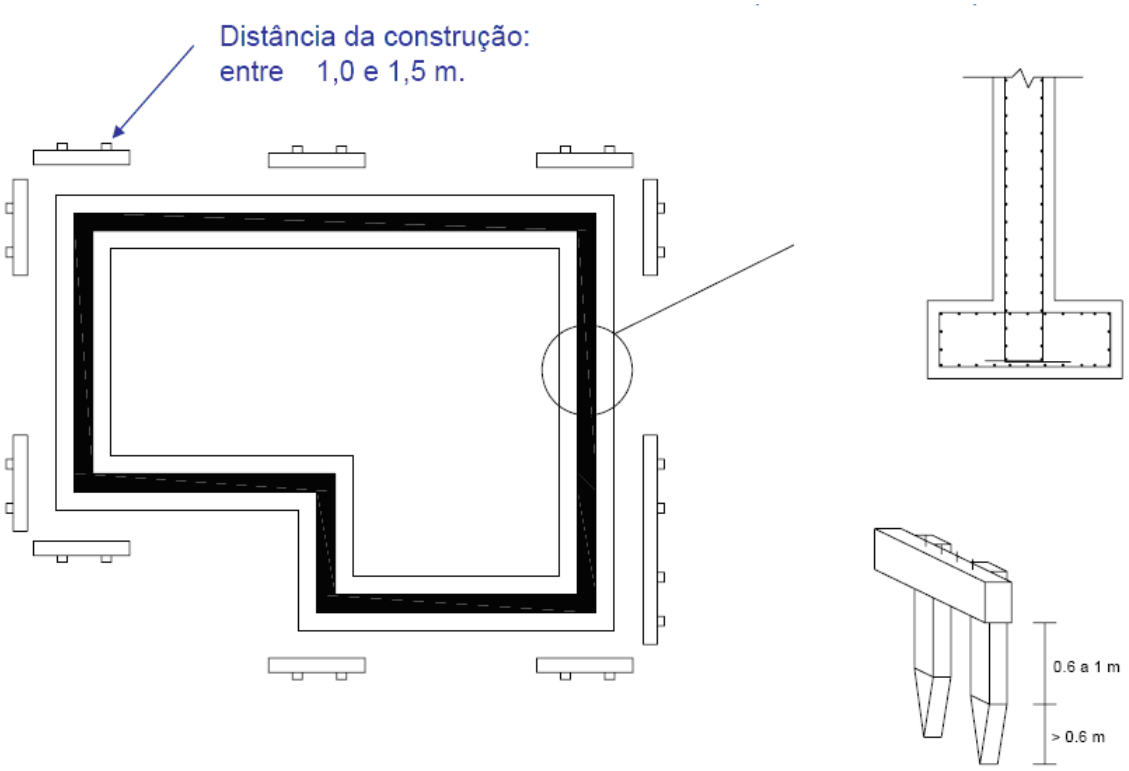
Fig. 4.5 - Aparelhos topográficos: a) teodolito; b) nível; c) estação total [36].

O cangalho é montado com auxílio de pontaletes de madeira de 7,5 x 7,5 cm ou 7,5 x 10,0 cm, espaçados de 1,50 a 1,80 m, nos quais são fixadas tábuas de 15 ou 20 cm de largura que servirão de suporte para as linhas definidoras dos elementos demarcados, podendo ser de arame recozido nº 18 ou fio de *nylon*.

O cavalete, devidamente nivelado, é colocado ao longo de toda a fronteira do edifício a ser implantado, a uma distância entre 1,0 e 1,5 m do local da construção e com uma altura que varia entre 0,4 a 1,5 m acima do nível do solo. Há também quem defenda o seu posicionamento de modo a que fique com altura superior aos operários, para facilitar o tráfego tanto de pessoas como de equipamentos no local da obra.



a)



b)

Fig. 4.6 - Elementos auxiliadores para a implantação de estruturas de contenção: a) cangalho; b) cavalete colocado em redor da estrutura de contenção do edifício [26].

As linhas das coordenadas planimétricas cruzam-se, de maneira a definir o ponto de implantação, o qual é transferido para o solo com o auxílio do fio-de-prumo, através da cravação de um piquete neste ponto. Para a medição das coordenadas, deve-se tomar sempre a mesma origem, e trabalhar-se com cotas acumuladas para evitar a propagação de possíveis erros.

Definido o alinhamento do eixo dos elementos determina-se a face, no próprio cavalete, colocando-se pregos nas laterais, como ilustra a Figura 4.7.

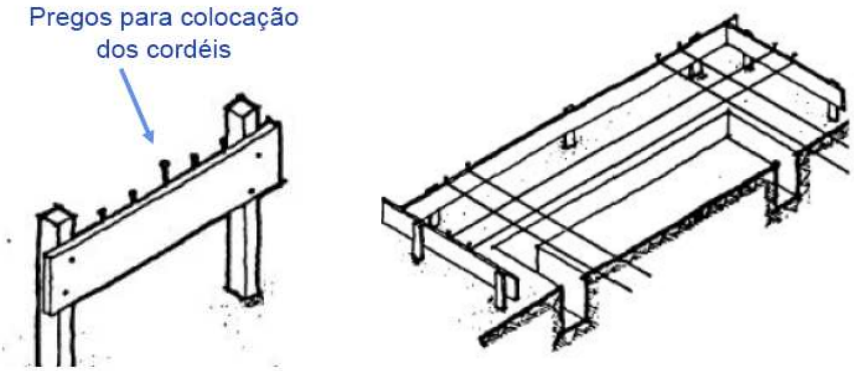


Fig. 4.7 - Ilustração da demarcação do eixo e das faces de um elemento estrutural a ser implantado por intermédio de um cavalete [26].

O ponto que define o eixo central dos elementos deve ser destacado através de uma pintura, para que não se confunda com os pontos laterais. Após ter sido demarcado o ponto central, deve-se implantar os pontos laterais utilizando-se, preferencialmente, pregos menores, de modo a evitar confusões na obra.

Este sistema de implantação apresenta, resumidamente, as seguintes vantagens:

a) uso de um referencial planimétrico e altimétrico;

b) método adequado para estacas, fundações, pilares e paredes;

c) apresenta uma boa precisão (menos sujeito a choques do que os apoios pontuais).

Como desvantagem, salienta-se o facto de este método poder interferir na sequência executiva (escavação, entrada de equipamentos).

Por fim, a Figura 4.8 estabelece um comparativo entre o exemplo de uma implantação de um referencial planimétrico e altimétrico em obra (a) e o exemplo de um apoio pontual frágil (b).



Fig. 4.8 - a) Implantação de uma linha de referência de um referencial planimétrico e altimétrico; b) apoio pontual muito frágil: b1) cravação da estaca de referência; b2) estaca no cruzamento de vários cordéis [26].

4.4. ESCAVAÇÃO PRÉVIA

Os trabalhos de escavação prévia poderão efectuar-se, quer devido às razões apresentadas no ponto 4.2, quer pelo facto de, após a definição do local, ser necessário começar a executar-se uma pequena trincheira ao longo de todo o perímetro da parede a ser construída, no caso, por exemplo, de paredes moldadas ou cortinas de estacas moldadas, de modo a facilitar a instalação dos muros-guia (Figura 4.9). Estes servirão para melhor se direccionarem os equipamentos na escavação.

Neste contexto, há que ter em atenção possíveis problemas relacionados com esgotos e águas de chuva e a respectiva drenagem, e ainda ao facto de a cota da escavação ser condicionada pelas necessidades do estaleiro e pelas possibilidades de acesso do equipamento, através de rampas com inclinação adequada.



a) b)

Fig. 4.9 - Trabalhos prévios para a execução de um muro-guia: a) vista de marcação de uma linha de implantação [44]; b) escavação com uma grua escavadora hidráulica [55].

No caso de serem encontrados obstáculos durante a escavação para a construção dos muros-guia, estes deverão ser retirados e substituídos por solos coerentes compactados. Caso sejam encontrados vazios, serão preenchidos com a solução acima descrita ou, em alternativa, prolongar-se-ão os muros-guia até terreno compacto.

4.5. INÍCIO DA CONSTRUÇÃO DA ESTRUTURA DE CONTENÇÃO PROPRIAMENTE DITA

Posto isto, nos capítulos 5, 6, 7 e 8 que se seguem irão ser abordadas de forma exaustiva as paredes de contenção já referenciadas, enunciando as suas características, vantagens e inconvenientes associadas à escolha de cada uma das soluções, assim como os sistemas construtivos e o seu faseamento. As paredes de contenção em análise neste estudo são:

- Paredes *tipo Berlim* (*provisórias* e *definitivas*);
- Paredes moldadas (*in situ* e pré-fabricadas);
- Cortinas de estacas (moldadas, micro-estacas, pré-fabricadas e estacas-pranchas);
- Colunas de *jet grouting*.

5

PAREDES TIPO BERLIM

5.1. DEFINIÇÃO

A parede tipo Berlim é um exemplo de estrutura de contenção muito usado em todo o mundo, e também em Portugal. A execução deste tipo de estrutura de contenção flexível caracteriza-se, em primeiro lugar, pela instalação prévia de perfis metálicos ao longo da periferia da escavação que se pretende realizar. Estes perfis podem ser cravados no terreno, ou então instalados, após a execução prévia de furos no maciço, e apresentam a forma *H* ou *duplo U*. A escavação processa-se por níveis. Em cada nível são executados, de forma alternada, painéis de betão armado entre os perfis metálicos, os quais se designam por painéis primários (os primeiros a serem construídos) e painéis secundários (construídos após os primários). Em alternativa a esta solução de painéis de betão armado moldados *in situ*, podem-se usar, apoiados nos perfis metálicos, pranchões de madeira ou de outro material (painéis pré-fabricados de betão armado), ou betão projectado.

A designação *tipo Berlim* sugere, tal como o próprio nome indica, que este tipo de parede teve origem na cidade de Berlim, mais precisamente aquando dos trabalhos para a construção do metro de Berlim, antes da Segunda Guerra Mundial, nos quais foi pela primeira vez executado um muro de contenção com perfis metálicos verticais e pranchas de madeira horizontais (Puller, 1996).



Fig. 5.1 - Execução de uma parede *tipo Berlim provisória* para a Garagem Museu de Arte *Getty Center* em Los Angeles, Califórnia [22].

Para assegurar a estabilidade da parede e o controlo das suas deformações dentro de valores considerados como aceitáveis, normalmente são executadas ancoragens pré-esforçadas, seladas no terreno (ver Figura 5.2b). Como alternativa às ancoragens, podem ser aplicadas escoras metálicas (Figura 5.2a) apoiadas (ou não) em vigas metálicas horizontais, as quais se encontram posicionadas longitudinalmente ao longo de cada nível de escavação. Registe-se, a propósito, que neste capítulo não será abordado o sistema construtivo associado à execução destes elementos estabilizadores das paredes de contenção. A execução das ancoragens e dos escoramentos será explorada com detalhe no capítulo 9.

Os perfis verticais a utilizar devem ser dimensionados de forma a resistirem ao esforço vertical produzido pelas ancoragens, peso das entivações e pela componente vertical do impulso das terras e, eventualmente, pela sobrecarga vinda de edifícios vizinhos.

Como se referiu, nos espaços existentes entre os perfis verticais, em alternativa ao betão armado, podem-se usar entivações de madeira ou de outro material (betão projectado, painéis pré-fabricados de betão armado, etc.). No caso do betão, a betonagem dos painéis vai sendo realizada de cima para baixo, isto é, executando em primeiro lugar os painéis mais superficiais, ficando os perfis metálicos verticais incorporados na parede.



a) b)

Fig. 5.2 - Paredes de contenção tipo Berlim: a) escorada - *Gare du Nord*, Paris [22]; b) ancorada - *Rolland Garros Stadium*, Paris [22].

5.2. DISTINÇÃO ENTRE PAREDES *TIPO BERLIM PROVISÓRIAS* E *DEFINITIVAS*

Em termos de designações correntemente atribuídas a este tipo de estruturas, há que distinguir, no que respeita ao procedimento construtivo adoptado (Guerra, 2000), entre *parede de contenção tipo Berlim* ou *tipo Berlim definitiva*, derivada da parede de contenção *tipo Berlim provisória* ou *tradicional* ou simplesmente *Berlim*. Do ponto de vista conceptual, as diferenças destacam-se ao nível da forma como o espaço existente entre os perfis metálicos verticais é preenchido. No caso das paredes *tipo Berlim*

provisórias, colocam-se pranchas de madeira ou outro material de baixa rigidez à flexão entre os perfis, como betão projectado ou painéis pré-fabricados de betão armado. Existem exemplos de obras em que se aplicam duas destas soluções em níveis de escavação diferentes. O seu processo construtivo permite a dispensa de cofragens. Nas paredes tipo Berlim definitivas, são moldados *in situ* painéis de betão armado, ficando, como se referiu, os perfis metálicos incorporados na parede.

De acordo com Baracho Dias (1995) citado por Guerra (2000), a solução referida como *tipo Berlim definitiva* só sob o ponto de vista construtivo se assemelha à solução de contenção *tipo Berlim provisória*, partilhando com esta a execução faseada por níveis e, previamente à realização de qualquer escavação, a instalação de elementos verticais. A grande diferença entre as estruturas de contenção provisória e definitiva reside, portanto, a nível da sua concepção e dimensionamento.

As estruturas de contenção *tipo Berlim* surgem como uma alternativa, conceptualmente, a soluções como as estacas-pranchas. Apresentam-se geralmente indicadas para solos relativamente resistentes e rígidos, e o seu carácter provisório confere-lhe facilidade de execução e economia de custos.

Refere-se, como exemplo, em Portugal, a estrutura de contenção ancorada, utilizada na estação de metropolitano do Saldanha, executada com a técnica de paredes *tipo Berlim provisórias* (Figura 6.3). Tal obra reporta ao início da década de 70.



Fig. 5.3 - Estação de metro do Saldanha com paredes *tipo Berlim provisórias* (Guerra, 2000).

No caso das paredes *tipo Berlim definitivas*, é usual que a construção de cada um dos painéis de betão armado de cada nível de escavação seja executada de forma alternada, recorrendo-se a banquetas de solo não escavado, nos painéis secundários, enquanto se procede à colocação da armadura e betonagem dos painéis primários (ver Figura 5.4a).

Este modo de execução alternado permite prevenir, por efeito de arco, deslocamentos indesejados do maciço suportado. Uma construção dos painéis simultânea pode levar a fendas de tracção nas terras suportadas e até escorregamentos destas, com possíveis repercussões danosas nas edificações vizinhas, situação já relatada no caso de obra apresentado no ponto 2.2.



a)



b)

Fig. 5.4 - Construção de paredes de contenção *tipo Berlim definitivas*: a) execução de painéis alternados [27]; b) aspecto final [27].

Também existem exemplos de obras de paredes *tipo Berlim*, executadas com betão moldado *in situ* ou betão projectado, nas quais se aplicam nomeadamente no primeiro nível de escavação pranchas de madeira em determinadas zonas, de forma a não comprometer um futuro acesso de automóveis a garagens, por exemplo (Mascarenhas, 2001), tal como ilustra a Figura 5.5.



Fig. 5.5 - Contenção periférica executada através da tecnologia de *Berlim Provisória* e de revestimento em betão projectado, com profundidade média de 8m e desenvolvimento de 200 m [63].

Em termos de funcionamento estrutural, as estruturas de contenção *tipo Berlim definitivas* caracterizam-se pelo facto de serem os elementos de betão armado que conferem rigidez por flexão, na direcção vertical, à cortina, ao contrário das estruturas de contenção *tipo Berlim provisórias*, nas quais são os perfis verticais que tal garantem. Nestas, os pranchões (de madeira, nas situações mais correntes), apoiados nos perfis verticais, funcionam à flexão na direcção horizontal.

Em Portugal, as primeiras estruturas de contenção *tipo Berlim definitivas* foram realizadas com algumas modificações a partir da solução inicial. Assim deu-se origem às paredes *Coimbra* e *Lisboa*, cujos nomes correspondem às cidades em que estes tipos de paredes foram pela primeira vez construídos. Citando Guerra (2000), sumariamente descrevem-se, a seguir, os seguintes tipos de estruturas de contenção com origem na solução *Berlim*:

i) Estrutura de contenção *tipo Berlim provisória* - trata-se da solução original, com perfis metálicos H ou I e pranchas de madeira entre perfis; os perfis verticais funcionam neste caso à flexão, ou à flexão composta no caso de cargas verticais importantes; incluem-se nesta designação outros tipos de estrutura em que as pranchas de madeira são substituídas por outros elementos (como betão projectado - método de *Essen* - ou painéis de betão armado pré-fabricado) destinados a transmitir as pressões do terreno aos perfis;

ii) Estrutura de contenção *tipo Berlim definitiva* - designação que inclui todas as soluções derivadas da parede Berlim em que a própria parede é incorporada na restante estrutura, nomeadamente as paredes *Lisboa*, *Coimbra* ou *Paris*:

ii.a) Parede *Lisboa* - solução em que a parede é realizada em betão armado e em que os perfis metálicos verticais têm unicamente a função de transmitir as cargas verticais impostas à parede;

ii.b) Parede *Coimbra* - como a anterior, mas sem perfis e em que as cargas verticais são transmitidas às banquetas de solo não escavado; é também conhecido como método monegasco;

ii.c) Parede *Paris* - como a parede *Lisboa*, em que os elementos verticais são constituídos por elementos pré-fabricados de betão armado.

Em Portugal as paredes *Lisboa* são as estruturas mais comuns e cuja utilização está mais generalizada. No entanto, neste capítulo, descrever-se-ão, nos pontos seguintes, os materiais, equipamentos e processos de execução relativos às estruturas *tipo Berlim provisórias* e *definitivas*, conhecendo-se à partida as diferenças a nível de execução entre as de *Lisboa*, *Coimbra* e *Paris*, apresentadas nos parágrafos anteriores.

5.3. CAMPO DE APLICAÇÃO DAS PAREDES *TIPO BERLIM*

Tanto as paredes *tipo Berlim provisórias* como *definitivas*, são indicadas para terrenos com alguma coerência, sem presença significativa de água e sem edifícios susceptíveis a assentamentos na periferia da contenção. Ambas as soluções recomendam-se se o terreno tiver uma área de implantação pequena e/ou fortes limitações de acesso à obra.

De acordo com estes postulados, as duas paredes indicadas apresentam, por analogia, as seguintes vantagens:

- Economia a nível de custos - caso o custo seja o factor preponderante de escolha, as paredes *tipo Berlim*, nomeadamente as *provisórias*, tornam-se a solução inevitável;
- Não exigem uma grande área de estaleiro ou acessos largos à obra;

- Não necessitam de pessoal ou tecnologia muito especializada, recorrendo a técnicas, equipamentos e conhecimentos correntes;
- Permitem a realização da escavação em simultâneo com a execução da contenção;

Como desvantagens referem-se as seguintes:

- Exigem terrenos com alguma consistência para permanecer sem suporte enquanto a entivação de madeira ou betão é colocada;
- Apresentam um mau desempenho para o nível freático elevado;
- Causam uma descompressão do solo, originando o assentamento das fundações das construções vizinhas;
- A eventual cravação dos perfis metálicos pode introduzir vibrações nas construções vizinhas;

Para além das vantagens e desvantagens atrás referidas que são comuns aos dois tipos de soluções de contenção, as paredes *tipo Berlim provisórias* e *definitivas* apresentam outras características específicas decorrentes da sua utilização, tal como a seguir se indicam no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 - Quadro-resumo comparativo entre paredes *tipo Berlim provisórias* e *definitivas*

PAREDES *TIPO BERLIM*	Vantagens	Desvantagens
PROVISÓRIAS	- Proporcionam espaço de manobra e permitem grandes avanços diários em termos de área construída; - Aquando da realização das paredes definitivas, dispensam as cofragens a tardoz; - Permitem uma escavação rápida e execução da estrutura no seu interior.	- Não oferecem qualquer obstáculo à passagem da água contida no terreno a tardoz; - Em termos de aproveitamento da área de implantação do edifício como área útil, a espessura destas paredes precisa de ser somada à das paredes interiores definitivas; - Requerem cuidados na colocação dos elementos de entivação e estão limitados em termos de profundidade
DEFINITIVAS	- Por serem cofradas no seu interior, propiciam um acabamento aceitável, para alguns tipos de ocupação dos pisos enterrados; - Apresentam um bom rendimento, em termos de aproveitamento da área de implantação do edifício como área útil	- Não garantem uma estanqueidade satisfatória a longo prazo; - Processo muito moroso e fracos rendimentos diários em termos de área da parede.

5.4. DESCRIÇÃO DOS SISTEMAS CONSTRUTIVOS. FASES DE EXECUÇÃO DE UMA PAREDE *TIPO BERLIM*

5.4.1. FASES DE EXECUÇÃO DE UMA PAREDE *TIPO BERLIM PROVISÓRIA*

De uma forma geral, após se terem realizado as etapas anteriores à execução da parede (ver capítulo 4), a execução de uma parede *tipo Berlim provisória* compreende as seguintes etapas (Figura 5.6):

- Colocação dos elementos resistentes verticais (Figura 5.6a e 5.6b);
- Amarração e selagem dos elementos resistentes (Figura 5.6b);
- Execução do primeiro nível de escavação; colocação dos elementos de preenchimento entre elementos resistentes (Figura 5.6c);
- Execução do primeiro nível de ancoragens ou escoramentos (Figura 5.6d);
- Escavação do segundo nível previsto em projecto; colocação dos elementos de preenchimento entre os elementos verticais;
- Execução do segundo nível de ancoragens ou escoramentos;
- Repetição das etapas anteriores até à cota máxima prevista em projecto;
- Execução da estrutura do edifício e eventual remoção dos apoios da cortina.

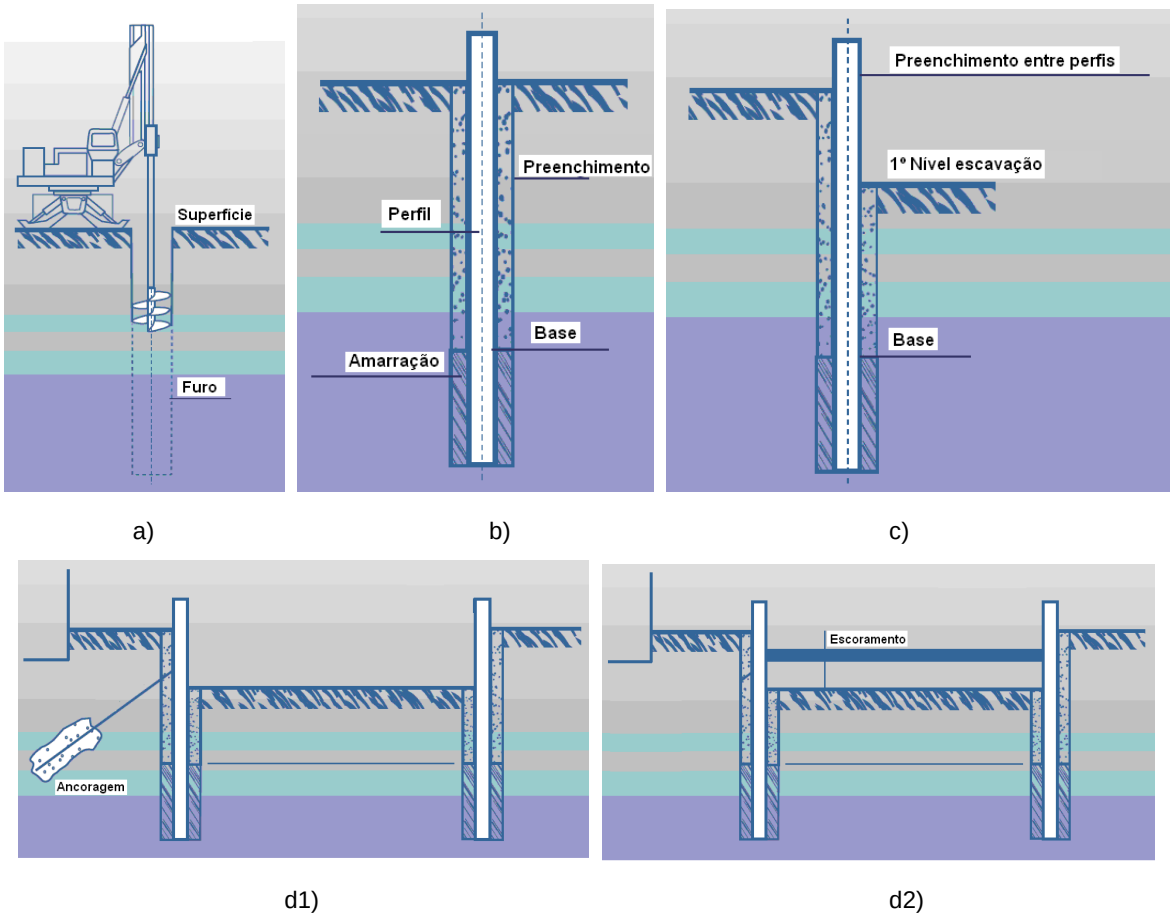


Fig. 5.6 - Fases de execução de uma parede tipo Berlim provisória: a) furação com trado contínuo; b) colocação e selagem do elemento resistente; c) escavação até ao primeiro nível de projecto; d) estabilização da parede: d1) ancoragens; d2) escoramento [adaptado, 22].

Apresentam-se, a seguir, as operações consideradas essenciais para levar a efeito a execução de uma parede *tipo Berlim provisória* ancorada.

5.4.1.1. Colocação dos elementos resistentes

Os elementos resistentes verticais podem ser materializados através de perfis metálicos em *I*, *H* ou *U*, barretas (painéis de parede moldada), estacas ou perfis de betão armado. Menos usual, mas também possível, é a utilização de perfis metálicos circulares, que têm o inconveniente de não terem uma forma que sirva de elemento de apoio para a colocação das pranchas de madeira. Neste caso, ter-se-á que fundir ou cravar perfis em forma de *T* aos circulares, de modo a permitir o apoio das pranchas.

Para a execução de paredes *tipo Berlim provisórias*, recorre-se com maior frequência a perfis metálicos em forma de *I* ou *H*, os quais permitem a escavação e cofragem de troços de parede com a altura de, sensivelmente, um piso e uma largura aproximadamente equivalente. A tolerância de implantação destes elementos resistentes é de cerca de 20 mm (Coelho, 1996), e os espaçamentos usuais entre eles variam de 1,0 m a 2,0 m, dependendo das características do maciço a escavar, das edificações vizinhas, entre outros elementos.

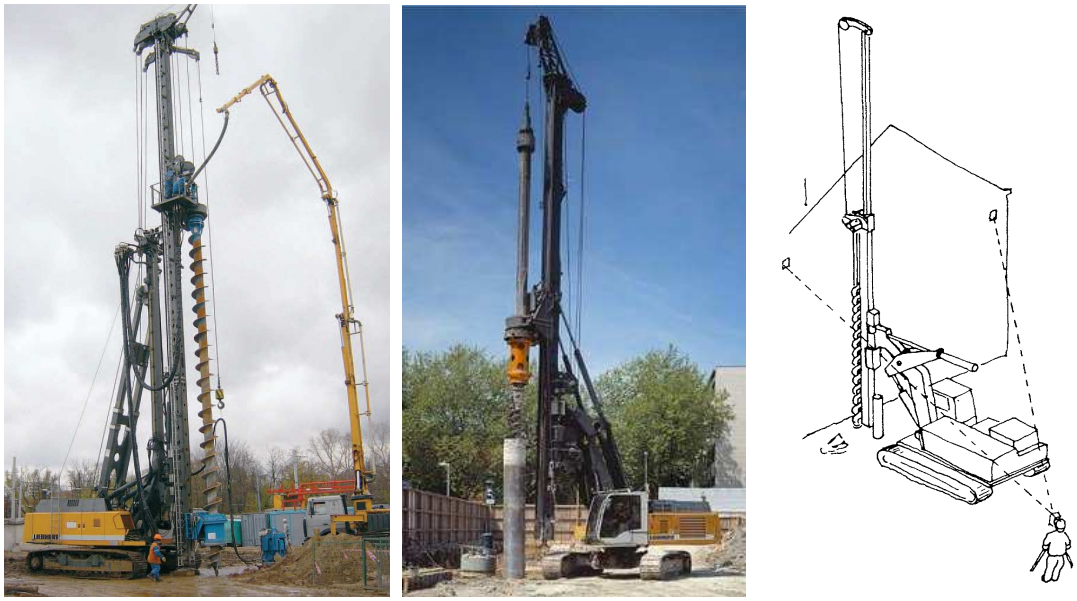
Esta operação de colocação dos perfis pode ser efectuada de duas maneiras distintas: por cravação ou por furação prévia, conforme a seguir se descrevem:

a) Processo de execução por cravação: cravação dos perfis metálicos no terreno, previamente à escavação do solo, através de uma grua hidráulica (Figura 5.7) ou um bate-estacas, quando as características do terreno o permitem e desde que esta operação não origine problemas para a vizinhança:



Fig. 5.7 - Cravação dos perfis metálicos no solo através de uma grua hidráulica [28].

b) Execução com furação prévia: em alternativa, quando se deseja minimizar problemas com as edificações vizinhas devido à vibração durante a cravação, ou quando o subsolo apresenta camadas muito compactas ou, ainda, com elementos que impeçam a cravação dos perfis, utiliza-se primeiro uma máquina perfuradora com trado contínuo que efectua os furos por rotação no solo, com diâmetro ou secção conveniente para introduzir o perfil previsto (Figura 5.8a). No caso de terrenos de má qualidade, para evitar uma eventual descompressão destes, pode ser necessário entubamento provisório, pelo menos na parte inicial do furo, tal como ilustra a Figura 5.8b. Na Figura 5.8c está esquematizada uma situação em que um operário efectua uma verificação periódica com um teodolito para detectar eventuais assentamentos (Mascarenhas, 2001), à medida que cada furo é realizado.



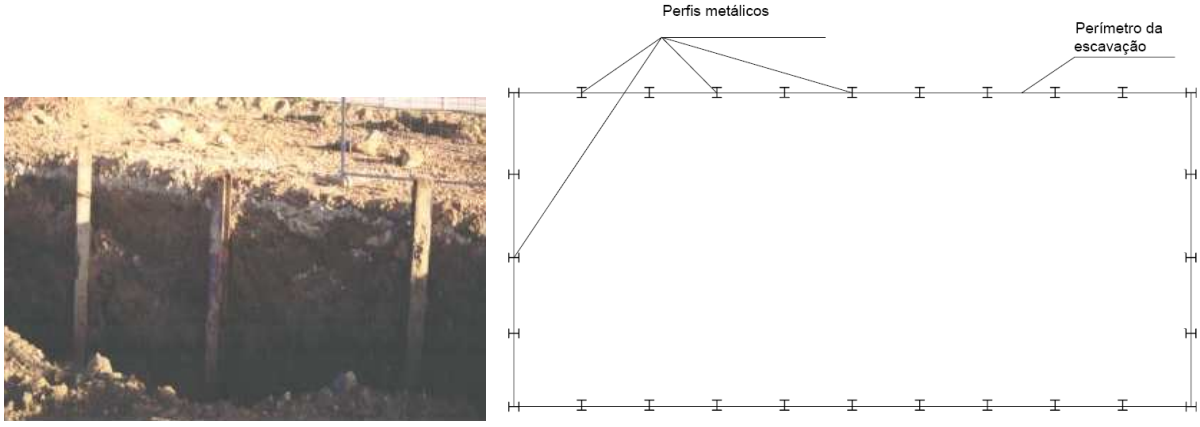
a) b) c)

Fig. 5.8 - Execução das perfurações para colocação dos perfis verticais: a) máquina perfuradora com trado contínuo; b) furação com tubo moldador recuperável [20]; c) verificação periódica com teodolito para detectar eventuais assentamentos (Mascarenhas, 2001).

De seguida, procede-se à instalação dos perfis metálicos (Figura 5.9) por intermédio de uma grua com guindaste (Figura 5.9a), sendo estes colocados com um determinado espaçamento entre si, ao longo do perímetro da futura escavação, como ilustram as Figuras 5.9d e 5.9e. A distância entre os perfis depende naturalmente do terreno e das solicitações das construções vizinhas.



a) b) c)

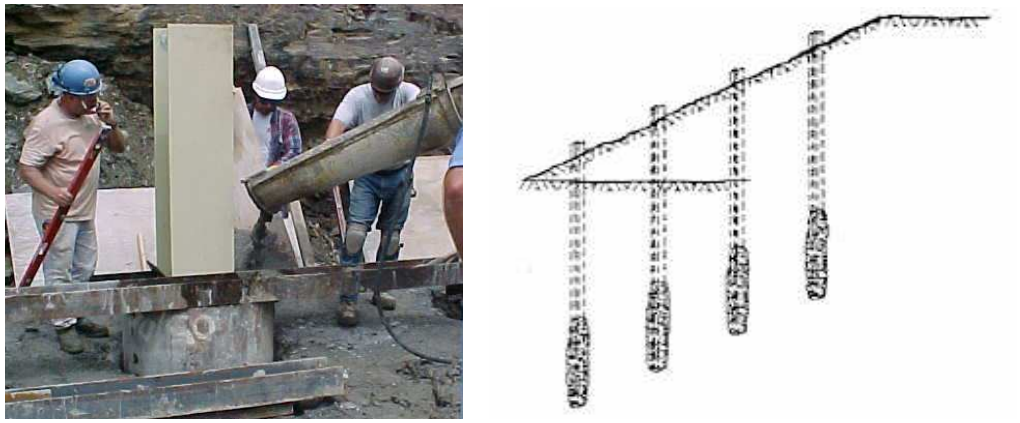


d) e)

Fig. 5.9 - Perfis metálicos: a) colocação dos perfis nos furos através de uma grua [3]; b) posicionamento dos perfis [3]; c) pormenor do perfil metálico *H* instalado no furo [29]; d) perfis metálicos instalados no maciço [31]; e) vista em planta do perímetro da estrutura de contenção [27].

5.4.1.2. Amarração e selagem dos perfis

Depois de colocado o perfil no furo e acertada a sua posição, o perfil tem que ser convenientemente amarrado, de modo a que este não sofra deslocamentos na sua extremidade inferior. Os perfis são introduzidos com um tubo de PVC amarrado longitudinalmente a este. Após a instalação dos primeiros, é através dos tubos de PVC que é injectada uma calda de cimento ou betão na sua extremidade (Figura 5.10a) e é efectuado o preenchimento do furo restante com areia ou outro material de enchimento, de modo a que o perfil fique convenientemente selado e amarrado ao maciço envolvente (Figura 5.10b).



a) b)

Fig. 5.10 - Amarração dos perfis verticais: a) betonagem do furo em que está colocado o perfil vertical [30]; b) vista dos perfis selados colocados sequencialmente [27].

De acordo com Coelho (1996), a amarração e selagem dos perfis deve ser realizada tendo em atenção as condições seguintes: o betão deve ser doseado a 400 kg de cimento por m^3 e de qualidade adequada às condições químicas do terreno e da água. Por outro lado, é imprescindível tomar precauções durante esta betonagem, para que os impulsos do betão se equilibrem em todo o contorno do perfil, de modo a

que não tendam a desviá-lo da sua posição. Seguidamente o restante espaço é preenchido, em toda a altura, com material de aterro seleccionado, areia, betão muito pobre ou outro material equivalente. De acordo com o mesmo autor, este preenchimento é necessário para assegurar a transmissão das acções e das reacções do solo durante as fases de escavação geral, de tensionamento de ancoragens ou do aperto de escoramentos. O dispositivo de fixação da cabeça do perfil só deve ser retirado após ter sido concluído este preenchimento, ou, eventualmente, após a sua presa.

5.4.1.3. Execução do primeiro nível de escavação e colocação dos elementos de preenchimento entre elementos resistentes

Concluída a instalação dos perfis no terreno, inicia-se a escavação do solo, geralmente efectuada, quando próximo da parede, com o auxílio de gruas escavadoras hidráulicas, já que as mesmas permitem, com os seus movimentos verticais descendentes, remover o solo junto à parede, tal como ilustra a Figura 5.11.



Fig. 5.11 - Execução do primeiro nível de escavação com uma grua escavadora hidráulica [31].

A parede é construída à medida que a escavação avança. Como tal, com o início da escavação, executa-se também o preenchimento entre os perfis resistentes, o qual pode ser constituído por pranchas de madeira, painéis de betão armado pré-fabricado ou betão projectado. Uma forma de rentabilizar o tempo consiste em escavar cada parcela de terras entre dois perfis verticais consecutivos, ao mesmo tempo que se procede ao preenchimento dos espaços entre os dois perfis anteriores. Estes espaços têm maior ou menor altura, dependendo da rigidez e da coesão do terreno.

As pranchas, após terem tido um acerto das formas feito com uma serra eléctrica, são normalmente colocadas no interior dos perfis junto aos bordos exteriores destes (Figura 5.12a). Neste caso, os elementos de preenchimento são colocados pelo topo, empurrando os inferiores à medida que a escavação vai avançando.



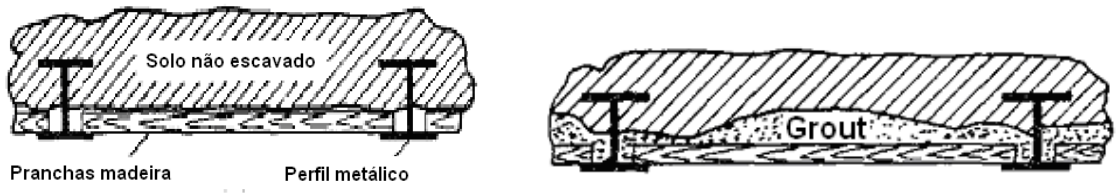
a)



b)

Fig. 5.12 - Ligação entre pranchas de madeira e perfis horizontais: a) pranchas encaixadas no lado de trás dos perfis [32]; b) vista de pranchas colocadas em cunha contra os perfis [19].

As pranchas podem ser simplesmente encaixadas entre os perfis, de forma a fornecer-lhes apoio ou a efectuar transferência de carga para estes, caso o solo se encontre suficientemente estabilizado para permitir o encaixe (Figura 5.13a). O preenchimento entre a parede e o maciço que se encontra por detrás da primeira pode ser ou não obrigatório. O estudo geotécnico é que permitirá inferir da necessidade de se assegurar o preenchimento do espaço em questão, sendo que o recurso a calda de cimento ou *grout* é uma solução correntemente utilizada, como ilustra a Figura 5.13b. Com este procedimento podem-se evitar possíveis traccionamentos e até escorregamentos do maciço no tardoz da parede.



a) b)

Fig. 5.13 - Métodos de transferência de pressões de terra das pranchas de madeira para os perfis metálicos: a) pranchas de madeira encaixadas no lado interior das abas dos perfis verticais; b) calda de cimento a preencher os espaços entre as pranchas de madeira e o maciço envolvente (adaptado, Puller, 1996)

Em presença de um solo que não seja suficientemente rígido para permitir o encaixe, as pranchas são colocadas no exterior dos perfis, sendo nesse caso, aparafusadas aos mesmos (Figura 5.14). Deste modo é possível que as pranchas corram vários perfis, não estando limitadas ao espaçamento destes. Também se pode recorrer ao uso de espaçadores entre as pranchas de madeira, a fim de permitir a introdução de material de enchimento ou filtragem do solo, e a proteger as pranchas da erosão do solo.



a) b)

Fig. 5.14 - Colocação das pranchas de madeira no exterior dos perfis: a) vista esquemática (adaptado, Puller, 1996); b) vista em obra [34].

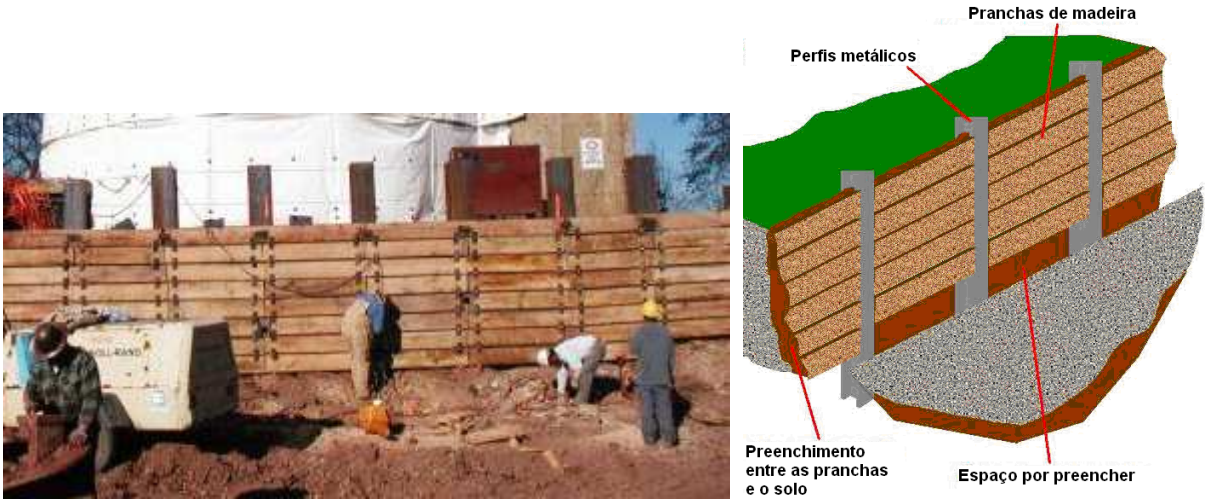
Outra forma de fixação das pranchas aos perfis consiste em aplicar calços que fixam as primeiras aos segundos, de modo a melhorar o contacto com o solo e a reduzir os deslocamentos laterais, como ilustra a Figura 5.15.



Fig. 5.15 - Fixação das pranchas ao bordo interior dos perfis por intermédio de calços (adaptado, Puller, 1996).

O uso de calços entre os perfis e as pranchas de madeira implica, no entanto, a escavação atrás dos perfis, tal como no caso das paredes *tipo Berlim definitivas*, sendo este método criticado por Peck (1969), na medida em que um contacto insuficiente entre as pranchas de madeira e o solo escavado pode produzir movimento deste. Embora esta solução permita que os perfis verticais sejam incorporados na parede definitiva do edifício, pode também originar assentamentos atrás da parede três vezes superiores aos que se verificariam caso não se tivesse realizado tal escavação, solução ilustrada nas Figuras 5.13 e 5.14, para condições similares.

As pranchas de madeira devem ter uma espessura superior a 0,05 m. Há que ter sempre em atenção que um possível aparecimento de água pode levar ao colapso das pranchas, pois, como se sabe, a madeira perde resistência quando sofre humedecimento. Executado o preenchimento com pranchas de madeira entre os perfis, a parede fica com o aspecto ilustrado na Figura 5.16.



a) b)

Fig. 5.16 - Aspecto final da estrutura perfis verticais com pranchas de madeira: a) vista em obra [34]; b) vista em esquema [adaptado, 33].

Em alternativa às pranchas de madeira como material de preenchimento entre os perfis metálicos, poderão ser aplicados, tal como já foi atrás referido, painéis de betão armado pré-fabricados, como ilustra a Figura 5.17. Os painéis, sendo em geral mais pesados que as pranchas de madeira, podem ser colocados com recurso a uma grua, tal como nos mostra a Figura 5.17b.



a) b)

Fig. 5.17 - Preenchimento do espaço entre perfis verticais com painéis de betão armado pré-fabricados: a) vista dos painéis [30]; b) colocação dos painéis em obra [30].

5.4.1.4. Execução do primeiro nível de ancoragens pré-esforçadas

Depois de executado o primeiro nível de escavação e colocado o material de preenchimento entre os perfis, procede-se de seguida, à estabilização da parede com a execução do primeiro nível de apoios. A execução dos apoios da parede *tipo Berlim provisória* é conseguida normalmente com recurso a ancoragens pré-esforçadas provisórias, ou seja, com uma vida útil inferior a dois anos, sendo concebidas, como tal, com sistemas de protecção anti-corrosão mais simples. Estas serão desactivadas logo que a estrutura de contenção provisória já não se revele necessária.

Para a execução das ancoragens, são abertos furos na parede de contenção, por intermédio de uma perfuradora com sonda *rotary* ou roto-percussão. Os furos podem ser executados directamente sobre os elementos de preenchimento, como ilustra a Figura 5.18a, sobre vigas de distribuição colocadas entre os perfis metálicos verticais (ancoragem por conjunto - Figura 5.19). Em alternativa, podem ser feita a furação directamente sobre os perfis metálicos (ancoragem por perfil - Figura 5.18b), não havendo necessidade, neste caso, de recorrer a vigas de distribuição.



a) b)

Fig. 5.18 - a) Máquina perfuradora a efectuar um furo para colocação das ancoragens pré-esforçadas [2]; b) exemplo de ancoragens pré-esforçadas por perfil [19].



a) b)

Fig. 5.19 - Ancoragens por conjunto: a) viga única de distribuição [34]; b) vigas de distribuição colocadas alternadamente entre perfis [3].

No caso de se optar por ancoragens por conjunto é necessário, como foi referido, instalar vigas de distribuição, as quais servem de apoio aos perfis verticais, e sobre elas irão ser executados os trabalhos de estabilização da parede. Estas vigas de distribuição são fixadas aos perfis verticais por intermédio de suportes como os representados na Figura 5.20, os quais são soldados aos perfis verticais.



a) b)

Fig. 5.20 - Suportes das vigas de distribuição: a) vista dos suportes [30]; b) suporte soldado a um perfil [30].

Depois de devidamente fixados os suportes aos perfis verticais, procede-se de seguida à instalação das vigas de distribuição, como ilustra a Figura 5.21, contando para o efeito com a ajuda de uma grua elevatória que eleva a viga e a coloca no local pretendido.



a) b)

Fig. 5.21 - Vigas de distribuição: a) colocação de uma viga de distribuição entre dois perfis verticais [30]; b) imagem de vigas de distribuição já devidamente colocadas [30].

Seguidamente, procede-se à execução do furo para colocação da ancoragem e, estando este concluído, passa-se à selagem do furo com calda e ao traccionamento da ancoragem com um macaco hidráulico (Figura 5.22). Aplica-se a colocação em carga a todas as ancoragens do primeiro nível de escavação, passando-se de seguida ao nível de escavação seguinte.



Fig. 5.22 - Execução do traccionamento da ancoragem [30].

5.4.1.5. Execução do segundo nível de parede e repetição das etapas anteriores até à cota máxima prevista em projecto

Nesta fase da obra, caso não se tenha atingido a cota de fundo da escavação, procede-se à execução do segundo nível da parede, e se for necessário, passa-se aos níveis seguintes de escavação e construção da parede, bem como à sua estabilização por intermédio de ancoragens pré-esforçadas, de acordo com os procedimentos atrás enunciados para o processo construtivo referente ao primeiro nível.

A Figura 5.23 mostra uma parede *tipo Berlim provisória* ancorada e terminada.



Fig. 5.23 - Parede *tipo Berlim provisória* ancorada para a construção de um silo-auto no Estado do Alabama, Estados Unidos [34].

Quanto à execução dos apoios nos cantos de uma parede *tipo Berlim provisória*, estes conseguem-se à custa do travamento das paredes contíguas com escoras circulares ou perfis *I* metálicos, já que não há espaço suficiente para a execução de ancoragens, como se pode observar na Figura 5.24.



a) b)

Fig. 5.24 - Pormenores de travamento do canto de parede tipo Berlim provisória com escoras metálicas: a) escoras tubulares de secção circular [23]; b) escoras em forma de *I* [35].

5.4.1.6. Parede *tipo Berlim provisória* apoiada em escoramento interno

No caso de obras de menor dimensão pode-se evitar o recurso a ancoragens, através da utilização mais económica de escoramento interno - perfis metálicos (em forma de *I* , *H* ou tubular) que servem de apoio a vigas longitudinais metálicas (perfis *H*, mais usualmente), apoiadas na parede de contenção ou fixadas directamente sobre os perfis metálicos verticais. Esta solução de escoramento é geralmente utilizada apenas para obras de menor dimensão, ou que pelo menos apresentem um menor comprimento transversal, dado que na situação contrária podem surgir problemas de encurvadura nas escoras, inviabilizando o cumprimento dos Estados Limite de Segurança, ou exigem a execução de

complicados sistemas de travamento que oneram substancialmente a obra e dificultam o processo construtivo, nomeadamente a retirada do solo. Deste modo, é especialmente útil, em lotes estreitos de zonas urbanas, nos quais o espaço para execução das ancoragens é diminuto. Em escavações de grande largura, em alternativa às ancoragens, pode-se sempre recorrer a escoras metálicas inclinadas e apoiadas no terreno.

Tal como no caso das paredes tipo Berlim ancoradas, repetem-se os procedimentos de execução da parede e do sistema de escoramento já enunciados neste capítulo para os diferentes níveis de escavação, até que se atinja a cota de projecto. A Figura 5.25 mostra um exemplo de uma estrutura de contenção *tipo Berlim provisória* com dois níveis de escoramento.



Fig. 5.25 - Parede tipo Berlim provisória com dois níveis de escoramento executados numa obra em Vrigny, França [22].

5.4.2. FASES DE EXECUÇÃO DE UMA PAREDE *TIPO BERLIM DEFINITIVA*

De uma forma geral, segundo Guerra (2000), a execução de uma parede *tipo Berlim definitiva* compreende as seguintes etapas, como se pode ver na Figura 5.26 para um caso com três níveis de escavação:

1. Furação, instalação dos perfis e selagem;
2. Execução da viga de coroamento;
3. Escavação do primeiro nível por painéis alternados;
4. Execução dos painéis do primeiro nível de escavação, por painéis alternados; realização e pré-esforço das ancoragens;
5. Escavação do segundo nível por painéis alternados;
6. Execução dos painéis do segundo nível de escavação, por painéis alternados; realização e pré-esforço das ancoragens;

7. Escavação do terceiro nível por painéis alternados;

8 Execução dos painéis do terceiro nível de escavação, por painéis alternados; execução da sapata de fundação da parede.

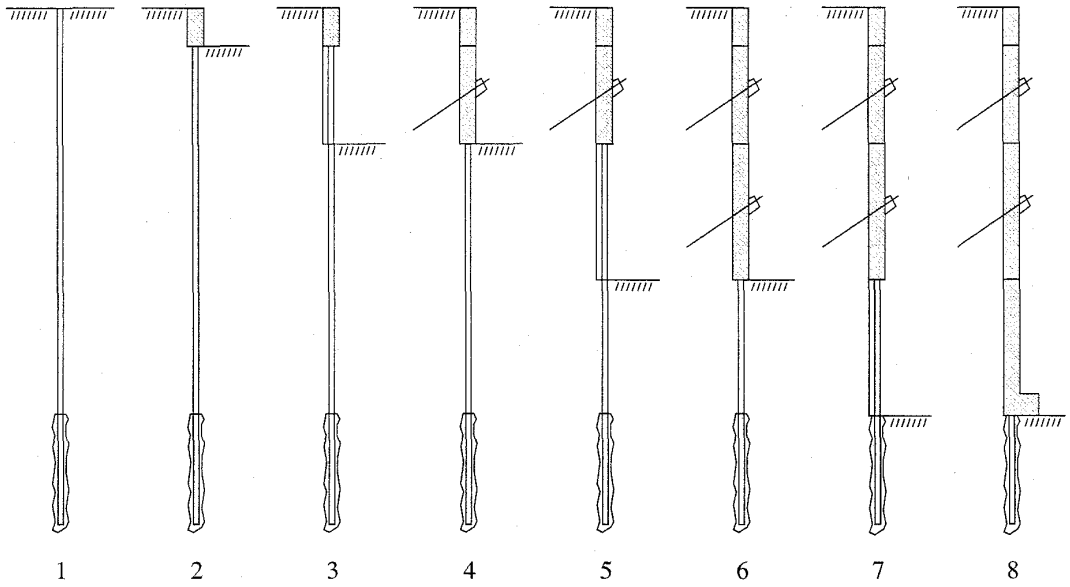


Fig. 5.26 - Fases de execução do processo construtivo de uma parede *tipo Berlim definitiva* (Guerra, 2000).

Detalhando um pouco mais, as fases 5 e 6 referidas na Figura 5.26 compreendem, ainda as seguintes operações, ilustradas na Figura 5.27:

5. Escavação do segundo nível, por painéis alternados;

5A. Montagem da armadura;

5B. Colocação de almofada de areia na base do painel, para ligação ao painel do nível seguinte;

5C. Instalação da cofragem e betonagem;

5D. Retirada da cofragem após a presa do betão. Execução do furo para a ancoragem e selagem dos cabos;

6. Execução, por painéis alternados, dos painéis do segundo nível. Realização e pré-esforço das ancoragens.

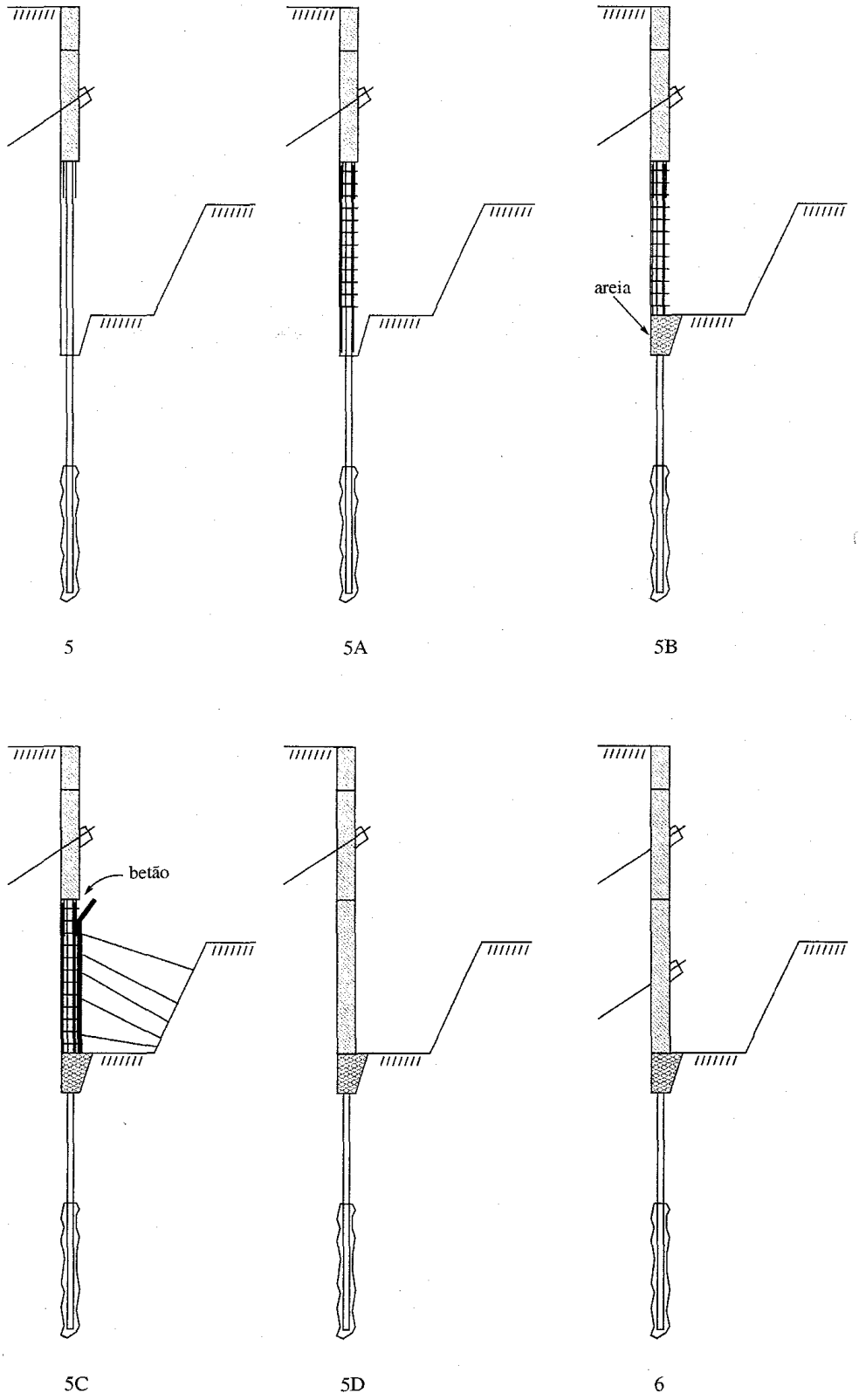


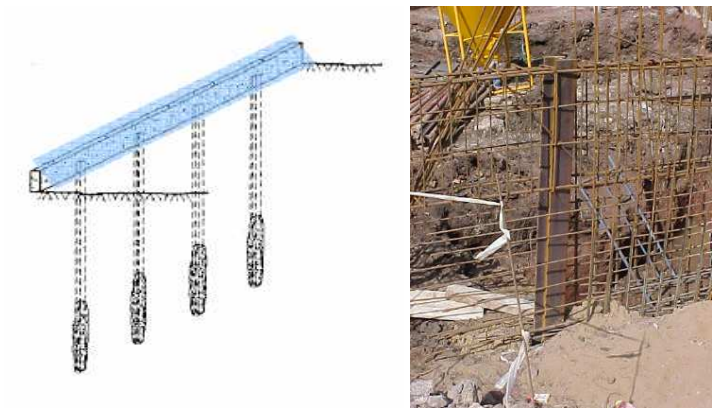
Fig. 5.27 - Detalhe do faseamento construtivo entre as fases 5 e 6 referidas na Figura 5.26 (Guerra, 2000).

Por fim, constrói-se a estrutura do edifício.

Posto isto, segue-se a apresentação, de forma detalhada, das operações essenciais, com vista à execução de uma obra de paredes *tipo Berlim definitivas*. Refira-se o facto de os trabalhos de furação, instalação dos perfis e selagem destes serem feitos da mesma forma descrita nos pontos 5.4.1.1 e 5.4.1.2., pelo que se descrevem, de seguida, as operações realizadas a partir da execução da viga de coroamento.

5.4.2.1. Execução da viga de coroamento

A viga de coroamento é armada e betonada *in situ*. Serve como elo de união e diminuição dos deslocamentos entre os perfis e os painéis dos diferentes níveis que irão ser construídos. Também permite distribuir a carga de uma forma mais uniforme.



a) b)



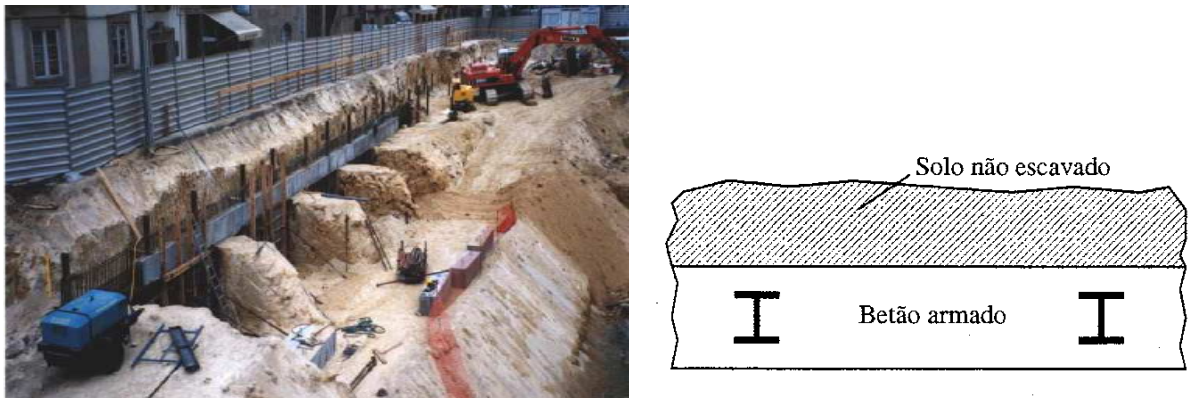
c)

Fig. 5.28 - Viga de coroamento: a) esquema em perspectiva da ligação desta aos perfis metálicos [27]; b) foto de perfil metálico com a armadura da viga de coroamento, antes de esta ser betonada [31]; c) viga de coroamento de 0,70 x 0,25 m^2 já betonada e perfis HEB120 para a construção de um parque subterrâneo na praça de Londres, Lisboa [31].

No caso da viga de coroamento apresentada na Figura 5.28c, é visível a armadura de espera na parte superior daquela, tendo em vista a ligação posterior à laje.

5.4.2.2. Escavação dos painéis do primeiro nível de forma alternada

Na execução das paredes *tipo Berlim definitivas* é habitual, como já foi referido no início do capítulo, executar a construção dos painéis de cada nível alternadamente recorrendo-se, durante a construção dos primeiros, a banquetas de solo não escavado, conforme se pode observar na Figura 5.29a. Os primeiros painéis, entre banquetas, designam-se por primários, e os segundos, depois de escavadas aquelas, por secundários. De referir também o facto de ser usual, na execução das paredes *tipo Berlim definitivas*, que se escave atrás dos perfis (ver Figura 5.29b), para que deste modo seja possível a colocação da armadura



a) b)

Fig. 5.29 - Parede tipo Berlim definitiva: a) escavação dos painéis primários e criação de banquetas [27]; b) vista em planta (Guerra, 2000).

5.4.2.3. Montagem das armaduras nos painéis primários do primeiro nível

Concluída a escavação dos painéis primários, procede-se à montagem das armaduras nos respectivos painéis, os quais devem ser convenientemente amarrados aos varões de espera da viga de coroamento. E, para que aquelas armaduras sejam também amarradas aos painéis que se localizam no nível de escavação imediatamente seguinte, a parte inferior da armadura é penetrada numa vala de areia, executada na base dos painéis. A Figura 5.30 mostra os trabalhos relativos à colocação e amarração de armadura num painel primário.



Fig. 5.30 - Trabalhos de colocação e amarração da armadura de um painel primário [31].

Num ponto localizado um pouco acima do centro do painel da armadura é colocado um tubo de PVC. Este tubo de plástico, designado por negativo, é colocado antes da betonagem, de modo a que exista um furo que permita localizar o posicionamento da futura ancoragem, como se vê na Figura 5.31. Realce-se, nesta figura, o facto de existir notoriamente um reforço de armadura no sítio onde se realiza a ancoragem, por forma a evitar que se dê o fenómeno de punçoamento.



a) b)

Fig. 5.31 - Armadura de um painel primário: a) vista da armadura já colocada [31]; b) operário a colocar um tubo de PVC que serve de negativo para a ancoragem [31].

Nas zonas correspondentes às lajes que serão executadas após a construção da parede, a armadura é reforçada colocando-se, como se exemplifica na Figura 5.32, varões de espera para posterior amarração na laje.



Fig. 5.32 - Reforço da armadura: pormenor da armadura de espera do painel primário para posterior amarração na laje do piso subterrâneo [31].

A Figura 5.33 ilustra o aspecto dum painel após a colocação das armaduras e suas amarrações.



a) b)

Fig. 5.33 -Montagem das armaduras nos painéis primários: a) vista de um painel primário em obra [27]; c) esquema dos painéis primários e secundários [27].

5.4.2.4. Betonagem dos painéis primários do primeiro nível

Para a que a betonagem dos painéis primários se inicie, é necessário que sejam previamente cofrados. Com a cofragem executada, procede-se então à betonagem do painel, cujo betão introduzido é, de seguida, convenientemente vibrado. A Figura 5.34 mostra o exemplo de uma cofragem metálica aplicada num painel já betonado.



Fig. 5.34 - Cofragem metálica de um painel já betonado, com aplicação de escoramento para a contenção da cofragem [31].

A Figura 5.35 mostra uma situação de obra em que é possível ver os painéis primários já betonados e com os negativos prontos para a execução das ancoragens. Ainda se encontram as banquetas correspondentes aos painéis secundários.



a) b)

Fig. 5.35 - a) Vista panorâmica do primeiro nível de painéis primários betonados e banquetas nos painéis secundários [31]; b) esquema dos painéis [27].

A título exemplificativo, é possível observar, na Figura 5.36, para além das armaduras de espera do painel superior, também armaduras de espera laterais, as quais irão servir para amarrar à armadura do painel adjacente, na hipótese de o perfil metálico não se interpor entre os dois painéis.



Fig. 5.36 - Vista de um painel primário betonado e das armaduras de espera deste [31].

Nas zonas de parede com painéis curvos, caso estes existam, é recomendável recorrer-se a cofragens de madeira curva, visto que esta se adapta melhor à forma da parede, tal como mostra a Figura 5.37.



a) b)

Fig. 5.37 - a) Painel curvo com a cofragem escorada; b) vista das cofragens de madeira curvas [31].

5.4.2.5. Realização das ancoragens nos painéis primários do primeiro nível

Para se iniciarem os trabalhos relativos à execução das ancoragens pré-esforçadas, procede-se à preparação da plataforma para a perfuradora poder assim efectuar a abertura do furo para a ancoragem (Figura 5.38a). De seguida, a perfuradora é convenientemente posicionada junto ao painel primário para se iniciar a furação para colocação da armadura da ancoragem (Figuras 5.38b e 5.38c). Com a perfuração efectuada, procede-se posteriormente à introdução das armaduras das ancoragens nos painéis primários (Figura 5.38d).



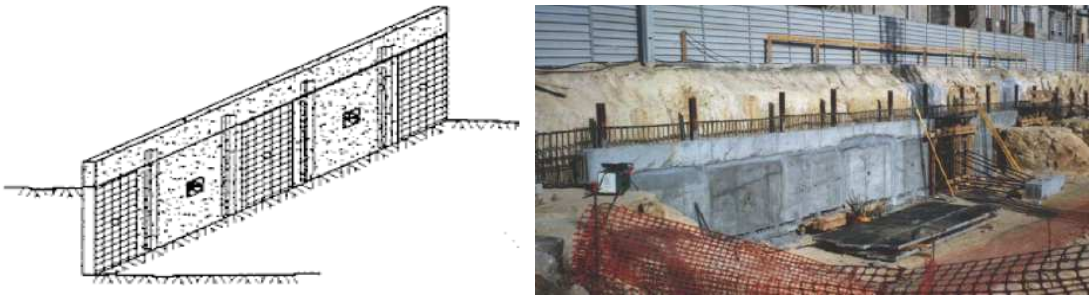
a) b)

c) d)

Fig. 5.38 - Abertura do furo num painel primário para execução da ancoragem: a) preparação da plataforma para a perfuradora; b) posicionamento da perfuradora; c) início do furo [31]; d) varões de aço das ancoragens antes de serem pré-esforçados [31].

5.4.2.6. Execução dos painéis secundários do primeiro nível de escavação

Repetem-se nesta fase os procedimentos já enunciados para a execução dos painéis primários, ou seja, depois de se removerem as banquetas, colocam-se as armaduras e betonam-se os painéis, tal como ilustra a Figura 5.39. Por fim, executam-se os furos para a instalação das ancoragens.



a) b)

Fig. 5.39 - Execução dos painéis secundários: a) esquema com os painéis secundários armados e os painéis primários já betonados [27]; d) vista dos painéis secundários após a betonagem [27];

5.4.2.7. Tensionamento das ancoragens dos painéis do primeiro nível

Depois de betonados os painéis do primeiro nível, e com as respectivas ancoragens introduzidas e seladas em cada um deles, procede-se ao pré-esforço das ancoragens (Figura 5.40).

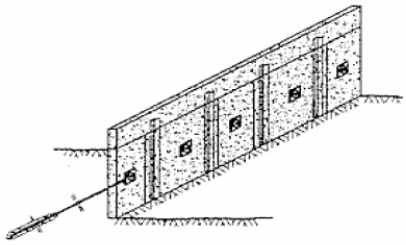
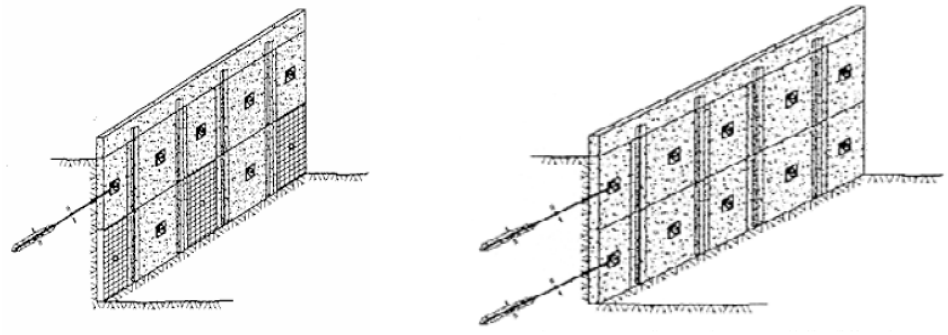


Fig. 5.40 - Esquema dos painéis do primeiro nível já betonados e com as ancoragens já pré-esforçadas [27].

5.4.2.8. Escavação do segundo nível e execução dos painéis do segundo nível.

Depois de betonados todos os painéis do primeiro nível, resta proceder à repetição de iguais procedimentos para o segundo nível e para os restantes, caso exista necessidade de estes serem executados. Assim, tal como no primeiro nível, procede-se à betonagem dos painéis primários e à colocação da armadura dos painéis secundários do segundo nível (Figura 5.41a), e seguidamente, à betonagem dos restantes painéis e tensionamento das ancoragens de todos os painéis (Figura 5.41b).



a) b)

Fig. 5.41 - Execução dos painéis do segundo nível: a) betonagem dos painéis primários e colocação da armadura dos painéis secundários; b) betonagem dos painéis secundários e tensionamento das ancoragens [27].

5.4.2.9. Execução da sapata de fundação da parede

Finalizados os trabalhos correspondentes aos níveis de escavação, procede-se, de seguida, à criação da sapata da parede por troços. Esta sapata tem como função impedir que as paredes se afundem no terreno. Em primeiro lugar, efectua-se a introdução da armadura nos troços de sapata sob os painéis primários (Figura 5.42a), procedendo-se, após a finalização desta tarefa, à betonagem dos troços referidos (Figura 5.42b). O mesmo procedimento deve ser adoptado na fase seguinte para a execução dos troços de sapata sob os painéis secundários (Figuras 5.42c,d).

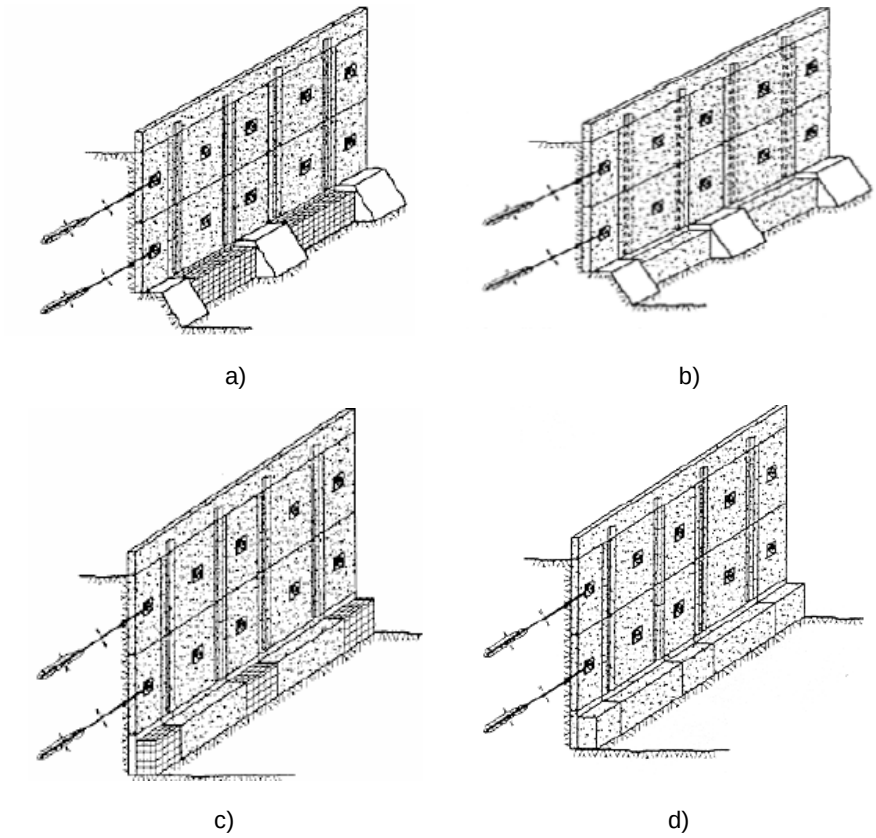


Fig. 5.42 - Execução da sapata da parede tipo Berlim definitiva: a) introdução de armadura nos troços sob os painéis primários; b) betonagem dos troços referidos; c) introdução de armadura nos troços sob os painéis secundários; c) betonagem dos troços sob os painéis secundários [27].

Por fim, a Figura 5.43 indica uma parede de contenção *tipo Berlim definitiva* ancorada e terminada, antes de se proceder à construção das lajes correspondentes aos pisos subterrâneos do edifício. Esta parede serviu de contenção para a construção do edifício de habitação multifamiliar *Navigator Residence*, na Parque Expo, em Lisboa, tendo sido utilizados perfis *H* afastados de 2 m e painéis suportados por ancoragens com cabos de pré-esforço, com 9 m de comprimento e inclinação de 30º em relação à horizontal, sendo o valor do *aperto* de 600 kN.



Fig. 5.43 - Parede tipo Berlim definitiva terminada, para contenção dos pisos subterrâneos do edifício Navigator Residence, em Lisboa [31].

Quanto à estabilidade dos cantos da parede, é comum, tal como no caso das paredes *tipo Berlim provisórias*, que os painéis de canto sejam escorados com perfis metálicos, evitando-se deste modo a realização de ancoragens nestas áreas da contenção periférica, como ilustra a Figura 5.44. Na Figura 5.44a é possível visualizar, para além das escoras a travar o canto da parede, as armaduras de espera da parte superior de cada painel, que serão amarrados à armadura das lajes dos pisos de cave a construir.



a) b)

Fig. 5.44 - Pormenores do escoramento metálico de canto de uma parede tipo Berlim definitiva [31].

5.4.2.10. Parede *tipo Berlim definitiva* apoiada em escoramento interno

Tal como foi referido para o caso das paredes *tipo Berlim provisórias*, também nas paredes *tipo Berlim definitivas* a estabilidade da parede pode ser assegurada quer por meio de ancoragens pré-esforçadas, quer por meio de escoramento interno, sendo que esta solução se aplica, igualmente, para menores dimensões em planta da escavação. Na Figura 5.45 apresenta-se o exemplo de uma estrutura de contenção *tipo Berlim definitiva* com escoramento, cujas escoras se encontram apoiadas em faces contíguas da parede.



Fig. 5.45 - Parede tipo Berlim definitiva com escoramento apoiado em faces contíguas, referente à construção do *ZAC Reuilly*, em Paris [39].

A Figura 5.46 ilustra o exemplo de uma parede *tipo Berlim definitiva* suportada por uma cortina escorada, em que as escoras são inclinadas e se apoiam na base do corte. A parede serve de contenção à construção de um edifício de escritórios com três pisos de cave, numa zona urbana congestionada em Genebra, Suíça. Esta parede tem a particularidade de ter sido executada com 1800 m^2 de betão projectado e apresentar uma espessura de 25 cm. Para além das escoras metálicas, cuja capacidade de suporte era de 80 t, foram executadas 28 ancoragens pré-esforçadas, com um valor de aperto de 600 kN, e com um comprimento que variava entre 18 e 25 m.



a) b)

Fig. 5.46 - Parede tipo Berlim definitiva apoiada em escoras metálicas inclinadas para construção de um edifício em zona urbana congestionada em Genebra: a) limpeza do local e início da execução das lajes; b) criação de uma rampa de acesso [39].

5.5. EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DO EDIFÍCIO

5.5.1. EXECUÇÃO DAS FUNDAÇÕES DO EDIFÍCIO

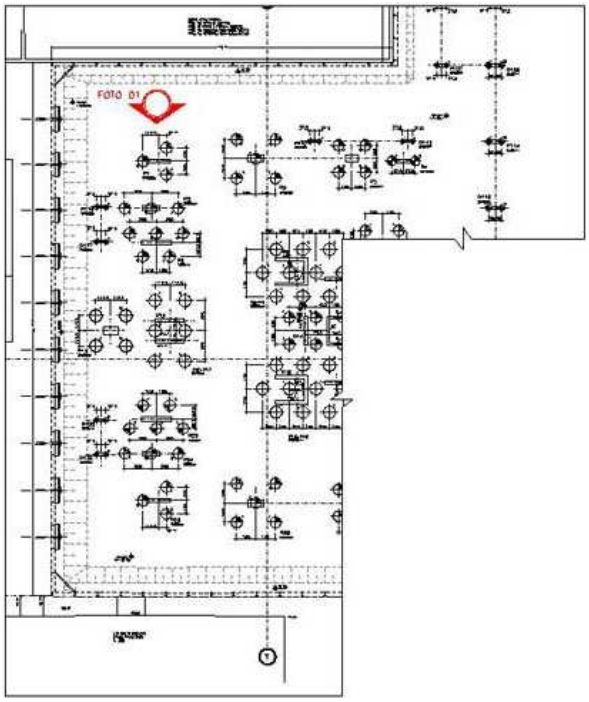
Dependendo das características dos terrenos, as fundações do edifício, podem ser de dois tipos: superficiais ou directas (sapatas ou ensoleiramento geral); profundas ou indirectas (estacas, mais usualmente). Caso se opte por estacas, estas podem ser, por exemplo, pré-fabricadas e cravadas, ou então moldadas *in situ*, encontrando-se no capítulo 7 uma descrição mais pormenorizada acerca da execução destes elementos construtivos. A Figura 5.47 mostra diferentes fases dos trabalhos relativos à construção da estrutura de contenção e das fundações em estacas moldadas em furo escavado com trado contínuo, relativas ao Edifício Mansão Francisca Júlia, em São Paulo.



a1)



a2)



b)



c)

Fig. 5.47 - Estrutura de contenção e fundações por estacas de um edifício em São Paulo: a) vistas da parede *tipo Berlim provisória* ancorada; b) detalhe do projecto de contenção e de fundações em estacas com trado contínuo; c) execução dos maciços de encabeçamento das estacas [35].

Caso se opte por sapatas, procede-se sucessivamente à execução dos trabalhos de escavação, aplicação do betão de limpeza no local escavado, colocação das armaduras e cofragens e betonagem das sapatas. Na Figura 5.48 pode-se observar a execução dos trabalhos relativos à colocação de cofragens e armaduras de sapatas, numa obra cuja parede de contenção *tipo Berlim provisória* tinha 13,3 m de profundidade.



a) b)

Fig. 5.48 - Trabalhos de execução das fundações do edifício Orion, em São Paulo: a) vista da parede *tipo Berlim provisória* de 13,3 m de profundidade; b) vista dos trabalhos de execução das sapatas do edifício [35].

5.5.2. DRENAGEM NA BASE DA ESCAVAÇÃO

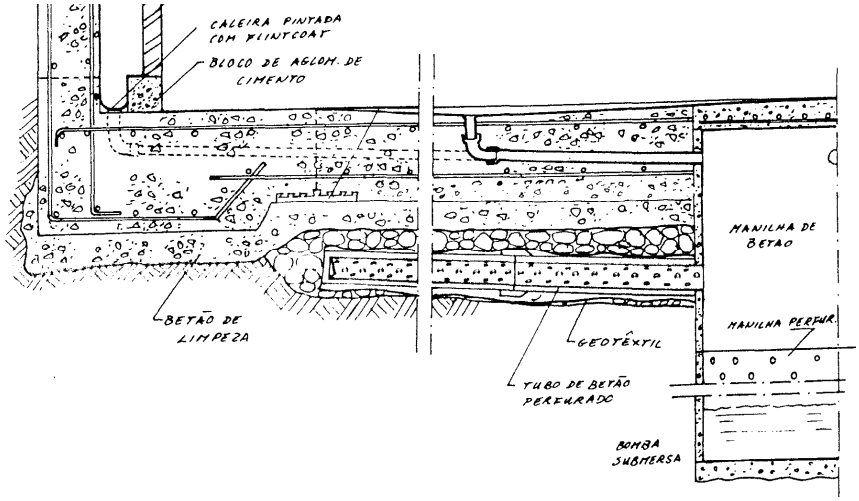
Relativamente ao sistema de drenagem na base da escavação, começa-se por realizar o nivelamento e a compactação do solo do fundo da escavação, recorrendo a máquinas como escavadoras e cilindros compactadores, respectivamente (Figura 5.49).



Fig. 5.49 - Grua escavadora hidráulica a nivelar o fundo da escavação [35], [31].

É então implementado um sistema de drenagem e filtragem ao nível da cota de fundo da escavação (constituído, por exemplo, por um poço de drenagem, tubos de drenagem ligados a este - Figura 5.50 - e uma rede drenante) cuja função é manter a água existente no terreno abaixo do nível da escavação.

Inicialmente, sobre o terreno, é colocada a referida rede drenante, constituída por uma manta geotêxtil revestida por um material filtrante, normalmente em poliéster, de forma a envolver os tubos de drenagem de betão perfurado (Figura 5.50a), colocados a uma cota inferior à da base da escavação.



a)



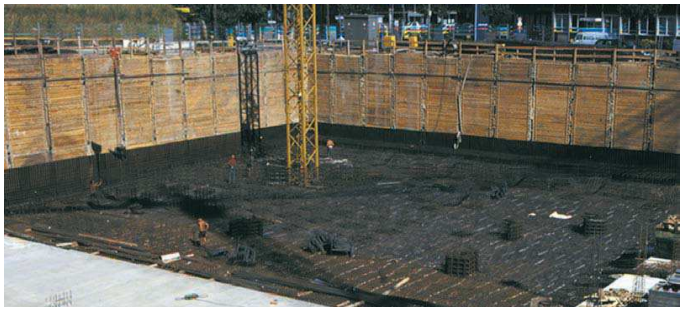
b)

Fig. 5.50 - a) Esquema em corte de um sistema de drenagem e filtragem ao nível da cota de fundo da escavação (Mascarenhas, 2001); b) bombagem de água de um poço de drenagem [31].

O geotêxtil (Figura 5.51a) permite drenar a água que aflui ao nível da base da laje para o interior dos tubos, enquanto que o filtro impede o arrastamento dos finos. Sobre os tubos porosos coloca-se uma camada de brita e, por fim, eventualmente uma lâmina de plástico sobre esta, com função de impermeabilização (Mascarenhas, 2001).



a)



b)

Fig. 5.51 - Instalação da rede drenante: a) colocação da tela drenante [117]; b) vista panorâmica da lâmina de impermeabilização colocada em obra [117]

Conforme o caso, iniciam-se então os trabalhos relativos à construção dum ensoleiramento geral ou da laje do último piso de cave (laje de fundo). Segundo Mascarenhas (2001), o ensoleiramento geral adopta-se quando a área das sapatas ultrapassa 50 % da área da construção.

A execução da laje de fundo, de forma a garantir a estanqueidade, deve consistir numa plataforma construída acima das sapatas, e que penetre na parede (ver pormenor dessa ligação na Figura 5.50b, no caso de parede *tipo Berlim definitiva*). Logo, ao betonar os últimos painéis duma parede *tipo Berlim*, deixa-se uma faixa por betonar no muro, onde a laje de fundo irá penetrar. Como exemplo, apresenta-se na Figura 5.52 a construção de uma plataforma de trabalho em betão ciclópico com características pouco resistentes. De salientar o espaço vazio entre a plataforma e a parede, o qual será preenchido aquando da betonagem da respectiva laje do último piso.



Fig. 5.52 - Vista de uma plataforma de trabalho em betão ciclópico com as estacas de fundação saneadas [31].

5.5.3. EXECUÇÃO DAS LAJES DOS PISOS DE CAVE

Na Figura 5.53 mostra-se a cofragem já terminada de uma laje pronta a betonar, referente ao piso -2 e último da construção do edifício *Santos Dumont*, em Lisboa. Na imagem é possível também visualizar a parede *tipo Berlim* construída, assim como o núcleo de escadas e do elevador já betonados.



Fig. 5.53 - Vista da laje do piso -2 de um edifício pronta a ser betonada [31].

À medida que se conclui a construção de cada piso, procede-se à desactivação das ancoragens desse mesmo piso, com recurso a um macaco hidráulico. Do ponto de vista estrutural, assim que é construída a laje de cada piso subterrâneo, passa a haver um elemento de contraventamento entre faces opostas da parede de contenção e, como tal, torna-se desnecessário manter as ancoragens em serviço.

5.5.4. EXECUÇÃO DAS PAREDES EXTERIORES DAS CAVES DE EDIFÍCIO

Quanto à parede exterior dos pisos subterrâneos, a sua configuração depende, sobretudo, do facto de a estrutura de contenção *tipo Berlim* ser *provisória* ou *definitiva*.

No caso de se tratar da obra de um edifício suportado por uma parede *tipo Berlim provisória*, será necessário construir uma parede definitiva, do lado de dentro da parede provisória. A vantagem, já referida no ponto 5.2, tem a ver com o facto de a betonagem da parede interior poder dispensar as cofragens no tardoz. A principal desvantagem também já mencionada no mesmo ponto, relaciona-se com o facto de, em termos de aproveitamento da área de implantação do edifício como área útil, a espessura das paredes de contenção provisória precisar de ser somada à das paredes interiores definitivas. A Figura 5.54 permite aferir, em corte, a espessura total que ocupa a soma da parede *tipo Berlim provisória* com a parede definitiva do edifício construída do lado interior.

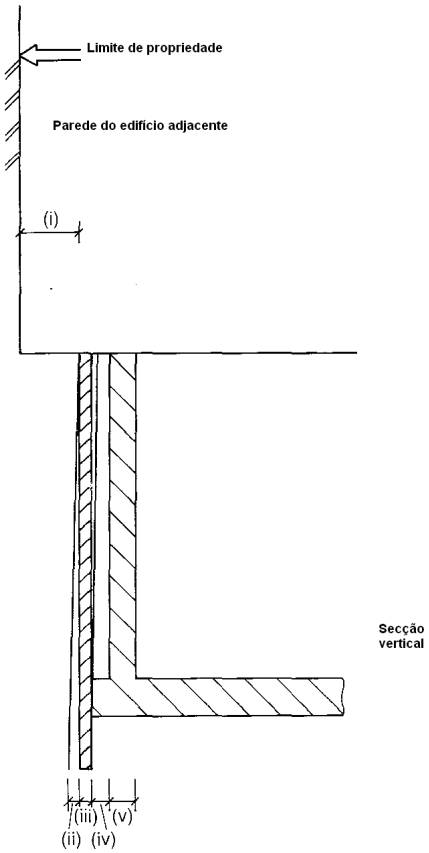


Fig. 5.54 - Largura geral da parede de cave, incluindo as diferenças de espessura entre as paredes de contenção provisória e definitiva (adaptado, Puller, 1996).

Assim, citando Puller (1996), a espessura final da parede provisória e definitiva corresponde à soma de cada uma das seguintes parcelas, de acordo com a Figura 5.54:

i) largura mínima do espaço de trabalho entre a retaguarda da parede provisória e o limite de propriedade (caso recorrente quando se trata de um espaço urbano);

ii) tolerância de verticalidade da parede provisória: a tangente do ângulo que os perfis verticais da parede provisória fazem com a vertical deve ser inferior a 1:100;

iii) espessura da parede provisória;

iv) espaço de trabalho para a construção da parede definitiva;

v) espessura da parede definitiva juntamente com a tolerância de verticalidade.

No lado interior da nova parede de betão definitiva construída, caso se exija um sistema de drenagem devido ao contacto do nível freático com a parede, é necessário construir um pano interior de tijolo. Entre este e o pano exterior existe uma caixa-de-ar, a qual termina em caleiras de drenagem que drenam as águas até uma caixa colectora, de onde são bombeadas para o colector de águas pluviais através de uma bomba submersa. A mesma solução construtiva é aplicada no caso das paredes *tipo Berlim definitivas*, ou seja, recorre-se a uma parede dupla, cujo pano exterior é a própria parede *tipo Berlim*. Apresenta-se na Figura 5.55 um detalhe construtivo em corte referente à ligação entre uma parede *tipo Berlim definitiva* e as lajes dos pisos de cave.

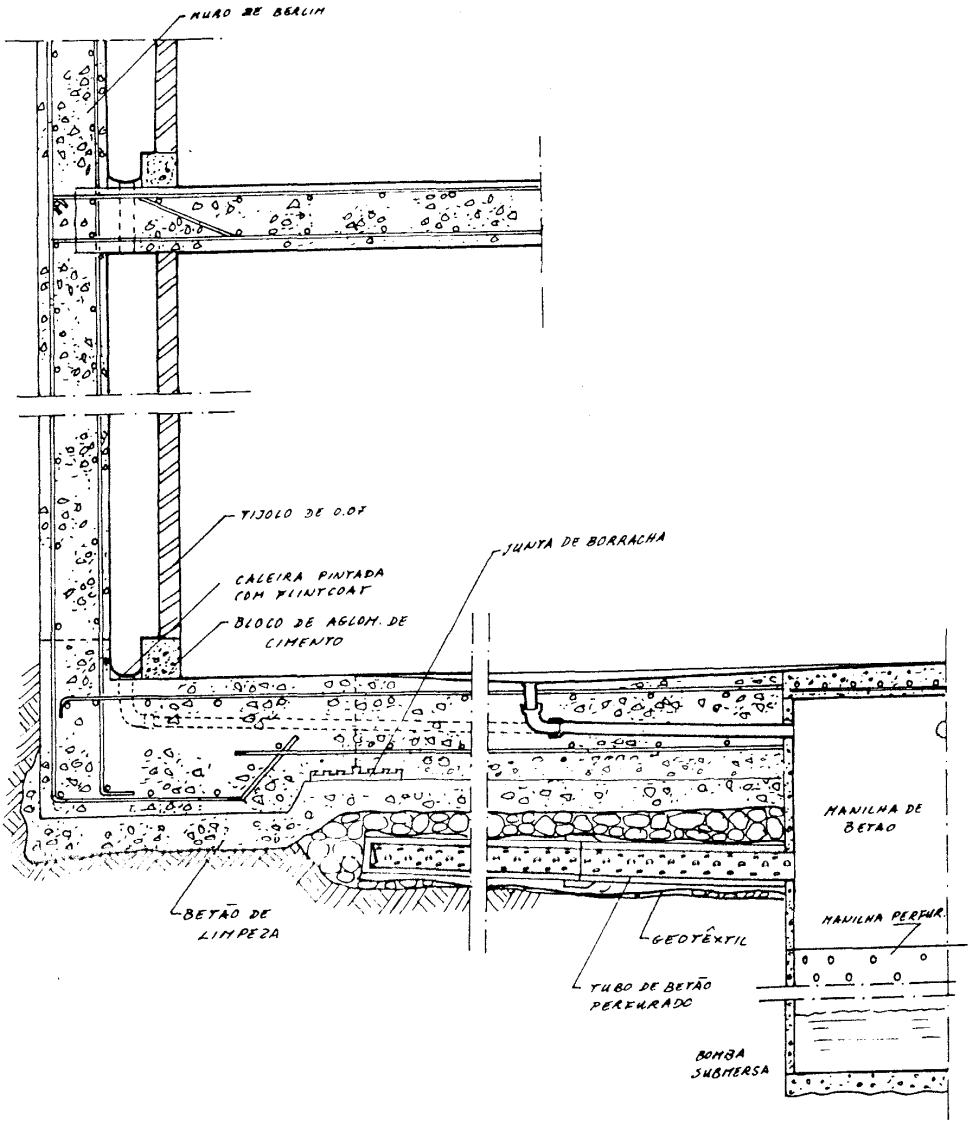


Fig. 5.55 - Detalhe construtivo em corte da ligação entre a parede *tipo Berlim definitiva*, a parede interior e as lajes dos pisos de cave (Mascarenhas, 2001).

5.5.5. MÉTODOS DE DRENAGEM E IMPERMEABILIZAÇÃO DE PAREDES *TIPO BERLIM*

Estes métodos são vistos como fundamentais nas estruturas de contenção, nomeadamente nas paredes *tipo Berlim*. A carência de uma drenagem eficaz das águas superficiais no tardoz deste tipo de contenções periféricas conduz a problemas de humidade e eventual apodrecimento dos elementos de entivação (no caso das paredes *tipo Berlim provisórias*), que pode provocar consequentemente assentamentos do terreno.

Desta forma, nos terrenos com nível freático acima do nível da base de escavação, e tendo em conta a permeabilidade das paredes *tipo Berlim*, é essencial que se prevejam, antes do início de obra e de acordo com as informações de projecto, métodos de controlo da água, de drenagem e impermeabilização subterrâneas. Tais procedimentos serão analisados com mais detalhe no capítulo 11.

Interessa, por isso, neste capítulo, mencionar, de entre as técnicas mais conhecidas de drenagem, tanto superficial como profunda, aquelas que se adaptam melhor e/ou são normalmente aplicadas aquando da construção de paredes *tipo Berlim*.

Nas paredes *tipo Berlim*, tanto *provisórias* como *definitivas*, é comum recorrer-se, para além da captação directa por bombagem da água que surge na escavação proveniente do terreno ou das chuvas, a um sistema de rebaixamento do nível freático, instalado previamente ao início da escavação, composto por agulhas filtrantes (Figura 5.56) ou poços de bombagem (ver pontos 11.2.3.1 e 11.2.3.2, respectivamente) no tardoz da parede.



Fig. 5.56 - Vista de um sistema de agulhas filtrantes, no caso de uma parede *tipo Berlim provisória* [100].

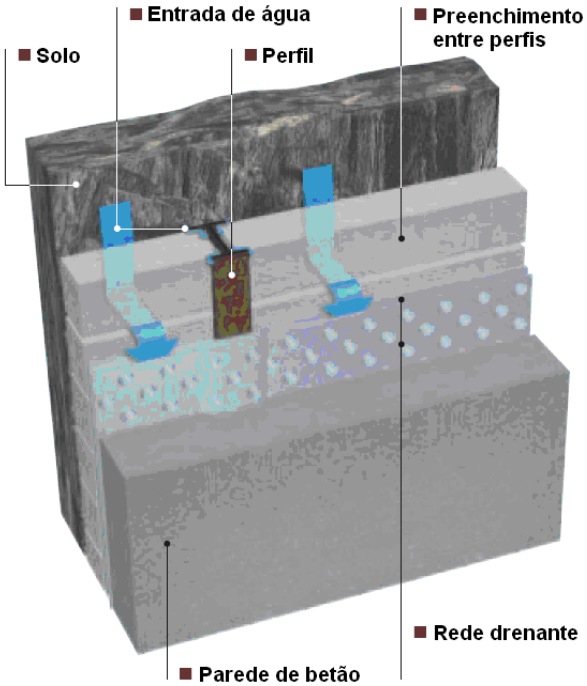
Quanto ao sistema de impermeabilização, no caso das paredes *tipo Berlim provisórias*, sobre a face da parede voltada para o lado da escavação, isto é, entre a parede provisória e a parede definitiva, é colocada uma tela drenante/filtrante, composta por um material geossintético (dreno) revestido por um filtro (geotêxtil), a qual servirá de revestimento exterior da parede definitiva em betão armado, de acordo com a Figura 5.57.



a)



b)



c)



d)

Fig. 5.57 - Colocação da rede drenante em paredes tipo Berlim provisórias: a) colocação da manta geotêxtil; b) pormenor do geotêxtil; c) representação do sistema; d) vista da cofragem da parede definitiva [117].

No caso das paredes *tipo Berlim definitivas*, este sistema deve ser aplicado antes da colocação da armadura, de acordo com o esquema da Figura 5.58. Refira-se, a propósito, que a Figura 5.30 ilustra a armação de um painel, após a colocação de uma manta geotêxtil entre a armadura e o solo.

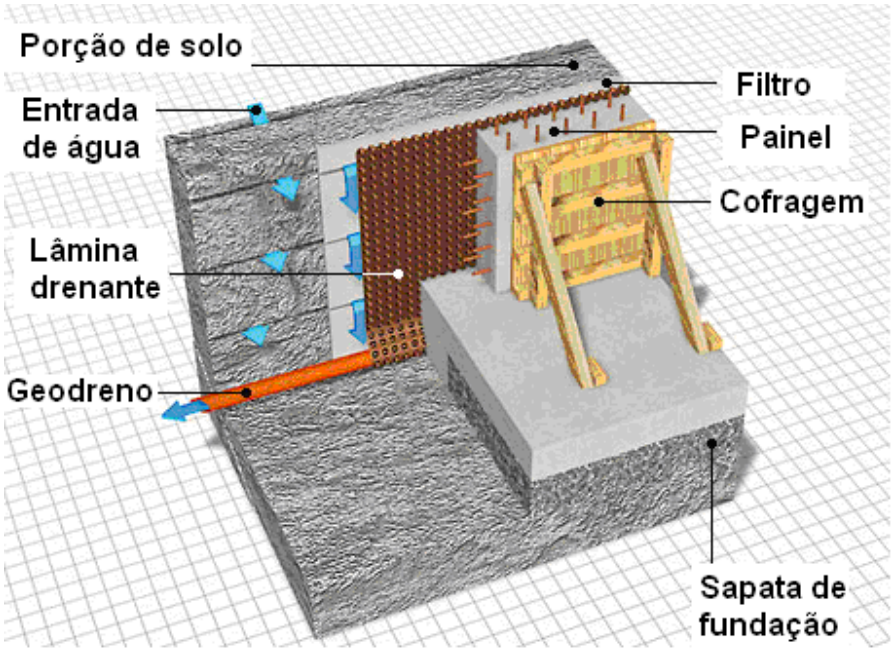


Fig. 5.58 - Esquema do sistema de drenagem/filtração pelo exterior de um painel de betão de uma parede *tipo Berlim definitiva* [adaptado, 117].

Geralmente a implementação de um sistema destes pelo exterior é de difícil execução nas paredes de contenção, principalmente no caso da parede *tipo Berlim definitiva*, devido à elevada dificuldade de tratamento das juntas da rede drenante de forma adequada. Como tal, opta-se variadíssimas vezes pela impermeabilização pelo interior da parede, de acordo com o descrito no ponto 5.5.4.

Nas paredes *tipo Berlim provisórias*, deve-se, por fim, criar um canalete de pelo menos 5 cm de altura acima do terreno circundante para o escoamento de águas superficiais, e tratar os elementos em madeira com químicos para evitar a sua deterioração.

5.6. CASOS DE OBRA

5.6.1. EDIFÍCIO *RESIDÊNCIAS ASSISTIDAS*

O caso de obra em análise refere-se à execução da estrutura de contenção e das fundações indirectas de um edifício destinado a um lar de terceira idade, com 3 pisos subterrâneos e 10 pisos acima do nível do terreno. O edifício chama-se *Residências Assistidas* e localiza-se no Parque das Nações, em Lisboa [31].

5.6.1.1. Execução da estrutura de contenção

Relativamente à estrutura de contenção, recorreu-se a uma parede *tipo Berlim definitiva*. A execução desta dispensou o uso de cofragens e betonagem numa etapa posterior, já que se recorreu a betão projectado para preenchimento dos espaços entre os perfis metálicos e envolvimento destes. A opção por uma solução deste tipo permitiu poupanças em termos económicos e de tempo de execução. O facto de o nível freático ser elevado, conduziu a estudos de viabilidade de adopção de paredes moldadas, em detrimento de parede tipo Berlim. Esta hipótese foi posta de parte, devido aos custos

elevados associados à execução de paredes moldadas. Estes custos seriam decorrentes da necessidade de tratamento e movimentação do terreno, de forma a garantir-se a estabilização do terreno necessária para a utilização desta técnica (no mínimo 8 m^2 de superfície plana estável por cada posicionamento da máquina).

A utilização da técnica de betão projectado permitiu, como já se disse, a execução da estrutura de uma forma bastante mais rápida. O uso deste método dispensa a execução de cofragens dos painéis para se proceder à betonagem destes e a sua descofragem posterior. Assim, logo após a colocação das armaduras nos painéis, procedeu-se à betonagem directamente sobre esta, sendo este o factor principal que explica esta rapidez dos trabalhos. Como facilmente se entenderá, uma maior rapidez de execução e conclusão de tarefas cujo fim é o mesmo, permite simultaneamente uma maior rentabilização do ponto de vista económico. De acordo com o que já se referiu nos pontos anteriores, por uma questão de espaço, os apoios da parede nos cantos são efectuados através de travamento por escoras metálicas, em detrimento das ancoragens, que foram executadas nas secções correntes dos painéis (Figura 5.59).



a) b) c)

Fig. 5.59 - Parede de contenção do edifício: a) execução da projecção do betão [64]; b) vista geral da obra; c) pormenor do escoramento no canto da parede [31].

5.6.1.2. Singularidades do projecto

A excepcional rapidez com que o processo de betonagem foi executado, permitiu aumentar a dimensão dos painéis e reduzir o número de juntas de betonagem. Desta forma foi possível melhorar a capacidade da parede em resistir à passagem da água presente no maciço envolvente. O controlo de infiltrações é, de igual forma, assegurado por um tratamento adequado das juntas dos painéis.

O facto de o sistema de recolha de lixos no Parque das Nações se processar por conduta, levou à necessidade, como mostra a Figura 5.60, de se implantar um negativo na parede de contenção.



Fig. 5.60 - Negativo para a conduta do lixo [31].

5.6.1.3. Fundações

Face às características do terreno, foram executadas estacas de fundação, tanto da estrutura de contenção, como das restantes cargas verticais do edifício. Na altura em que foram tiradas as fotografias que constam na Figura 5.61, as estacas da periferia já estavam executadas, levando-se a cabo na altura o saneamento da cabeça das estacas e a construção dos maciços de encabeçamento.



a) b) c)

Fig. 5.61 - Estacas da parede de contenção: a) pormenor da cofragem do maciço de encabeçamento; b) pormenor do maciço de encabeçamento; c) saneamento da cabeça das estacas [31].

Na Figura 5.62 é possível visualizar a finalização do maciço de encabeçamento da fundação da parede. É de destacar o facto de a cofragem se ter efectuado por intermédio de painéis metálicos revestidos com uma membrana de PVC, de modo a facilitar o processo de descofragem.



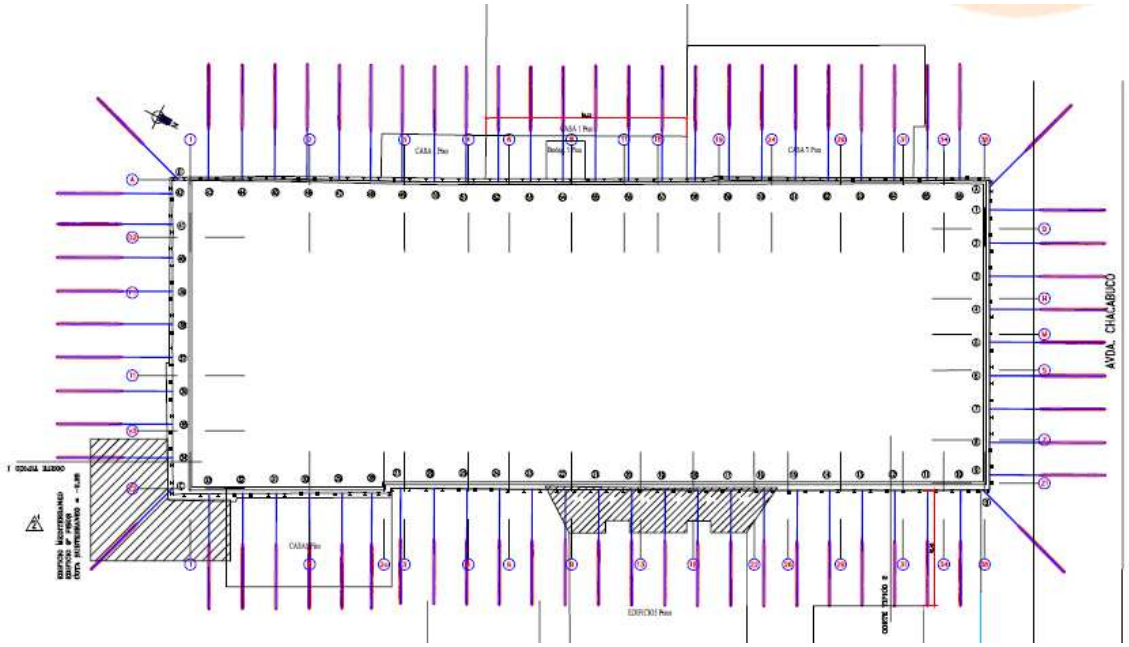
Fig. 5.62 - Troço da sapata de fundação antes de esta ser betonada [31].

As estacas do edifício foram moldadas *in situ*. Para cada uma delas, executou-se um furo com um trado contínuo e com um tubo moldador recuperável, cuja execução é analisada com detalhe no ponto 7.4.3.2.

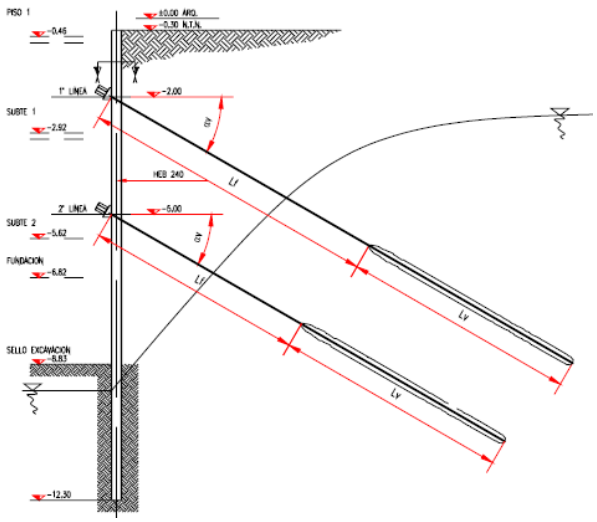
5.6.2. EDIFÍCIO *CHACABUCO*

Como exemplo de uma obra em que foi construída uma parede *tipo Berlim provisória* com ancoragens pré-esforçadas por conjunto apresenta-se a construção do Edifício *Chacabuco* em Santiago, no Chile (Figura 5.63), no qual as vigas de distribuição tinham o comprimento equivalente à distância entre dois perfis verticais consecutivos, encontrando-se fixadas a estes, alternadamente [3].

Dos dados mais significativos desta obra destacam-se os seguintes factos: foram executados 1670 m de desenvolvimento em planta de parede *tipo Berlim provisória* e 1996 m de ancoragens pré-esforçadas temporárias.



a)



b)



c)



d)

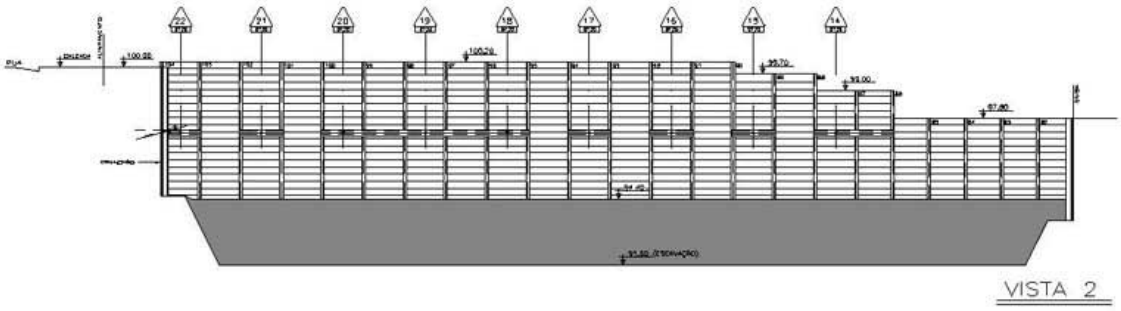
Fig. 5.63 - Parede tipo Berlim provisória para a construção do edifício *Chacabuco* em Santiago, Chile: a) esquema em planta; b) corte típico; c) e d) vistas da parede [3].

5.6.3. Edifício *Trianon Corporate*

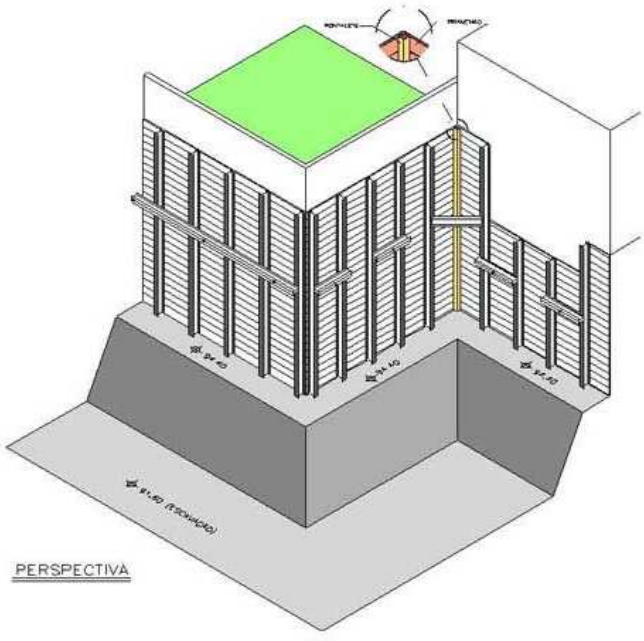
Trata-se de um edifício de escritórios de 22 pisos, 3 dos quais abaixo do solo, construído em São Paulo, sobre o qual foi definida a instalação da nova torre de retransmissão da Rede Globo [35]. A torre, de estrutura metálica, tem 115 m de altura (Figura 6.64). Quanto ao projecto de contenção, apresenta paredes *tipo Berlim provisórias* ancoradas. As fundações foram executadas em estacas com trado contínuo, e reforçadas com micro-estacas.



a) b)



c)





d) e)

Fig. 5.64 - Imagens da construção do edifício *Trianon Corporate:* a) vista da parede *tipo Berlim provisória* e de uma perfuradora a efectuar furação para instalação de estacas com trado contínuo; b) vista da rampa de acesso à obra; c) esquema da estrutura de contenção em vista; d) esquema da estrutura de contenção em perspectiva; e) instalação da torre sobre o edifício terminado [35].

6
PAREDES MOLDADAS

6.1. DEFINIÇÃO

As paredes moldadas são paredes de contenção definitivas de betão armado, executadas faseadamente em grandes painéis betonados em trincheiras escavadas mecanicamente. Estas são construídas com recurso a lamas bentoníticas, que permitem conter as paredes da escavação durante a fase de execução. Estes elementos são executados enterrados, procedendo-se posteriormente à remoção do terreno do interior da contenção. Este tipo de parede executada em betão armado moldado *in situ* apresenta espessuras que podem variar entre 40 e 120 cm, e pode alcançar profundidades superiores a 45 m.

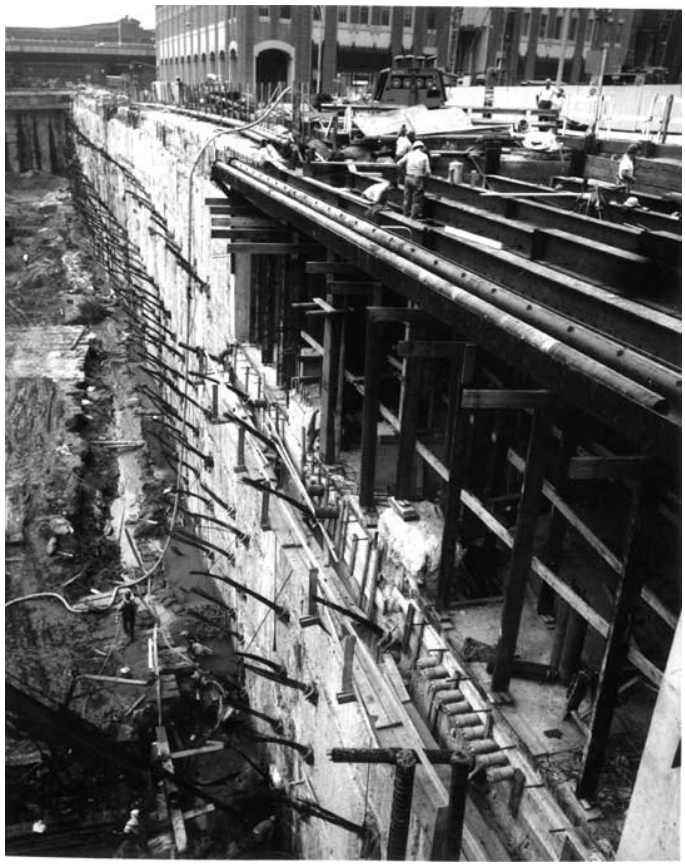


Fig. 6.1 - Parede moldada de betão armado construída para contenção dos pisos de cave do *World Trade Center* em Nova York [40].

A técnica de construção de paredes moldadas teve origem na indústria de perfuração de poços de petróleo. Neste ramo já era reconhecido, desde 1900, o efeito estabilizador das lamas nas perfurações executadas. No entanto, a primeira publicação sobre o assunto data apenas de 1913, sendo a bentonite introduzida nos sistemas de lama em 1929. No início dos anos 40 registaram-se progressos técnicos notáveis, até que as primeiras paredes moldadas, usando lamas bentoníticas, surgem em Itália nos anos 50, primeiro com funções de impermeabilização, e mais tarde, em obras de contenção (Puller, 1996).

Para garantir a estabilidade das paredes durante a escavação, utilizam-se ancoragens, na maioria das vezes, provisórias (Figuras 6.1 e 6.2a). Em alternativa, são aplicadas escoras apoiadas em faces opostas da parede (Figura 6.2b).



a) b)

Fig. 6.2 - Vista de uma parede moldada: a) ancorada [33]; b) escorada [22].

Os painéis de betão armado que constituem a parede podem ser moldados *in situ* (situação mais usual) ou pré-fabricados, em betão armado ou pré-esforçado. Qualquer das hipóteses apresenta vantagens e limitações específicas e processos construtivos característicos, associados a cada um dos métodos seleccionados.

6.2. PAREDES MOLDADAS *IN SITU* ANCORADAS

6.2.1. CAMPO DE APLICAÇÃO

Este tipo de parede é especialmente indicado para terrenos de fraca coesão e com o nível freático elevado. Caracteriza-se principalmente pelo facto de se moldar à geometria do terreno, cuja execução não causa vibrações nem grandes descompressões no terreno, e pode realizar-se muito próximo de estruturas vizinhas existentes, sem provocar danos às mesmas.

As paredes moldadas constituem uma autêntica barreira à penetração de água, devido à sua constituição que garante elevados níveis de impermeabilização, na medida em que cumpre os parâmetros que a seguir se enunciam (Brito, 2001):

- Painéis contínuos em profundidade com uma espessura considerável (superior a 40 cm);
- O formato das juntas entre painéis dificulta a passagem da água para o interior da construção;

- Impermeabilização e drenagem aplicadas pelo interior da estrutura (o processo construtivo impede o contrário);
- Os sistemas de impermeabilização recomendados são cimentos especiais, devido às elevadas pressões hidrostáticas.

As paredes moldadas *in situ* apresentam determinadas vantagens, nomeadamente (Brito, 2001):

- Permitem várias frentes de trabalho e grande maleabilidade na programação da obra (painéis);
- Apresentam bom comportamento sísmico;
- Causam ruído e vibrações reduzidos;
- Adaptam-se a diversos tipos de terreno, mesmo com nível freático elevado, percolação de água e/ou terrenos incoerentes ou moles;
- Dispensam acabamento interior em zonas como garagens;
- Minimizam a descompressão e deformação das construções vizinhas;
- Podem atingir profundidades elevadas;
- Garantem estanqueidade à passagem de água para o interior da estrutura.

Como desvantagens, podem-se apontar as seguintes (Brito, 2001):

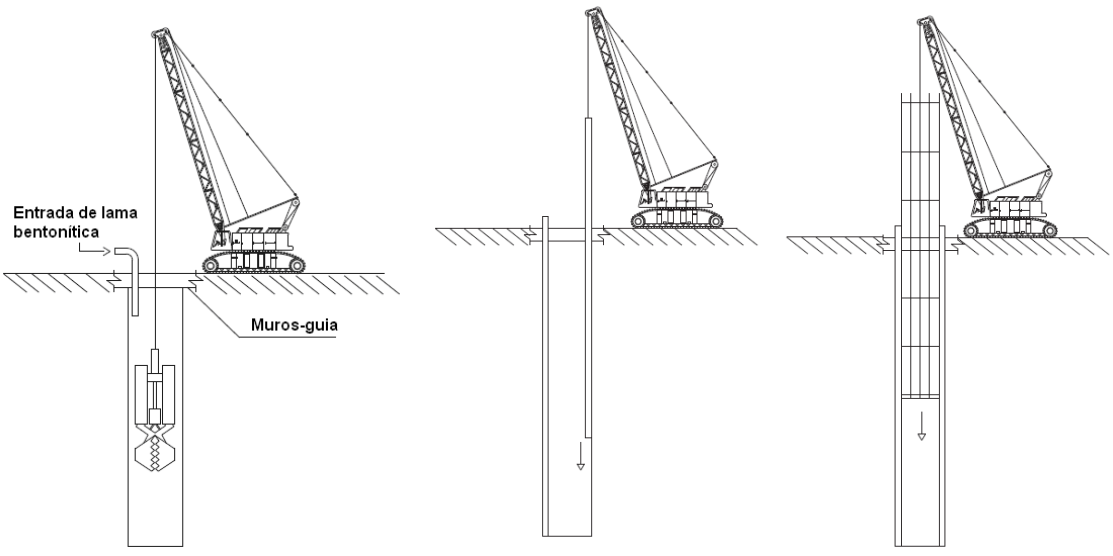
- Solução cara, principalmente devido ao uso das lamas bentoníticas (fabrico, recuperação e reciclagem) e ancoragens (na fase provisória);
- Dimensionamento condicionado pela fase provisória;
- Espessura mínima das paredes (40 cm) condicionada pelo equipamento e garantia da verticalidade, o que pode provocar sobredimensionamento em construções pouco profundas;
- Ocupação de parte da área útil dos pisos;
- Exige grande espaço em estaleiro;
- Requer equipamento e mão-de-obra especializados;
- A utilização da bentonite levanta problemas ambientais;
- O processo sujeita-se a ter de ser abandonado se existirem rochas no terreno;
- Se o firme rochoso estiver a grande profundidade e caso se pretenda a garantia de impermeabilidade, esta solução pode ser anti-económica**.**

6.2.2. DESCRIÇÃO DOS SISTEMAS CONSTRUTIVOS. FASES DE EXECUÇÃO DE UMA PAREDE MOLDADA *IN SITU* ANCORADA

De uma forma geral, após a realização das etapas anteriores à execução da parede mencionadas no capítulo 4, inclusive a escavação preparatória para a construção dos muros-guia, a execução de uma parede moldada *in situ* compreende as seguintes etapas:

- Execução dos muros-guia;
- Preparação e controlo das lamas bentoníticas;

- Escavação dos painéis de parede moldada e simultâneo preenchimento com lama bentonítica até à profundidade de projecto (Figura 6.3a);
- Colocação de juntas entre painéis (Figura 6.3b);
- Preparação e colocação da armadura (Figura 6.3c);
- Betonagem ou enchimento da parede moldada (Figura 6.3d);
- Recuperação da lama bentonítica expelida no momento da introdução da armadura e do betão na cavidade (Figura 6.3d);
- Remoção de juntas (Figura 6.3e);
- Demolição dos muros-guia e saneamento do topo da parede;
- Execução da viga de coroamento;
- Primeira fase de escavação no intradorso da parede betonada e execução do primeiro nível de ancoragens;
- Escavação até ao segundo nível previsto em projecto;
- Execução do segundo nível de ancoragens;
- Repetição das etapas anteriores até à cota máxima de escavação prevista em projecto;
- Regularização e limpeza da face à vista da parede, de acordo com o previsto no projecto;
- Execução da estrutura do edifício e eventual remoção dos apoios da cortina.



a) b) c)

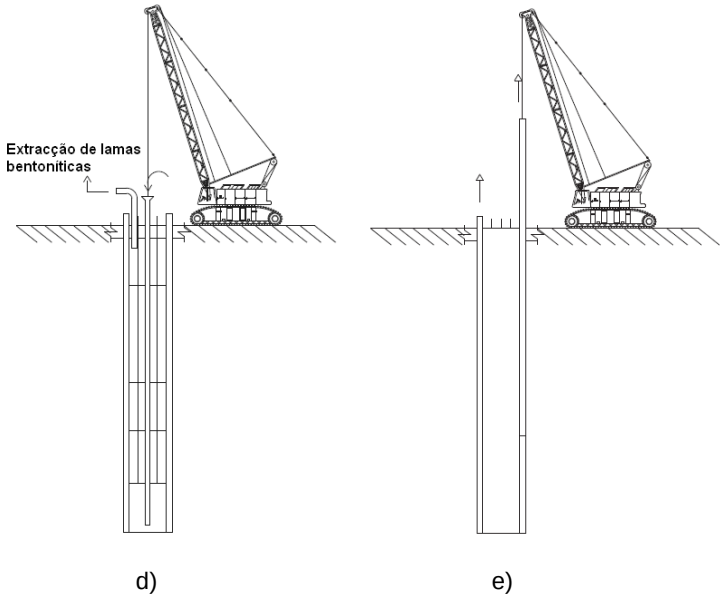


Fig. 6.3 - Fases de execução do painel de arranque de uma parede moldada: a) escavação; b) colocação de tubos-junta; c) colocação da armadura; d) betonagem; e) extracção de tubos-junta [41].

Neste contexto, aborda-se, de seguida, o processo relativo às diversas operações da execução de uma obra de paredes moldadas, baseada no trabalho de Gomes Samuel, que foi divulgado num Seminário do LNEC e citado em Coelho (1996).

6.2.2.1. Execução dos muros-guia

Antes de se iniciar a escavação dos painéis, propriamente dita, deverão ser executados os muros-guia que, como o próprio nome indica, servem de guia para orientar o início da escavação com o balde de maxilas. Os muros-guia têm por função:

i) definir o perímetro da parede, servindo de guia para a ferramenta de escavação de balde de maxilas;

ii) impedir o desmoronamento do terreno próximo à superfície, devido à grande e permanente variação do nível de lamas bentoníticas ou pela entrada e saída do balde de maxilas na escavação;

iii) evitar que o equipamento de escavação (balde de maxilas) rode;

iv) servir de apoio para o dispositivo de arranque dos tubos-junta;

v) suportar as armaduras, de forma a que não toquem no fundo da escavação.

Após a introdução de uma camada de betão de limpeza (para prevenir que a parede se apresente com bordos de betão contaminado), os muros-guia são executados em betão armado (regra geral), longitudinalmente ao eixo da parede e enterrados no solo. Os trabalhos de execução de um muro-guia encontram-se descritos na Figura 6.4.



a) b) c) d) e)

Fig. 6.4 - Muros-guia: a) escavação e início da execução da cofragem dos muros-guia; b) vista da cofragem completa e armadura dos muros-guia colocada; c) início da betonagem; d) muro-guia terminado [44]; e) vista de um muro-guia executado junto à parede de um edifício vizinho [45].

Na Figura 6.5a, é possível observar-se um detalhe em corte de uma configuração corrente de um muro-guia, e na Figura 6.5b vê-se um muro-guia reforçado, o qual é efectuado em presença de terrenos instáveis. Nesse caso, os muros-guia apresentam uma forma em L.

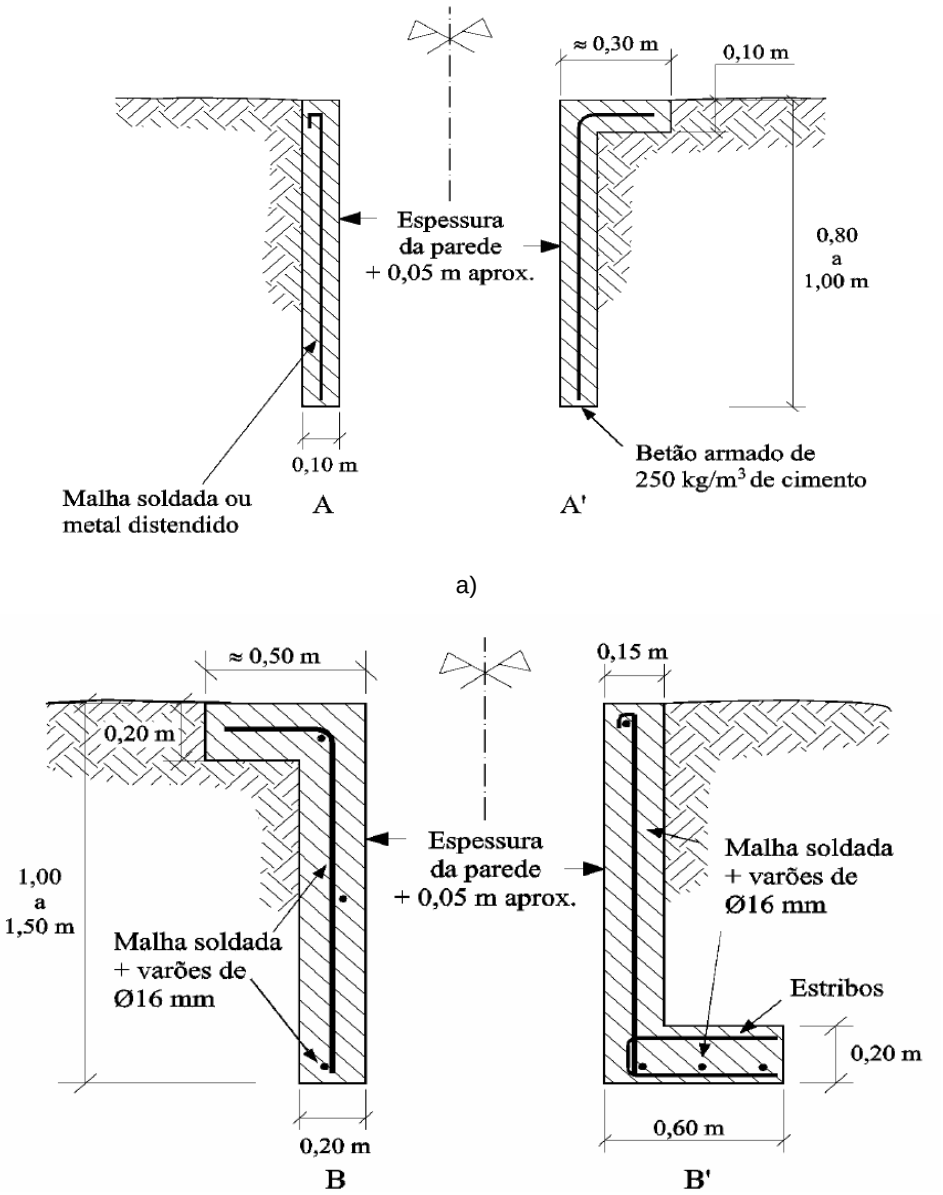


Fig. 6.5 - Muros-guia: a) tipo leve; b) tipo reforçado [1].

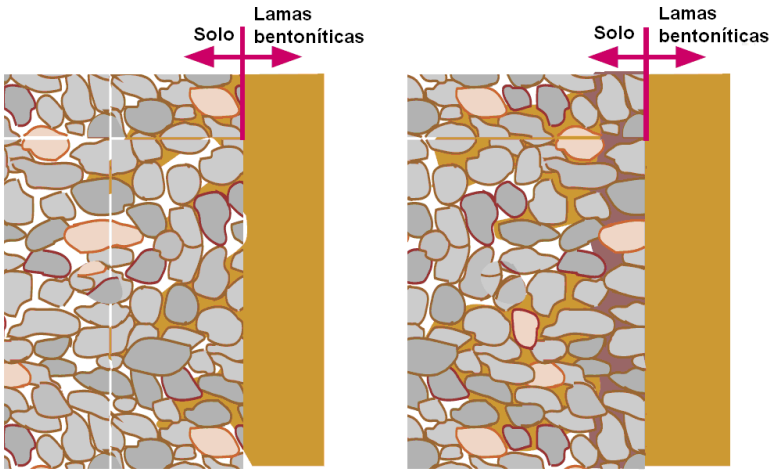
As alturas dos muros variam entre 0,80 m e 1,50 m. Os valores correntes da sua espessura podem variar entre 0,10 m (caso os muros sejam executados encostados à parede de um prédio vizinho - Figura 6.5a) e 1,00 m, sendo a espessura de 0,60 m a mais frequente (Coelho, 1996).

As superfícies interiores dos muros-guia devem ficar bem desempenadas e alinhadas, não sendo aceitáveis diferenças superiores a 3 ou 5 cm, caso contrário o balde pode encravar. Para facilitar o trabalho da ferramenta, a distância entre os muros deve corresponder à espessura total da parede, acrescida de 0,05 a 0,10 m, conforme a altura desses muros.

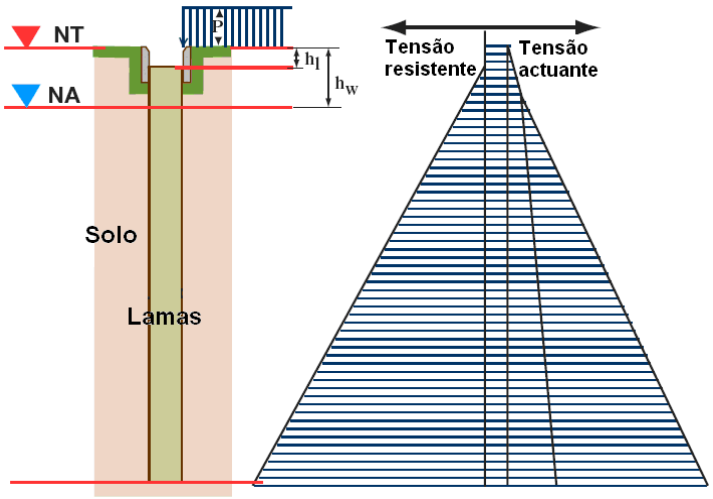
6.2.2.2. Montagem da central de produção, distribuição, controlo e recuperação de lamas bentoníticas

A central de lamas bentoníticas é constituída pela central de preparação (tanques de mistura), central de desareamento e reciclagem e, por fim, bombas e tubagens para circulação.

As lamas bentoníticas são compostas por água, bentonite (e às vezes argila) e, eventualmente, cimentos e aditivos. Em casos especiais a bentonite pode ser substituída por polímeros orgânicos (Coelho, 1996). A sua aplicação na construção de paredes moldadas tem como objectivo principal garantir o suporte e a estabilidade da escavação e a manutenção em suspensão dos detritos provenientes da desagregação do terreno durante a escavação (ao substituir o terreno escavado aquando da escavação), de forma a impedir a sua deposição no fundo da escavação e perdas sistemáticas para o interior do solo. Tratando-se de uma argila com propriedades tixotrópicas, em presença de água, as partículas de bentonite hidratam-se e expandem-se, formando uma solução coloidal. Essa solução vai colmatando os vazios do solo, formando nas paredes da escavação um *cake* impermeável, estabilizador destas paredes (ver esquema da Figura 6.6). Em alternativa pode-se utilizar betão pobre.



a)



b)

Fig. 6.6 - a) Formação do *cake* [99]; b) acção estabilizadora das lamas bentoníticas [99].

A escolha do tipo de bentonite a utilizar depende da natureza química da água do terreno (ou da água de utilização) e das qualidades tixotrópicas. Antes do início da escavação é indispensável a execução de testes na lama bentonítica, de modo a determinar se ela está em condições de ser utilizada, tendo em vista o tipo de solo a ser atingido durante a escavação. Normalmente estes testes consistem no controle da densidade, viscosidade e do pH da lama.

Para além destes requisitos, a bentonite também possui propriedades que lhe permitem ser facilmente bombeada, e ser facilmente substituída pelo betão, sem que se formem no final quaisquer bolhas ou camadas no seu interior. Por fim, é possível através de peneiração, sedimentação ou qualquer outro processo, a separação dos detritos de forma a proceder adequadamente à sua reutilização.

Existe, no entanto, dificuldade em satisfazer todos estes requisitos enunciados, na medida em que para que se verifiquem os primeiros objectivos é necessária uma lama densa, e para os segundos, uma lama muito fluida. Uma lama densa garante um maior efeito estabilizador da escavação e capacidade de suspensão dos detritos, enquanto que uma lama mais fluida facilita as operações de substituição e bombagem. Como tal, há que encontrar um ponto de equilíbrio entre estes dois factores, o qual é conseguido através das seguintes características que têm que ser mantidas até à fase de betonagem, segundo Coelho (1996):

a) densidade inferior a 1,2 e superior a 1,034 (valor mínimo para lamas contendo 4.5 % de bentonite e 1 % de areia);

b) viscosidade *Marsh* compreendida entre 35 e 80 segundos, ou menor que 20 cp;

c) teor em areia geralmente até 5 % (sendo que este valor não é estático, tendo em conta a natureza dos terrenos escavados, nomeadamente o seu conteúdo em elementos finos);

d) o filtrado e *cake*, medidos no aparelho Baróide, avaliando as perdas de lama e a espessura da película deixada no papel de filtro, usando o volume inicial de 600 cm^3, sob a pressão de 0,7 N/mm^2 e durante 30 minutos, devem ser 50 cm^3 de filtrado e 5 mm de espessura de *cake*;

e) a perda de filtrado tem evolução diferente, durante e após a formação de *cake*;

f) pH compreendido entre 8 e 11 para evitar ou corrigir os efeitos nocivos da contaminação química, do solo ou da sua água, ou até do cimento. Esta contaminação pelo cimento é relativamente frequente e leva ao aparecimento de *cake* muito espesso mas muito poroso, resultando em grande permeabilidade com consequentes perdas de fluido e aumento da viscosidade da lama;

h) resistência ao corte (parâmetro que permite caracterizar a capacidade tixotrópica da lama) nunca inferior a 36 $dine/cm^2$, após 10 minutos de repouso;

i) teor mínimo de areia fina (menor que o peneiro 100) de cerca de 1 %.

Depois de se definir a constituição da lama, é necessário dispor de todo o sistema de preparação da mistura. Um sistema destes é formado, fundamentalmente, por reservatórios providos de agitadores mecânicos e misturadores, no interior dos quais são lançadas as quantidades previamente fixadas de cada material constituinte (Figura 6.7a). Os materiais são então misturados, mediante a acção dos agitadores, de forma a constituir-se uma suspensão homogénea, sendo posteriormente armazenada em tanques ou reservatórios, como mostra a Figura 6.7b. A capacidade destes deverá ser dimensionada de acordo com as necessidades previstas para preencher os volumes dos painéis, de modo a dispor-se da quantidade necessária para perfurar e proceder a uma substituição completa da bentonite.

A proporção mais comum da mistura água / bentonite utilizada na escavação é de 1000 litros de água por cada 50 Kg de bentonite. A referida mistura deve ficar em repouso durante 24 horas nos

reservatórios, de modo a proporcionar a máxima hidratação das partículas da bentonite, para posterior utilização.



a) b)

Fig. 6.7 - Equipamentos de produção de lamas bentoníticas: a) tanque de mistura dos componentes [47]; b) reservatório de armazenamento de lamas bentoníticas [41].

6.2.2.3. Escavação dos painéis de parede moldada e simultâneo preenchimento com lamas bentoníticas até à profundidade de projecto

Construídos os muros-guia e garantido o funcionamento do sistema de produção e alimentação da calda de bentonite, parte-se para a escavação, realizada em simultâneo com o preenchimento com lama bentonítica à medida que se escava.

A escavação é feita, geralmente, de forma alternada, em painéis de dimensões calculadas para cada caso em questão, podendo adoptar-se outra ordem, dependendo esta decisão de motivos de economia ou segurança.

As dimensões dos painéis escavados, aplicados para construção de paredes moldadas são bastante variáveis, considerando-se o comprimento a dimensão principal. O comprimento máximo é determinado em função do tipo de solo e da estabilidade do terreno envolvente à escavação, de modo a que este possa suportar o peso dos equipamentos perfurantes e não ponha em causa as fundações de edifícios anexos (Coelho, 1996). No entanto, as dimensões dos painéis variam usualmente dentro dos seguintes valores:

- espessura: 0,4 a 1,2 m;

- largura dos troços: 2,0 a 2,80 m;

- comprimento: somam-se 2,0 a 2,5 m à altura total dos pisos enterrados (para ter em conta o encastramento na extremidade inferior).

Para a realização da escavação utilizam-se equipamentos de escavação por baldes, conjugados com os de circulação das lamas bentoníticas. Os primeiros podem ser suspensos através de cabos ou de uma haste rígida *Kelly*.

Existe uma vasta gama de equipamentos de escavação por baldes, diferindo entre si na geometria dos baldes, no peso (as ferramentas de corte podem pesar mais de 5 toneladas), no sistema de suspensão (de cabo, por exemplo), de manutenção de verticalidade e ainda no tipo de comando (mecânico, hidráulico e hidroeléctrico). Na Figura 6.8 podemos ver o exemplo de um balde de maxilas (*Benne*)

suspenso por cabo, cuja utilização se torna vantajosa do ponto de vista de garantia da verticalidade da escavação. Recorde-se que após execução da trincheira, o ângulo que o painel faz com um plano vertical deve ser tal que a sua tangente seja inferior a 15/1000 (Coelho, 1996).



a) b) c)

Fig. 6.8 - Balde de maxilas (*Benne*) suspenso por cabos: a) vista em obra [27]; b) esquema de funcionamento dos cabos para abertura do balde; c) escavação de um painel em obra [44].

Em substituição do balde de maxilas, pode ser necessário recorrer à escavação com baldes-freza, os quais possuem rodas dentadas (frezas) em vez de maxilas, que permitem escavar camadas mais duras (rochas, por exemplo) em espaços urbanos, com reduzidas vibrações e ruídos (Coelho, 1996). O trépano surge como outra alternativa ao balde-freza, no caso de se tratar de camadas duras.



a) b)

Fig. 6.9 - Baldes para escavação de camadas duras de rochas: a) balde-freza [57]; b) trépano [118].

Durante a escavação, a introdução e retirada do balde de maxilas no terreno a escavar deve ser feita de forma lenta e cuidada, para não danificar os muros-guia nem pôr em risco a estabilidade das paredes de escavação e a oscilação do nível de lamas bentoníticas. Junto ao balde de maxilas deve estar sempre

um camião (Figura 6.10), pronto a transportar as terras quando estas perfaçam um volume suficiente para as levar a um depósito. Isto deve fazer-se para evitar a acumulação de terras junto ao local da escavação, na medida em que conduz a um acréscimo de sobrecargas que podem pôr em causa a estabilidade das paredes dos painéis escavados.



Fig. 6.10 - Perspectiva em obra da escavação de um painel com um balde de maxilas carregado com terras e água, prestes a serem depositadas num camião, com os tanques de bentonite no fundo da imagem [41].

Quando o nível de escavação atinge a cota de profundidade de 1,0 a 1,5 m, procede-se ao bombeamento de lamas bentoníticas para o interior da escavação, de modo a estabilizar as paredes desta, sendo o seu nível rigorosamente vigiado. Isto exige uma atenção permanente, dado que se a bentonite for filtrada em camadas mais profundas, devido a depressões ou escavações junto à obra, o seu consequente abaixamento pode originar acidentes de proporções inusitadas. Na Figura 6.11 pode-se observar um exemplo de escavação de um painel, em simultâneo com a reposição do nível de lamas bentoníticas no mesmo painel. De referir ainda que o tubo de bentonite pode ser também acoplado ao balde de maxilas.



a) b) c)

Fig. 6.11 - Escavação de um painel de arranque com o balde de maxilas: a) vista em obra [42]; b) compensação do nível das lamas bentoníticas por intermédio de bombagem [42]; c) esquema relativo à escavação de um painel com um balde de maxilas, juntamente com a injecção de lamas bentoníticas no espaço escavado [3].

Para manter o nível da calda sempre constante deve-se regular a alimentação de calda para o interior da escavação em função do ritmo da própria escavação, por intermédio de um sistema de bombagem que bombeia as lamas dos depósitos para a escavação (Figura 6.11).



Fig. 6.11 - Vista de equipamentos de bombagem de lamas bentoníticas dos reservatórios para a escavação [42], [45].

6.2.2.4. Colocação de juntas entre painéis. Tratamento (eventual) de juntas

As juntas são tubos de diferentes materiais, de diâmetro igual à espessura da parede, que são colocados nas extremidades dos painéis antes de proceder à betonagem destes, de forma a moldar esses painéis, podendo ser recuperáveis ou não.

Depois de executada a escavação do painel de avanço, procede-se à colocação nos extremos deste de elementos verticais, antes da betonagem. Estes elementos têm como principal missão garantir a continuidade entre painéis da parede, assegurando assim a impermeabilidade desta e guiando a escavação dos painéis contíguos. Actualmente existem diversos tipos de juntas, que apresentam secções com formas diversificadas (Figura 6.12), sendo as mais habituais as que a seguir se indicam:

a) Juntas circulares - formadas por tubos metálicos com o mesmo diâmetro da espessura do painel escavado;

b) Juntas trapezoidais - formadas por elementos metálicos rectos que permitem formar painéis de base trapezoidal.

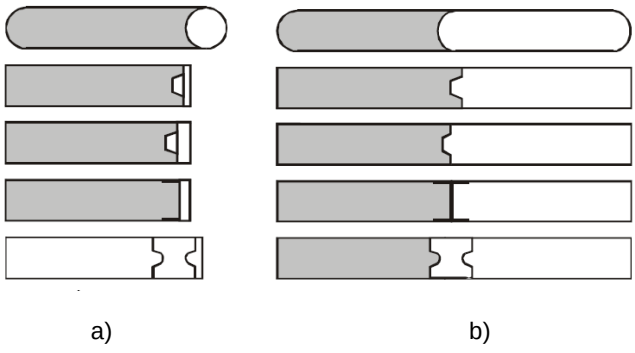
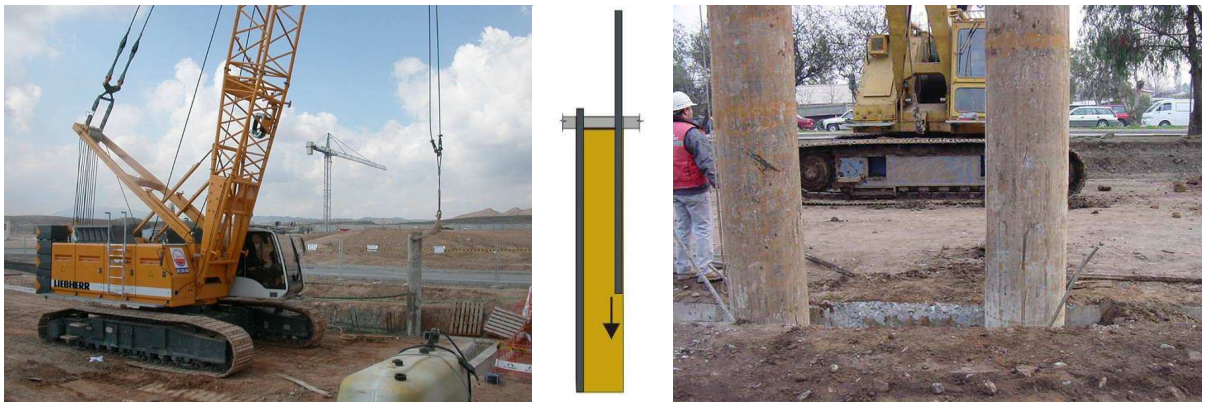


Fig. 6.12 - Exemplo de secções-tipo de juntas entre painéis: a) betonagem dos painéis primários; b) betonagem dos painéis secundários [52].

As vantagens ou inconvenientes relativos à aplicação de um ou outro tipo de junta dependem de alguns factores tais como: profundidade de perfuração, presença de água, espessura da parede e terreno a perfurar.

Os tubos-junta metálicos funcionam como moldes, criando *juntas secas* entre os painéis do tipo *macho/fêmea*. A sua posterior remoção confere às extremidades dos painéis uma forma semi-cilíndrica.

No caso de se realizar logo de seguida a betonagem de um painel contíguo, é essa própria superfície que passa a funcionar como molde, formando-se uma junta de razoável qualidade, não só pelo acabamento do betão do painel construído em primeiro lugar, mas também pela própria geometria de contacto entre os dois painéis. Na Figura 6.13 apresenta-se um exemplo relativo às operações de colocação de tubos-junta metálicos.



a) b) c)

Fig. 6.13 - Colocação de tubos-junta metálicos num painel de arranque: a) grua a colocar um tubo-junta no painel escavado [41]; b) esquema relativo à colocação de tubos-junta nas extremidades do painel de arranque [3]; c) vista em obra dos tubos-junta colocados [44].

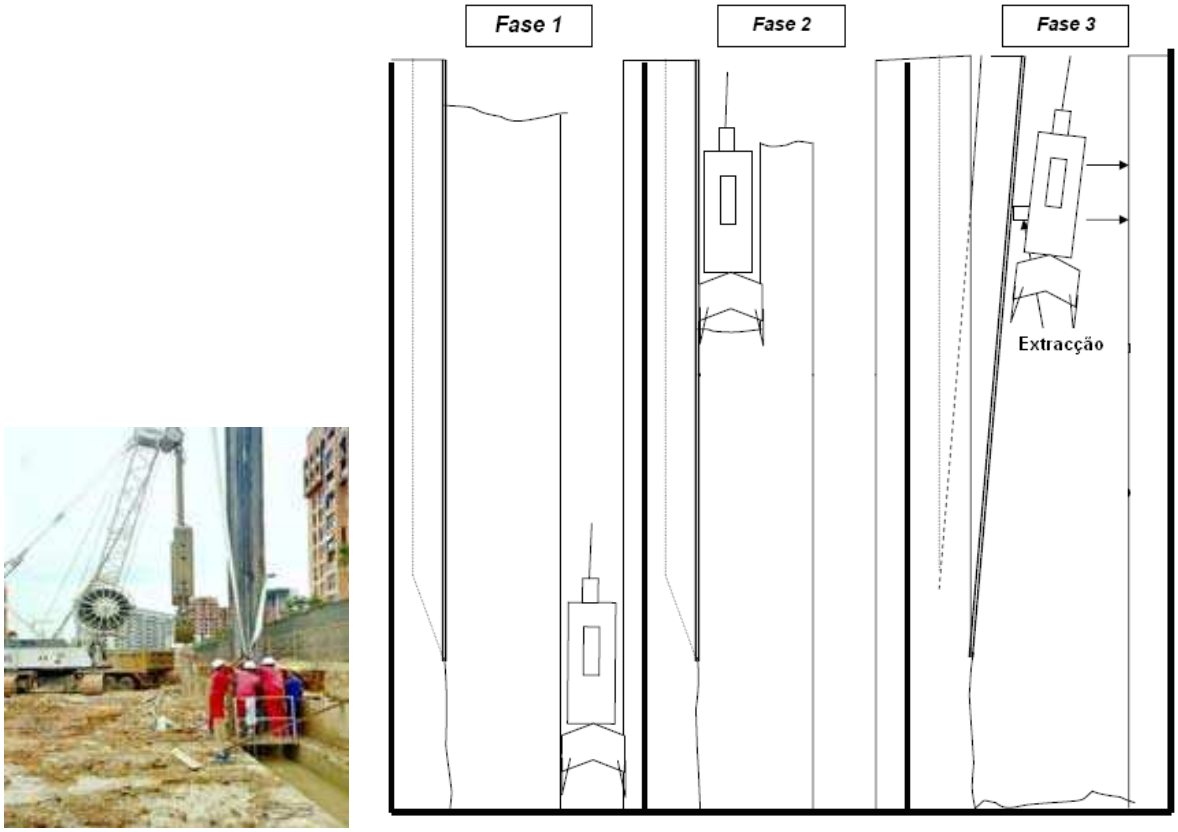
O facto de as juntas serem frequentemente executadas de forma defeituosa, para além da dificuldade de assegurar tanto uma continuidade horizontal entre painéis independentes, como uma impermeabilização eficaz, levou ao aparecimento de juntas trapezoidais, com perfis rectangulares ou semelhantes aos de estacas-pranchas metálicas (Figura 6.14).



Fig. 6.14 - Juntas trapezoidais: vista de perfis armazenados em obra [56].

A aplicação deste tipo de juntas justifica-se principalmente no caso de escavações de grande profundidade, nas quais o controlo da verticalidade é um aspecto crítico. Nestes casos, a aplicação de tubos-junta circulares é mais complicada tanto ao nível da sua colocação em obra, como sobretudo ao nível da sua extracção. Estes, devido ao seu peso mais elevado implicam que se recorra a dispositivos de extracção capazes de desenvolver forças de reacção mais elevadas de forma a levantar os tubos.

Dado que a superfície de apoio destes, os muros-guia, não estão preparados para resistir a grandes esforços, devido ao seu carácter provisório, a opção por um tipo de junta que se possa extrair logo após a escavação do painel adjacente, como é o caso das juntas trapezoidais, resolve as questões referidas. Estas criam um entalhe fêmea no painel betonado e permitem que a sua junção seja vedada ou não, com membrana *waterstop* (simples ou dupla), e conforme as exigências de impermeabilidade. Estas borrachas são fixadas nos perfis através de um sistema de encaixe, antes de serem instalados na escavação. Ao serem retirados os perfis, uma hora após a betonagem (Figura 6.15b), ficam as juntas de borracha entre os painéis (Mascarenhas, 2001).



a) b)

Fig. 6.15 - Junta *water-stop*: a) colocação em obra de uma junta *water-stop* dupla [56]; b) descofragem lateral após a escavação do painel adjacente, com junta de perfil estaca-prancha [adaptado, 56].

Sabendo-se que o emprego de tubos-junta na execução dos painéis pode levar a alguma escarificação das superfícies das juntas com os dentes do balde de escavação e, pelo facto de ser necessário, por vezes, garantir a impermeabilidade destas, deve proceder-se a um tratamento eventual das juntas.

Possíveis tratamentos de impermeabilização, segundo Coelho (1996), relacionam-se com o recurso a furação e injecção (na zona da junta ou exteriormente à mesma) de produtos impermeabilizantes

diversos. Por sua vez, os defeitos frequentes associados às juntas, como é o caso da intrusão de calda por desarenação insuficiente, betonagem com betão excessivamente compacto ou com tubos de betonagem muito afastados, podem ser reparados à medida que prossegue a escavação geral. Neste tipo de trabalhos, são usados, para além dos tubos-junta, juntas de poliestireno e juntas pré-fabricadas.

6.2.2.5. Reciclagem das lamas bentoníticas

Terminada a fase de escavação, antes da colocação da armadura e execução da betonagem, a lama que se encontra dentro do painel escavado, pode apresentar uma grande quantidade de sólidos (grãos de areia) em suspensão (25% a 30%). Deve-se, portanto, averiguar então as condições físicas e o estado de contaminação da lama bentonítica (especialmente na zona mais profunda). É que a bentonite contaminada dificulta a betonagem e pode originar misturas do betão com material decantado ou inclusões de lama de perfuração na massa do material de enchimento, e terá que cumprir, de modo a evitar tal cenário, determinados parâmetros, tais como os mencionados no ponto 6.2.2.2.

Os parâmetros essenciais a serem controlados são a massa volúmica, a viscosidade, o pH e o teor em areia, caso se pretenda reciclar a lama. Para a determinação destes parâmetros em obra, recorre-se a um laboratório portátil, ilustrado na Figura 6.16, constituído por uma pipeta para determinação do teor de areia, um funil *Marsh* para a determinação da viscosidade, uma balança de precisão para determinar a densidade da mistura e fita para determinação do PH.



a) b) c)

Fig. 6.16 - Controlo e descontaminação da lama bentonítica: a) balança para medir a densidade da lama; b) funil *Marsh* medidor da viscosidade da lama; c) medição do pH da lama [23].

Na hipótese de não se poder concretizar o trabalho em conformidade com as exigências estipuladas no ponto 6.2.2.2, é necessário proceder então à troca das lamas, realizada de duas maneiras:

i) com substituição: à medida que a lama utilizada na escavação vai sendo retirada pela parte inferior, com a utilização de bombas submersas ou por processos utilizando *air-lift*, a lama nova vai sendo introduzida pela parte superior do painel;

ii) com circulação: a lama é transportada para um outro sistema, destinado à recuperação da já utilizada calda na escavação, o qual é habitualmente associado ao sistema de preparação da calda, a fim de possibilitar a posterior reutilização da mesma. Trata-se de tanques como os ilustrados na Figura 6.17, onde a calda já utilizada é recolhida, para depois proceder à separação dos detritos provenientes da escavação. Estes tanques regeneradores devem estar munidos de crivos, vórtices e decantadores que permitam eliminar eficazmente as areias suspensas.



Fig. 6.17 - Tanque para reciclagem das lamas bentoníticas utilizadas na execução das paredes moldadas [48].

O custo da bentonite é elevado, principalmente nos países onde não existe esse material, justificando-se assim a sua reutilização. A reutilização de lamas bentoníticas é uma prática muito comum das empresas portuguesas, já que é necessário importar bentonite no nosso país. Também o facto de este tipo de paredes ser usualmente executado em zonas urbanas contribui para o recurso a esta prática, já que poucos estaleiros dispõem de espaço suficiente em cidade para poderem instalar depósitos de bentonite, e o transporte desta matéria para o seu posterior armazenamento eleva bastante os custos de execução.

6.2.2.6. Preparação e colocação da armadura

As armaduras dos painéis poderão ser constituídas por varões de aço liso ou varões nervurados (de alta aderência). A armadura de paredes moldadas é normalmente executada em aço A400. Na Figura 6.18 encontra-se representada uma armadura-tipo.

O espaçamento entre os varões longitudinais da armadura deverá ser, no mínimo, 0,10 m, sendo este um dos factores condicionantes de uma boa colocação do betão. Também a armadura horizontal deverá ser a menor possível, tendo em conta o processo de subida do betão na trincheira, quando se projecta a gaiola da armadura, de modo a que a lama de escavação seja expulsa mais ou menos facilmente (Coelho, 1996).

O recobrimento da armadura depende dos cálculos de projecto, e fundamentalmente do tipo de obra, em função das características eventualmente agressivas do solo no que diz respeito à protecção das armaduras em matéria de corrosão. Em regra, o recobrimento mínimo é de 5 cm, podendo ir até aos 7 cm. Para obter o recobrimento desejado, a armadura deverá ser munida de calços ou espaçadores circulares (roletes), de argamassa de medidas apropriadas, convenientemente amarrados ao conjunto metálico. Estes roletes apresentam, regra geral, uma espessura de 5 cm e diâmetros de 10 cm a 14 cm e são amarrados à armadura no sentido da sua largura, nas duas faces, e intercalados de acordo com o definido no projecto.

Concluída a realização da escavação, deve-se pois proceder à colocação da respectiva armadura, enquanto se vai executando uma parede resistente. O reforço da armadura (com varões de contraventamento colocados na diagonal) torna-se necessário, principalmente se as dimensões do painel são elevadas, a fim de lhe conferir características que permitam a sua fácil suspensão e transporte. As dificuldades de manipulação das armaduras, devido ao seu peso e dimensões, verificada nomeadamente nos painéis de grandes comprimentos, conseguem-se ultrapassar recorrendo ao seu seccionamento.

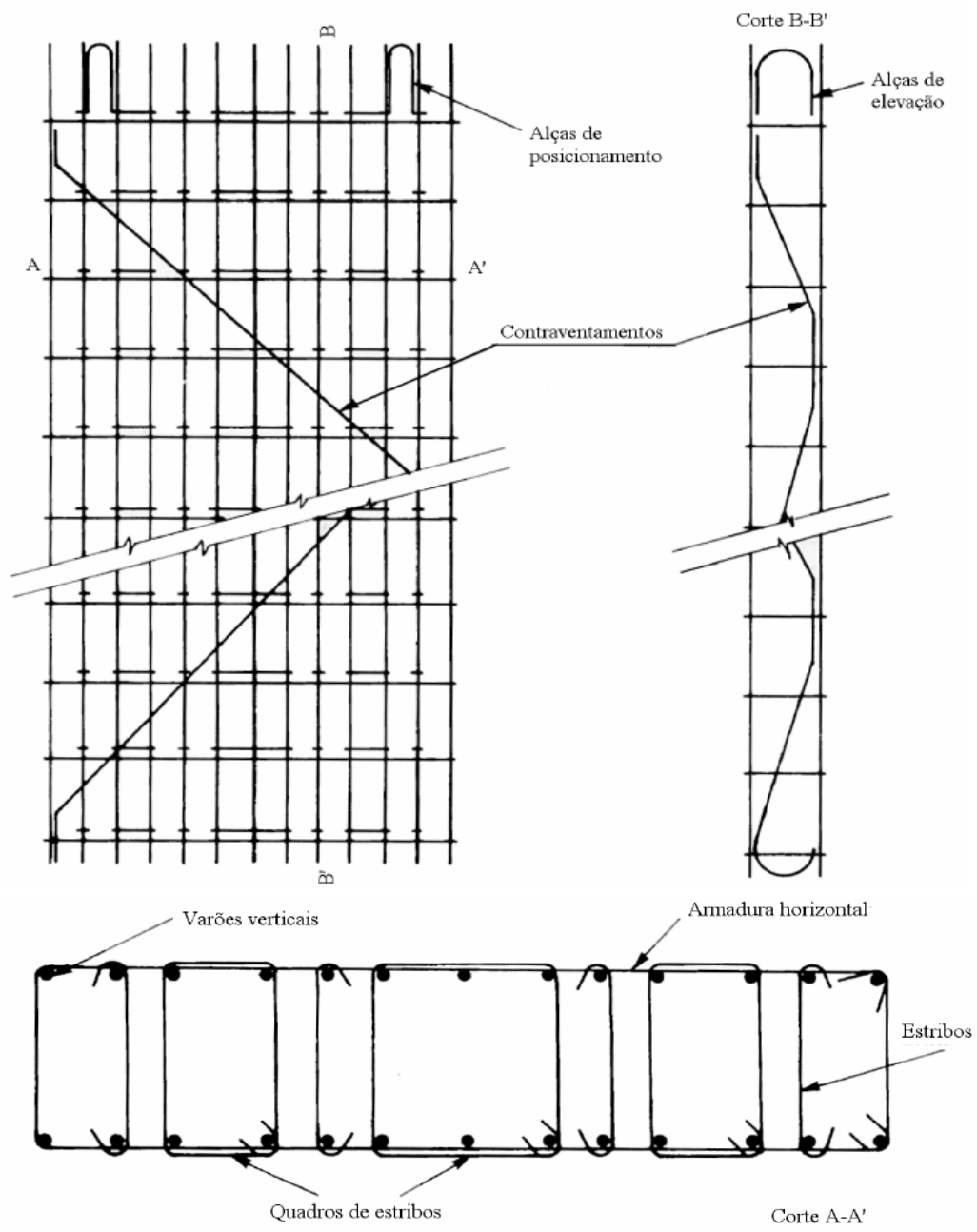


Fig. 6.18 - Exemplo de uma armadura-tipo de paredes moldadas [1].

As armaduras deverão ser executadas de acordo com as dimensões de cada painel. Os varões destas são montados de forma a formar uma gaiola, a qual pode ser executada inteira ou dividida, dependendo da profundidade da parede e da capacidade elevatória da grua. No segundo caso, aplicado especialmente para paredes profundas, a armadura é dividida em parcelas, na ordem de 2,40 m de comprimento na horizontal por 12,0 m de altura. Esta divisão facilita, como é natural, o transporte e manuseamento da armadura.

Igualmente deverão ser estabelecidas barras de aço diagonais (designadas na Figura 6.18 por contraventamento) que exerçam funções de travamento, a fim de evitar a deformação, em losango, do conjunto.

Durante a colocação da armadura fraccionada no interior do painel, executa-se a suspensão da primeira armadura pelas alças de posicionamento (ver Figura 6.19) a partir das paredes do muro-guia, e a soldadura de todos ou alguns dos aços principais (por sobreposição) da armadura ainda suspensa na grua.

Após a execução desta tarefa, caso seja necessário, a armadura pronta é então suspensa por uma grua, por intermédio das alças de elevação (corte B-B' da Figura 6.18). Inicialmente colocada no solo na posição horizontal, a armadura deve ser elevada de acordo com o apresentado na Figura 6.19c. Se for içada por um cabo na sua extremidade, a armadura, sendo muito pesada, corre o risco de poder sofrer empenamentos que irão dificultar bastante os trabalhos de recobrimento do betão.

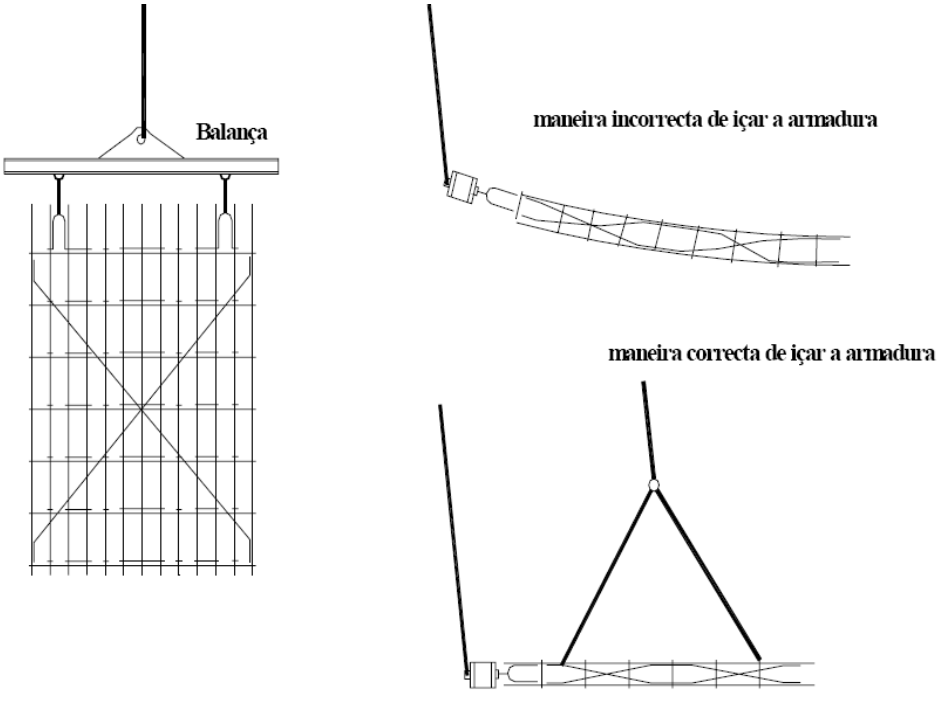
Como se pode ver pela Figura 6.19, as diagonais do conjunto permitem, deste modo, conservar a forma do conjunto metálico, durante as operações de transporte e manuseamento para a sua colocação no interior dos painéis.



a)



b)



c)



d)

Fig. 6.19 - Operações de manuseamento e elevação da armadura: a) chegada à obra da armadura [44]; b) armadura armazenada em estaleiro [27]; c) esquema de elevação da armadura [1]; d) vista de uma elevação de armadura com cabos de grua [55].

Nesta altura é feita a limpeza do fundo da escavação e verificada a altura da trincheira. Através da grua, a armadura é colocada na vertical e então descida de forma a mergulhar nas lamas bentoníticas, até tocar no fundo e preencher completamente o respectivo painel, no caso de paredes que sejam armadas até ao fundo (Figura 6.20). De seguida, levanta-se a gaiola, no mínimo 5 cm, e suspende-se pelas suas alças no muro-guia, de forma a não tocar no fundo da escavação.



a) b) c)

Fig. 6.20 - Operações de colocação de armadura no painel: a) armadura suspensa por uma grua na vertical; b) introdução da armadura no painel, entre 2 tubos-junta [44]; c) esquema de colocação da armadura no painel [3];

O dimensionamento da armadura terá sempre em conta a capacidade de carga da grua e a operação de colocação da armadura na vala. A sua execução, do ponto de vista da concepção e cálculo, deve atender ao espaçamento das barras de aço, de maneira a permitir uma betonagem perfeita. A armadura deverá prever, igualmente, o espaço suficiente para introdução do tubo (ou tubos) de betonagem. Tanto na execução, como na concepção, há necessidade de prestar toda a atenção à concentração das barras de aço horizontais da armadura, já que é esta armadura que poderá dificultar mais a subida do betão dentro de cada painel escavado, durante a operação de enchimento. E, para evitar a subida da armadura, aquando da betonagem dos painéis, a gaiola deve ser convenientemente amarrada.

Podem adoptar-se armaduras de espera (para ligação posterior às lajes dos pisos enterrados), as quais são dobradas ao longo da face e cuidadosamente ligadas às armaduras principais (Coelho, 1996). A tendência actual é, no entanto, para não optar por este sistema, devido à dificuldade de garantir a precisão requerida e ao peso elevado da armadura (de várias toneladas), recorrendo-se preferencialmente à soldadura posterior das armaduras.

No caso de se pretender construir uma parede moldada apoiada em ancoragens, podem ser previstos pontos singulares nas armaduras, de modo a permitir o atravessamento das primeiras. Em volta da abertura na qual passam as ancoragens, é executado um reforço com armadura de distribuição, para fazer face à concentração de tensões devidas à entrada em serviço da ancoragem. O espaço livre onde passará a ancoragem é protegido com materiais facilmente removidos, como esferovite, de modo a evitar o preenchimento desta zona com betão, na altura da betonagem.

6.2.2.7. Betonagem ou enchimento da parede moldada

Após a colocação da armadura, esta deve ficar imersa na lama bentonítica, no máximo 4 horas, antes da betonagem. Um período superior ao referido faz com que as partículas de bentonite se *colem* aos varões de aço, prejudicando a aderência deste ao betão. O recomendável é que se iniciem os trabalhos de betonagem logo após a instalação da armadura. O betão é lançado no fundo da escavação através de tubos abastecedores designados por *tremies*, com diâmetros da ordem de grandeza dos 15 a 25 cm e de comprimento de 1 a 4 metros (Figura 6.21a), os quais vão sendo ligados uns aos outros até que se atinja o fundo da escavação, de acordo com a Figura 6.21b. O tubo ou o conjunto de tubos ligados (tudo depende da profundidade da escavação) deve ser descido até tocar no fundo da trincheira, sendo depois levantado 15 cm.



a) b)

Fig. 6.21 - Tubos abastecedores de betão ou tubos *tremie*: a) vista de tubos armazenados em obra [27]; vista de uma grua a colocar tubos ligados no interior da trincheira [3].

Na extremidade superior a coluna termina por uma zona alargada que forma um funil designado por tremonha, na qual é lançado o betão que desliza ao longo da coluna (Figura 6.22).



Fig. 6.22 - Instalação dos tubos abastecedores ou *tremie*: a) colocação da tremonha; b) preparação da betonagem [44].

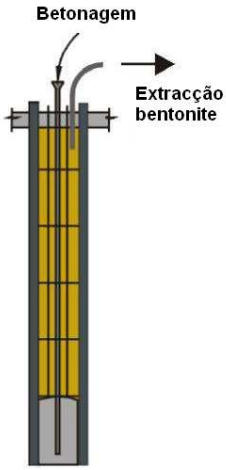
No início da betonagem de cada painel e no decurso de toda a betonagem, é essencial efectuar o controlo das lamas bentoníticas. Em caso de contaminação, deverá proceder-se à substituição da lama de perfuração ou à recirculação, de modo a permitir a retirada do material decantado ou de poder substituir o fluido por outro não contaminado. Justifica-se esta acção, porque nesta fase, um teor de areia elevado (acima dos 3 %) pode acarretar o perigo de misturar as partículas de areia contidas na lama com o betão. Para se efectuar a recirculação da lama, recorre-se normalmente a um tanque desareador, tal como o representado na Figura 6.17, anteriormente apresentada.

A lama bentonítica é lançada por bombagem para o interior do desareador, onde se separa a parte sólida da lama bentonítica da sua parte líquida, sendo esta enviada novamente para dentro da escavação, fazendo assim uma circulação contínua, até que o teor em areia fique abaixo dos 3 %. A parte sólida separada cai pela parte inferior do desareador e é posteriormente removida da obra. Durante o processo de desarenação, retira-se com o auxílio de um amostrador a lama bentonítica do fundo da escavação e fazem-se ensaios consecutivamente, até que a lama se encontre dentro dos parâmetros que possibilitem o início da betonagem, de acordo com os métodos mencionados no ponto 6.2.2.5.

A betonagem do painel é executada de baixo para cima, de forma contínua. O betão é doseado a 400 Kg de cimento por metro cúbico de betão, só podendo reduzir-se até 350 Kg/m^3 quando, utilizando plastificantes, se justifique a trabalhabilidade e a resistência do betão (Coelho, 1996). Sendo o betão mais denso que a lama bentonítica, o primeiro expulsa a segunda sem que ambos se misturem, e sem que a lama reentre, como ilustra a Figura 6.23b. Tal é conseguido através de uma grande capacidade de alimentação de betão ao tubo abastecedor, que vai dotando o painel, de dispositivos ou sistemas que impeçam na primeira descarga a mistura do material de enchimento com a lama de perfuração. O betão utilizado deverá estar dotado de elevada trabalhabilidade e fluidez, que lhe permita, ao sair do tubo abastecedor, espalhar-se de forma igual por toda a escavação, para cima e para os lados, e com esses movimentos deslocar a lama bentonítica. Na Figura 6.23a realça-se o facto de ser possível observar, para além da betonagem, o circuito de entrada e saída das lamas bentoníticas da escavação.



a)



b)



c)

Fig. 6.23 - Execução da betonagem do painel: a) vista em obra [3]; b) desenho esquemático [3]; c) pormenor das tremonhas dos tubos abastecedores e das alças das armaduras suspensas no muro-guia [42].

No decurso do enchimento, haverá necessidade de ir subindo a ponta do tubo abastecedor, a fim de reduzir o percurso e o atrito do betão, ou da mistura, com as paredes da vala e da armadura. Como tal, bastará manter a extremidade do tubo abastecedor mergulhado 2 a 3 m no betão, sendo que a altura deste é avaliada por intermédio de uma sonda. À medida que o nível de betão aumenta no interior do painel, a lama regressa aos reservatórios da central por bombagem. No caso da Figura 6.23c, em que é utilizado mais do que um tubo de abastecimento para o mesmo painel, deve-se procurar manter o nível de betão sensivelmente horizontal durante toda a betonagem. A distância a percorrer horizontalmente pelo betão não deve ser superior a 2,50 m.

Ao longo da operação de betonagem, torna-se imprescindível a comparação entre as cotas do material de enchimento reais e teóricas, ao longo de vários pontos de betonagem do painel, e de acordo com os volumes de betão descarregados no tubo abastecedor. Desta forma, pretende-se detectar inclusões de areias, de fluidos de perfuração, ou de partes das paredes da escavação que eventualmente desabem durante a operação e passem a fazer parte do material de enchimento do painel. Caso ocorram desabamentos ou inclusões, o enchimento poderá ter que ser interrompido e nessa situação será necessário proceder à rectificação das causas respectivas. O betão utilizado deve, como tal, ser cuidadosamente estudado, e cada betonagem convenientemente controlada. Na Figura 6.24 é possível observar-se um painel betonado limitado por 2 tubos-junta. Depois de ser introduzido o betão pelos tubos, aquele é vibrado manualmente com o tubo *tremie*, agitando-o na vertical.



Fig. 6.24 - Vista de um painel betonado com 2 tubos-junta [46].

6.2.2.8. Remoção de juntas. Sequência de execução dos painéis

Realizada a betonagem, após o início do processo de presa do betão, inicia-se lentamente a extracção dos tubos-junta. Estes devem ser puxados a intervalos estudados, de maneira a assegurar a sua descolagem da massa envolvente e garantir a presa do betão e certa estabilidade da superfície já moldada pelos tubos (Coelho, 1996). Em geral a extracção dos tubos-junta executa-se entre 3 a 3 horas e meia após a betonagem (Mascarenhas, 2001), por intermédio de uma grua e de um dispositivo apropriado de extracção, como é possível observar na Figura 6.25. A grua não tem função de levantamento, apenas ampara no decorrer da operação.



a) b)

Fig. 6.25 - Extracção de tubos-junta circulares: a) esquema de extracção [3]; b) vista em obra [3].

Quanto à sequência de execução dos painéis, pode ser de forma contínua, de acordo com a Figura 6.26, ou alternada, ilustrada pela Figura 6.27. A opção por uma ou outra alternativa depende das características do terreno, das sobrecargas provocadas pelos equipamentos ou até das condições dos edifícios vizinhos, e tem como objectivo minimizar as deformações do maciço. Por exemplo, no caso de existirem edifícios vizinhos, é conveniente executar os painéis em sequência, pois o impulso dos edifícios pode esmagar os painéis (Mascarenhas, 2001). Os painéis contínuos, tal como o próprio nome indica, são executados uns a seguir aos outros, sem que fique nunca nenhum painel intermediário por realizar.

No caso dos painéis alternados, as operações passam por construir primeiro uma série de painéis alternados (painéis primários), e posteriormente procede-se à execução de uma série de painéis intermediários (painéis secundários). Na Figura 6.26 e 6.27 apresentam-se duas soluções propostas por Mascarenhas (2001), as quais, segundo o autor, permitem executar os trabalhos sem movimentar demasiado o equipamento.

Tendo por base as figuras mencionadas, é possível observar que o primeiro dos dois métodos de trabalho atrás referidos obriga à utilização de um único tubo-junta por painel. Quanto ao segundo método, este requer a utilização de dois tubos por cada painel primário, enquanto que os painéis secundários não necessitam de nenhum tubo-junta.

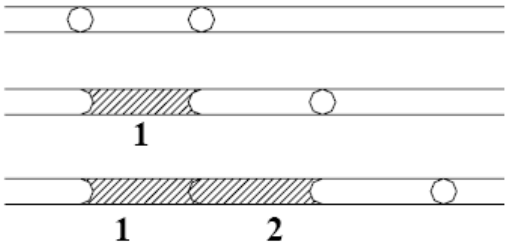


Fig. 6.26 - Modo de execução sequencial dos painéis da parede moldada [1].

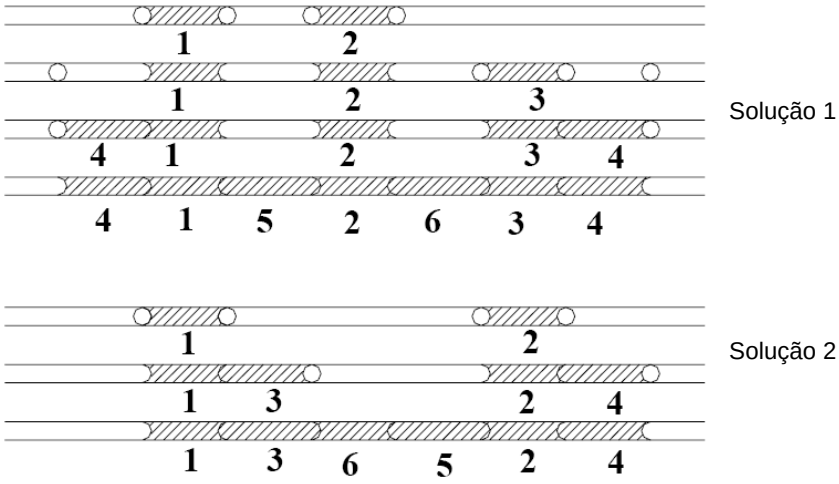
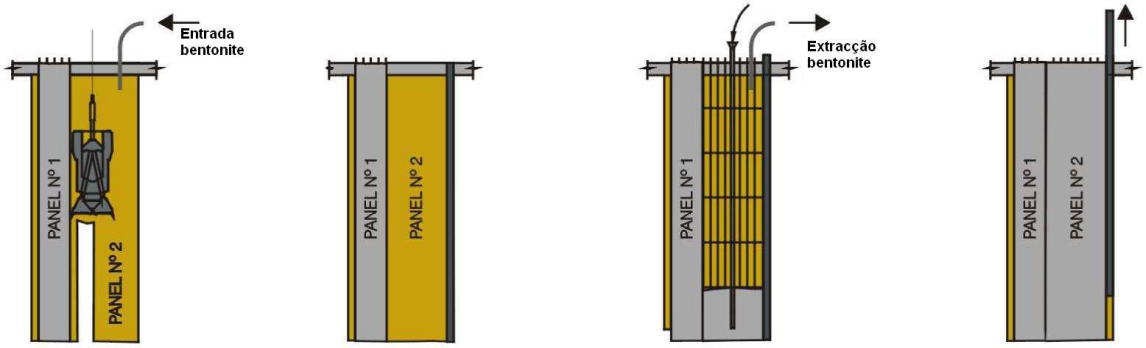


Fig. 6.27 - Vista de duas soluções para escavação de forma alternada [1]

Independentemente de se optar pela execução sequencial ou alternada dos painéis, as operações de construção dos painéis são executadas de acordo com o enunciado nos pontos anteriores para o caso

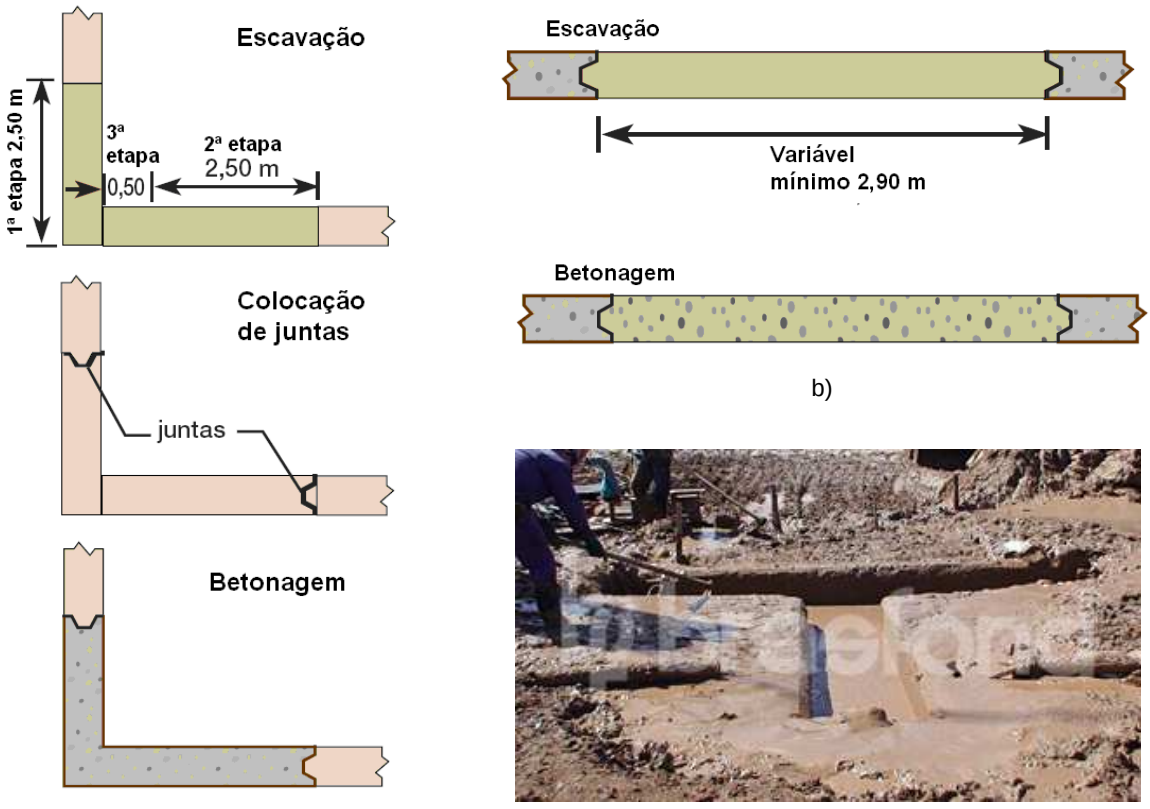
do painel de arranque. Na Figura 6.28 ilustra-se, de forma esquemática, as operações de escavação, colocação do tubo-junta e da armadura e betonagem de uma painel de avanço, no caso de se optar pela execução sequencial dos painéis.



a) b) c) d)

Fig. 6.28 - Esquema com operações de execução de um painel de avanço: a) escavação; b) colocação de tubo-junta; c) colocação de armadura e betonagem; d) extracção do tubo-junta [3].

Relativamente à execução dos painéis de canto, o início a escavação até à betonagem, encontra-se descrito no esquema da Figura 6.29a. Por fim, a execução do painel de fecho, esquematizada na Figura 6.29b deverá apresentar um comprimento no mínimo de 2,90 m



a) b) c)

Fig. 6.29 - Execução de pontos singulares: a) painéis de canto [adaptado, 65]; b) painel de fecho [adaptado, 65]; c) vista em obra de painéis de canto escavados [73].

6.2.2.9. Demolição dos muros-guia e saneamento do topo da parede. Execução da viga de coroamento

Depois de executados os trabalhos de betonagem da parede moldada, devido ao facto de, durante a betonagem, se ter verificado a ascensão do betão contaminado juntamente com as lamas bentoníticas, torna-se necessário proceder à remoção desse trecho de betão contaminado da parede e demolir os muros-guia. Para que tal aconteça, é necessário escavar, até 0,60 m de profundidade contados a partir da plataforma de trabalho, no intradorso da cortina, de forma a que seja possível demolir o betão contaminado do topo da parede e colocar o escoramento para travar a cofragem da viga de coroamento a construir posteriormente.

O muro-guia é demolido com recurso a uma pequena grua com braço equipado com martelo hidráulico (operação ilustrada na Figura 6.30a). Também a parte superior dos painéis tem que ser destruída, como ilustra a Figura 6.30b, sendo necessário picar cerca de 50 centímetros da cabeça dos painéis com um martelo pneumático, sendo aproximadamente metade dessa porção referente a betão contaminado, e a outra metade a betão são.



a) b)

Fig. 6.30 - Demolição do betão contaminado: a) muro-guia; b) parte superior dos painéis [58].

Todo o trabalho de demolição que as máquinas não possam efectuar, devido à necessidade de manter as armaduras em bom estado, pode ser terminado à mão. No fim da demolição, as armaduras da parte superior dos painéis ficam expostas e apresentam-se conforme mostra a Figura 6.31a. Estas armaduras serão integradas na futura viga de coroamento, mas antes de se iniciarem os trabalhos de execução desta, é necessário endireitar os ferros de espera que possam ter sido dobrados devido ao trabalho das máquinas aquando das operações de demolição (Figura 6.31b). A viga de coroamento irá permitir o arranque da estrutura do edifício, ao solidarizar os painéis.



a) b)



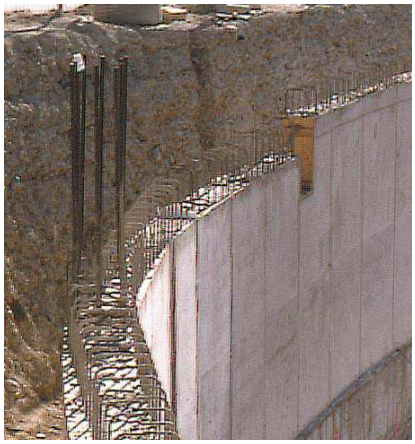
c)

Fig. 6.31 - Execução da viga de coroamento: a) varões de espera no final da demolição [58]; b) endireitamento dos varões de espera [58]; c) pormenor das armaduras e cofragens da viga de coroamento [47].

A viga de coroamento é betonada em duas fases: a primeira fase que é executada antes da escavação (Figura 6.32a), e a fase final que corresponde ao encontro com a laje do piso térreo. Atingida a presa do betão após a primeira fase, descofra-se a viga e iniciam-se os trabalhos de escavação até à primeira cota de ancoragens pré-esforçadas.



a)



b)

Fig. 6.32 - Primeira fase de betonagem da viga de coroamento: a) após a betonagem, com a viga ainda cofrada [58]; b) viga descofrada [3].

Na Figura 6.32b é possível detectar o pormenor relativo aos varões de espera de um pilar da estrutura. É desejável que os pilares não se localizem nas zonas dos alinhamentos das juntas dos painéis, devido a possíveis problemas de instabilidade, embora a viga de coroamento tenha também como propósito atenuar tais perturbações.

6.2.2.10. Primeira fase de escavação no intradorso da parede betonada. Execução do primeiro nível de ancoragens

Após se ter atingido a presa do betão da viga de coroamento e se executar a descofragem desta, iniciam-se os trabalhos relativos ao primeiro nível de escavação no intradorso da parede betonada (Figura 6.33), geralmente com recurso a gruas escavadoras hidráulicas.



Fig. 6.33 - Trabalhos de execução do primeiro nível de escavação [62].

Também nesta fase se procede à respectiva execução do primeiro nível de ancoragens. Cada ancoragem deve ter uma inclinação de 20 a 35 º, contada a partir da horizontal.



a) b)

Fig. 6.34 - Primeiro nível da parede moldada: a) execução de ancoragem num painel do primeiro nível [61]; b) vista de uma parede moldada com o primeiro nível de ancoragens completo [3].

Quando se terminam os trabalhos de escavação do primeiro nível, efectua-se a demolição do betão nas zonas de ligação das lajes, geralmente de forma mecânica através de uma grua com braço equipado com um martelo pneumático.

Ao demolir-se parte da parede nestas zonas, deve-se ter o cuidado de não ultrapassar 1/3 da espessura destas, pois, caso se ultrapasse, pode-se pôr em risco a estabilidade e estanqueidade da parede (Mascarenhas, 2001). Segundo o mesmo autor, em vez de se demolir parte do betão para a ligação das lajes nas paredes, pode-se optar por perfurar as paredes e colar os varões de amarração com resina. Após a execução de furos na parede por intermédio de um berbequim, a introdução de resina no interior da parede pode ser feita por fixação com recurso a ampola de resina, ou por fixação com

recurso a pistola de resina. No primeiro caso é efectuada a limpeza do furo, e de seguida, introduz-se uma ampola contendo resina e secante no interior do furo, sendo esta esmagada de seguida com um martelo. No segundo caso, a pistola de resina contém uma ponteira com espiral no seu interior, que ao rodar sob pressão mistura os dois compostos (Mascarenhas, 2001).

Este processo só é, no entanto, executado quando é montada a cofragem da laje, enquanto que o processo anterior ocorre à medida que se escava.

6.2.2.11. Repetição das etapas anteriores até à cota máxima prevista em projecto

Repetem-se os trabalhos referidos no ponto anterior, agora referentes ao nível ou níveis seguintes de escavação, até que se atinja a cota máxima prevista em projecto: escavação, execução de ancoragens e demolição até 1/3 de espessura da parede nas zonas de ligação com a laje ou introdução de resinas em furos para fixação dos varões desta.



a) b)

Fig. 6.35 - Ancoragens pré-esforçadas numa parede moldada: a) execução de ancoragem [64]; b) ancoragens apoiadas em viga de distribuição contínua [64].

Atingida a cota final de escavação, a parede moldada apresenta-se de acordo com o ilustrado na Figura 6.36.



Fig. 6.36 - Vista de uma parede moldada ancorada [41].

Nas zonas dos painéis de canto, tal como é prática corrente nas estruturas de contenção, devido à falta de espaço para a execução de ancoragens, opta-se pelo travamento das paredes recorrendo a escoras metálicas, circulares ou perfil *H* (Figura 7.37).



Fig. 6.37 - Travamento dos painéis de canto com escoras circulares metálicas [41], [3].

6.3. PAREDES MOLDADAS SEM ANCORAGENS

Nos casos em que se trate de um terreno no qual as ancoragens não apresentem total garantia de estabilidade, ou em que não se possa ancorar a parede devido ao limite de propriedade, ou ainda devido a solicitações severas da zona envolvente, pode-se recorrer a três processos alternativos de contenção e construção dos pisos de cave: sistema *top-down* (construção da estrutura enterrada à medida que se processa a escavação, de cima para baixo), escoramento interno ou pré-esforço da parede moldada.

6.3.1. SISTEMA *TOP-DOWN*

Este ponto contém uma breve abordagem ao processo *top-down*, no qual se efectua o travamento das paredes moldadas através da construção de lajes, à medida que se escava. As fases de construção de uma escavação, recorrendo ao processo *top-down*, são as seguintes, designadas por Carvalho (1997):

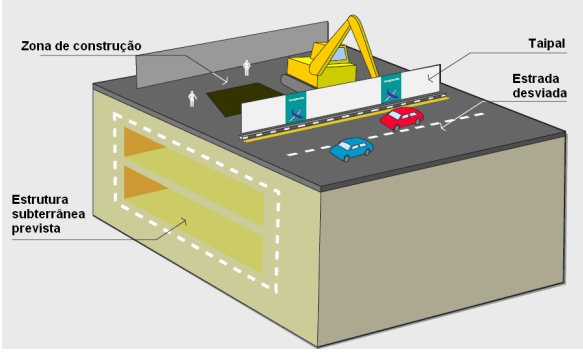
a) Execução da parede moldada em toda a periferia da obra e dos elementos de fundação dos pilares; escavação até à cota inferior da laje de cobertura da primeira cave e sua construção; a laje ficará com aberturas que possibilitarão a remoção dos materiais escavados;

b) Escavação sob a primeira laje, com recurso a pequenas escavadoras;

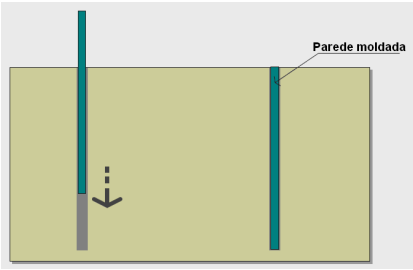
c) Construção da segunda laje e escavação sob esta;

d) Repetição da operação de construção da laje e escavação até atingir a cota final.

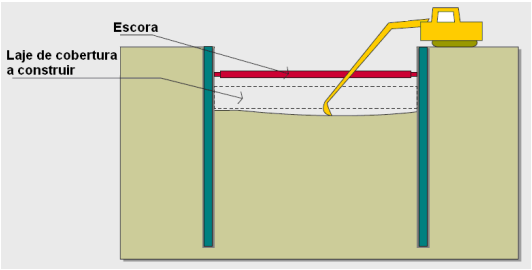
Na Figura 6.38 encontra-se, a título exemplificativo, as diferentes fases em esquema da construção de uma estação de metropolitano subterrânea, na qual se aplica a técnica de modo a minimizar a interrupção da circulação à superfície (Carvalho, 1997):



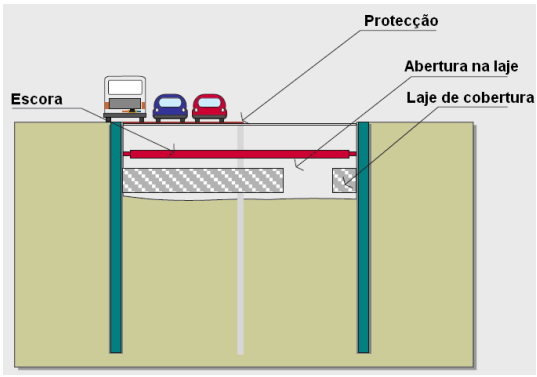
a)



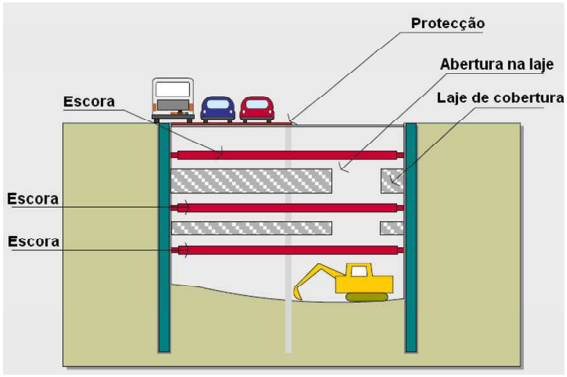
b)



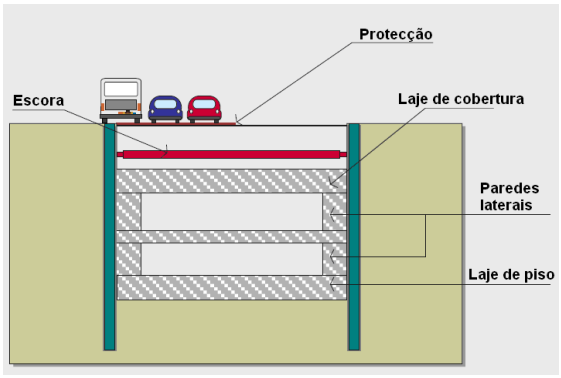
c)



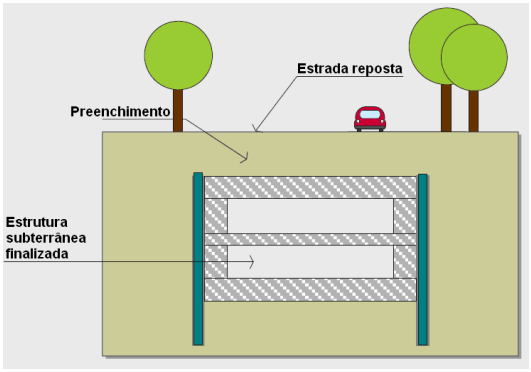
d)



e)



f)



g)

Fig. 6.38 - Sequência construtiva de escavação realizada pelo processo *top-down*: a) escavação prévia; b) construção da parede moldada; c) escavação e instalação de escoramento metálico; d) construção da laje de cobertura; e), f) construção das lajes de piso; g) preenchimento do espaço vazio e reposição da superfície [adaptado, 119].

Na Figura 6.39 apresentam-se diferentes fases observadas durante a construção do edifício *Center for Life Sciences*, em Boston, nos Estados Unidos, que contemplam o processo *top-down*.



a) b)

c) d)

Fig. 6.39 - Construção *top-down* (*Center for Life Sciences*, Boston): a) aspecto da estrutura metálica; b) abertura na laje para retirada de terras; c) escavadora sob a laje de piso; d) evolução dos trabalhos [19].

6.3.2. ESCORAMENTO INTERNO

O escoramento interno de paredes moldadas consiste em executar o travamento da parede com recurso a escoras metálicas provisórias, colocadas à medida que se escavam os diferentes níveis de profundidade (Figura 7.40). Atingida a cota de fundo da escavação, as escoras são retiradas à medida que se constroem as lajes da estrutura, de baixo para cima, passando estas a desempenhar a função de apoio da parede.



a) b)

Fig. 6.40 - Parede moldada apoiada em escoras metálicas: a) horizontais [43]; b) inclinadas [19].

6.3.3. PAREDES MOLDADAS PRÉ-ESFORÇADAS

Neste sistema de pré-esforço, constituído por cabos de alta resistência instalados em conjunto com a armadura passiva, é aplicado um pré-esforço vertical, de cuja utilização advêm os seguintes factores positivos (Matos Fernandes, 1988, citado por Perdigão, 1999):

- redução da armadura a instalar na parede evitando, em casos de solicitações mais severas, recorrer ao aumento da sua secção, com evidentes vantagens económicas;
- aumento da resistência e rigidez da parede, o que pode permitir reduzir o número de níveis de escoramento;
- alteração do estado de tensão do solo envolvente da parede de forma positiva.

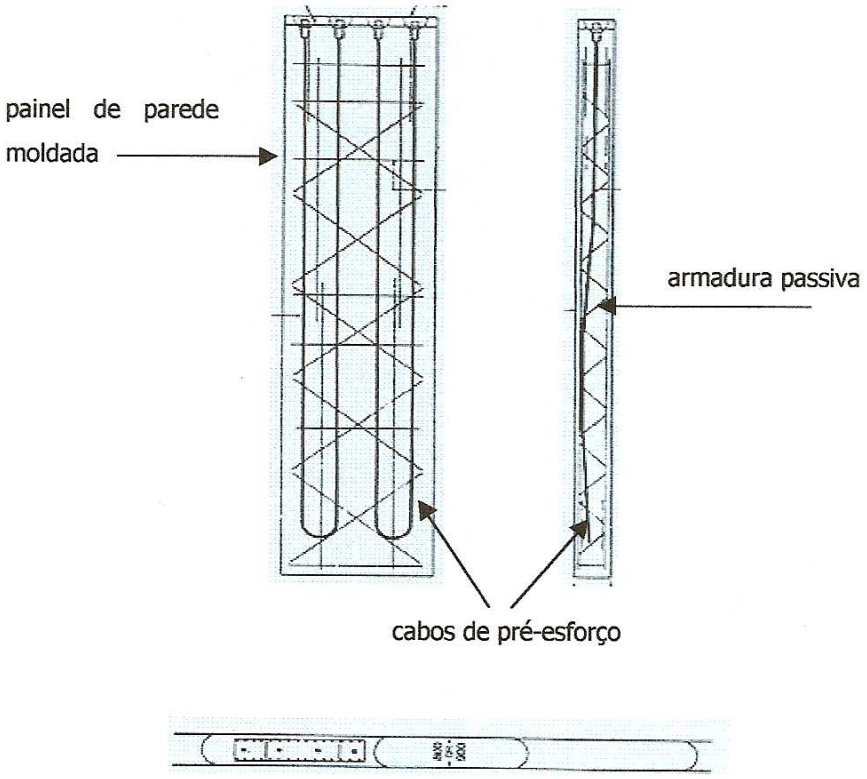


Fig. 6.41 - Armadura de painéis de parede moldada pré-esforçada (Braun, 1975, citado por Perdigão, 1999).

Na senda da citação anterior, este sistema de pré-esforço tem tido a sua utilização limitada a paredes autoportantes ou apoiadas em apenas um nível de escoramento, o que se deve ao facto de, nesses casos, o diagrama de momentos flectores no final da escavação ser semelhante à envolvente dos diagramas dos momentos flectores nas várias fases de construção da escavação.

Teles *et al* (1988) citados por Perdigão (1999), realizaram estudos numéricos sobre este sistema de pré-esforço, concluindo que, apesar de numa zona próxima da superfície se agravarem os deslocamentos para o interior da escavação, existe, de um modo geral, uma redução significativa dos deslocamentos da cortina com a utilização deste sistema.

6.4. PAREDES MOLDADAS COM PAINÉIS PRÉ-FABRICADOS

6.4.1. DEFINIÇÃO. CAMPO DE APLICAÇÃO

As paredes moldadas com painéis pré-fabricados são constituídas, para além dos painéis pré-fabricados de betão armado ou pré-esforçado de grandes dimensões, pelas caldas que asseguram a estabilidade da escavação e pelas ligações entre painéis e entre estes e o terreno (Coelho, 1996).

Os painéis são executados numa unidade industrial, fora da obra, obtendo-se desta forma uma melhor qualidade do betão, uma maior precisão relativamente ao posicionamento da armadura e uma melhor qualidade ao nível da aparência e acabamentos, comparativamente às paredes contínuas moldadas *in situ*. Tais características permitem uma maior poupança em consumo de betão, não apenas devido à menor espessura das paredes, como também pelo facto de o primeiro ser doseado de forma mais eficaz nas paredes pré-fabricadas, do que no caso das paredes moldadas *in situ*.

Outras vantagens das paredes moldadas com painéis pré-fabricados são:

- maior garantia de impermeabilização das juntas; a geometria destas, com disposições particulares permite, caso seja necessário, proceder a injecções suplementares de produtos suficientemente impermeabilizantes; há que referir que a própria calda auto-endurecida com que se enche a vala depois da colocação dos painéis é por si só um produto impermeabilizante, que envolve toda a parede;
- possibilidade de incorporar na parede, com todo o rigor necessário, dispositivos que sirvam a arquitectura da construção;
- possibilidade de trazer para a obra, já convenientemente terminadas, as cabeças e vigas de apoio de eventuais ancoragens a serem executadas;
- facilidade em se decorar as paredes com relevos, desenhos ou figuras, que quebrem a monotonia das superfícies lisas.

Desvantagens das paredes moldadas com painéis pré-fabricados:

- necessitam de transportes muito dispendiosos e de equipamentos de carga possantes;
- apresentam limitações em relação ao comprimento dos painéis pré-fabricados; como tal, e querendo contornar este inconveniente é possível, nos casos referentes a alturas de escavação muito grandes, executar-se uma parede moldada mista, na qual o trecho inferior é moldado no terreno, e o trecho superior é pré-fabricado, de forma a proporcionar as vantagens de melhor aparência e acabamento.

Saliente-se, a propósito, que se trata de paredes passíveis de serem utilizadas em solos moles, com teores de água muito elevados e com elevada percolação.

6.4.2. EXECUÇÃO DE PAREDES MOLDADAS COM PAINÉIS PRÉ-FABRICADOS

Na execução de paredes moldadas com painéis pré-fabricados, de um modo geral, os procedimentos obedecem a uma ordem equivalente àquela que se verifica no caso das paredes moldadas *in situ*. Efectua-se a escavação das trincheiras entre muros-guia previamente construídos, sendo estas estabilizadas através da acção de lamas ou caldas tixotrópicas. Assim, nos pontos seguintes, serão apenas evidenciados os aspectos particulares fundamentais associados à construção deste tipo de paredes.

6.4.2.1. Lama e calda

Citando Coelho (1996), usam-se basicamente dois processos de execução:

i) utilizando lama de escavação para manter os flancos da trincheira, lama que é substituída por calda capaz de assegurar, após o endurecimento, a fundação e selagem dos painéis pré-fabricados colocados na trincheira;

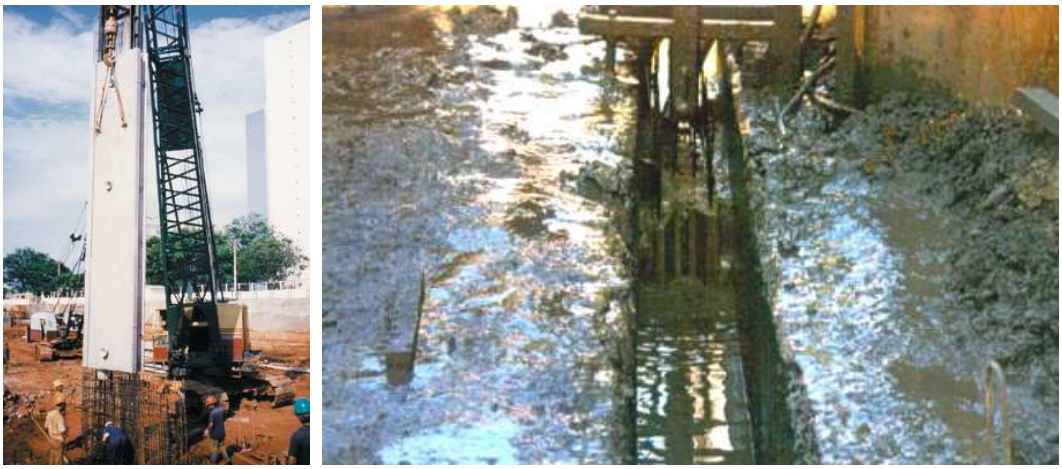
ii) utilizando desde início a calda atrás referida, a qual desempenha o papel da lama na fase de escavação, e assegura, após a introdução dos painéis pré-fabricados e o seu endurecimento, fundação e selagem desses painéis.

6.4.2.2. Fixação dos painéis na trincheira e fixação entre painéis contíguos

Caso a escavação seja feita por cada dois painéis pré-fabricados, estes estão equipados com encaixes do tipo *macho/fêmea*, de forma a garantir-se o encaixe entre eles. À garra especial fêmea do painel já colocado na escavação, é encaixado a ranhura macho do painel em descida. Os painéis devem ficar suspensos nos muros-guia até à presa da calda (Coelho, 1996).



a) b) c)



d) e)

Fig. 6.42 - Painéis de betão pré-fabricados: a) pormenor dos painéis com ponta metálica [66]; b) pormenor da garra nas ranhuras trapezoidais dos painéis [66]; c) elevação dos painéis com uma grua [67]; d) colocação de painel em trincheira [68]; e) painel suspenso no muro-guia [66].

6.4.2.3. Dispositivos de impermeabilização das juntas

Podem ser utilizados para impermeabilização das juntas dos painéis a membrana *waterstop*, a barra de betão armado ou apenas calda de selagem. A Figura 6.43 ilustra, de forma esquematizada, a configuração de painéis de ranhura trapezoidal com junta *waterstop* entre eles, e a Figura 6.44 mostra o exemplo de uma parede moldada constituída por painéis pré-fabricados.

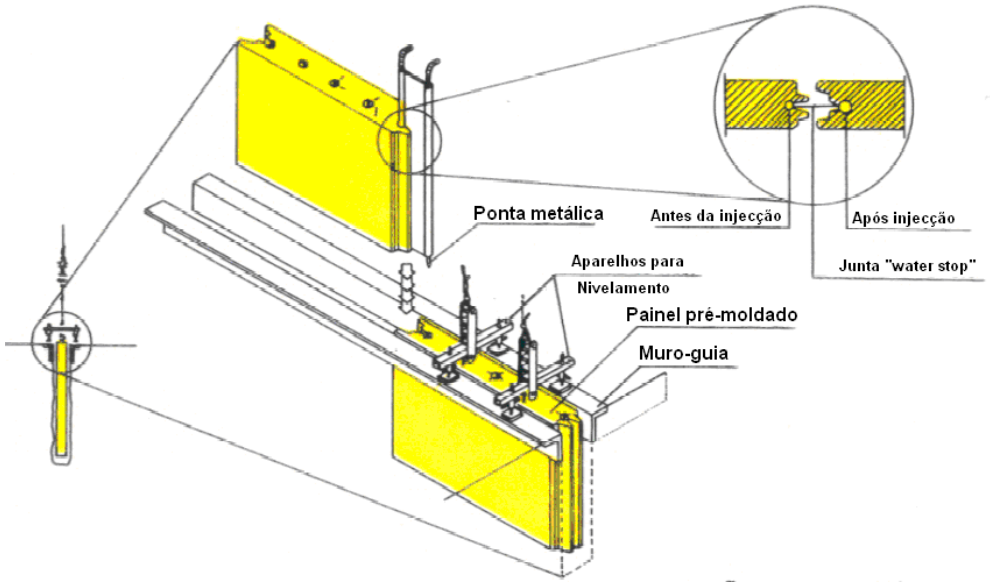


Fig. 6.43 - Esquema de painéis de ranhura trapezoidal com junta waterstop entre eles [adaptado, 66].



Fig. 6.44 - Vista de uma parede moldada no solo com painéis pré-fabricados [69].

6.5. EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DO EDIFÍCIO

6.5.1. EXECUÇÃO DAS FUNDAÇÕES DO EDIFÍCIO

Realizada a escavação até à cota de projecto no intradorso da parede, dá-se início à execução das fundações.

Caso se tenha opte por fundações directas, procede-se à execução dos trabalhos de escavação, à aplicação do betão de limpeza no local escavado, à colocação das armaduras e à betonagem das sapatas (Figura 6.45).



a)



b)

Fig. 6.45 - Fundações por sapatas: a) escavação [60]; b) colocação das armaduras e betonagem [41].

No caso de ser necessário recorrer a fundações indirectas em estacas de betão armado, estas podem ser pré-fabricadas ou moldadas *in situ*. A Figura 6.46 mostra um exemplo de fundações com estacas de betão armado pré-fabricadas para a construção de um edifício, com a estrutura de contenção das terras executada em paredes moldadas ancoradas.



Fig. 6.46 - Vista de fundações em estacas de betão armado pré-fabricadas [3].

6.5.2. EXECUÇÃO DAS LAJES DOS PISOS DE CAVE

De modo a garantir a drenagem da água sob a laje do último piso térreo, são colocados na base da escavação tubos de drenagem, revestidos por uma camada de brita e por fim envolvidos por uma lâmina de geotêxtil, a qual permite evitar o arrastamento dos finos do solo pelas águas que se deslocam para os tubos-drenos (Figura 6.47a).

Por fim, é aplicada uma superfície de betão de regularização, colocada a armadura da laje (Figura 6.47c) e executada a betonagem desta.



a)



b)



c)



d)

Fig. 6.47 - Preparação da laje do último piso: a) colocação do geotêxtil [3]; b) execução da superfície de regularização sobre o sistema de drenagem/filtragem [41]; c) colocação da armadura da laje [41]; d) laje de piso após a betonagem [41].

De seguida, procede-se sucessivamente à execução dos pisos superiores (de baixo para cima). À medida que se conclui a construção de cada laje de piso, procede-se à desactivação das ancoragens desse mesmo piso, com um auxílio de um macaco hidráulico, ou cortando os cabos com maçarico pela abertura que existe na parte inferior do apoio da cabeça

6.6. CONSTRUÇÃO E IMPERMEABILIZAÇÃO DAS PAREDES EXTERIORES DOS PISOS SUBTERRÂNEOS

As paredes exteriores dos pisos subterrâneos serão construídas a partir das paredes moldadas já construídas para a contenção das terras, já que estas apresentam carácter definitivo. Geralmente estas paredes são duplas, constituindo a parede moldada o pano exterior, enquanto que o interior é de alvenaria e de menor espessura.

Devido ao facto de construtivamente não ser possível a aplicação do sistema de impermeabilização pelo exterior em paredes moldadas, como parte do sistema de impermeabilização e drenagem de humidade da parede, constrói-se um pano interior em alvenaria, com uma caixa-de-ar entre panos que termina numa caleira. Esta recolhe as águas infiltradas, as quais são transportadas para o colector público. Tal encontra-se ilustrado na Figura 6.48a, referente ao edifício da Praça Central, em Telheiras, Lisboa, cujo projecto contemplava a construção de 7 pisos acima do solo, piso R/C e 4 pisos de cave, contidos por paredes moldadas. Nas Figuras 6.48a, 6.48b e 6.48c é possível observar a construção do pano interior em alvenaria da parede dupla, junto à parede moldada, num dos pisos de cave do edifício *Central Office*, também de 4 pisos subterrâneos localizado no Parque das Nações.



a)



b)



c)



d)

Fig. 6.48 - Impermeabilização da parede: a) vista da caleira e do lado interior da parede moldada; b), c) construção do pano interior da parede em alvenaria; d) vista da alvenaria terminada [42].

Na Figura 6.49, apresenta-se em corte um detalhe construtivo de uma parede moldada, da sua ligação às lajes e o sistema de drenagem/filtração das águas provenientes do solo.

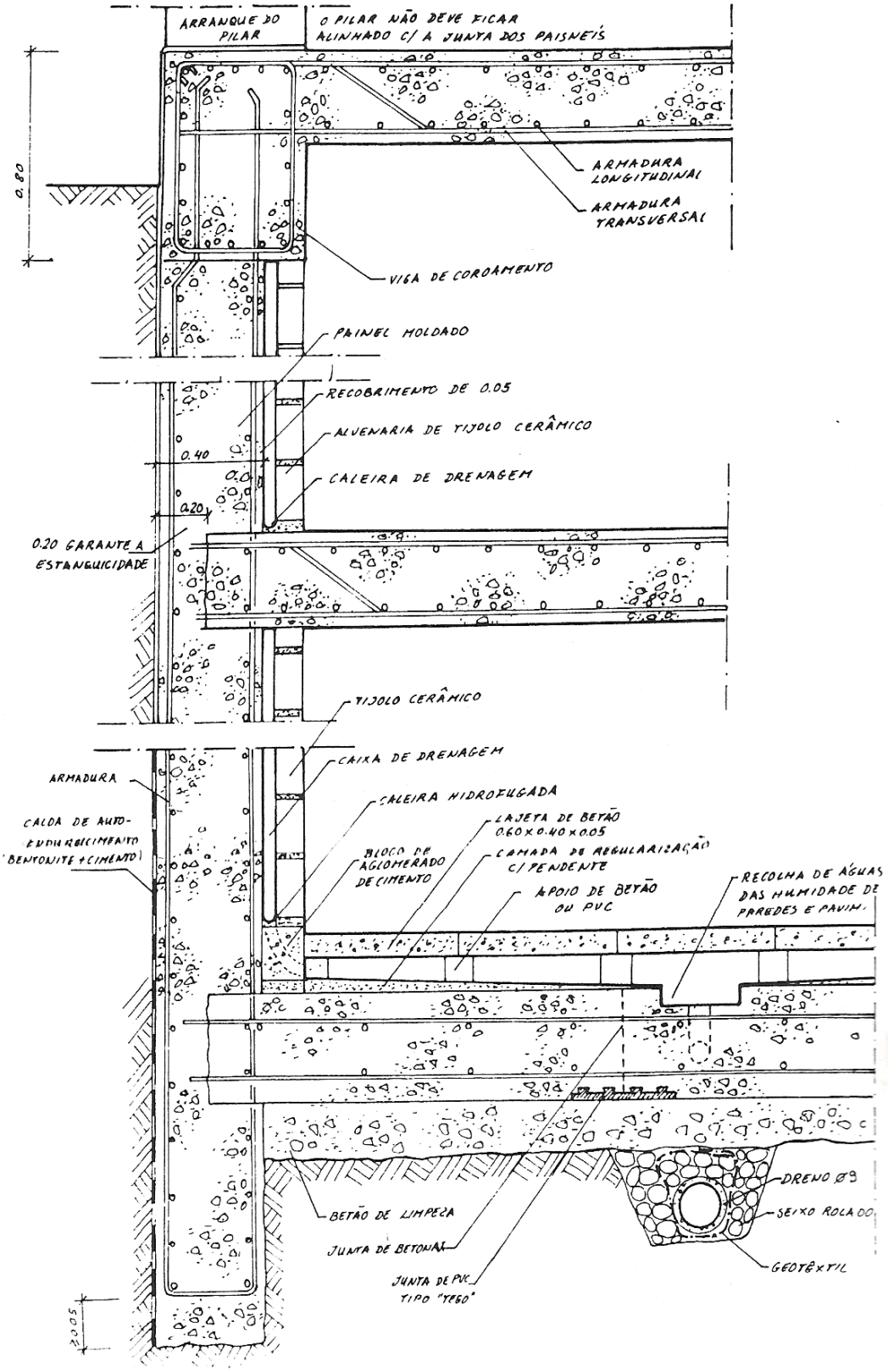


Fig. 6.49 - Detalhe construtivo de uma parede moldada e da sua ligação às lajes (Mascarenhas, 2001).

6.7. MÉTODOS DE REBAIXAMENTO DO NÍVEL FREÁTICO EM PAREDES MOLDADAS

A construção de paredes moldadas pode ser complementada ou associada, desde o início da escavação até à construção da laje do último piso, a sistemas de rebaixamento do nível freático, nomeadamente *wellpoints*, furos de bombagem ou até mesmo bombagem directa (Medeiros, 1998). Uma descrição mais detalhada destes métodos de rebaixamento do nível de água pode ser encontrada no capítulo 11.



Fig. 6.50 - Exemplo de captação directa da água da escavação por bombagem em paredes moldadas [109].

Os problemas eventuais relacionados com o controlo da água na escavação não se colocam no caso de paredes moldadas de forma tão veemente como no caso das paredes *tipo Berlim*, devido ao facto de a água surgir na base da escavação em muito menor quantidade, dado que a própria parede moldada garante por si só uma impermeabilidade considerada significativa.

6.8. PROBLEMAS POTENCIAIS DE EXECUÇÃO

Referenciam-se, seguidamente, os problemas de execução associados, de forma mais recorrente, à construção de paredes moldadas:

i) Recuperação dos tubos junta: podem surgir problemas nesta fase dos trabalhos, devido à precoce ou tardia retirada dos tubos junta. Os tubos devem ser retirados na altura certa, de maneira a que o betão apresente uma certa resistência, mantendo-se no seu lugar e não aderindo ao tubo junta.

ii) Desaprumo entre painéis: podem existir problemas de verticalidade aquando da escavação e colocação dos tubos junta, podendo resultar no desaprumo entre painéis.

iii) Outros problemas:

- Sobre-espessamento das paredes abaixo dos muros-guia;
- Deficiente recobrimento das armaduras;
- Irregularidade da espessura da parede;
- Fissuração da parede.

Na Figura 6.51 ilustram-se alguns dos problemas atrás mencionados.



a1) a2)



b) c)

Fig. 6.51 - Problemas de execução de paredes moldadas: a1), a2) desaprumo entre painéis; b) tubo-junta não recuperado; c) sobre-espessamento da parede abaixo do muro-guia [118].

6.9. CASOS DE OBRA

6.9.1. EDIFÍCIO *OFFICE EXPO*

Trata-se de um edifício situado no Parque Expo com 13 pisos de escritórios, 1 piso de pé direito duplo destinado a comércio e 4 pisos subterrâneos de garagem. Tanto os pisos de garagem como o piso de comércio têm uma área de implantação de 2100 m^2, enquanto que os escritórios possuem uma área bruta total de 800m^2 [42].

A escavação realizada para a construção dos pisos de cave contemplou uma escavação de 12 m de profundidade, suportada por paredes moldadas, perfazendo um total de 25200 m^3 de escavação. O motivo que levou à escolha do método de paredes moldadas para a contenção do edifício deveu-se à sua maior segurança e rapidez de execução. Previa-se que esta solução exigia 1 mês e meio para a sua construção, enquanto que caso se optasse por uma parede tipo Berlim, seriam necessários 3 a 4 meses.

Desta forma, a primeira solução permitiria poupar entre um a dois meses e meio, mas consequentemente o seu custo seria mais elevado. Na Figura 7.52 é possível ver a rampa de acesso à escavação e, em fase de execução, as sapatas de fundação, assim como os chumbadouros de apoio ao guindaste.



a) b)

Fig. 6.52 - a) Remoção das terras da rampa de acesso; b) vista da armadura das sapatas e do chumbadouro da grua [42].

6.9.2. CENTRO MÉDICO *ALBERT EINSTEIN*

Este é um empreendimento com 7 pisos acima do solo e 8 pisos de cave, ocupado por um centro de diagnósticos, consultórios e clínicas e um centro cirúrgico, construído na cidade de São Paulo, no Brasil [35]. Trata-se de uma obra realizada entre 2006 e 2007, cuja área construída corresponde a um total de 62940 m^2.

O terreno da obra em questão, cujo solo era constituído por grande quantidade de areia e água, caracterizava-se pelo facto de possuir um desnível muito acentuado, o qual chegava a ser de 9 metros. Assim, existia uma grande diferença de altura relativa entre as paredes que circundavam a obra, fazendo com que as obras de contenções constituíssem um particular desafio (Figura 7.53). A solução adoptada foi de paredes moldadas ancoradas, resultando na construção de uma parede com altura de quase 32 metros, valor considerado recorde na América Latina.

A solução de fundações contemplou técnicas mistas de estacas barretas, estacas moldadas *in situ* e sapatas.



a)



b)



c)

Fig. 6.53 - Obras do Centro Médico *Albert Einstein*: a) vista da parede moldada ancorada e dos trabalhos de fundações; b) vista da rampa de acesso à obra e do desnível existente no terreno circundante; c) detalhe de uma sapata alongada [35].

7
CORTINAS DE ESTACAS

7.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As cortinas de estacas são um tipo de estrutura de contenção flexível, em que, como o próprio nome indica, estas são executadas antes da escavação dos pisos subterrâneos (Figura 7.1). Trata-se de uma solução cada vez mais em uso nos espaços urbanos, não só pela facilidade e rapidez da sua execução, como também pelo importante desenvolvimento de meios e equipamentos operado nesta área nos últimos anos.



Fig. 7.1. Poço técnico de acesso à linha do Metropolitano contido por uma cortina de estacas espaçadas, em Lisboa [59].

Tal como acontece nas soluções de contenção de terras referidas nos capítulos anteriores, também neste caso a cortina de estacas pode ser apoiada em diferentes níveis de ancoragens pré-esforçadas (Figura 7.2a). Em alternativa às ancoragens, pode ser utilizado um sistema de escoramento das paredes com perfis metálicos (Figura 7.2b) ou a metodologia *top-down* (ver ponto 6.3.1).



a) b)

Fig. 7.2 - Cortina de estacas: a) ancoradas com vigas de solidarização [6]; b) com escoramento metálico [70].

7.2. PONTOS FORTES E PONTOS FRACOS DAS CORTINAS DE ESTACAS

Comparativamente com as outras soluções existentes de estruturas de contenção de edifícios, salientam-se as seguintes vantagens das cortinas de estacas, mencionadas por Meireles e Martins (2006):

- baixo custo (o qual pode ser substancialmente incrementado, caso as estacas sejam executadas com recurso a tubo moldador recuperável ou a lamas bentoníticas, ou se opte por estacas secantes em detrimento de estacas espaçadas ou contíguas);
- rapidez de execução, quer para estruturas de contenção de edifícios temporárias, quer para permanentes, desde que as condições de perfuração sejam propícias;
- processo de instalação de equipamento e de execução relativamente limpo (excepto caso se apliquem lamas bentoníticas) e pouco ruidoso (apenas se originam vibrações não significativas);
- para profundidades de escavação pequenas conseguem-se distâncias igualmente muito pequenas entre a cortina e eventuais estruturas existentes (espaço reduzido de ocupação);
- solução válida numa gama de solos muito alargada: solos incoerentes com poucas excepções; solos coerente (excepto caso sejam muito duros em profundidade significativa); solos intermédios em geral; rochas pouco resistentes e gesso (embora possam ocorrer problemas);
- podem ser utilizadas em conjunto com outras soluções de contenção periférica (por exemplo, troços de parede moldada entre estacas espaçadas);
- relativamente a outras soluções de estruturas de contenção, as cortinas de estacas necessitam, em geral e dependendo do seu diâmetro, de menos níveis de ancoragens.

As cortinas de estacas apresentam também as seguintes limitações ou desvantagens (Meireles e Martins, 2006):

- a solução não é aplicável em determinados tipos de terreno: argilas moles ou solos fracos de carácter orgânico; rochas duras;

- não há garantia de impermeabilidade da solução (excepto para cortinas de estacas secantes, caso sejam bem executadas);
- limitações em termos de altura, não só devido à profundidade até à qual as estacas podem ser executadas, mas também devido à dificuldade em garantir a verticalidade e em perfurar solos muito rijos na base da cortina;
- baixa eficiência das secções circulares em termos de flexão, a que se junta o facto de ser necessário prever um elevado recobrimento das armaduras, devido à dificuldade em garantir o seu valor na fase construtiva;
- obrigam, geralmente, a trabalhos adicionais (execução de parede de alvenaria interior ou projecção de reboco) para se obter um paramento interior esteticamente aceitável;
- estacas de grande diâmetro obrigam a um espaço maior entre a cortina e as eventuais estruturas adjacentes existentes.

7.3. CLASSIFICAÇÃO DAS ESTACAS SEGUNDO AS SUAS TIPOLOGIAS

As estacas utilizadas em fundações (utilização típica, que posteriormente se estendem às contenções) podem ser classificadas tendo em conta:

i) o seu comportamento e modo de funcionamento;

ii) o processo de execução e materiais;

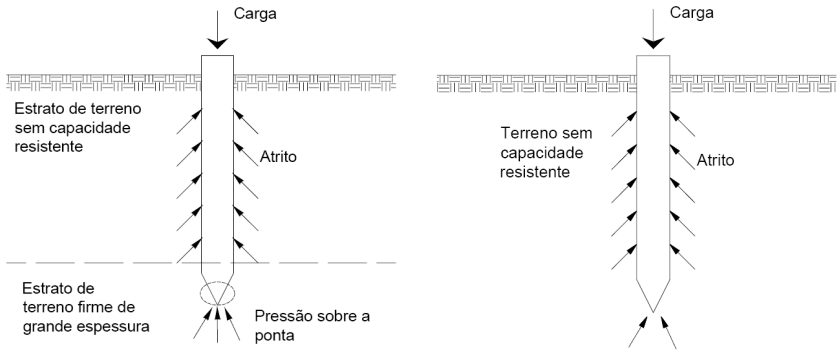
iii) o nível de perturbação do solo;

iv) o diâmetro.

7.3.1. COMPORTAMENTO E MODO DE FUNCIONAMENTO

Quanto ao seu funcionamento como fundação indirecta, há que fazer distinção entre estacas com resistência de ponta e estacas flutuantes. As estacas com resistência de ponta (Figura 7.3a) caracterizam-se por mobilizarem resistência significativa na ponta da estaca e, apoiando-se em terrenos rígidos e espessos, atravessarem, em geral, terrenos de qualidade sofrível ao longo do seu comprimento.

As estacas flutuantes (Figura 7.3b) não possuem resistência de ponta significativa, encontrando-se inferiormente apoiadas em terrenos de consistência média ou mole; funcionam fundamentalmente por atrito lateral e aderência ao longo da superfície lateral da estaca.



a) b)

Fig. 7.3 - Classificação das estacas quanto ao comportamento e modo de funcionamento: a) estacas com resistência de ponta; b) estacas flutuantes [124].

Importa referir, no entanto, que em cortinas de contenção, as estacas funcionam fundamentalmente à flexão, e como tal devem ser dimensionadas, não obstante funcionarem também, por regra, abaixo do nível da base de escavação, como elementos de fundação indirecta (preferencialmente prolongados até um estrato rígido - estacas com resistência de ponta).

7.3.2. PROCESSOS DE EXECUÇÃO E MATERIAIS

Quanto aos métodos de construção mais usuais, as estacas podem ser moldadas *in situ* em furo pré-escavado (com ou sem molde recuperável), ou então pré-fabricadas e posteriormente cravadas. Enquanto que as estacas moldadas são compostas por betão armado, as estacas pré-fabricadas podem ser constituídas de diversos materiais, entre os quais a madeira, betão armado ou pré-esforçado ou perfis de aço (Figura 7.4). A sua secção varia geometricamente entre a forma circular, quadrada, hexagonal, octogonal, *H*, *I*, composta, etc.



a) b) c)

Fig. 7.4 - Materiais constituintes de estacas: a) madeira [76]; b) betão [59]; c) aço [126].

Factores como o tipo de estrutura, a localização, o tipo de solo, a posição do nível freático, a capacidade de carga dos materiais da estaca, a profundidade do estrato rígido, o número de estacas necessárias, a qualidade/durabilidade, o equipamento disponível, o custo e o prazo de execução influenciam de forma decisiva a opção por um determinado tipo de estaca, de entre os atrás referidos.

7.3.3. NÍVEIS DE PERTURBAÇÃO DO SOLO

De acordo com o grau de perturbação do solo, distinguem-se actualmente três grandes grupos de estacas (Coelho, 1996):

i) estacas de muito grande perturbação do solo: estacas pré-fabricadas, maciças ou ocas, obturadas na ponteira, cravadas até à posição final, ou estacas resultantes de cravação de tubo moldador obturado que depois é extraído à medida que o vazio é preenchido com betão; podem ser de madeira, betão ou aço;

ii) estacas de pequena perturbação do solo: estacas de perfis de aço, de tubo moldador não obturado, de perfis tubulares, perfis formados de estacas-pranchas, não obturados, estacas de trado ou parafuso ou micro-estacas;

iii) estacas sem perturbação do solo: estacas em que o espaço para preenchimento com betão é obtido por perfuração e extracção do terreno, sendo entubado ou não, de maneira definitiva ou não, com lama bentonítica ou não, com perfuração à percussão, à rotação ou com base noutro método.

7.3.4. DIÂMETROS

Por fim, as estacas também podem apresentar diferentes diâmetros, podendo ser classificadas como estacas de pequeno diâmetro, de grande diâmetro e micro-estacas. As estacas de grande diâmetro podem, por moldagem *in situ*, ascender a 2,0 m de diâmetro e 50 m de profundidade, como no caso da Ponte Internacional do Guadiana, o qual foi conseguido através da perfuração rotativa (Coelho, 1996). Em contraponto, as micro-estacas possuem diâmetros normalmente entre os 10 e os 20 cm, podendo ir até ao mínimo de 8 cm (Figura 7.5).



a) b)

Fig. 7.5 - Cortinas de estacas: a) de grande diâmetro [55]; b) de micro-estacas [81].

7.4. CORTINAS DE ESTACAS MOLDADAS *IN SITU*

As estacas moldadas são elementos normalmente de secção circular, executados *in situ*, em betão armado. A sua técnica de execução abrange estacas de variadíssimos comprimentos e diâmetros, em função dos possíveis métodos de execução que compreendem. É possível executar, através da técnica de perfuração e moldagem *in situ*, estacas com mais de 45 m e com capacidade de carga ultrapassando 10000 kN (Coelho, 1996).

7.4.1. CAMPO DE APLICAÇÃO

Como já se referiu, as cortinas de estacas moldadas tanto podem ser aplicadas como elementos resistentes de contenção periférica ou como elementos de fundação de estruturas. Numa mesma obra, é comum o recurso a estacas como solução simultânea de contenção periférica e de fundação.

A opção pela técnica das estacas moldadas apresenta as vantagens e limitações descritas no Quadro 7.1.

Quadro 7.1 - Vantagens e desvantagens decorrentes da utilização de estacas de betão moldadas *in situ* (Mascarenhas, 2001)

	Vantagens	Desvantagens
ESTACAS MOLDADAS *IN SITU*	- atingem grandes profundidades; - o dimensionamento da armadura não depende das condições de manuseamento e cravação; - não produzem ruídos ou vibrações significativas; - afectam pouco as condições iniciais do terreno; - à medida que se escava pode-se observar o terreno, podendo ser recolhidas amostras do mesmo; - podem ser executadas com comprimentos variados; - podem ter grandes diâmetros, o que evita o agrupamento de três ou mais estacas para um maciço; - trabalham por atrito lateral; - o alargamento da base pode ir até 2 a 3 diâmetros.	- a escavação descomprime o terreno, em especial nos solos arenosos; - a presença de água no terreno pode provocar anomalias durante a betonagem; - quando encontra algum obstáculo, dificilmente o trado o consegue trazer à superfície; - dificuldades em garantir as dimensões da secção transversal, a verticalidade e o recobrimento das armaduras; - o betão não pode ser inspeccionado após a colocação; - possibilidade de arrastamento de finos; - impossibilidade de alargamento da base nos terrenos com coesão.

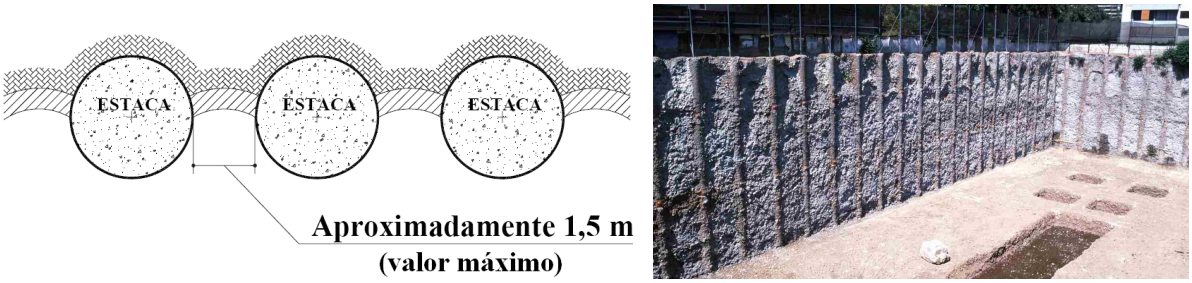
7.4.2. ESPAÇAMENTO ENTRE ESTACAS MOLDADAS

De acordo com o tipo de espaçamento, as estacas moldadas podem formar cortinas de estacas espaçadas, contíguas ou secantes. A escolha por um destes três tipos de espaçamento de estacas depende dos seguintes factores, de acordo com Brito (2002):

- presença de nível freático (impossibilita, por regra, a execução de estacas espaçadas e estacas contíguas);
- coesão dos solos (quanto mais coerente for o solo, mais viabiliza a aplicação das estacas espaçadas);
- necessidade de estanqueidade (limita quase totalmente a utilização às estacas secantes);
- disponibilidade financeira e prazos de tempo a cumprir (as cortinas de estacas espaçadas são mais baratas e rápidas de executar);
- número de estacas a executar (em menor número para as cortinas de estacas espaçadas).

7.4.2.1. Cortinas de estacas espaçadas

Consistem num conjunto de estacas alinhadas, cujo espaçamento livre máximo entre estacas pode atingir 1,50 m, embora normalmente não ultrapasse 0,50 m (Figura 7.6a).



a) b)

Fig. 7.6 - Cortina de estacas espaçadas: a) esquema em planta [70]; b) vista em obra [3].

De modo a contornar os problemas de falta de estanqueidade que este tipo de cortina coloca, recorre-se, geralmente, à aplicação de um material de preenchimento dos espaços entre as estacas espaçadas, por forma a constituir-se uma barreira estabilizadora e impermeável. Como tal, na fase construtiva é usual aplicar-se betão projectado contendo no seu interior uma rede de aço electrossoldada entre as estacas, formando-se abóbadas de betão armado à medida que decorre a escavação no lado interior da cortina.

Outro material também passível de ser utilizado (solução mais recente) é o *jet grouting*. Como exemplo, temos o caso da construção dos armazéns do *El Corte Inglés*, em Gaia (Figura 7.7), no qual se construíram estacas de betão armado de 1,0 m de diâmetro e 1,30 m de espaçamento, sendo os espaços vazios preenchidos com colunas de *jet grouting*, executadas posteriormente no tardoz da parede.



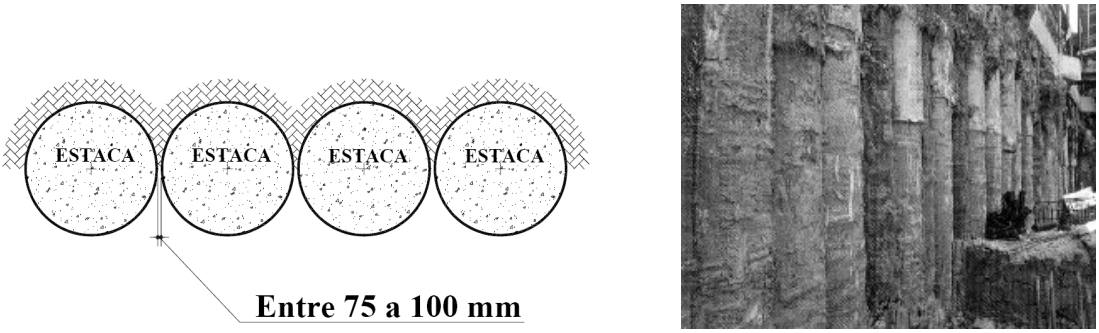
Fig. 7.7 - Cortina de estacas espaçadas alternadas com colunas de jet grouting: a) esquema com material de preenchimento entre estacas [65]; b) armazéns do *El Corte Inglés*, em Gaia [71].

São cortinas que garantem uma maior economia por metro de parede e oferecem uma boa flexibilidade relativamente a tipos de estacas e respectivos diâmetros, podendo também facilmente serem incorporadas em trabalhos permanentes. No entanto, apenas são aplicáveis em solos relativamente estáveis (autoportantes entre as estacas durante a fase construtiva, através do efeito de arco).

7.4.2.2. Cortinas de estacas contíguas

As cortinas de estacas contíguas caracterizam-se pelo facto de, também nestas as estacas se encontrarem espaçadas umas das outras, embora em comparação com o caso das cortinas de estacas espaçadas, o espaçamento livre seja bastante menor, variando entre 75 e 100 mm (Figura 7.8a).

O problema da impermeabilidade constitui igualmente a questão fundamental e, como tal, não se torna aconselhável a aplicação de cortinas de estacas contíguas em solos com água. A sua principal utilização verifica-se em solos argilosos com baixa afluência de água, podendo servir também para reter materiais granulares.



a) b)

Fig. 7.8 - Cortina de estacas contíguas: a) esquema com espaçamento entre estacas [70]; b) vista em obra [55].

7.4.2.3. Cortina de estacas secantes

Caracterizam-se pelo facto de as estacas se intersectarem umas nas outras, sendo o conjunto constituído por dois tipos de estacas executadas de forma alternada: estacas fêmeas e estacas macho (armadas com armadura tradicional ou com perfil metálico), que seguem o alinhamento da parede e garantem a estanqueidade à água desta (Figura 7.9). O material aplicado nas estacas fêmea é geralmente um betão plástico de baixa resistência sem armadura. Desta forma facilita-se o corte destas durante a furação para a execução das estacas macho.

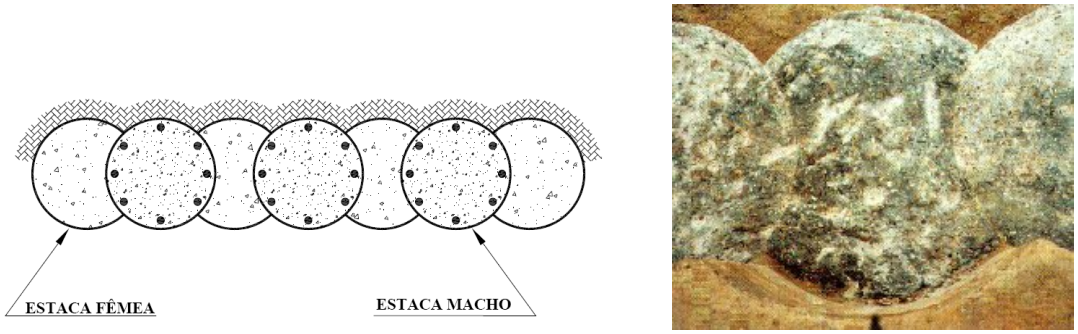


Fig. 7.9 - Cortina de estacas secantes: a) esquema em planta [70]; b) vista em obra [55].

Estas estacas poderão ser construídas de tal forma que a profundidade de escavação das mesmas pode ser variável, tal como ilustra a Figura 7.10.

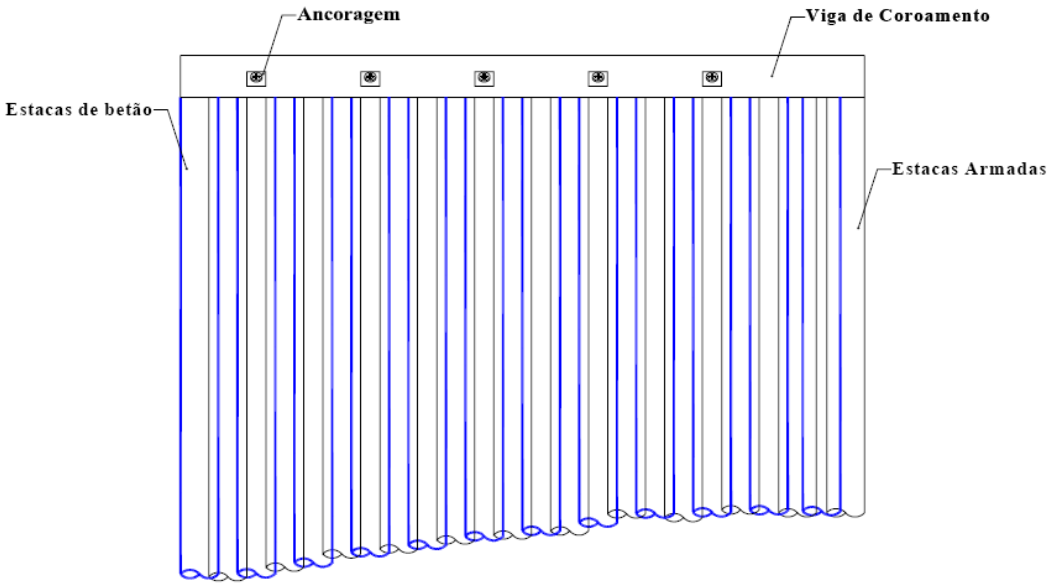


Fig. 7.10 - Variação de profundidade em cortinas de estacas secantes [70].

7.4.3. FASES DE EXECUÇÃO DE UMA CORTINA DE ESTACAS MOLDADA *IN SITU*. DESCRIÇÃO DOS SISTEMAS CONSTRUTIVOS

De uma forma geral, após a realização das etapas anteriores à execução da cortina mencionadas no capítulo 4, a execução de uma cortina de estacas moldadas *in situ* compreende as seguintes etapas:

- execução dos muros-guia;
- execução das estacas;
- saneamento da cabeça das estacas;
- demolição dos muros-guia e execução da viga de coroamento;
- primeira fase de escavação no intradorso da parede betonada. Execução do primeiro nível de ancoragens ou escoramento;
- escavação até ao segundo nível previsto em projecto;
- execução do segundo nível de ancoragens ou escoramento;
- repetição das etapas anteriores até à cota máxima de escavação prevista em projecto;
- estabilização e regularização da face à vista das estacas, de acordo com o previsto no projecto;
- execução da estrutura do edifício.

Apresentam-se nos pontos seguintes as operações essenciais da execução de uma obra de cortina de estacas moldadas *in situ*, baseadas nos estudos de Meireles e Martins (2006).

7.4.3.1. Execução dos muros-guia

Antes de se iniciar a escavação propriamente dita, deverão ser executados os muros-guia de configuração em corte semelhante à apresentada na Figura 6.5. Tal como no caso da execução de

paredes moldadas, servem de guia para orientar o início da furação com o equipamento de execução das estacas.

Para as cortinas de estacas, a cofragem dos muros-guia torna-se mais complicada de executar, principalmente no caso das cortinas de estacas secantes (Figura 7.11), devido à forma final pretendida. As cofragens metálicas permitem uma produtividade mais elevada, mas não se adaptam aos pontos singulares, como os cantos.



Fig. 7.11 - Montagem do muro-guia: vista de cofragem metálica para uma cortina de estacas secantes [70].

Montada a cofragem, é colocada a armadura e feita a betonagem dos muros-guia. À medida que se procede à descofragem, as duas paredes (no caso de se tratar de uma cortina de estacas secantes) do muro-guia devem ser escoradas em intervalos regulares.



Fig. 7.12 - Muros-guia betonados: a) para estacas secantes; b) para estacas contíguas [70].

De referir que o recurso a muros-guia é apenas obrigatório no caso das cortinas de estacas secantes, devido ao facto de a sua configuração de intersecção dificultar o posicionamento do topo de cada estaca.

7.4.3.2. Execução das estacas

São considerados elementos de contenção e fundação, cuja forma de execução compreende um leque alargado de soluções. Existem, no entanto, três métodos que se utilizam de forma mais generalizada, e com uma certa flexibilidade, descritos por Brito (2002):

i) com trado contínuo;

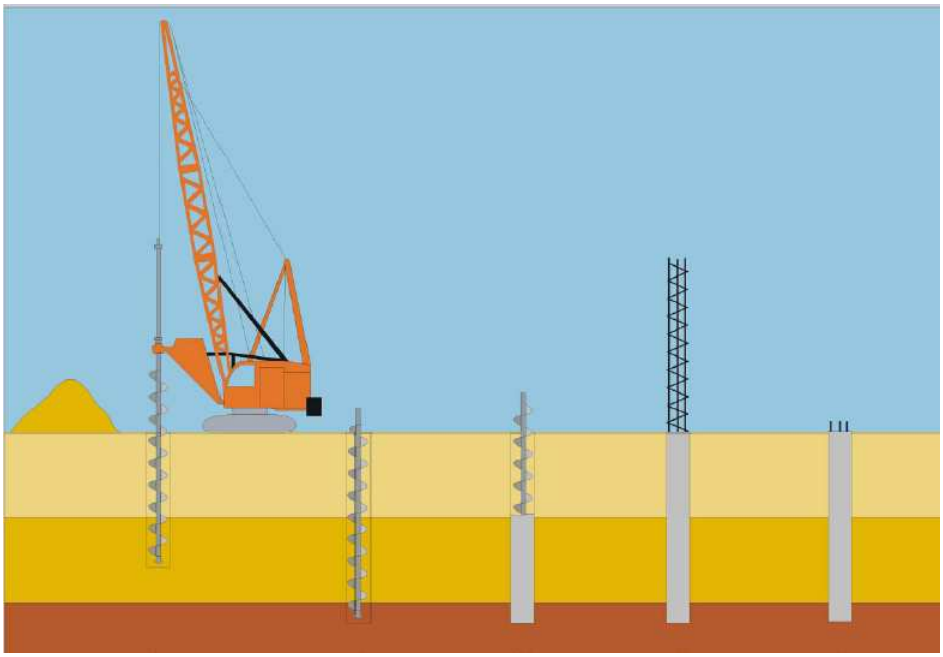
ii) com tubo moldador (geralmente recuperável);

iii) com lamas bentoníticas.

i) Com trado contínuo

Este método caracteriza-se pela aplicação de um trado contínuo com hélice (semelhante a uma broca), com comprimento máximo variando entre 17 e 22 m, o qual por rotação e sem qualquer tipo de revestimento provisório ou definitivo, executa o furo, assegurando ao mesmo tempo a estabilidade das paredes de perfuração. A haste permite, para além da furação referida, que se efectue através dela a betonagem do furo, a partir da cota prevista no sentido ascendente. A armadura é introduzida só após a betonagem.

A execução de estacas moldadas com trado contínuo processa-se de acordo com o esquema da Figura 7.13.



a) b) c) d) e)

Fig. 7.13 - Estacas com trado contínuo: a) início da perfuração com o trado contínuo; b) perfuração até à cota desejada; c) extracção do trado à medida que se betona pelo veio oco; d) introdução da armadura no betão; e) estaca finalizada [70].

Inicialmente, selecciona-se um trado contínuo com comprimento e diâmetro adequados à dimensão da estaca a executar (Figura 7.14a), assim como uma cabeça de furação adaptada às características do terreno a perfurar (Figura 7.14b).



a) b) c)

Fig. 7.14 - Selecção do equipamento: a) pormenor do trado contínuo [55]; b) pormenor da cabeça de furação [3]; c) equipamento de perfuração [73].

O trado contínuo é então introduzido no terreno até à profundidade prevista em projecto, de uma vez só, expelindo parte do solo durante esta operação, tal como ilustra a Figura 7.15b (efeito parafuso de Arquimedes). Interiormente o tubo central de 10 cm de diâmetro é oco, estando obturado inferiormente de modo a impedir a entrada de terra; a penetração do trado em solos rochosos está dependente da resistência mecânica dos equipamentos utilizados.



a) b)

Fig. 7.15 - Perfuração do terreno: a) introdução do trado contínuo [74]; b) saída do material escavado [67].

Atingida a cota de furação pretendida, ainda com o trado no interior do furo, inicia-se a betonagem com injecção do betão (o obturador é aberto por pressão) através do tubo central do trado, com recurso a uma bomba de betão (Figura 7.16a). A betonagem inicia-se a partir do fundo do furo, e sobe à medida que é retirado lentamente o trado, a uma velocidade correspondente à quantidade de betão bombeado, de forma a garantir que o trado esteja ainda mergulhado no betão já colocado.

Durante esta operação é essencial que o abastecimento de betão seja superabundante em relação ao volume libertado pelo trado, para garantir o total preenchimento da cavidade aberta por aquele, sem intrusões de terreno (Coelho, 1996).

Após a betonagem dos três metros superiores de betão da estaca, este mesmo betão deve ser compactado através de um vibrador (Figura 7.16b). A parte restante da estaca não necessita de ser vibrada, já que o peso do betão colocado superiormente gera um efeito de auto-compactação.



a) b)

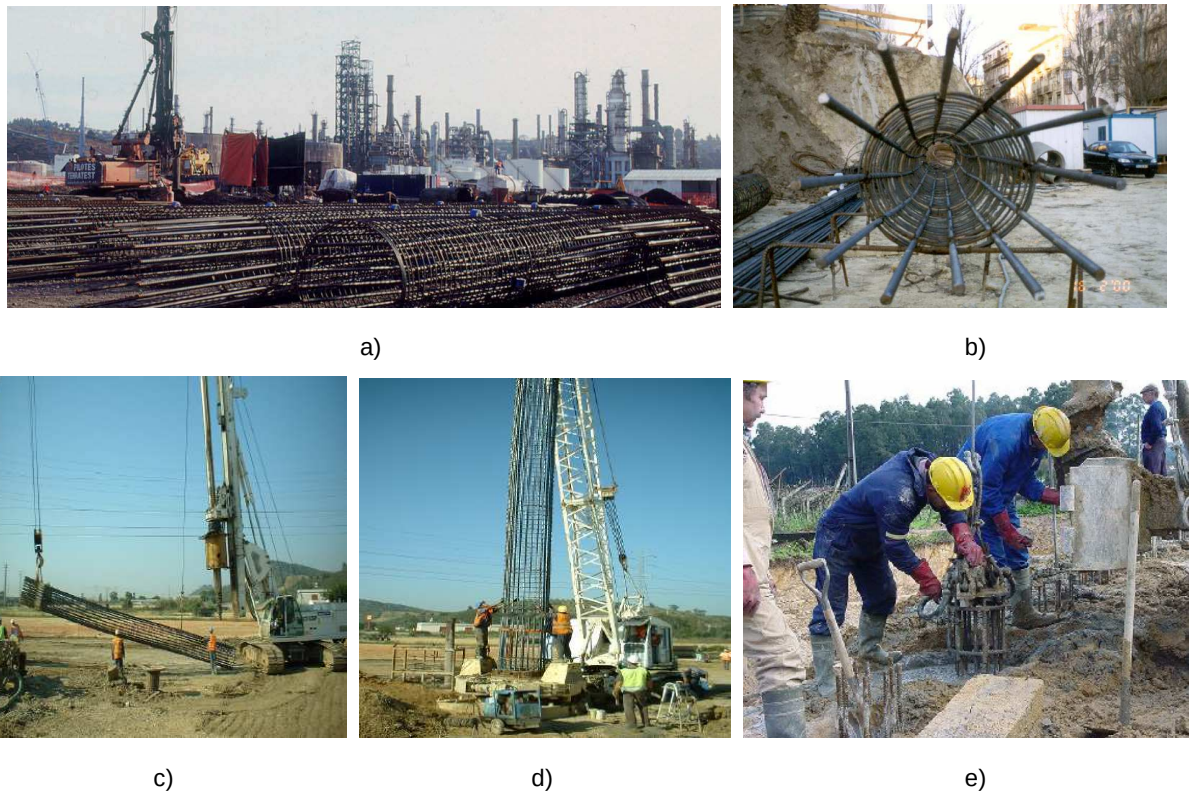


c)

Fig. 7.16 - Betonagem da estaca: a) decurso do processo em obra [55]; b) vibração do betão no interior da estaca [70]; c) percurso típico de betão por bombagem (Cruz, 2006).

Terminada a betonagem e removida a terra acumulada junto ao furo, procede-se à introdução da armadura; esta, inicialmente pousada no solo, é colocada na posição vertical por intermédio de uma grua. De seguida, é introduzida no furo, com o auxílio do prato e tubo acoplado a vibrador eléctrico (Figura 7.17), os quais ajudam a descida da armadura pelo betão ainda fluído, e tirando partido do seu peso próprio nesse movimento.

Os trabalhadores ajudam a empurrar a armadura para o interior do furo, sem que a armadura chegue a tocar o fundo da escavação. O facto de o betão enrijecer na zona superficial do fuste da estaca (exsudação do betão) impedindo que esta fique exposta, permite que a armadura não se desvie e se mantenha bem centrada e recoberta de betão (Coelho, 1996).



a) b) c) d) e)

Fig. 7.17 - Operações relativas à armadura: a) vista das armaduras em estaleiro [3]; b) pormenor da armadura [48]; c) levantamento da armadura [76]; d) introdução da armadura no furo [76]; e) finalização com o auxílio do prato e tubo acoplado a vibrador eléctrico manobrados por operários [71].

A parte inferior da armadura sofre uma redução de diâmetro, de modo a facilitar a sua penetração no furo preenchido com o betão. Caso não haja recurso a tecnologias especiais de amarração, o comprimento máximo admissível das armaduras está limitado a 12 m.

Problemas potenciais da técnica de trado contínuo

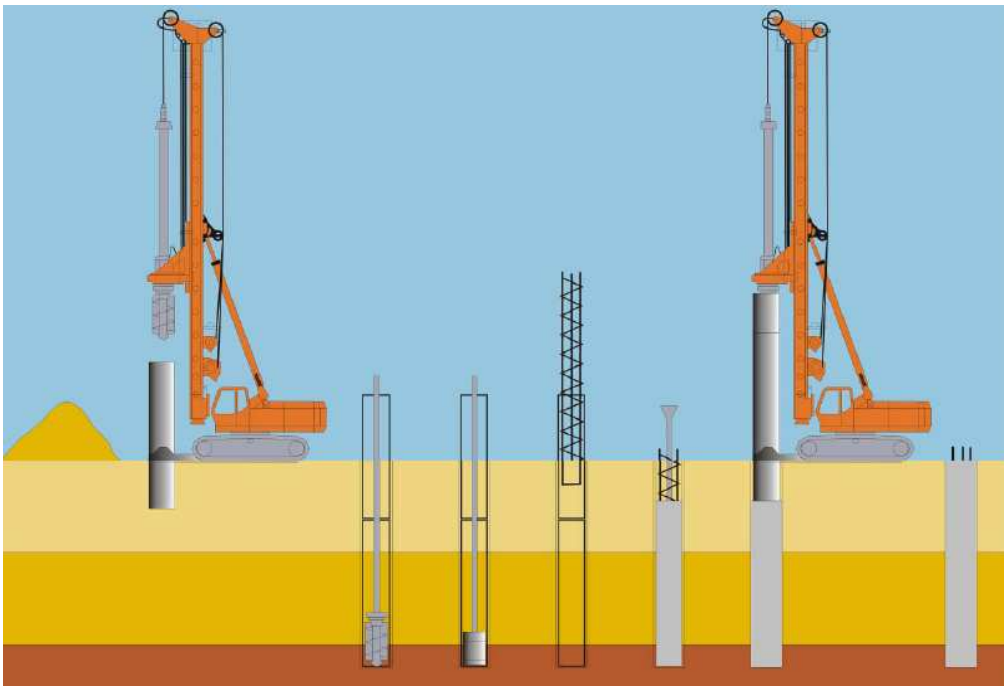
Existem alguns problemas que podem ocorrer durante a execução de estacas moldadas com trado contínuo, tais como:

- colunas de estacas cortadas - problema associado à extracção incorrecta do trado durante a betonagem sendo, como tal, necessário um controlo ajustado que assegure uma velocidade de extracção do trado igual ao ritmo de escoamento do betão;
- redução da capacidade da estaca - a perfuração pode provocar descompressões em excesso no solo que envolve a estaca, pelo que deve ser realizada com o maior cuidado possível. Quanto mais potência a ponteira do trado tiver, mais descompressões pode causar. A descompressão causa uma redução da força de atrito lateral, na ordem de 60 a 75% da força obtida para estacas cravadas;
- dificuldades na introdução da armadura - o betão tem tendência a perder fluidez, pelo facto de a água que o constitui se infiltrar no terreno circundante.

ii) Com tubo moldador (geralmente recuperável)

Método que consiste na introdução de um tubo moldador metálico no interior do furo, de forma a conter as paredes deste, enquanto o interior do furo não é preenchido com betão. À medida que se efectua a betonagem, puxa-se o tubo moldador para cima, sendo esta considerada a fase crítica do processo.

As diferentes fases do processo de execução encontram-se esquematizadas na Figura 7.18.



a) b) c) d) e) f) g)

Fig. 7.18 - Estacas com tubo moldador recuperável: a) cravação do tubo moldador; b) remoção do solo no interior do tubo; c) limpeza do fundo do furo; d) colocação da armadura; e) betonagem no sentido ascendente; f) remoção do tubo moldador; g) estaca finalizada [70].

Inicialmente perfura-se o solo a uma profundidade entre 2 a 4 m, e com uma largura equivalente ao diâmetro exterior do tubo moldador. Introduz-se com uma mesa de bambeamento ou uma morsa de cravação (equipamento adicional acoplado à grua de furação) o primeiro troço do tubo (de coroa dentada na ponta) rodando-o em dois sentidos, de forma a penetrar no solo vencendo o atrito lateral.

A colocação do tubo permite assim evitar o contacto com o nível freático, e a sua verticalidade deve ser logo verificada com réguas de nível, tal como no caso dos tubos que lhe sucedem.



a) b)



c) d)

Fig. 7.19 - Tubo moldador: a) tubo moldador inferior ou tubo sapata (Cruz, 2006); b) tubo moldador intermédio (Cruz, 2006); c) mesa de bambeamento para introdução do tubo (Cruz, 2006); d) morsa de cravação do tubo [76].

Inicia-se, de seguida, a furação deste primeiro troço, com trado curto ou balde suspenso no mastro da máquina devidamente verticalizado. O trado curto é aplicado em solos coerentes, retirando a terra à medida que sobe, através do seu movimento rotacional, enquanto que o balde é aconselhável para solos muito desagregados, já que nestes o trado não consegue trazer a terra até à superfície. A verticalidade é garantida por diversos mecanismos hidráulicos existentes.



a) b)

Fig. 7.20 - Furação: a) com trado curto [70]; b) com balde suspenso [3].

Caso não tenha sido atingida a cota de projecto da estaca, coloca-se o troço seguinte do tubo moldador, que encaixa no primeiro através de parafusos de aperto e ranhuras do tipo *macho-fêmea* (Figura 7.21a). As terras vão sendo removidas à medida que se introduzem os novos troços do tubo, até se atingir a cota do fundo da estaca.

Concluída a furação, e atingida a cota prevista, procede-se à limpeza do furo com um balde apropriado, geralmente designado por limpadeira (Figura 7.21c).



a) b) c)

Fig. 7.21 - Execução de estacas com tubos moldadores: a) ligação de tubos moldadores (recuperáveis) [76]; b) remoção do solo do interior do furo [3]; c) limpeza do fundo do furo [64].

Procede-se, de seguida, à introdução da armadura no tubo moldador, de maneira a que a primeira fique apoiada no respectivo tubo, através de varões transversais (Figura 7.22b), garantindo-se assim o seu recobrimento inferior. A armadura deve ficar suspensa cerca de 0,50 m acima da ponta da estaca.

Durante a fase de colocação dos vários troços de armadura no furo, deve-se verificar se as armaduras apresentam pontos de soldadura danificados. É conveniente que as ligações entre os varões longitudinais sejam feitas com serracabos bem apertados, de modo a uni-los bem e a garantir uma boa ligação entre troços.



a) b)

Fig. 7.22 - Armadura da estaca: a) introdução da armadura no furo [23]; b) suspensão da armadura com varões transversais [70].

Inicia-se então a betonagem do furo, de forma lenta e faseada. É colocado um tubo *trémie* (Figura 7.23a), até que a sua extremidade atinja o fundo, numa primeira fase, e betonam-se seguidamente os primeiros 5 m, sem interrupções. Como tal, não pode haver tempos de espera, tendo nesta fase que estar já garantido o fornecimento do betão.

Depois de se terem betonados os primeiros metros, eleva-se o cone de betonagem a uma cota superior, sendo então removido o funil do tubo, de modo a serem retirados os primeiros tubos de moldagem da

estaca. O funil é então novamente colocado e betona-se até à cota final, removendo-se os restantes tubos de moldagem. As impurezas que se vão acumulando no topo da betonagem (como água, areias e terras), são retiradas do furo, à medida que se vai enchendo o tubo, por bombagem para um local afastado, geralmente para um poço previamente aberto para o efeito. Neste depositam-se as lamas e outras impurezas resultantes da betonagem.



a) b)

Fig. 7.23 - Betonagem da estaca: a) tubo trémie; b) vista da betonagem em obra [76]

Tal como no caso das estacas com trado contínuo, os 3 m superiores das estacas betonadas devem ser compactados com um vibrador. A extracção dos tubos moldadores, que normalmente é realizada, é feita logo após a betonagem, com uma grua, ou através de uma mesa de bambeamento e com o auxílio de uma grua hidráulica (Figura 7.24). As mesmas operações são por fim repetidas para as estacas de todo o perímetro.



a) b1) b2)

Fig. 7.24 - Remoção do tubo moldador: a) com uma grua [23]; b) sequência de remoção através de mesa de bambeamento com apoio de grua (Cruz, 2006).

Problemas potenciais da técnica de tubo moldador:

- caso a betonagem não se efectue com as precauções devidas, durante a remoção dos tubos moldadores a armadura pode desprender-se e vir agarrada a estes;

- risco de assentamento do solo em torno da estaca, devido à diferença de pressões entre o nível de água no interior e no exterior do tubo (causada possivelmente pelo efeito de sucção provocado pelos equipamentos de escavação);
- a adesão do betão às paredes do tubo, quando este é retirado, leva a que o espaço livre seja ocupado pelo terreno e não pelo betão - estrangulamento da secção da estaca;
- possível destruição da secção da estaca, por acção da água corrente que arrasta os finos do betão, mesmo que tal fenómeno se verifique algumas horas após a retirada do tubo moldador.

iii) Com lamas bentoníticas

Trata-se de um método implementado em solos sem grande capacidade de auto-sustentação em paramentos verticais, nos quais se aproveita a acção estabilizadora das lamas bentoníticas para contenção das paredes dos furos. As lamas são reaproveitadas para a execução consecutiva das estacas, e há que ter em atenção o pH do solo e das águas subterrâneas, devido à grande sensibilidade das lamas a este parâmetro.

As diferentes fases do processo de execução encontram-se esquematizadas na Figura 7.25.

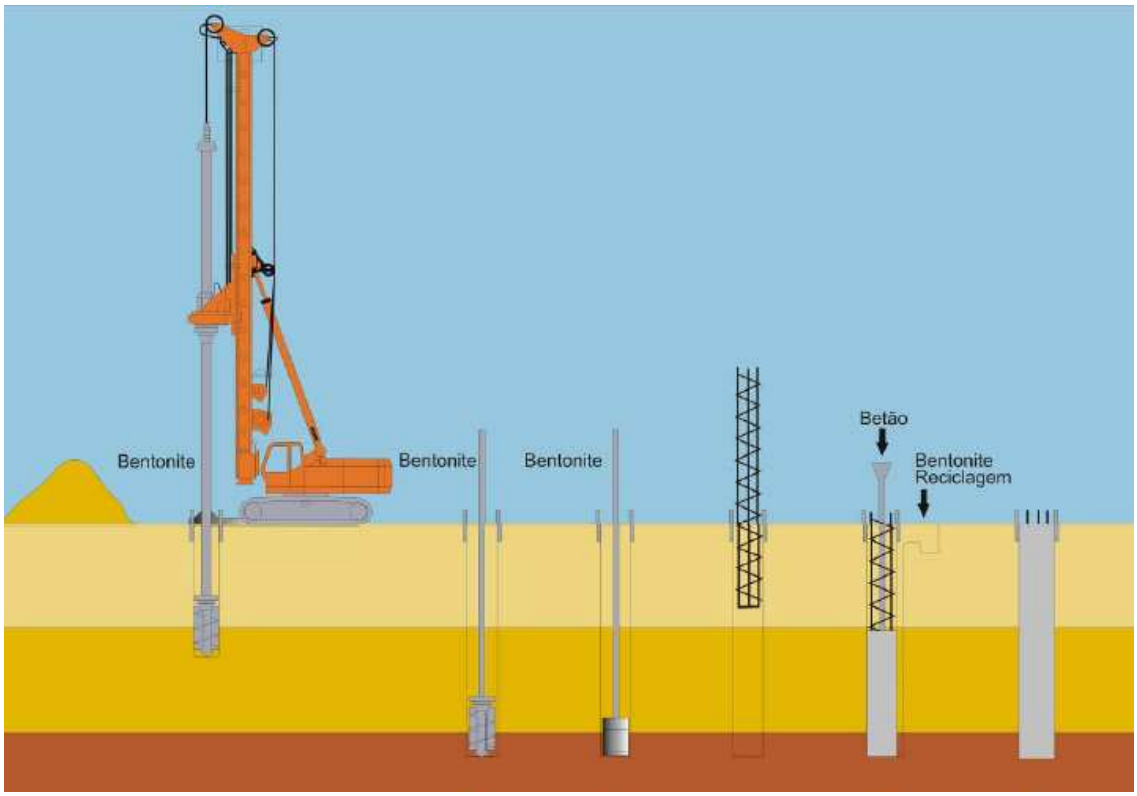


Fig. 7.25: Estacas com lamas bentoníticas: a) furação com trado; b) furação até à profundidade pretendida; c) limpeza do fundo do furo; d) introdução da armadura no furo estabilizado com lamas bentoníticas; e) betonagem com extracção simultânea das lamas; f) estaca executada [70].

Inicialmente, procede-se à montagem de todo o circuito de fabrico, distribuição, recuperação e reciclagem de lamas bentoníticas, de acordo com o exposto nos pontos 6.2.2.2 e 6.2.2.5 do capítulo 6.

Inicia-se então a furação com o trado suspenso, com o mastro da máquina devidamente verticalizado. Tal verticalidade é garantida, como no método anterior, com diversos tipos de mecanismos hidráulicos.

A parte inicial da escavação deve ser protegida e delineada por tubos-guia (cofragens metálicas cilíndricas recuperáveis), com uma profundidade equivalente a, pelo menos, dois diâmetros da estaca. Tais tubos servirão para evitar a entrada de lamas no terreno superficial, guiar o equipamento e facilitar a suspensão das armaduras.

A remoção de terra é feita, tal como no método anterior, com trado curto ou balde suspenso sendo, neste caso, o balde a ferramenta mais utilizada, devido às características do tipo de solo ao qual se aplica o método em análise.

No decurso da escavação e à medida que se retira a terra do furo, este vai sendo preenchido pelas lamas bentoníticas, as quais permitem estabilizar as paredes do mesmo, devido às suas propriedades particulares. De forma regular, é necessário inspeccionar o estado das lamas expelidas, através dos ensaios de densidade e viscosidade (Figura 7.26a). Por outro lado, os detritos produzidos na zona de furação vão sendo bombeados através das lamas, que assim asseguram o transporte dos detritos do solo que vão sendo produzidos para o tanque de reciclagem das mesmas (Figura 7.26b). O nível de lamas deve manter-se constante no decurso do processo.



a) b)

Fig. 7.26 - Lamas bentoníticas: a) ensaio de viscosidade às lamas expelidas - cone de *Marsh* (Cruz, 2006); b) tanques de decantação das lamas de bentonite usadas (Cruz, 2006).

Atingida a cota de projecto da estaca, procede-se à limpeza das impurezas acumulados no fundo do furo, com um balde (limpadeira) ou, caso seja necessário, com um sistema de aspiração.

Coloca-se, de seguida, a armadura, realizando-se a sua suspensão no furo, de acordo com os procedimentos referidos no caso anterior das estacas com tubo moldador. A betonagem faz-se da mesma forma enunciada no método anterior, ou seja, aplicando-se a técnica de betonagem com tubos *trémie*, realizada no sentido ascendente. A entrada do betão no furo leva à saída das lamas bentoníticas (menos densas que o betão), ajudada por um sistema de bombagem, as quais são de seguida recicladas de modo a poderem ser utilizadas nas estacas seguintes. A betonagem conclui-se quando o betão se encontrar 0,5 a 1,0 m acima do topo da estaca. Esta porção acima do topo da estaca será então retirada, de forma a remover-se o betão que esteve em contacto com a lama bentonítica e as impurezas formadas durante a betonagem.



Fig. 7.27 - Betonagem da estaca com saída de lamas bentoníticas [23]

Aplicam-se, por fim, os procedimentos anteriores para todas as estacas que compõem a cortina. O saneamento da cabeça das estacas (ver ponto 7.4.3.5) adquire especial importância no método em análise relativamente aos outros dois métodos, devido à utilização de lamas estabilizadoras da parede do furo.

Consequências possíveis da técnica de lamas bentoníticas:

- risco de colapso da parede de escavação da estaca, como consequência, para além dos procedimentos errados de escavação, do não cumprimento das especificações técnicas das lamas bentoníticas;
- caso decorra demasiado tempo entre a furação e a betonagem, a bentonite tem tendência a aumentar de espessura e, como tal, leva à redução do atrito lateral da estaca; é por isso conveniente escavar e betonar uma estaca no mesmo dia.

7.4.3.3. Selecção do método de execução de estacas moldadas

O primeiro método analisado (trado contínuo) caracteriza-se pela sua ampla utilização a nível internacional e pela sua expansão em Portugal. É indicado para solos granulares, sem presença de água (ou com muito pouca água), sendo normalmente utilizado para estacas com diâmetros até 600 mm. Deve ser aplicado em contenções de pouco risco, que impliquem alturas não muito elevadas. É o mais económico dos três métodos apresentados.

O método de execução de estacas com tubo moldador é mais demorado e dispendioso que o anterior. É no entanto mais aconselhável em contenções com estacas de grandes diâmetros e em solos menos coerentes, que apresentem um nível freático elevado.

A utilização de lamas bentoníticas constitui uma alternativa interessante aos dois métodos anteriores, na presença de solos com baixa coesão ou com nível freático elevado. Economicamente é o menos interessante dos três métodos aqui expostos, devido ao elevado custo da bentonite. É um método indicado para a execução de estacas de grande diâmetro.

No Quadro 7.2 apresentam-se, de forma comparativa, os aspectos mais ou menos positivos característicos de cada um dos métodos.

Quadro 7.2 - Vantagens e desvantagens associadas aos três métodos de execução de estacas moldadas (Meireles e Martins, 2006).

ESTACAS MOLDADAS	Vantagens	Desvantagens
Com trado contínuo	- rapidez de execução (rendimentos na ordem de 16 a 20 m/h; - método bastante económico; - ausência de vibrações; - nível de ruído bastante baixo.	- a execução encontra-se muito dependente do operador; - em solos arenosos e abaixo do nível freático, a resistência do solo em torno da estaca é reduzida, causada pela perfuração; - as estacas têm de ser betonadas até ao nível inicial; - a altura máxima do trado é limitada (o trado de perfuração tem entre 17 a 22 m); - falta de precisão no diâmetro da estaca e suas características; - ausência de garantia de um bom posicionamento das armaduras e seu recobrimento.
Com tubo moldador	- custos baixos de instalação do equipamento; - o equipamento pode funcionar em espaços limitados e de difícil acesso; - as estacas têm boa capacidade de carga; - podem ser executadas com grandes dimensões e com comprimentos na ordem dos 50 m, dependendo da constituição dos solos.	- custo elevado por metro de estaca; - baixas taxas de produção; - a variedade de dimensões das estacas está limitada aos diâmetros dos tubos disponíveis; - os níveis de ruído e vibração, por serem elevados, podem causar problemas.
Com lamas bentoníticas	- ruído reduzido; - sem vibrações associadas; - boa gama de diâmetros possíveis; - permite estacas de grandes comprimentos.	- a bentonite é uma matéria-prima muito cara, encarecendo bastante o método; - é necessário um grande estaleiro para proceder à preparação e reciclagem das lamas bentoníticas; - problemas ambientais devido à perda das lamas, embora estes possam ser parcialmente resolvidos recorrendo a lamas biodegradáveis; - dado o seu preço, nem sempre é vantajoso face à concorrência das paredes moldadas.

7.4.3.4. Ordem de execução da cortina de estacas

Tratando-se de uma cortina de estacas espaçadas ou contíguas, a ordem de execução das estacas, obedece ao esquema apresentado na Figura 7.28.



a)



b)

Fig. 7.28 - Ordem de execução das cortinas de estacas espaçadas e contíguas: a) esquema em planta [70]; b) vista de uma cortina de estacas contíguas em obra [79].

No caso de se optar por uma cortina de estacas secantes, numa primeira fase, executam-se as estacas de betão, e numa fase seguinte, executam-se as estacas armadas, de acordo com o esquema apresentado na Figura 7.29.

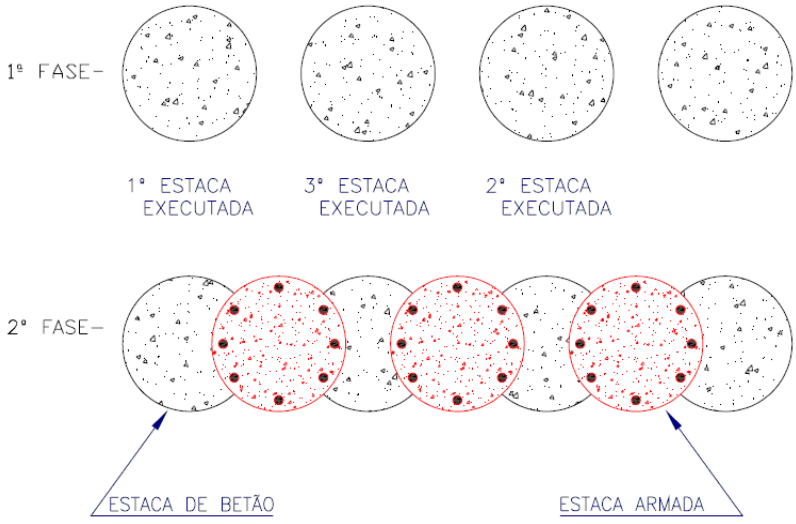


Fig. 7.29 - Ordem de execução de cortinas de estacas secantes [70].

7.4.3.5. Saneamento da cabeça das estacas

Durante a execução da cortina e após a escavação no intradorso da cortina, geralmente até 0,60 m de profundidade, a partir da plataforma de trabalho, é realizado o saneamento da cabeça das estacas. Este consiste em demoli-las, de modo a retirar o betão contaminado à superfície pelas impurezas do solo e que confere menor resistência à estaca.

Existem vários métodos adequados à execução desta tarefa. O mais simples mas também mais demorado, consiste na utilização de um martelo pneumático que pica a superfície das estacas até se remover o betão contaminado por completo (Figura 8.30).



Fig. 7.30 - Remoção da cabeça da estaca contaminada com martelo pneumático [75].

Outro dos métodos possíveis tem como fim provocar a fractura da estaca (Figura 8.31). Inicialmente, esta é furada até ao seu centro, sendo introduzida de seguida uma cunha para partir a estaca. A parte de cima da estaca fica com um gancho em aço, embebido no betão. Após a rotura da estaca e como a aço não se encontra envolvido no betão naquela zona, facilmente a parte superior é içada e retirada, ficando a faltar apenas uma piquetagem ligeira.



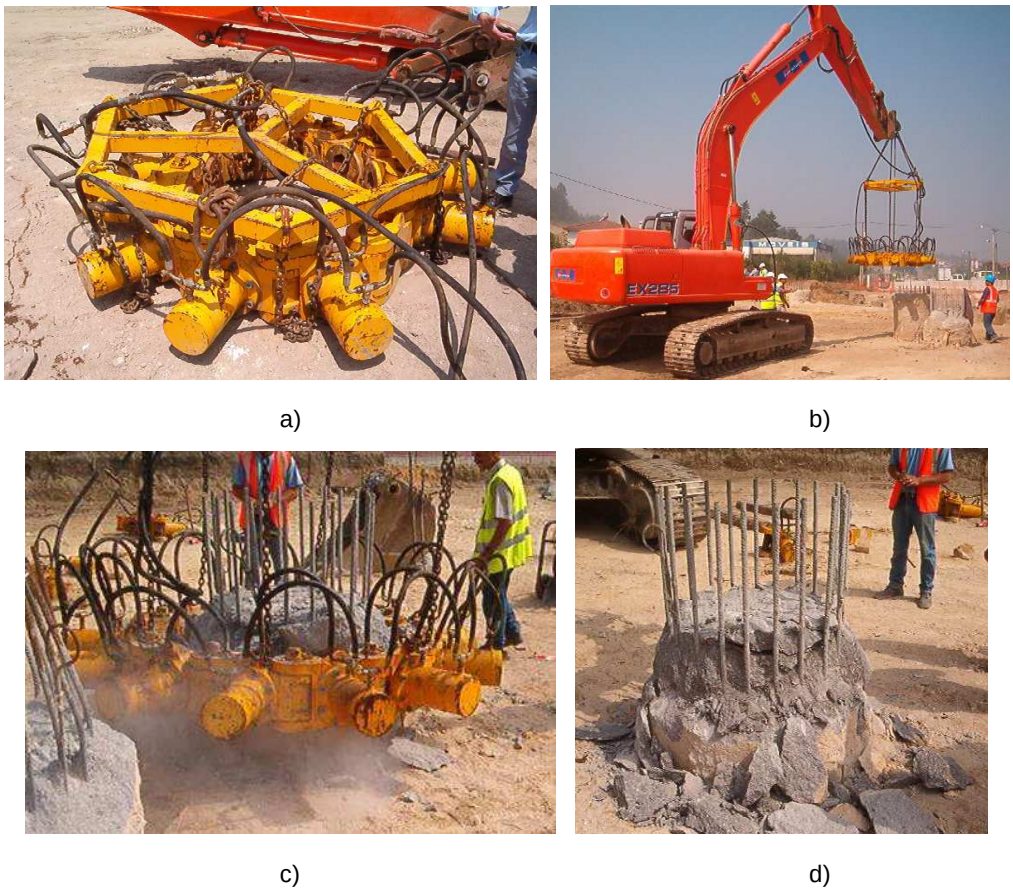
a) b)



c) d)

Fig. 7.31 - Remoção da cabeça da estaca por fractura desta: a) furação até ao seu centro; b) introdução de cunha para partir a estaca; c) vista da fractura da estaca; d) aspecto final, após içamento da parte contaminada [75].

Um terceiro método (Figura 7.32), aplicado normalmente para as estacas de maior diâmetro, consiste em utilizar um aparelho constituído por vários módulos, podendo ser ajustados em função do diâmetro da estaca a sanear. Estes módulos possuem cunhas que cortam e esmagam o betão da estaca. Este aparelho funciona, por exemplo, com auxílio de uma giratória através da pressão do óleo.



a) b)

c) d)

Fig. 7.32 - Aparelho destruidor da cabeça da estaca: a) vista do aparelho; b) colocação deste na estaca através de uma giratória; c) destruição do betão; d) vista da estaca saneada [75].

Por fim, em alternativa aos meios mecânicos, pode-se usar o método patenteado *Recépieux* (Figura 7.33), que consiste na introdução de um agente expansivo na estaca ao nível da zona de corte, de forma a fracturar o betão. Trata-se de um método muito mais rápido, seguro, eficiente e amigo do ambiente que os métodos convencionais. A sua execução compreende os passos seguintes (Miranda e Martins, 2006):

i) envolvimento das armaduras verticais da estaca acima do nível de corte com espuma de polietileno, para evitar a aderência do betão ao aço;

ii) colocação de recipientes plásticos embutidos em tubos de PVC ou tubos metálicos, até à zona de corte, antes da betonagem ou colocados *à priori*;

iii) 3 a 4 dias após a betonagem, um agente expansivo misturado com água é introduzido nos recipientes através dos tubos;

iv) à medida que o agente se expande, é induzida uma fractura horizontal ao nível de corte desejado, separando a cabeça da restante estaca;

v) depois de se verificar a fractura do betão, a cabeça da estaca é removida com um equipamento capaz de elevar a parte superior da estaca.



a) b)

Fig. 7.33 - Sistema *Recépieux*: a) sistema de montagem; b) introdução do material expansivo [76].

7.4.3.6. Execução da viga de coroamento

Finalizada a execução da cortina de estacas e após o saneamento da cabeça destas, procede-se à execução da viga de coroamento (Figura 7.34). Esta viga, como já foi referido no capítulo anterior, para além de fazer parte da estrutura definitiva, garante uma distribuição de esforços mais uniforme sobre as estacas e serve de apoio à colocação de ancoragens, se necessário.

Com as estacas saneadas, procede-se de seguida ao endireitamento dos varões, colocação das cintas e construção da cofragem da viga de coroamento (Figuras 7.34b e 7.34c, respectivamente), de modo a proceder então à betonagem desta (Figura 7.34d). As Figuras apresentadas referem-se à execução de uma viga de coroamento aquando das obras para a construção da estação de Metro da Avenida dos Aliados, no Porto. As armaduras das estacas devem ser amarradas na viga com um comprimento de amarração nunca inferior a 50Ø. Na Figura 7.34 é possível observar o pormenor dos ferros de espera para ligação à estrutura.



a) b)



c) d)



e) f)

Fig. 7.34 - Execução da viga de coroamento na Estação de Metro dos Aliados: a) saneamento das estacas; b) arranjo da armadura; c) construção da cofragem; d) betonagem da viga; e) aspecto da viga após betonagem; f) aspecto da viga após descofragem [78].

7.4.3.7. Escavação até à cota de projecto. Execução de ancoragens

O primeiro nível de ancoragens pode ser executado na própria viga de coroamento, caso assim o projecto o determine. Contudo, durante a construção da viga, é necessário marcar com negativos as ancoragens nas suas posições devidas, antes de se betonar a mesma. Na Figura 7.35 apresenta-se o detalhe em corte de uma viga de coroamento ancorada e com a armadura de ligação à laje.

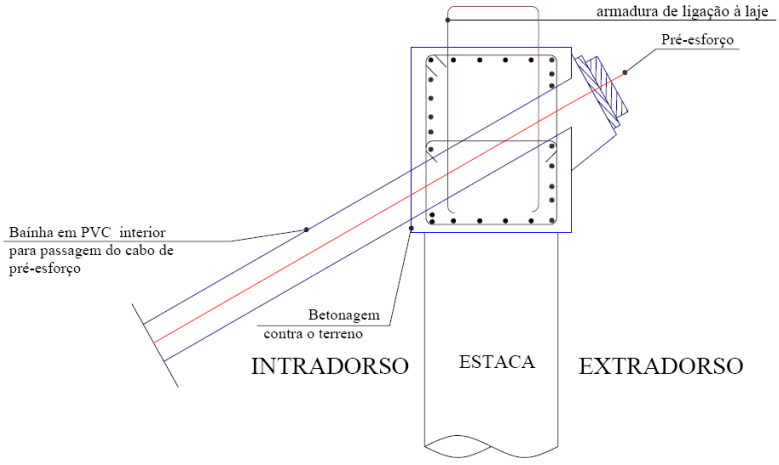


Fig. 7.35 - Detalhe de viga de coroamento ancorada [70].

As ancoragens poderão estar ligadas directamente às estacas, ou entre as estacas, caso se executem vigas de coroamento ou vigas de solidarização intermédias para níveis inferiores (Figura 7.36), de forma a absorver as cargas actuantes e distribuir os esforços transmitidos para essas mesmas estacas.

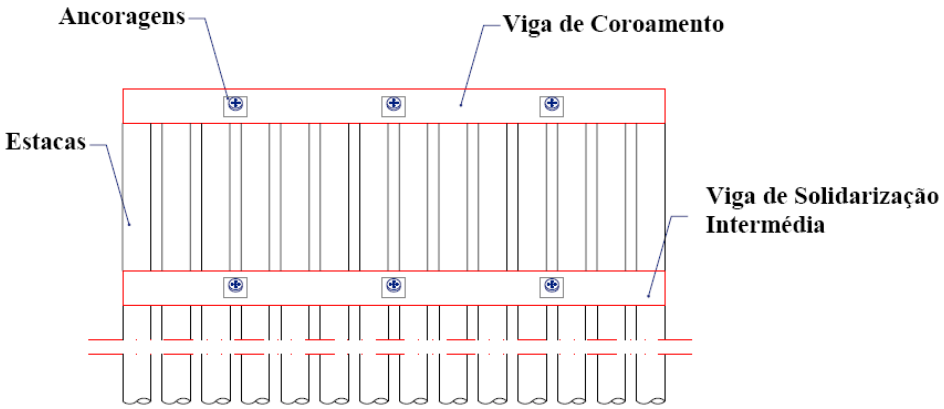


Fig. 7.36 - Esquema em alçado de uma cortina de estacas com dois níveis de ancoragens [70].

A escavação realiza-se à medida que se vai executando, num nível inicial, a viga de coroamento, e progride faseadamente por níveis, à medida que se vão construindo as vigas de solidarização intermédias e ancoragens (dependendo da altura da cortina em causa), até se chegar à cota final de projecto.

Na hipótese de estarem previstos vários níveis de ancoragens, o final da escavação de cada um dos níveis intermédios previstos é atingido assim que se escava até ao nível da base da viga ou de cada uma das vigas de solidarização intermédias previstas, encontrando-se as respectivas operações ilustradas na Figura 7.37.



a) b)



c) d)

Fig. 7.37 - Segunda fase de escavação: a) vista de uma pequena escavadora [70]; b) cofragem escorada da viga de solidarização do segundo nível [70]; c) execução de furação na viga [78]; d) pré-esforço das ancoragens [78].

No caso da estação de Metro da Avenida dos Aliados, de acordo com a Figura 7.38, foram construídas até seis vigas de solidarização. Refira-se que nas zonas dos cantos, como habitualmente, são aplicadas escoras metálicas para travamento das paredes contíguas.



a) b)



c) d)

Fig. 7.38 - a) e b) Cortina de estacas com vários níveis de ancoragens - estação de Metro da Avenida dos Aliados; c) colocação do escoramento de canto; d) vista dos diferentes níveis de cantos escorados [78].

7.4.3.8. Estabilização da cortina de estacas

Tal como já foi referido no ponto 7.4.2, no caso das estacas espaçadas, existe a necessidade de preenchimento dos espaços entre estacas, principalmente nos casos em que o solo em questão seja pouco estável, como é o caso de argilas moles ou areias pouco densas. A estabilização é conseguida através da execução de abóbadas, com espessura entre 50 e 150 mm. Inicialmente é executada uma primeira camada de betão projectado contra a parede, sobre a qual é colocada uma malha electrossoldada (Figura 7.39a). Por fim é aplicada sobre a malha uma camada final de betão projectado (Figura 7.39b).



a) b)



c)

Fig. 7.39 - Estabilização da cortina: a) aplicação de malha electrossoldada [72]; b) betão projectado sobre a malha [71]; c) vista em obra da parede regularizada com betão [70].

Tratando-se de cortinas que, em virtude da existência de edifícios vizinhos muito próximos requeiram uma elevada resistência e rigidez à flexão, pode ser necessário executar uma parede interior em betão armado, e não apenas um tabique em alvenaria com funções de impermeabilização. Tal verificou-se aquando da construção da estação de Metro do Terreiro do Paço (Cruz, 2006), cujas cortinas de contenção eram compostas por estacas secantes. As estacas primárias da cortina eram de bentonite-cimento (betão fluído com bentonite), e as estacas secundárias eram de betão C35/45 armado. As estacas primárias tinham um afastamento entre eixos de 1,75 m, tal como nas estacas secundárias,

sendo que o afastamento entre eixos de umas e outras estacas consecutivas era de 0,875 m (Figura 7.40).

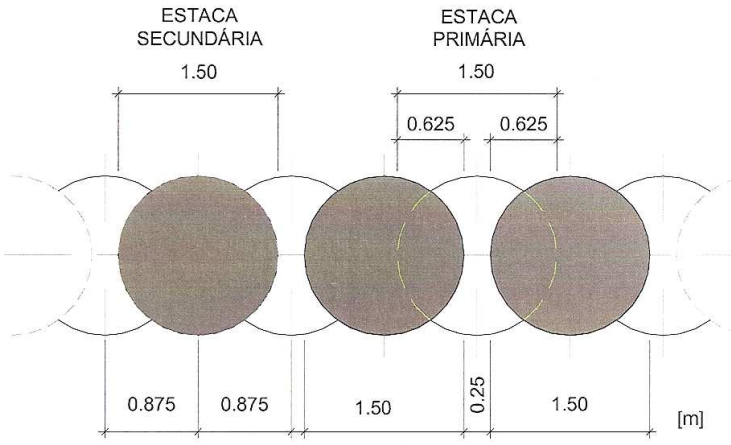


Fig. 7.40 - Pormenor da cortina de contenção de estacas secantes (Cruz, 2006).

A cortina de estacas foi inteiramente forrada pelo interior da estação por uma parede de betão armado com espessura variável entre 0,80 e 1,10 m, dada a variabilidade da superfície da cortina. A parede de forro foi fixada à contenção por intermédio de ferrolhos de diâmetro 32 mm, selados às estacas secundárias, como se pode ver na Figura 7.36. No topo, a cortina de estacas e a parede de forro foram encabeçadas por uma viga de coroamento com 2,30 m de largura e 1,50 m de altura.

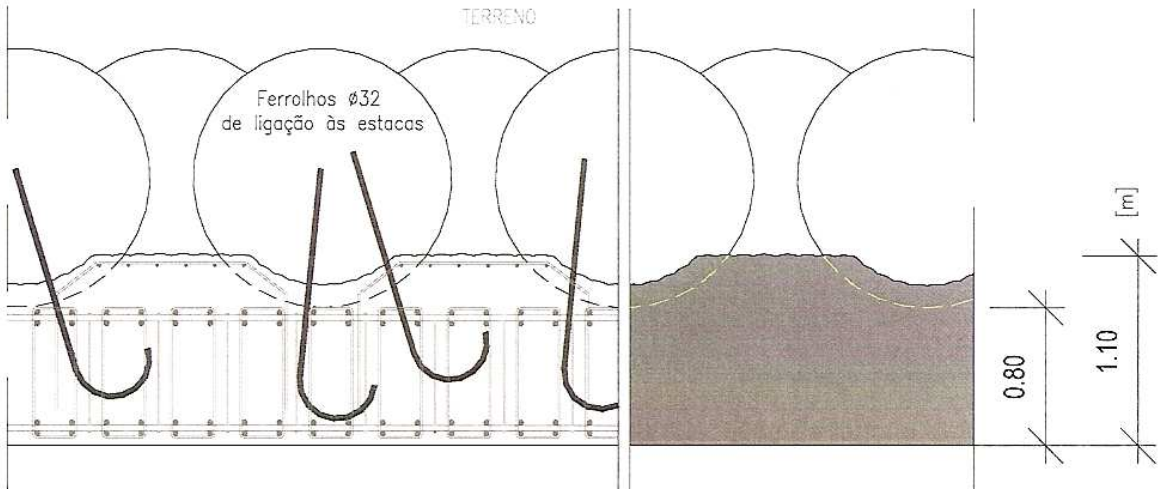


Figura 7.41 - Pormenor da parede de forro da cortina de contenção (Cruz, 2006).

7.4.4. EXECUÇÃO DA ESTRUTURA DO EDIFÍCIO

Concluída a escavação e executados os diferentes níveis de ancoragens previstos, procede-se então, de acordo com o ponto 6.5 apresentado no capítulo anterior, à construção das fundações do edifício, das lajes dos pisos subterrâneos e da respectiva estrutura até ao piso ao nível da superfície do terreno. A amarração das armaduras das lajes da cave à parede, por seu turno, é feita de acordo com os procedimentos enunciados no terceiro e quarto parágrafos do ponto 6.2.2.10.



Fig. 7.42 - Aspecto em obra da construção da estrutura do edifício [41].

7.4.5. DRENAGEM E IMPERMEABILIZAÇÃO DA CORTINA

As estacas moldadas conferem uma estanqueidade deficiente, em função do espaçamento existente entre estacas, sendo as soluções de impermeabilização e drenagem possíveis também complicadas e pouco eficientes.

Na drenagem definitiva de águas, não sendo possível efectuar-se aberturas ou tubos de saída de água para o exterior, obriga a que as águas sejam transportadas para o lado interior da parede, de onde são drenadas através de um dreno horizontal colocado, para o efeito, na base da parede. De modo a evitar-se o arrastamento de finos para o intradorso da cortina, é obrigatória a colocação de uma tela drenante (geralmente uma manta de geotêxtil), antes de se executar a primeira camada de betão projectado (Figura 7.43).

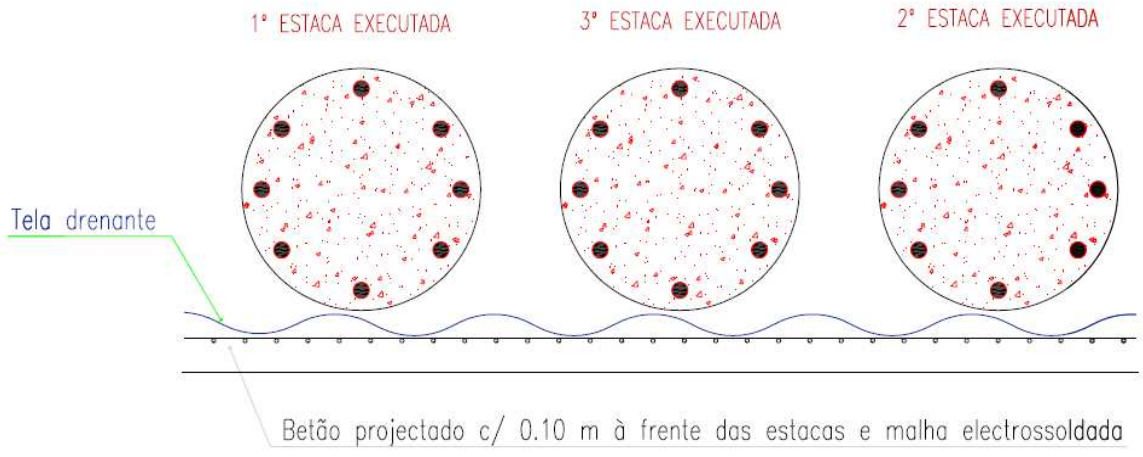


Fig. 7.43 - Esquema em planta da colocação da tela drenante [70].

Outra possibilidade poderá ser a execução de canais de drenagem em PVC, ilustrados na Figura 7.44, armados com arame de aço, cujas secções variam entre 6 a 19 mm (Meireles e Martins, 2006). Trata-se, no entanto, de um sistema mais apropriado para túneis do que para edifícios.



Fig. 7.44 - Cortina de estacas com drenos entre juntas [70].

A Figura 7.45 apresenta um corte referente à ligação entre a parede dupla (constituída por um pano exterior formado pelas próprias estacas e um interior formado pela camada de betão projectado) e a laje do último piso, o qual ilustra o sistema de drenagem e impermeabilização atrás descrito.

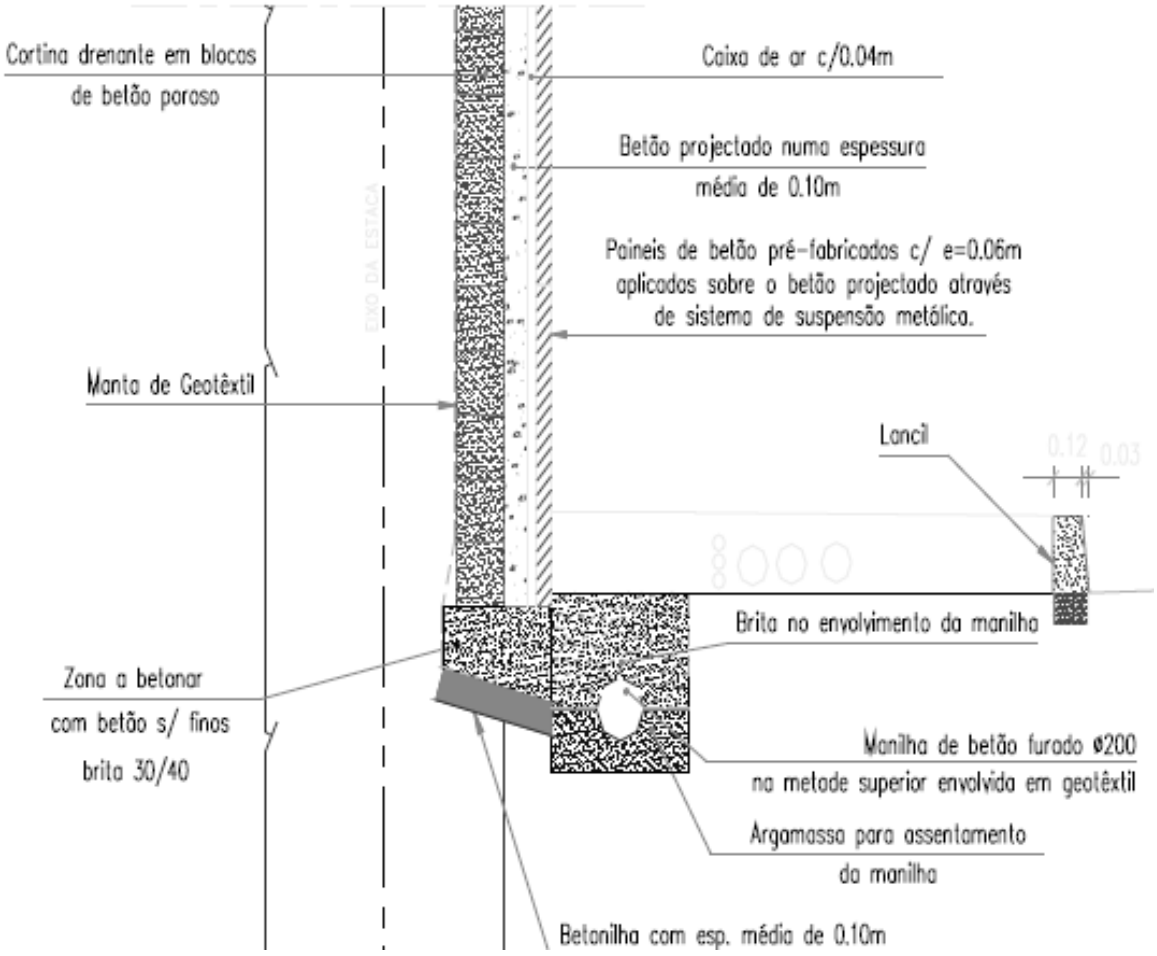


Fig. 7.45 - Detalhe construtivo da ligação entre a parede e a laje do último piso [77].

7.4.6. MÉTODOS DE REBAIXAMENTO DO NÍVEL FREÁTICO DE CORTINAS DE ESTACAS MOLDADAS

A fraca estanqueidade inerente ao sistema de cortinas de estacas moldadas obriga a uma atenção especial relativamente aos métodos de controlo de água e de rebaixamento do nível freático, caso a água naturalmente interfira com a escavação. Dadas as condições de impermeabilidade deficiente, é essencial que se preveja um sistema de bombagem directa, podendo este ser complementado com outros sistemas correntes de rebaixamento, tais como agulhas filtrantes, poços de bombagem e bombas submersíveis (ver capítulo 11).



Fig. 7.46 - Bombagem com auxílio de mangueira de água no intradorso de uma cortina de estacas [70].

Em alternativa ou juntamente com um ou mais dos sistemas referidos, pode-se dimensionar uma rede temporária ou definitiva de drenos horizontais, conectados a poços profundos, ou a colectores por gravidade, sistema ilustrado na Figura 7.47.



Fig. 7.47 - Rede de drenos horizontais de uma cortina de estacas [127].

7.4.7. REALIZAÇÃO DE ENSAIOS NAS ESTACAS

O controlo de qualidade das estacas, efectuado desde a execução das estacas até à conclusão da obra, engloba uma série de testes e ensaios, com o objectivo de analisar a integridade e continuidade estrutural das estacas, verificar as profundidades atingidas, aferir a interacção estaca-solo e detectar a ocorrência de fenómenos como a relaxação. Para que tal se concretize, são efectuadas as diligências seguintes (Brito, 2002):

- testes de integridade;
- ensaios de carga estáticos;
- ensaios de carregamento dinâmico;
- carotagem;
- ensaio *Statnamic*.

7.4.7.1. Testes de integridade

Um dos métodos mais representativos deste tipo de ensaio é o método das diagrafias sónicas (*cross-hole* - Figura 7.48). Trata-se de um método destinado a avaliar a continuidade e homogeneidade do betão das estacas. Consiste numa investigação contínua, ao longo da estaca, da velocidade do som, entre uma onda de emissão de vibrações ultra-sónicas colocada no interior de um tubo de auscultação cheio de água, e uma sonda de recepção colocada num outro tubo igualmente repleto de água, após passar pelo betão existente entre os dois tubos (Miranda e Martins, 2006).



Fig. 7.48 - Vista dos tubos de ensaio acoplados à armadura da estaca [76].

Ainda segundo os autores, o sinal recebido é transmitido a um osciloscópio que o memoriza, à medida que as sondas vão ascendendo. A diagrafia da estaca é posteriormente impressa em papel, onde se pode verificar o corpo da estaca e o sinal obtido em cada secção transversal.

O equipamento de ensaio (Figura 7.49) é composto por um osciloscópio, uma impressora, um gerador de impulsos, uma roldana com dispositivo electrónico para controlo da velocidade de ascensão, uma sonda emissora e duas sondas receptoras (uma normal e outra com amplificação).

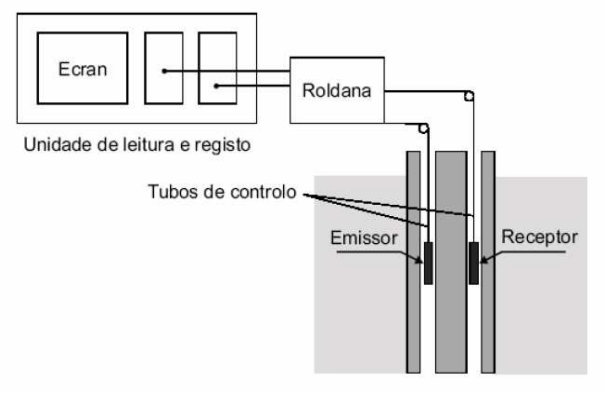
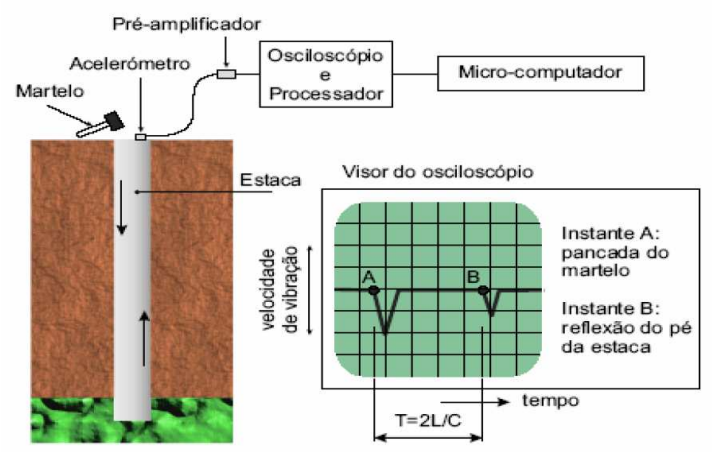
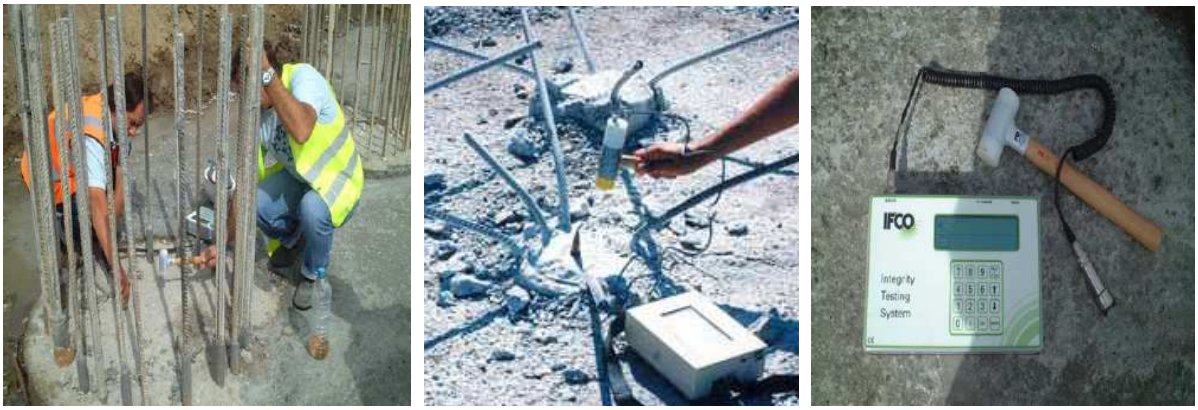


Fig. 7.49 - Esquema do ensaio das diagrafias sónicas (*cross-hole*) [76].

Outro teste importante é o método sónico do eco (*stress-wave* - Figura 7.50). Consiste em provocar, com um martelo, uma pancada no topo da estaca e no registo da resposta através de um acelerómetro colocado pelo operador na cabeça da estaca. O sinal recebido pelo acelerómetro, para cada impacto, é transmitido ao *input* do aparelho, onde é amplificado, convertido para a forma digital e processado no computador. A partir do sinal captado, em termos de aceleração, é calculada a velocidade em função do tempo de percurso (Miranda e Martins, 2006).



a)



b) c) d)

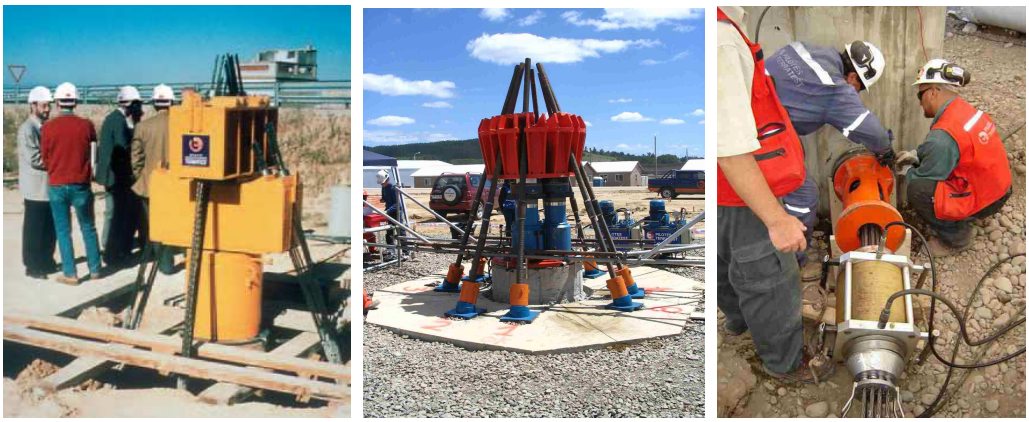
Fig. 7.50 - Método sónico do eco: a) esquema de ensaio; b) execução do ensaio; c) equipamento do ensaio [76].

Desta forma possibilita-se a detecção de descontinuidades ou anomalias na estaca tais como fracturas, alargamentos e estreitamentos localizados, variação da qualidade do betão da estaca e irregularidades no diâmetro no corpo da estaca através da análise das características de propagação de ondas sónicas de tensão originadas na cabeça da própria estaca (Brito, 2002).

Outros ensaios de integridade passíveis de serem aplicados são os testes acústicos, testes radioactivos e os testes eléctricos.

7.4.7.2. Ensaios de carga estáticos

Os ensaios de carga estáticos consistem em carregar e descarregar gradualmente as estacas com um peso transmitido à cabeça através de uma macaco hidráulico, visível na Figura 7.51 (geralmente sem que a estaca seja levada à rotura). A partir dos resultados e, nomeadamente da relação carga/deformação, é possível estabelecer correlações acerca da capacidade de carga e dos parâmetros da estaca. O ensaio de carga pode ainda ser executado axialmente e lateralmente.



a1) a2) b)

Fig. 7.51 - Ensaios de carga estáticos: a) verticais à compressão; b) ensaio de carga lateral [3].

Estes ensaios são de execução sempre desejável em estruturas fundadas por estacas. No entanto são incomportáveis na maioria dos casos, devido à logística necessária, ao seu custo elevado, e ao facto de levar muitas vezes a estaca à rotura, apenas se justificando em obras muito importantes.

7.4.7.3. Ensaios de carregamento dinâmico

Considerados ensaios demorados e igualmente de elevado custo, são utilizados apenas nas obras importantes e num número reduzido de estacas. Permitem medir a força e velocidade de propagação da onda de tensão gerada pelo impacto de uma carga gravítica no topo da estaca (Figura 7.52). Desta forma, é possível detectar a eventual localização e extensão de danos. Permite obter o comportamento do solo e diagrama força-deslocamento do conjunto solo-estaca, estando os parâmetros obtidos relacionados com a deformabilidade e a resistência do terreno (patente EUA).



Fig. 7.52 - Vista de um ensaio de carregamento dinâmico [3].

7.4.7.4. Carotagem

Como complemento dos resultados alcançados pelos ensaios anteriores, caso existam dúvidas acerca da integridade da estaca, é possível, através da carotagem, verificar o real estado da mesma.

A carotagem é efectuada ao longo da estaca, até ao fundo da mesma, permitindo a recolha de amostras e a consequente análise da qualidade do betão (Figura 7.53). Trata-se, no entanto de um método pouco eficaz, devido ao facto de ser um método destrutivo, de elevado custo e de difícil execução, podendo não fornecer resultados representativos.



Fig. 7.53 - Realização da carotagem de estacas [76].

7.4.7.5. Ensaio *Statnamic*

O sistema de carga *Statnamic* é constituído essencialmente por um motor *rocket* equipado com massas pesadas de reacção. Este sistema é ligado à cabeça da estaca. De seguida, é accionado o motor *rocket*, o qual carrega (de forma controlada) a cabeça da estaca, com vista a provocar o afastamento do sistema *Statnamic* em relação à estaca (Figura 7.54). Os sensores aí colocados medem a força e o deslocamento daquele. Obtêm-se assim os valores de capacidade de carga e deslocamento.



Fig. 7.54 - Vista da execução do ensaio *Statnamic* [125].

7.5. CORTINAS DE MICRO-ESTACAS

7.5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As micro-estacas são elementos de elevada esbelteza, moldados *in situ*, que se caracterizam pelo seu pequeno diâmetro (8 a 40 cm, sendo mais utilizadas entre 10 e 20 cm) e que apresentam uma capacidade resistente elevada - suportam 300 a 1300 kN. Tal resistência à compressão é conseguida à custa, para além da armadura (principal e secundária), da calda de cimento ou micro-betão que a envolve (Figura 7.55).

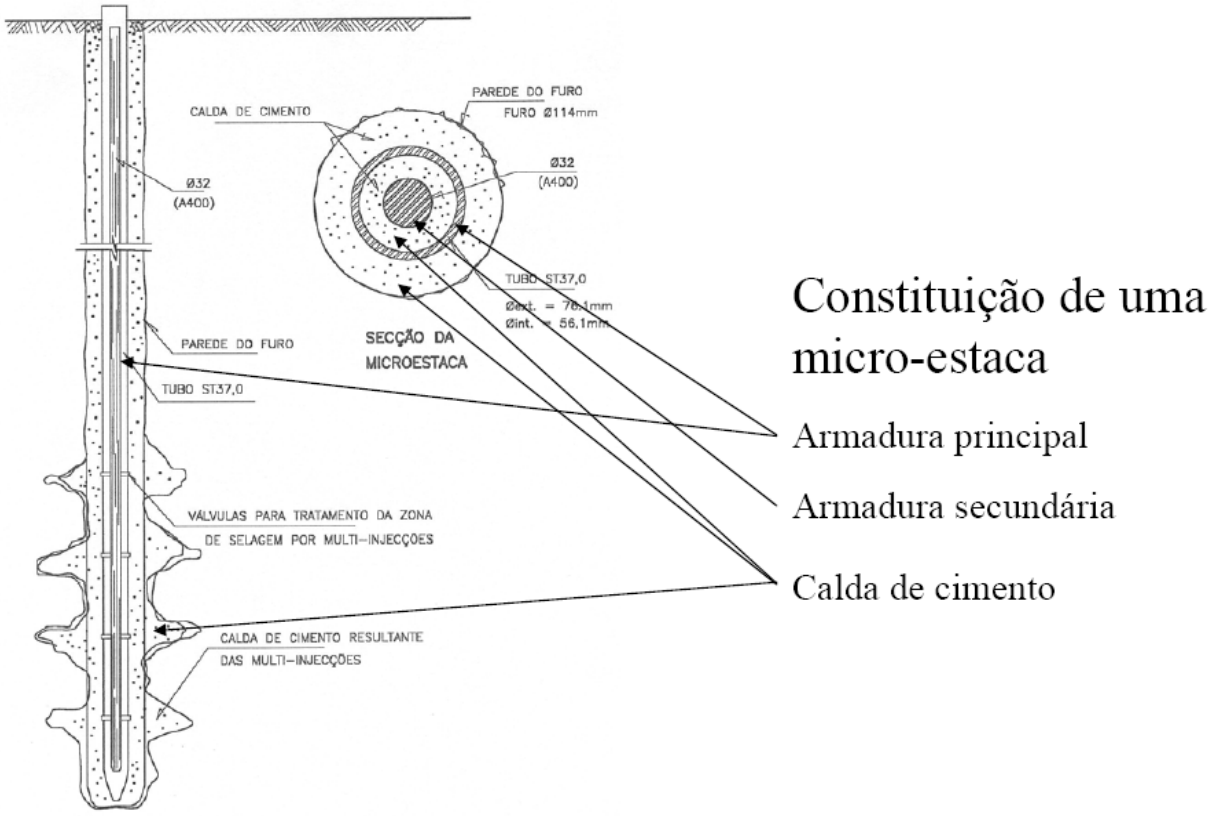


Fig. 7.55 - Esquema relativo à constituição de uma micro-estaca [80].

Este material envolvente permite, por outro lado, proteger a armadura da corrosão e garantir a transmissão das forças ao terreno. As micro-estacas transmitem ao solo, desta forma, as solicitações a que se encontram sujeitas, por atrito lateral e também por ponta.

7.5.2. CAMPO DE APLICAÇÃO

As micro-estacas apresentam múltiplas possibilidades de aplicação. Constituem uma alternativa importante às estacas tradicionais, nos casos seguintes (Brito, 1999):

- fundações em locais de difícil acesso ou permanência (encostas íngremes, áreas de trabalho reduzidas quer em superfície quer em pé direito, torres de telecomunicações, torres de linhas de alta tensão, chaminés, elevadores de esqui.)
- fundações em terrenos particularmente difíceis;
- fundações em alto-mar (plataformas petrolíferas);
- fundações de equipamentos industriais (gruas, redes de abastecimento, postes de electricidade, obras de arte - rodoviárias e ferroviárias);
- melhoria de solos e maciços rochosos;
- reforço e recalçamento de fundações (Figura 7.56a);
- consolidação de terrenos (escarpas e falésias, taludes - Figura 7.56b, túneis, muros de suporte);
- cortinas de contenção periféricas de edifícios - Figura 7.56c.



a) b) c)

Fig. 7.56 - Campo de aplicação de micro-estacas: a) recalçamento de fundações: b) estabilização de taludes; c) contenção periférica de edifícios [81].

As vantagens e limitações relativas à aplicação de micro-estacas em cortinas de contenção, em complemento à gama de soluções de aplicação atrás apresentada, são as seguintes (Brito, 1999):

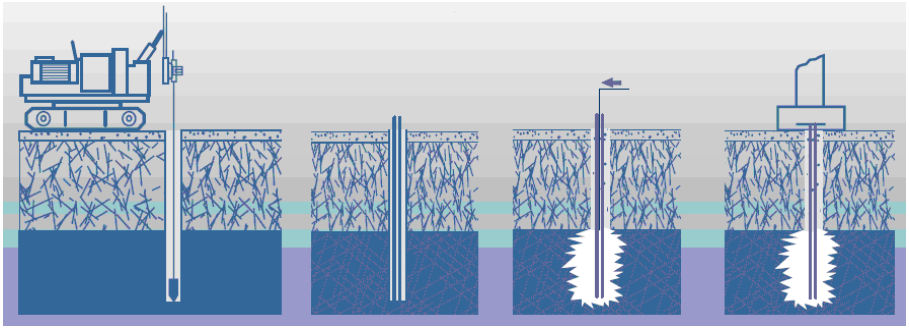
Quadro 7.3 - Vantagens de desvantagens das micro-estacas

	Vantagens	Desvantagens
CORTINAS DE MICRO-ESTACAS	- grande comprimento e versatilidade, podendo ser aplicadas em qualquer tipo de terreno; - possibilitam o controlo de execução e de assentamentos; - equipamento de furação requerido económico, de baixa potência e pouco volumoso; - possibilitam a execução em locais de difícil acesso e espaços escassos; - reduzidas vibrações e ruído, com perturbação mínima do terreno; - dispensam a realização de escavação; - possibilitam rapidez e facilidade de execução, que se traduz em economia de tempo e mão-de-obra; - capacidade de carga elevada mesmo em solos de características fracas ou impermeáveis; - funcionam tanto à tracção como à compressão; - possibilitam a adequada verificação/controlo de execução.	- Capacidade de carga limitada (até 1000 a 1300 kN); - Mobilizam atrito lateral apenas em terrenos com N_{SPT} superior a 40 pancadas; - Reduzida capacidade para transmitir cargas por ponta; - Problemas eventuais de encurvadura (elevada esbelteza) em solos com zonas ocas ou vazios; - Exigências relativas a equipamento e mão-de-obra especializados.

7.5.3. FASES DE EXECUÇÃO DE UMA CORTINA DE MICRO-ESTACAS

A execução de uma cortina de micro-estacas compreende a aplicação dos procedimentos referidos nos pontos 7.4.3.1 e 7.4.3.4 a 7.4.3.7. Após a implantação das micro-estacas (cuja marcação se consegue mediante a cravação duma ponta de varão de aço ou madeira ou a aplicação duma tinta resistente), a execução das mesmas engloba as operações seguintes, ilustradas na Figura 7.57:

- perfuração;
- colocação da armadura;
- injecção;
- ligação à estrutura.



a) b) c) d)

Fig. 7.57 - a) Perfuração; b) colocação da armadura; c) injecção; d) ligação à estrutura [22].

7.5.3.1. Perfuração

O tipo de furação a realizar varia em função do tipo de terreno. Como tal, para solos brandos, recorre-se a um trado oco, enquanto que para solos rochosos se aplica o sistema de perfuração por roto-percussão. Em ambos os métodos, pode-se usar tubo moldador, caso o solo em questão seja incoerente.

i) Perfuração a trado oco

O facto de se utilizar um trado oco possibilita, para além do corte e revestimento do furo, a colocação dos tubos de micro-estaca no interior do trado, sem que este seja retirado do furo. Trata-se de um sistema de furação adequado para solos brandos e sem grandes obstáculos físicos. Este método compreende, como tal, as seguintes operações (Miranda e Martins, 2006):

- após posicionamento da perfuradora, coloca-se o primeiro trado com uma vara no interior com o mesmo comprimento, a qual possui um *bit* cortante (Figura 7.58a);
- executa-se o primeiro troço de furação;
- desenrosca-se o trado e a vara da cabeça de rotação, introduzindo-se de seguida um trado e uma vara adicional;
- continuação da furação;
- repete-se o processo de remoção de trados até se atingir a cota final de furação;
- retira-se as varas e o trado e limpa-se o furo.

ii) Perfuração por roto-percussão

Trata-se de um sistema indicado para terrenos heterogéneos, que combinam solos soltos com obstáculos de rigidez elevada, como blocos de pedra. É constituído por um martelo de fundo de furo ligado a um *bit* piloto e a um *bit* excêntrico. O primeiro vai perfurando o solo e o segundo vai alargando o diâmetro do furo, de modo a permitir a entrada do tubo moldador sem grandes dificuldades. Como tal, a execução deste sistema de perfuração compreende as etapas seguintes (Miranda e Martins, 2006):

- após se posicionar a perfuradora, coloca-se o conjunto *bit* / *bit* alargador / martelo / vara espaçadora na perfuradora e fazem-se as ligações necessárias ao compressor;
- coloca-se o primeiro tubo moldador;
- executa-se o primeiro troço de furação (Figura 7.58b);
- desenrosca-se o tubo moldador da cabeça de rotação e a união martelo/vara espaçadora;
- introduz-se uma vara e, posteriormente, um tubo moldador;
- prossegue-se com a furação;
- repete-se as três tarefas anteriores até se atingir a cota final de furação;
- retira-se as varas, mantendo os tubos moldadores no furo;
- limpa-se o fundo do furo com jactos de água.



a1) a2) b)

Fig. 7.58 - Perfuração de micro-estacas: a) com trado: a1) com tubo moldador; a2) sem tubo moldador [76]; b) por roto-percussão [81].

7.5.3.2. Colocação da armadura

Retiradas as varas, coloca-se de seguida a armadura principal ou tubo manchete. Trata-se de varas de 6 m, colocadas com o auxílio da torre da máquina e duas chaves de grifos (Figura 7.59b). Primeiro coloca-se o tubo inferior e, de seguida, os troços complementares que enroscam no anterior.

Opcionalmente, pode ser introduzida uma armadura complementar ou secundária no interior do tubo da armadura principal.



a) b) c)

Fig. 7.59 - Colocação da armadura: a) vista da armadura principal ou tubo manchete; b) fixação da armadura principal com chaves de grifos [80]; c) introdução da armadura principal [81].

7.5.3.3. Injecção das micro-estacas

Introduzidas as armaduras, procede-se à injecção com calda de cimento anteriormente preparada, de modo a constituir-se o bolbo de selagem. A calda de cimento consiste na mistura proporcionada entre cimento e água, elaborada numa betoneira disponível em obra (Figura 7.60a). De seguida mexe-se manual ou mecanicamente, até se obter uma mistura homogénea (Figura 7.60b).



a) b)

Fig. 7.60: Fabrico de calda de cimento: a) betoneira móvel; b) mistura da calda [80].

A calda é injectada, de acordo com a Figura 7.55, para a zona entre o tubo moldador e a armadura principal, no caso de solos incoerentes, ou entre o terreno e a armadura principal (solos coerentes). Para que tal aconteça, é injectada através de uma bomba de injecção ligada à central de calda de cimento (Figura 7.61), com o auxílio de um obturador simples ou uma mangueira.



a) b)

Fig. 7.61 - Injecção da calda: a) central de calda de cimento [76]; b) bomba manual de pressão [80].

A injecção da calda compreende as duas técnicas a seguir indicadas:

- tipo I - injecção da calda por gravidade ou baixa pressão e furação entubada provisoriamente, extraindo-se o tubo à medida que se injecta a argamassa;
- tipo II - injecção da calda sob pressão (geralmente 20 a 40 bar), recorrendo a uma de duas técnicas possíveis: I.G.U. (injecção global unitária) ou I.R.S. (injecção repetitiva selectiva).

O processo de injecção apresenta o seguinte faseamento, o qual engloba o processo de injecção primária dos pontos i) a xi), e de injecção secundária dos pontos xii) a xiii) (Miranda e Martins, 2006):

i) a calda de cimento homogénea é colocada no balde da bomba de injecção;

ii) a bomba de injecção começa a introduzir calda de cimento no interior do tubo moldador, ao nível da primeira manchete;

iii) a injecção processa-se de baixo para cima, ao nível das manchetes;

iv) o obturador simples ou duplo é accionado, seccionando o tubo de manchete;

v) a bomba de injecção começa a introduzir calda de cimento no interior do tubo manchete, ao nível da primeira manchete;

vi) começa-se a injectar calda até abrir a manchete (o manómetro de pressão vai subindo progressivamente até a manchete abrir. Quando este fenómeno ocorre, a pressão baixa repentinamente);

vii) continua-se com a injecção até atingir a pressão de projecto;

viii) na hipótese de se verificar que a pressão não sobe e que se está a gastar muito calda, suspende-se a injecção, lava-se o furo e executa-se de novo no próximo dia;

ix) com a 1ª manchete executada, registam-se os valores de pressão da abertura da manchete e de injecção da calda, assim como a quantidade de calda;

x) para executar a injecção da 2ª manchete, move-se o obturador para a zona a injectar e repete-se o processo;

xi) repetição do processo manchete a manchete, de forma ascendente.

xii) colocação de calda cimentícia no interior da armadura principal nos troços superiores ao tubo manchete;

xiii) quando a calda afluir à boca do furo limpa e sem resíduos do terreno, dá-se por concluída a injecção.

Em cada ponto de injecção, o obturador é cheio com água à pressão, de forma a constituir-se um tampão dentro da micro-estaca e impedir, desta forma, que a calda suba para as manchetes.



a) b)

Fig. 7.62 - Obturador: a) fechado; b) aberto [76].

7.5.3.4. LIGAÇÃO À ESTRUTURA

Após a implementação das técnicas de execução de micro-estacas a toda a cortina, procede-se ao saneamento da cabeça das micro-estacas e à escavação do terreno até à cota de fundação do maciço de encabeçamento (Figura 7.63).



Fig. 7.63 - Aspecto de uma cortina de estacas após a escavação para a construção do maciço de encabeçamento [81].

Após a execução do maciço de encabeçamento, seguem-se as fases subsequentes de escavação até ao nível pretendido, com procedimentos idênticos aos enunciados no ponto 7.4.3.7.



a)



b)

Fig. 7.64 - a) Vista de uma cortina de micro-estacas ancorada para o Museu *Caja Burgos* de Arte Contemporânea, em Burgos [81]; b) início das fundações e cortina de micro-estacas definitiva para a Residência Aparthotel, em Burgos [81].

7.6. CORTINAS DE ESTACAS DE BETÃO PRÉ-FABRICADAS

7.6.1. GENERALIDADES

As estacas de betão pré-fabricadas podem ser executadas em betão armado ou pré-esforçado e apresentam as seguintes características:

- sendo produzidas em fábrica, providenciam betões de alta resistência, embora impliquem igualmente um elevado consumo de cimento (460 a 550 kg/m^3 de betão);
- o processo de compactação do betão é efectuado por vibração ou centrifugação (no caso das estacas circulares vazadas);
- as dimensões das estacas de secção quadrada variam entre 200 e 400 mm.

As estacas pré-fabricadas podem apresentar um comprimento até 27 m e cargas até 1000 kN (Coelho, 1996), e apresentam determinadas vantagens e inconvenientes, tal como se indica no Quadro 7.4.

Quadro 7.4 - Vantagens e desvantagens decorrentes da utilização de estacas de betão pré-fabricadas (Brito, 1999 e Mascarenhas, 2001).

	Vantagens	Desvantagens
ESTACAS DE BETÃO PRÉ-FABRICADAS	- a pré-fabricação permite garantir o controlo da qualidade do betão, as dimensões da secção e o posicionamento dos varões; - o seu comprimento pode ascender aos 50 m; - maior garantia de recobrimento das armaduras; - possibilidade de controlo da qualidade na fase de fabrico, incluindo a colocação de armaduras e recobrimentos respectivos; - as águas do terreno não afectam a sua construção; - elevada resistência a ataques químicos; - ao serem cravadas comprimem o terreno; - boa resistência, tanto à compressão como à flexão (devido à sua armadura longitudinal); - boa resistência ao corte (devido à armadura transversal, geralmente helicoidal); - solução mais apropriada quando importantes camadas de solos de fraca consistência se sobrepõem aos estratos escolhidos para fundação; - podem ser recravadas, se necessário.	- originam movimentos e levantamentos de estacas ou construções vizinhas durante a cravação; - a cravação pode danificar as cabeças; - originam ruídos e vibrações; - não podem ter grandes diâmetros; - troços limitados a 12 m de comprimento para transporte; - tempo de cura do betão elevado; - pouco aconselháveis para terrenos com seixo grosso ou com camadas alternadas de maior ou menor resistência; - condicionamento em função das secções correntes; - secções não correntes têm um tempo de entrega mais elevado e os comprimentos condicionados; - exigência de cuidados elevados de transporte e manuseamento (também a armadura é condicionada pelo transporte e não apenas pelas solicitações de cravação e de serviço da estrutura; - trabalham mais de topo do que por atrito lateral.

7.6.2. PROCESSO DE EXECUÇÃO

As estacas são elevadas e cravadas através de equipamentos de queda livre, montados em gruas de rasto. Estes compõem-se de uma torre de cravação constituída por um martelo com 5 a 9 toneladas de peso, o qual é içado por um sistema hidráulico de elevado rendimento.

Devido às limitações de comprimento impostas pelo transporte das estacas, pode ser necessário realizar a união de diferentes tramos de estacas aquando da cravação, de forma a que se atinja a profundidade desejada (Figura 8.65). Nas zonas das juntas, as ligações metálicas devem estar protegidas contra a corrosão com produtos adequados para o efeito.



a)



b)



c)



d)

Fig. 7.65 - Cravação de estacas pré-fabricadas: a) armazenamento em fábrica; b) vista do equipamento de cravação; c) pormenor da junta entre tramos de estacas; d) introdução dos parafusos de união das estacas [3].

Instaladas as estacas constituintes da cortina, remove-se a cabeça das estacas, de modo a facilitar os trabalhos posteriores à cravação das mesmas. Para isso, dispõe-se de um descabeçador hidráulico de estacas (Figura 7.66b), operado através de uma pequena grua escavadora hidráulica, possibilitando-se desta forma a ligação das estacas com o maciço de encabeçamento a construir seguidamente.



a)



b)



c1) c2) d)

Fig. 7.66 - Execução de uma cortina de estacas pré-fabricadas: a) vista das estacas cravadas no terreno; b) descabeçador do topo das estacas; c) aspecto em obra das cabeças removidas; d) armadura do maciço de encabeçamento [3].

Após a escavação das terras no interior do maciço, o aspecto da cortina encontra-se de acordo com o ilustrado na Figura 7.67.



Fig. 7.67 - Cortina de estacas pré-fabricadas e pré-esforçadas, realizada em Alcobendas, Madrid [3].

7.6.3. CONTROLO DE QUALIDADE

O controlo de qualidade de estacas pré-fabricadas abrange não só a fase de fabrico, como também a fase de execução.

O controlo de qualidade na fábrica incide em parâmetros como a posologia do betão, a dimensão da secção transversal, posicionamento da armadura, compactação e cura.

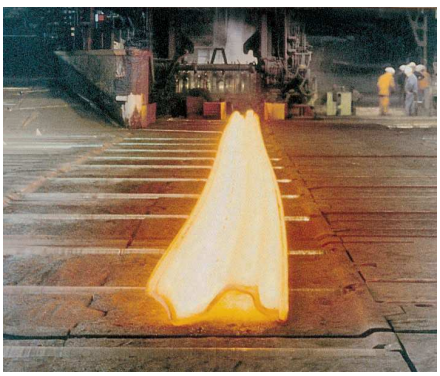
O controlo de qualidade da execução, de forma a cumprir os objectivos já referidos no ponto 7.4.3.6 para o caso das estacas moldadas *in situ*, estabelece um conjunto de ensaios a serem determinados, tais como a determinação da nega, medição do ricochete elástico (repique), ensaio sónico do eco, ensaio de carga estático e ensaio de carga dinâmico.

7.7. CORTINAS DE ESTACAS-PRANCHAS

7.7.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As estacas-pranchas são perfis metálicos que permitem o encaixe entre si, de forma a constituir uma cortina estanque, através de ranhuras específicas do tipo *macho-fêmea*. Trata-se de elementos recuperáveis ou não, caso a cortina tenha carácter provisório ou definitivo, utilizados, por regra, em solos com níveis freáticos elevados, garantindo maior estanqueidade que as outras soluções de cortinas de estacas.

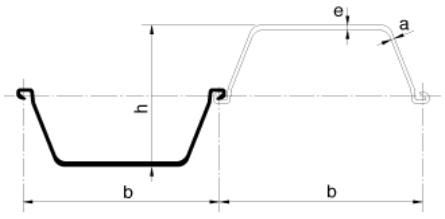
De acordo com as necessidades e tipo de obra, existem diferentes modelos de estacas-pranchas (Figura 7.68): perfis tipo Z, perfis tipo U e perfis tipo alma recta. Destes, só os que possuem módulo de inércia à flexão elevado (tipo Z e tipo U) são utilizados em cortinas de contenção de terras.



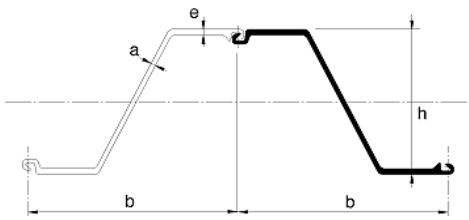
a)



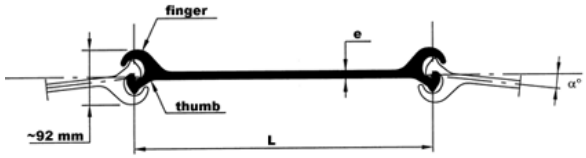
b)



c)



d)



e)

Fig. 7.68 - Estacas-pranchas: a) fabrico de estaca laminada a quente [82]; b) armazenamento em estaleiro [83]; c) perfis tipo U; d) perfis tipo Z; e) perfis tipo alma recta [84].

7.7.2. CAMPO DE APLICAÇÃO

Trata-se de uma solução de contenção aplicável praticamente a todo o tipo de terrenos, independentemente da posição do nível freático. O seu campo de aplicação estende-se desde os muros de suporte de terras, a encontros de pontes, passando por túneis, instalações portuárias e construções subterrâneas, tirando partido da barreira impermeável por formada pelas estacas-pranchas.

De facto, citando Medeiros (1998), antes do desenvolvimento dos métodos de drenagem, a maioria das escavações, em terrenos permeáveis abaixo do nível freático, eram realizadas com o auxílio da cravação dinâmica de estacas-pranchas dispostas em todo o perímetro da escavação constituindo uma ensecadeira (Figura 8.69). Do seu interior retirava-se o terreno e bombeava-se a água à medida que esta ia surgindo.



Fig. 7.69 - Vista de uma ensecadeira [82].

A utilização de cortinas de estacas-pranchas torna-se especialmente indicada para os casos em que se pretende construir caves de um só piso em terrenos arenosos, com nível freático importante (Mascarenhas, 2001). Apresentam, de uma maneira geral, as vantagens e inconvenientes, enumeradas no Quadro 7.5.

Quadro 7.5 - Vantagens e desvantagens das cortinas de estacas-pranchas (Brito e Vaz, 2001).

	Vantagens	Desvantagens
CORTINAS DE ESTACAS-PRANCHAS	- utilização viável em praticamente qualquer tipo de terreno e em terrenos com nível freático elevado; - não exigem mão-de-obra ou equipamento muito especializados; - ocupam muito pouco espaço e são de rápida execução; - praticamente estanques nas juntas, criando uma barreira à passagem de água; - união fácil entre perfis.	- equipamento de cravação muito pesado; - ruído e vibrações na cravação por percussão; - solução de contenção cara; - dificuldade em garantir a verticalidade; - problemas de corrosão a longo prazo; - limitação pela presença de blocos de pedra, rochas ou qualquer tipo de obstáculos que dificultem a sua cravação.

A sua aplicação como cortinas em estruturas de contenção de edifícios não é muito comum no nosso país. Em solos com alguma coerência, sem ocorrência de quantidade significativa de água e acima do nível freático, opta-se, por regra, então por contenções mais económicas, como por exemplo as paredes *tipo Berlim provisórias.* Expõem-se no quadro seguinte, de forma sucinta e em termos comparativos, as principais características e aspectos construtivos inerentes a estes dois tipos de solução.

Quadro 7.6 - Quadro resumo comparativo entre estacas-pranchas e paredes *tipo Berlim provisórias* (Brito e Vaz, 2001)

ESTACAS-PRANCHAS *VERSUS* PAREDES *TIPO BERLIM PROVISÓRIAS*	
- possibilidade de recuperação dos perfis caso não sejam definitivos;	- perfis geralmente não são recuperáveis;
- possibilidade de se trabalhar abaixo do nível freático e dentro de água;	- apenas passíveis de serem utilizadas em solos coerentes e sem água ou com nível freático profundo;
- solução cara;	- solução mais barata;
- praticamente estanques nas juntas.	- baixa estanqueidade nas juntas.



a) b)

Fig. 7.70 - a) Cortina de estacas-pranchas ancorada [82]; b) parede *tipo Berlim provisória* [3].

7.7.3. PROCESSO CONSTRUTIVO DE UMA CORTINA DE ESTACAS-PRANCHAS

O sistema construtivo de uma cortina de estacas-pranchas inclui a execução das operações seguintes:

- transporte das estacas para o local da cravação;
- colocação dos sistemas de guiamento;
- cravação;
- escavação e execução de ancoragens ou escoramento interno;
- execução da estrutura do edifício.

7.7.3.1. Transporte das estacas para o local da cravação

Engloba o transporte por camião das estacas para armazenamento segundo comprimento e secções em estaleiro, e o transporte por camião das estacas para o local de cravação.

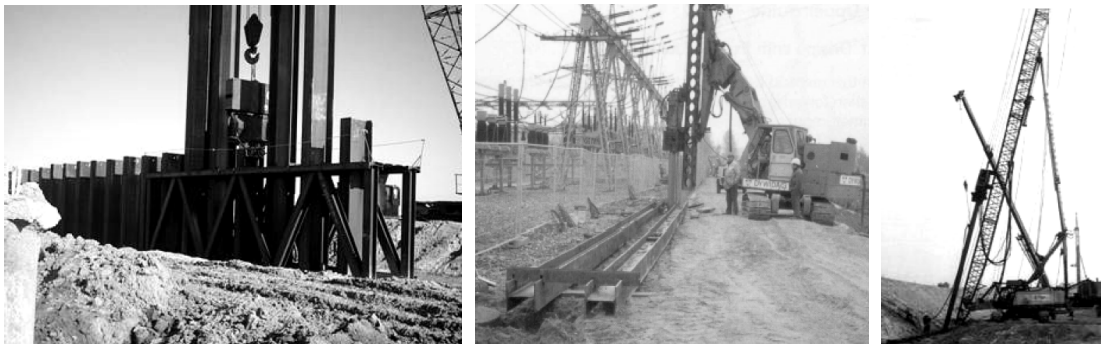


a) b)

Fig. 7.71 - Estacas-pranchas: a) transporte e descarga; b) armazenamento [86].

7.7.3.2. Colocação dos sistemas de guiamento

Os sistemas de guiamento permitem engatar as estacas-pranchas, apontá-las e cravá-las na execução da cortina. Tal como as vigas de coroamento, estes dispositivos, para além de materializar a implantação da cortina, guiam-na durante a cravação, para evitar riscos de deformações devidas à assimetria de secção da estaca-prancha (Coelho, 1996). Existem dois tipos de dispositivos de guiamento: vigas-guia e mastros-guia (Figura 7.72).



a1) a2) b)

Fig. 7.72 - Dispositivos de guiamento: a) vigas-guia; b) mastros-guia [87].

7.7.3.3. Processos de cravação das estacas-pranchas

Na cravação procede-se à colocação, verticalmente no solo, dos perfis de aço, ligados entre si por ranhuras, formando uma parede vertical. Os processos correntes de cravação de estacas-pranchas são a percussão, a vibração e a injecção *lançage*; os equipamentos habituais de cravação incluem o martelo, o vibrador e a prensa hidráulica.

Factores como as características do solo, as restrições únicas da obra, o prazo de execução, a secção e geometria das estacas-pranchas e o equipamento disponível são condicionantes da escolha do tipo de cravação das estacas.

A percussão com martelo (Figura 7.73) é o processo habitualmente utilizado, não sendo passível de aplicação em terrenos com pedaços de pedra, rochosos, etc. São utilizados martelos-pilões de massas entre 200 e 15000 kg e energia equivalente a 1 m de altura de queda (Coelho, 1996). Existem três tipos de martelos: hidráulicos, *diesel* e vapor. O hidráulico tem a vantagem de poder trabalhar debaixo da água se necessário.



a) b)

Fig. 7.73 - Cravação por percussão: a) martelo hidráulico [82]; b) fim da cravação [88].

A vibração é o sistema ideal de cravação em solos arenosos e certos solos coerentes (Figura 7.74). O vibrador também tem utilidade para a extracção de estacas em todo o tipo de terrenos (Mascarenhas, 2001). Medeiros (1998) refere que a potência do equipamento de cravação é escolhida a partir de regras empíricas em função, por um lado, do perfil e do comprimento das estacas prancha e, por outro lado, da natureza do solo.



a) b)

Fig. 7.74 - Cravação por vibração: a) pormenor do vibrador [82]; b) cravação de estaca em obra [86].

A prensa hidráulica permite, ao apoiar-se em cinco estacas, cravar duas de cada vez, tal como ilustra a Figura 7.75. Desta forma atenua, mas não suprime totalmente, o risco de inclinação de desvio do pé, além do risco de desengate por torção (Coelho, 1996).



Fig. 7.75 - Cravação com prensa hidráulica [82].

Por fim, a injecção *lançage*, utilizada sempre prévia ou simultaneamente com um dos outros processos correntes, é ideal para solos incoerentes finos, sendo inaplicável nos solos fortemente coerentes (Coelho, 1996). O mesmo autor sublinha que o processo em causa exige caudais da ordem de $100m^3$/hora, à pressão da ordem de 150 N/cm^2.

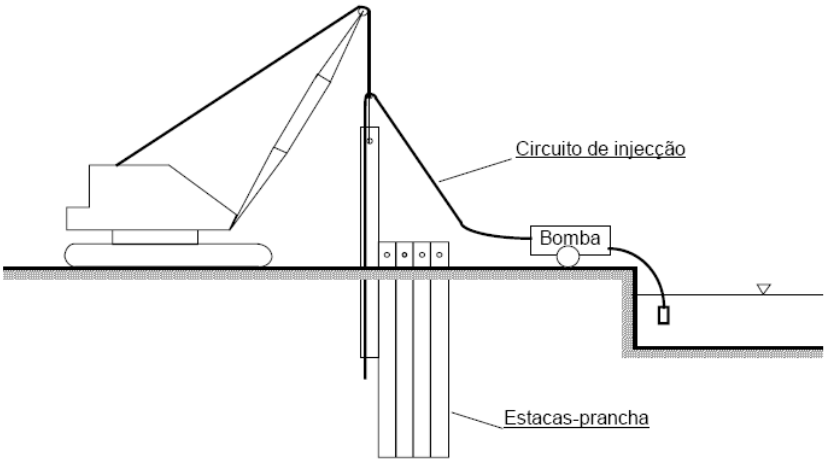


Fig. 7.76 - Esquema de cravação de estacas-pranchas por injecção (Coelho, 1996 citado por Medeiros, 1998).

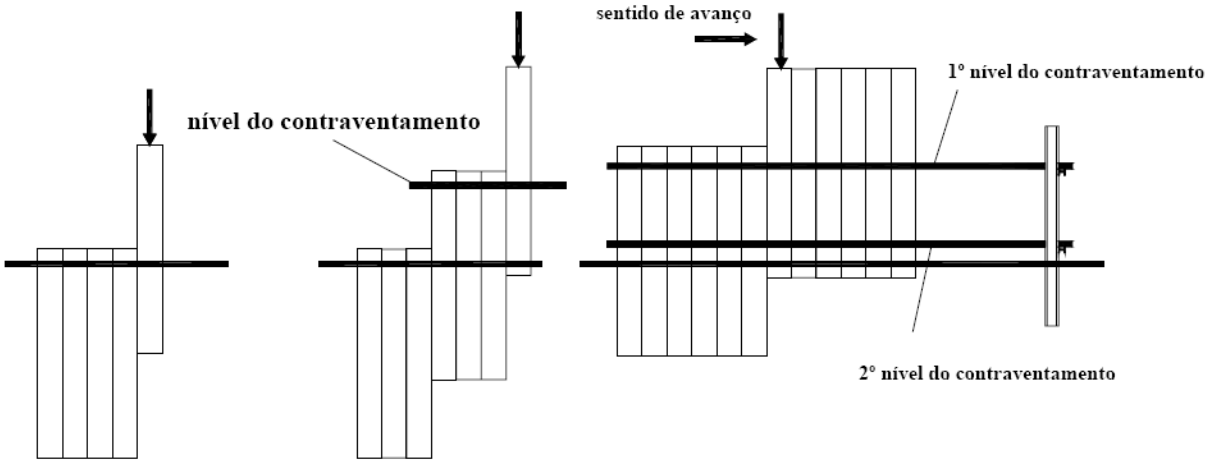
7.7.3.4. Métodos de execução da cortina

Quanto aos métodos de construção de cortinas de estacas-pranchas, existem três hipóteses possíveis, de acordo com Coelho (1996):

i) a estaca-prancha é guiada lateralmente durante a cravação pela junta da estaca precedente, sendo a cravação feita de uma vez só (Figura 7.77a); este método exige o controlo permanente da verticalidade havendo, se necessário, dispositivos de correcção de desvios; é indicado para terrenos aluvionares e para fichas inferiores a 10 metros.

ii) a cravação é executada guiando a estaca-prancha desde o início por contraventamento a dois níveis e pela junta acima do solo da estaca-prancha precedente; a cravação é executada de uma vez só, até ao nível superior do contraventamento, sendo este nível desmontado para prosseguir a cravação numa segunda fase (Figura 7.77b); não difere muito do primeiro método - é também aconselhável em terrenos aluvionares, mas para "fichas" até 15 metros.

iii) consiste na cravação por painéis, tratando-se do método melhor adaptado à cravação de estacas-pranchas; utilizando contraventamento dos dois níveis, estas são cravadas em grupos de 6 a 10, em degraus; a cravação é executada por passagens ou em vaivém, de acordo com a Figura 7.77c.

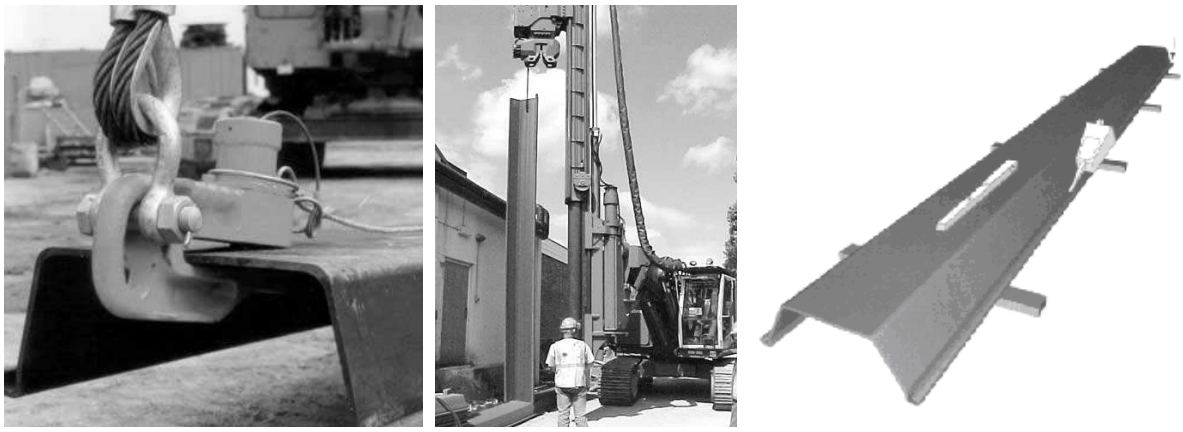


a) b) c)

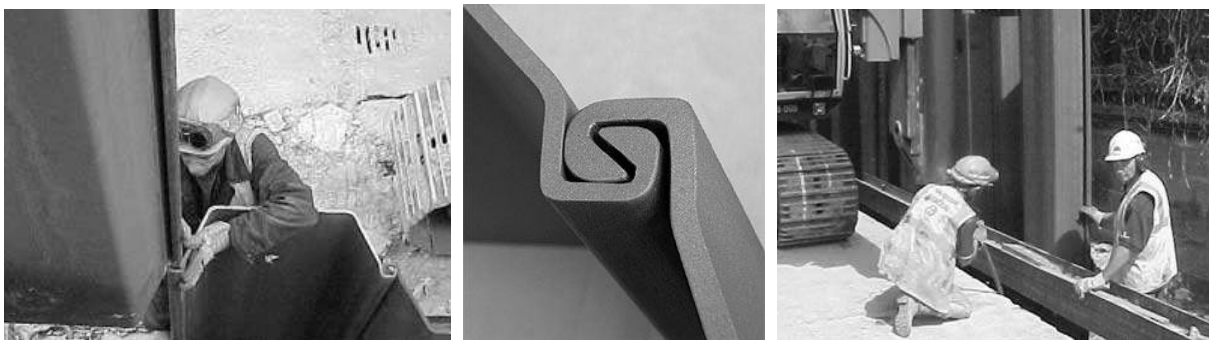
Fig. 7.77 - Métodos de construção de uma cortina de estacas-pranchas: a) primeiro método (cravação individual); b) segundo método (cravação em duas fases); c) terceiro método (cravação por painéis) [90].

7.7.3.5. Dispositivos auxiliares

As estacas antes de serem cravadas são levantadas por uma grua, por meio de dispositivos específicos que as prendam quando são içadas (Figura 7.78a), e as ranhuras do tipo *macho-fêmea* garantem uma fixação precisa na estaca já cravada. De forma a impedir-se a entrada de água nas juntas, há que garantir a total selagem destas, com a aplicação de um selante betuminoso ou de um selante hidro-expansivo (Figura 7.78c). Em casos especiais que assim o exijam, pode ser necessário recorrer à soldadura entre estacas ou de uma chapa complementar.



a) b) c)



d) e) f)

Fig. 7.78 - Instalação de uma estaca-prancha: a) pormenor do dispositivo para içar a estaca; b) estaca içada na vertical; c) zona de aplicação do selante betuminoso; d) fixação da estaca na cortina: e) pormenor da fixação entre estacas; f) verificação da verticalidade no plano da cortina através de guias telescópicas [82].

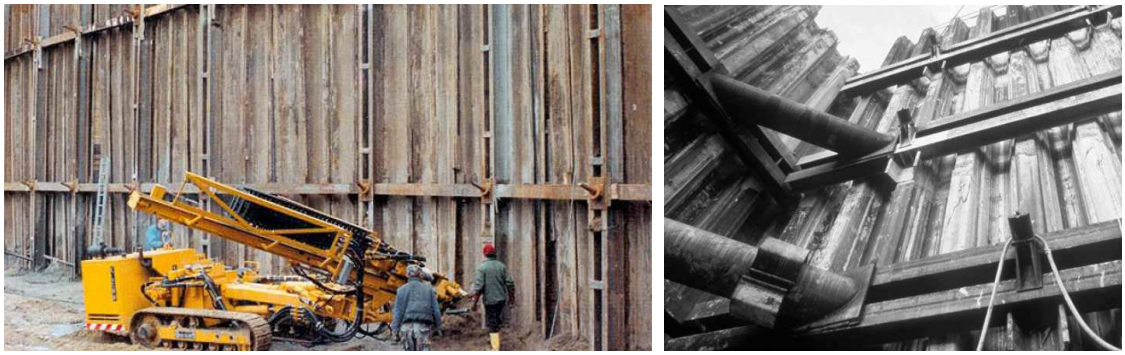
7.7.3.6. Escavação, execução dos apoios da cortina e da estrutura do edifício

Concluída a cortina de estacas, inicia-se a escavação e ancoragem (ou escoramento), faseada ou não por diferentes níveis, até se atingir a cota de projecto, processos ilustrados nas Figuras 7.79 a 7.81.



a) b)

Fig. 7.79 - a) Cortina finalizada; b) início da escavação [86].



a) b)

Fig. 7.80 - Cortina ancorada: a) execução de ancoragens [3]; b) pormenor do canto travado com escoras [82].



a) b)

Fig. 7.81 - Cortina escorada para as *West End Residences*, em Boston [19].

7.7.3.7. Métodos de drenagem e impermeabilização de cortinas de estacas-pranchas

No decorrer da escavação e tendo em conta a adequabilidade das estacas-pranchas para terrenos com nível freático elevado, é fundamental que sejam previstos métodos de controlo e de rebaixamento do nível freático, nomeadamente bombagem directa, visível na Figura 7.82a, agulhas filtrantes (Figura 7.82b), bombagem submersa ou poços de bombagem.



a) b)

Fig. 7.82 - Rebaixamento do nível freático no intradorso de uma cortina de estacas-pranchas: a) por bombagem directa [127]; b) por agulhas filtrantes [85].

A chegada à cota da base da escavação implica a instalação de tubos-drenos de betão poroso horizontais que farão parte do sistema de drenagem definitivo. Este sistema contempla igualmente a inclusão de bombagem submersa, caso existam vários pisos de cave, de forma a conduzir as águas que surjam na base da laje do último piso para a rede pública, e a colocação de uma rede de geossintéticos sob a mesma laje, de acordo com o esquema da Figura 7.83.

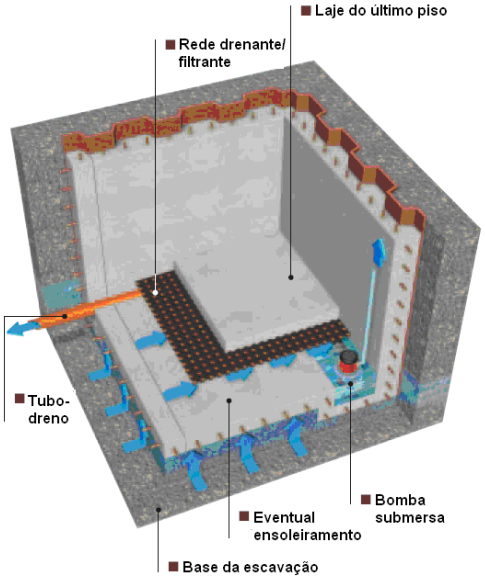


Fig. 7.83 - Esquema de drenagem/filtragem definitivo na base da escavação [117].

Em edifícios, geralmente as cortinas de estacas-pranchas não são reaproveitadas, sendo integradas na estrutura definitiva. A sua instalação permite a aplicação de uma rede drenante/filtrante de geossintéticos na face interior da cortina (procedimento semelhante ao já enunciado para as paredes *tipo Berlim provisórias*).

Em alternativa aos geossintéticos, poderão ser aplicados painéis de bentonite, de forma isolada ou entre duas camadas de geossintéticos (Liang, 2005). Os painéis são constituídos por partículas de bentonite revestidas nas duas faces por folhas biodegradáveis. O autor refere que a bentonite, previamente preparada para o efeito, concede à barreira impermeável uma consistência gordurosa, que lhe permite absorver grandes quantidades de água, o que leva geralmente ao seu aumento de volume. A barreira de bentonite poderá ser aplicada de forma a contornar a geometria das próprias estacas-pranchas (Figura 7.84 à esquerda), ou então de forma a aderir a painéis de madeira previamente fixados entre as faces interiores mais salientes da cortina (Figura 7.84 à direita).

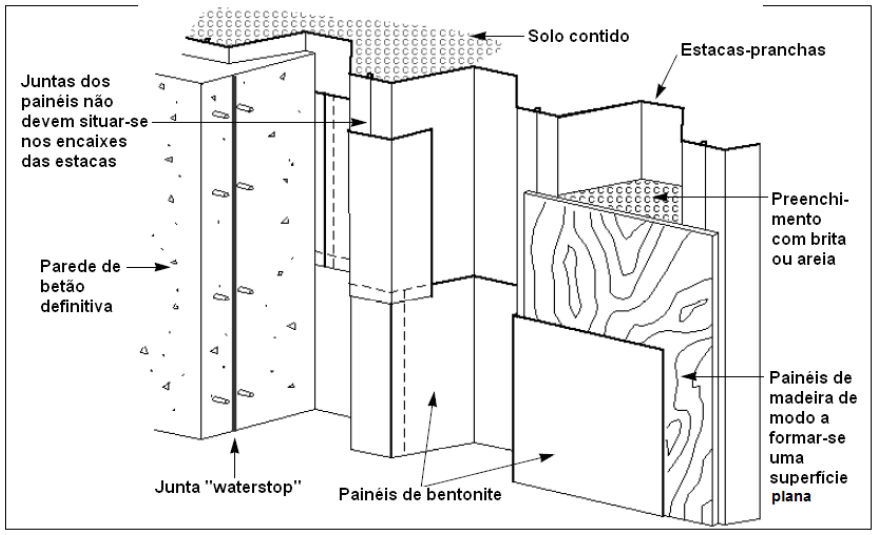


Fig. 7.84 - Esquema de instalação do sistema de drenagem/filtragem da cortina [129].

A parede de betão definitiva poderá ainda ser forrada interiormente por um pano de alvenaria de tijolo ou betão, com caixa-de-ar interior e caleira de drenagem, a exemplo do já referido nas outras soluções de contenção. Como atrás referido, em edifícios, raramente as estacas são reaproveitadas, sendo o caso apresentado na Figura 7.85 um exemplo disso. Em obras em que se verifique o contrário, a extracção daquelas é feita mediante martelos vibratórios, martelos hidráulicos ou martelos-pilão montados ao contrário. Podem, no entanto, também ser integradas na própria parede exterior da cave, necessitando apenas de uma pintura e um tratamento à vista (Figura 7.86).

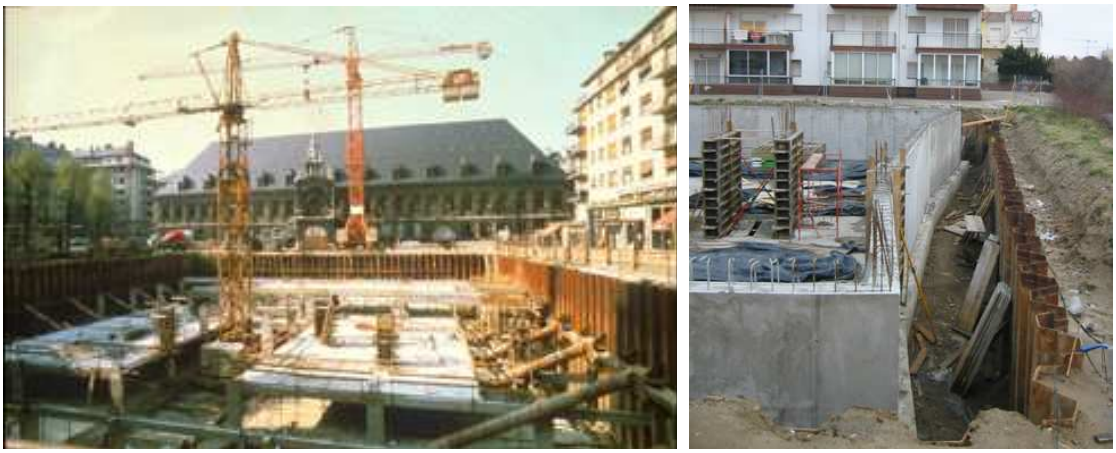


Fig. 7.85 - Exemplo de uma cortina temporária: construção da estrutura [82], [86].

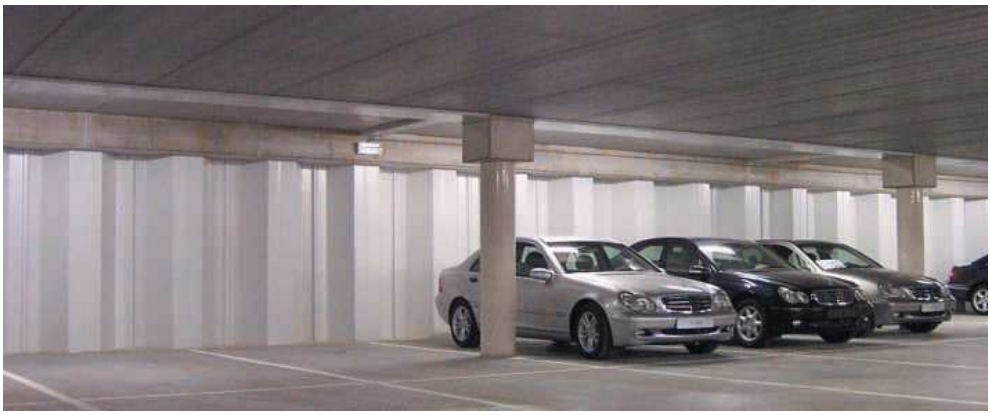


Fig. 7.86 - Parede definitiva de estacas-pranchas: parque de estacionamento subterrâneo [82].

7.7.4. INCIDENTES NA CRAVAÇÃO E PÓS-CRAVAÇÃO

Os incidentes que se poderão verificar, com alguma frequência, no decurso da execução de cortinas de estacas-pranchas e após a finalização destas englobam os seguintes casos (Brito, 2001):

- desvios na verticalidade;
- obstáculos na cravação;
- nega prematura;
- arrastamento de estacas já cravadas;
- deformação e/ou desligamento das estacas-pranchas.

8

JET GROUTING

8.1. DEFINIÇÃO E CAMPO DE APLICAÇÃO

O *jet grouting* é uma técnica de melhoramento dos solos realizada directamente no interior do terreno sem escavação prévia, utilizando para tal um ou mais jactos horizontais de grande velocidade (cerca de 250 m/s) que aplicam a sua elevada energia cinética na desagregação da estrutura do terreno natural e na mistura de calda de cimento com as partículas de solo desagregado, dando origem a um material de melhores características mecânicas do que o inicial e de menor permeabilidade (Carreto, 2000).

A tecnologia de *jet grouting* foi desenvolvida inicialmente no Japão, no início da década de 70, tendo, ainda no decorrer da mesma década, sido introduzida na Europa através de empresas italianas (Altan, 1986 citado por Falcão *et al*, 2000). Em Portugal a sua grande utilização verificou-se a partir de 1994, em particular em obras subterrâneas, sendo, neste âmbito, de destacar os trabalhos de ampliação da rede do Metropolitano de Lisboa (Falcão *et al*, 2000).

A sua concepção e desenvolvimento teve, desde o início, como grande motivação, ir ao encontro de uma técnica inédita que permitisse tratar, por intermédio de injecções, solos com baixas características mecânicas e de elevada permeabilidade ou heterogéneos em determinadas condições, por exemplo, as que se verificam em zonas urbanas, para as quais a limitação das perturbações causadas e o respectivo controlo são condições obrigatórias.



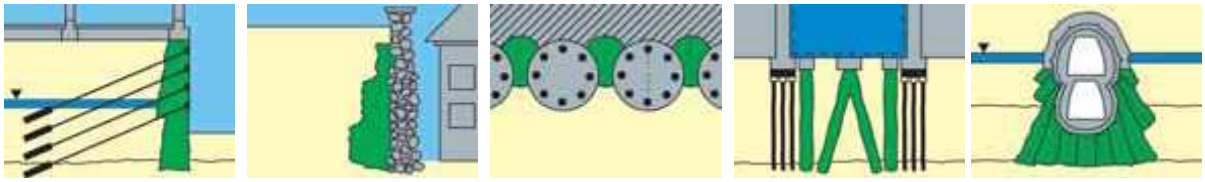
a) b)

Fig. 8.1 - a) Exemplos de aplicações com *jet grouting*: a) injecção no terreno aquando da reabilitação do Quartel da Marinha de Cartagena em Múrcia, Espanha; b) criação de uma barreira impermeável no tardoz de parede moldada num edifício de vivendas em Castellón, Espanha [81].

Trata-se, portanto, de uma solução com aplicação extremamente interessante em cidades com uma significativa quantidade de túneis, na construção de estruturas em zonas densamente habitadas ou ainda em zonas em que a reabilitação das edificações (zonas históricas) tem sofrido um acréscimo considerável nos últimos anos (Carreto, 2000). A sua grande versatilidade caracteriza-se, nos últimos anos, pelo alargamento progressivo do seu campo de aplicação, tornando-se actualmente uma solução fortemente concorrente dos processos tradicionalmente conhecidos em múltiplas obras geotécnicas.

Citando novamente Carreto (2000) e também Kaidussis e Gomez de Tejada (2000), no âmbito das operações de escavação e contenção de edifícios, as aplicações mais comuns de *jet grouting* nas quais a sua utilização poderá constituir uma solução técnica e económica mais vantajosa, relativamente às soluções convencionais, são as seguintes:

- Construção de lajes de fundo com função de contraventamento e/ou de impermeabilização;
- Contenções laterais de escavações, que também podem funcionar como cortinas de estanqueidade (em particular em terrenos com obstáculos inultrapassáveis por estacas-pranchas ou por paredes moldadas, ou devido ao facto de o equipamento de escavação de paredes moldadas não poder aceder ao local por falta de espaço ou geometria de obra), conforme o esquematizado na Figura 8.2a;
- Reforço de cortinas com descontinuidades e passagem de água para o interior da escavação;
- Melhoramento do terreno no tardoz de muros existentes em situações críticas, nomeadamente no volume de terreno interessado pela cunha activa, particularmente nos casos em que nas frentes do muro não são exequíveis ancoragens ou em que a qualidade do muro de betão e sua armadura são deficientes e obrigariam a um elevado número de ancoragens (Figura 8.2b);
- Fechando paredes, alternando com estacas (Figura 8.2c);
- Todo o tipo de recalces (Figura 8.2d);
- Execução de ancoragens mais curtas em zonas limitadas de espaço.



a) b) c) d) e)

Fig. 8.2 - Exemplos de aplicação de *jet grouting*: a) cortina de contenção impermeável; b) melhoramento no tardoz das estruturas de suporte de terras; c) fechando paredes alternando com estacas de betão armado; d) reforço de fundações; e) protecção de túneis [120].

8.2. EXECUÇÃO DE *JET GROUTING*

Apresentam-se nos parágrafos seguintes as operações essenciais tendo em vista o processo físico de execução da técnica de *jet grouting*, adaptado de Carreto (2000).

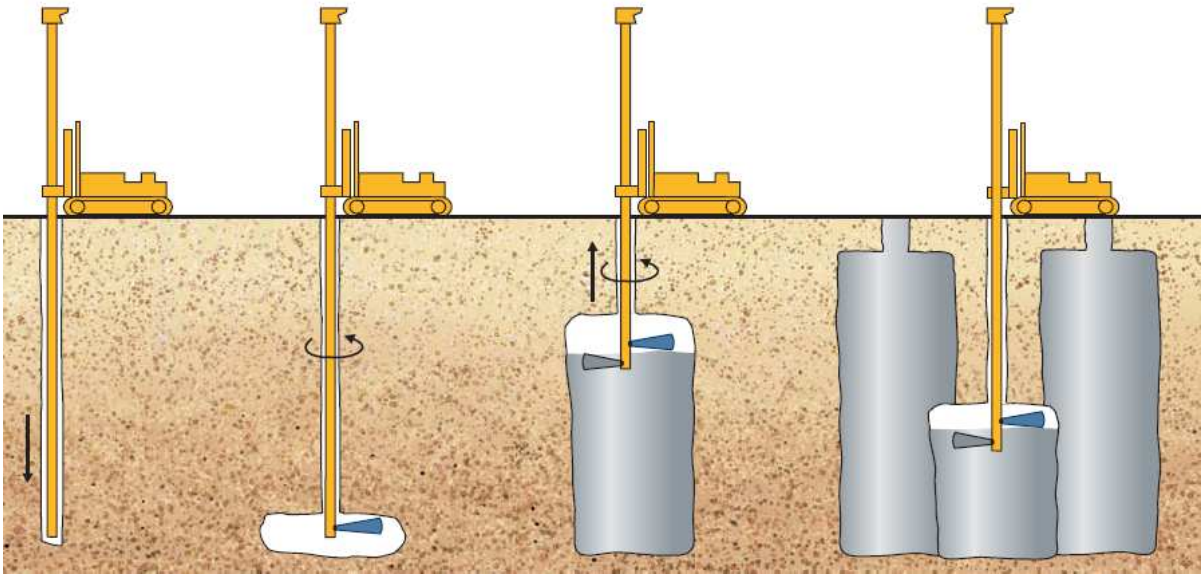
8.2.1. PROCESSO FÍSICO

O processo físico da técnica de *jet grouting* envolve as seguintes etapas:

- Corte: a estrutura inicial ou nativa do solo é quebrada e as partículas ou fragmentos de solo são dispersos pela acção de um ou mais jactos horizontais de elevada velocidade.
- Mistura e substituição parcial: uma parte das partículas ou fragmentos do solo é substituída e a outra parte é misturada intimamente com a calda de cimento injectada a partir dos bicos de injecção.
- Cimentação: as partículas ou fragmentos de solo são aglutinadas entre si pela acção auto-endurecedora da calda, formando um corpo consolidado.

A injecção de *jet grouting*, representado esquematicamente na Figura 8.3, tem início com a colocação da sonda em posição nivelada, com o eixo da vara coincidente com o eixo da coluna, no caso de se pretender obter um corpo cilíndrico, ou então coincidente com uma das extremidades do painel. Em seguida, a vara é introduzida no terreno com a ajuda de um jacto de água vertical, até atingir a profundidade à qual os bicos se encontram ao nível que limita inferiormente o tratamento. Finalizada a furação obtura-se a saída de água inferior através de uma válvula.

A etapa seguinte depende do tipo de geometria pretendida. Se se pretende obter um corpo cilíndrico (situação mais corrente), sujeita-se a vara a um movimento rotacional e inicia-se a bombagem de calda no seu interior, ao mesmo tempo que a vara é elevada através do furo com uma velocidade constante, por forma a que a cada período de tempo corresponda uma ascensão da vara de um comprimento fixo, designado por passo vertical (Figura 8.3). Concluída a execução do corpo cilíndrico retira-se a vara, preenchendo o restante furo com calda por gravidade até ao seu topo. No caso de se pretender realizar um corpo de geometria plana (painel - Figura 8.3 à direita) o processo é idêntico ao descrito, mas com uma diferença que consiste na ascensão da vara sem movimento rotacional.



a) b) c1) c2)

Fig. 8.3 - Etapas de execução de *jet grouting*: a) introdução da vara; b) saída de água; c) elevação da vara rotacionalmente com bombagem simultânea da calda: c1) coluna; c2) painel [120].

8.2.2. SISTEMAS DE *JET GROUTING*

A técnica de *jet grouting* subdivide-se, essencialmente, em três métodos que se baseiam no mesmo processo físico e que aqui se representam na Figura 8.4. Esses métodos designam-se por sistema de jacto simples ou JET1, sistema de jacto duplo ou JET2 e sistema de jacto triplo ou JET3.

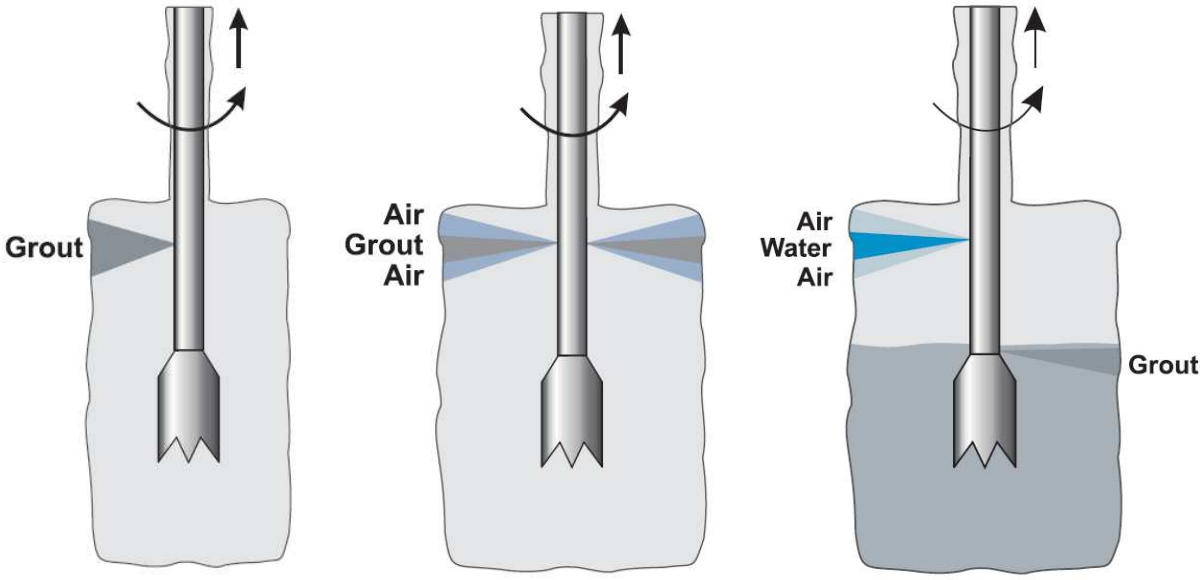


Fig. 8.4 - Sistemas de *jet grouting*: a) de jacto simples; b) de jacto duplo; c) de jacto triplo [120].

No sistema de jacto simples, são aplicados um ou mais jactos horizontais de calda de cimento, a grande velocidade, sendo simultaneamente desagregado o solo e obtida a mistura das partículas deste com a calda de cimento..

O seu campo de aplicação - JET1 - restringe-se aos solos coesivos com valores do ensaio SPT inferiores a 5-10 pancadas e a solos incoerentes com valores de SPT inferiores a 20. Tal restrição explica-se pela resistência oposta pelos solos de maior consistência ou mais densos à acção do jacto, já que na desagregação/corte desses terrenos é necessário empregar um esforço energético demasiado elevado, tornando o processo pouco eficiente e demasiado dispendioso.

O sistema de jacto duplo (JET2) difere do jacto simples pela utilização de jacto de ar comprimido a envolver o jacto de calda. A acção desagregadora e de mistura/aglutinação é de igual forma exercida pelo jacto de calda de elevada velocidade, sendo a envolvente de ar comprimido responsável pelo aumento do alcance do jacto.

O procedimento é em tudo idêntico ao do sistema de jacto simples, utilizando-se porém duas varas coaxiais. Na fase de injecção, a calda de cimento circula pela vara interior a elevada pressão e o ar comprimido, gerado por um compressor, passa pelo espaço anelar definido pelas duas varas. Na saída do bico comum, ocorre o envolvimento do jacto de calda por ar comprimido, aumentando significativamente o seu alcance.

O método de jacto duplo pode ser utilizado em vários tipos de terrenos, desde argilas até areias e solos com cascalho. No entanto, em solos coesivos, é habitual limitar a sua utilização aos terrenos com valores de SPT inferiores a 10.

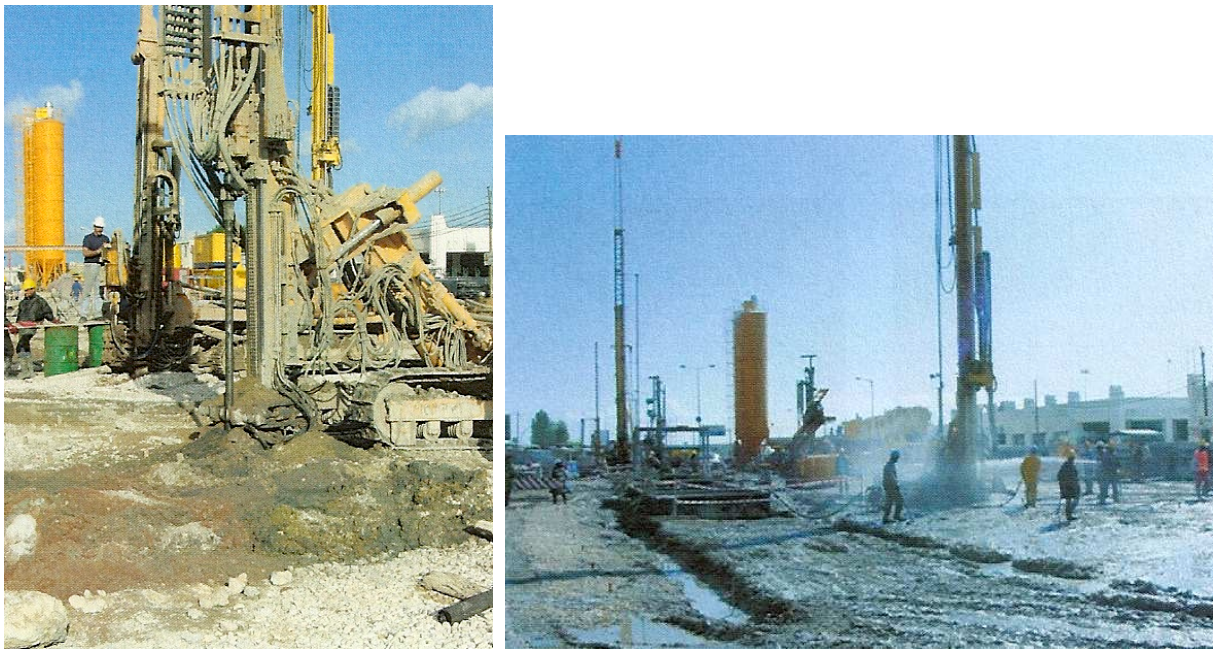
O princípio básico do método de jacto triplo (JET3) consiste na separação das acções de erosão e de preenchimento e/ou mistura com o solo desagregado. É constituído por três jactos com as funções que se indicam subsequentemente:

i) Jacto de água: é utilizado para destruir a estrutura do terreno. Parte da água injectada sai através do furo, trazendo algum do solo erodido.

ii) Jacto de ar: o ar é injectado através do mesmo bico de injecção de água envolvendo e aumentando o efeito desagregador daquela. O jacto de ar também provoca a emulsão da mistura água - solo erodido, reduzindo a sua densidade e facilitando a sua saída para o exterior.

iii) Jacto de calda: a calda, injectada através de um segundo bico posicionado abaixo do bico de injecção de água e ar, mistura-se com o terreno que permanece na cavidade após a passagem do jacto de água e ar, dando origem a um corpo solidificado.

Para o efeito são usadas três varas coaxiais que separam a água, o ar e a calda. O método pode ser aplicado sem restrições em qualquer tipo de solo, no entanto, em solos coesivos a sua aplicação tem sido feita, na generalidade dos casos, a solos com valores de SPT inferiores a 15.



a) b)

Fig. 8.5 - Execução de uma coluna de *jet grouting*: a) perfuração do terreno; b) injecção da calda de cimento (Cruz, 2006).

No Quadro 8.1 apresentam-se, em resumo, as principais características dos sistemas de *jet grouting* atrás referenciados.

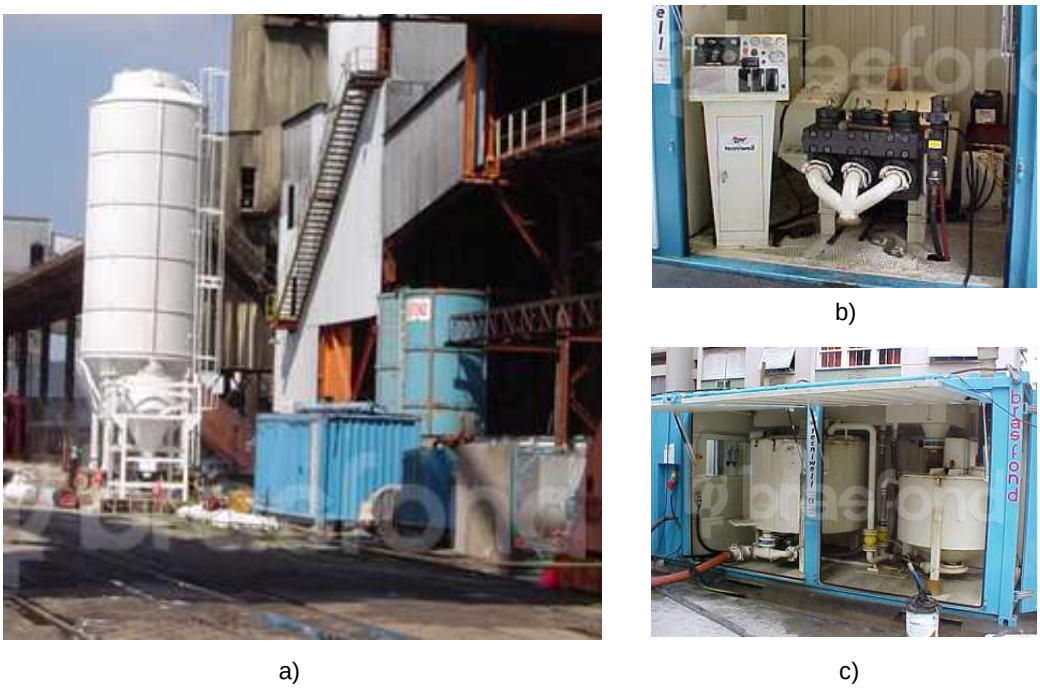
Quadro 8.1 - Principais características dos sistemas de *jet grouting* (Carreto, 2000, e Kaidussis e Gomez de Tejada, 2000)

MÉTODO	JACTO SIMPLES	JACTO DUPLO	JACTO TRIPLO
Origem	No Japão em 1970	No Japão em 1972	No Japão em 1975

MÉTODO		JACTO SIMPLES	JACTO DUPLO	JACTO TRIPLO
Princípios básicos		Utiliza um ou mais jactos horizontais de calda de cimento, a grande velocidade, para desagregar e misturar com as partículas de solo desagregadas	Utiliza um ou mais jactos horizontais de calda de cimento envolvidos por ar comprimido, a grande velocidade, para desagregar e misturar-se com as partículas de solo desagregadas.	Utiliza um jacto horizontal de água envolvido por ar comprimido para desagregar o terreno. A substituição do material desagregado é efectuada por um jacto de calda que também promove alguma mistura com parte das partículas de solo desagregadas que permanecem no furo.
Principais etapas do procedimento		i) Furação: execução de um furo de 150 mm de diâmetro, até à profundidade desejada com o auxílio de um jacto de água vertical. ii) Injecção: terminada a furação, inicia-se a bombagem da calda, que é injectada através de um ou mais bicos localizados na parte inferior da vara, ao mesmo tempo que a vara é elevada ao longo de um furo com movimento rotacional	i) Furação: execução de um furo de 150 mm de diâmetro, até à profundidade desejada com o auxílio de um jacto de água vertical. ii) Injecção: terminada a furação, inicia-se a bombagem da calda envolvida por ar que é injectada através de um ou mais bicos localizados na parte inferior da vara, ao mesmo tempo que a vara é elevada ao longo de um furo com movimento rotacional	i) Furação: execução de um furo de pequeno diâmetro, até à profundidade desejada com o auxílio de um jacto de água vertical. ii) Injecção: terminada a furação, inicia-se a injecção de água envolvida por ar através do bico superior. No bico inferior é feita a injecção de calda. À medida que a vara é elevada com movimento rotacional, o jacto de água vai desagregando o solo, enquanto o jacto de calda inferior substitui e mistura-se com algum do material desagregado que permanece na cavidade.
Limites de aplicação		Solos coesivos com N_{SPT} < 5 a 10 Solos incoerentes com N_{SPT} < 20	Solos coesivos com N_{SPT} < 10 Solos incoerentes com N_{SPT} < 20	Solos coesivos com N_{SPT} < 15 Solos incoerentes com N_{SPT} < 50
Diâmetro das colunas	Areias	0,50 a 0,85 m	0,80 a 1,10 m	1,20 a 2,00 m
	Siltes	0,45 a 0,55 m	0,75 a 1,00 m	1,15 a 1,90 m
	Argilas	0,35 a 0,4 m	0,70 a 0,90 m	1,05 a 1,60 m
Consumo médio de cimento / ml (*)		130 a 350 kg	450 a 900 kg	800 a 1400 kg

(*) - variável segundo o tipo de solo e os objectivos que se pretendem atingir.

O equipamento necessário para a execução de injecções de *jet grouting* compreende, para além da máquina de perfuração, varas e bicos injectores, uma central de mistura de calda de cimento e uma bomba de injecção para pressões superiores a 30 MPa (Figura 8.6).



a) b) c)

Fig. 8.6 - Equipamento de *jet grouting*: a) central de mistura; b) bomba de injecção; c) misturadora de calda de cimento [73].

De acordo com a prática corrente, antes da realização dos corpos definitivos, são executados corpos teste (Figura 8.7a), os quais, após escavação do terreno envolvente, permitem a observação para confirmação da respectiva geometria, assim como a recolha de amostras (Figura 8.7b) com vista à execução de ensaios laboratoriais. Estes últimos possibilitam, por sua vez, a caracterização das propriedades mecânicas do material, em particular as tensões de rotura e o módulo de deformabilidade (Falcão *et al*, 2000).



a) b)

Fig. 8.7 - Controlo de qualidade: a) execução de colunas teste [39]; b) recolha de amostras [81].

8.3. EXEMPLOS DE OBRA

8.3.1. *COOP CITY CENTER VEVEY*

O exemplo em análise diz respeito à construção de um centro comercial e supermercado com 4 pisos de cave, em pleno ambiente urbano em Vevey, na Suíça [39].

O construtor propôs a aplicação da técnica de *jet grouting* para a realização da cortina de contenção (Figura 8.8), como uma variante ao projecto base, o qual previa a execução de paredes moldadas *in situ*. A alternativa acabou por se revelar mais interessante do que a solução inicialmente prevista. Com efeito, foi desta forma possível reduzir-se o incómodo causado às populações residentes nas zonas urbanas adjacentes, através da redução das vibrações e do tráfego de camiões. A juntar a este aspecto positivo, salienta-se também o facto de a solução com *jet grouting* ter permitido trabalhar junto ao limite de propriedade dos edifícios vizinhos, sem que tenham sido causados qualquer tipo de danos estruturais aos mesmos. Por fim, a nova solução resultou numa redução de custos significativa e no cumprimento dos prazos de construção impostos pelo Dono-de-Obra.



Fig. 8.8 - Panorâmica da parede de contenção em *jet grouting* [39].

Dados mais significativos da obra:

- 580 colunas de *jet grouting* com 1,000 m de diâmetro e 20 m de profundidade;
- Cortina de *jet grouting* de 2100 m^2;
- 150 pregagens do solo, entre os 6 e 10 m de profundidade;
- 250 ancoragens com pré-esforço de 600kN, com 18 a 25 m de extensão;
- 50 estacas moldadas com 1,000 m de diâmetro e 20 m de profundidade;
- Características do solo: aterro, bedrock;
- Nível freático: cota -4 m.

8.3.2. *CITY LIGHT HOUSE*

O contrato desta obra postulava inicialmente a limpeza do local, demolindo-se os edifícios existentes, e a realização de uma estrutura de contenção impermeável, para a construção de um edifício residencial e de escritórios em Berlim [111].

A escavação, com 11,45 m de profundidade, possui em planta 44,30 m por 35,50 m. Uma cortina de estacas-pranchas com 2 m de altura executada previamente permitiu proteger a realização dos trabalhos preliminares, incluindo demolição dos edifícios existentes na área e escavação e limpeza prévia ao longo do circuito dos muros-guia para a construção de paredes moldadas.

De seguida, foi executada uma parede moldada com 16 m de profundidade e espessura de 60 cm ao longo das 4 faces da escavação. Dois edifícios existentes nas zonas adjacentes à obra tiveram que ser recalcados ao nível das suas fundações com colunas de *jet grouting*. Foi também construída uma laje de fundo de contraventamento em *jet grouting* com a altura de 1,20 m, fundada em 259 micro-estacas com 20 cm de diâmetro. Devido à pequena distância da obra em relação ao túnel de Metro, a escavação teve que ser escorada. Foram instalados dois níveis de escoras cruzadas pré-esforçadas, travadas por estacas metálicas pré-fabricadas nas intersecções entre as mesmas (Figura 9.9).



Fig. 8.9 - Vista da escavação escorada sobre a laje de *jet grouting* [111].

Dados mais significativos da obra:

- 2550 m^2 de paredes moldadas com espessura de 60 cm;
- Laje de fundo com 1580 m^2 em *jet grouting*, com altura de 1,20 m;
- 259 micro-estacas de diâmetro igual a 20 cm;
- 18000 m^3 de escavação

8.3.3. *HÜTTENWERKE KRUPP MANNESMANN*

Este é o nome de uma empresa sediada em Duisburgo, que pretendia incrementar a sua capacidade de produção, através da instalação de uma nova linha de produção de aço laminado [111]. Para que tal fosse possível, foi realizada uma escavação com um comprimento de 100 m e uma profundidade de 11 m, contida por paredes tipo Berlim provisórias (Figura 8.10).

A escavação foi levada a cabo até uma cota abaixo das fundações das colunas das oficinas adjacentes. Estas colunas encontravam-se submetidas a cargas elevadas decorrentes da cobertura e das operações de grua. Tiveram assim, que ser reforçadas antes da escavação pretendida, com a injecção de *jet grouting* nos solos sob as colunas, de forma a estabilizá-las e a permitir possíveis transferências de carga.

Num período correspondente a apenas 6 semanas, 5000 m^3 de *jet grouting* em colunas foram instaladas, volume esse que se traduziu em 256 colunas, a maior parte delas executadas com um inclinação até 60º. Os trabalhos foram realizados por quatro unidades de injecção, cada uma delas constituída por uma máquina perfuradora, uma bomba de injecção de alta pressão e uma misturadora de calda de cimento. Foram utilizadas até 5 máquinas de perfuração em simultâneo. As maiores dificuldades encontradas durante a construção relacionaram-se com o pé direito limitado, os obstáculos no solo e o reduzido espaço de obra, devido ao facto de as operações de demolição e escavação terem ocorrido ao mesmo tempo.



Fig. 8.10 - Vista em obra das colunas reforçadas com *jet grouting* [111].

Dados mais significativos da obra:

- Reforço das fundações com 5000 m^3 de *jet grouting*;
- Injecção de 256 colunas de *jet grouting* com diâmetro de 2,00 m;
- 7000 toneladas de cimento;
- Solo constituído por areia, gravilha, siltes e pedras enterradas de grandes dimensões.

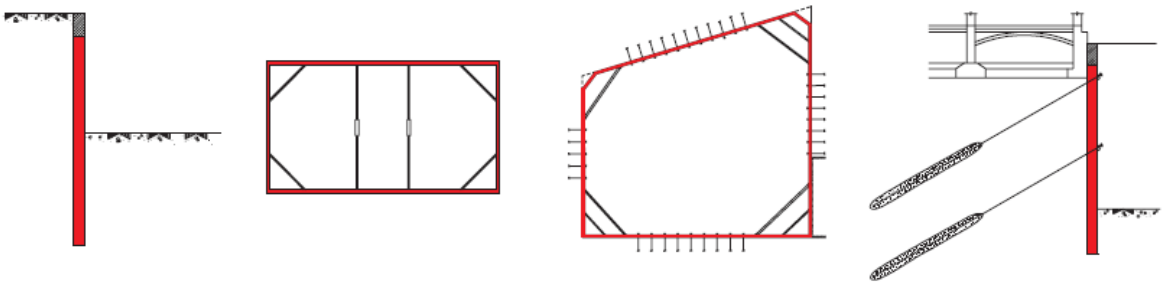
9
ANCORAGENS E ESCORAMENTOS

9.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

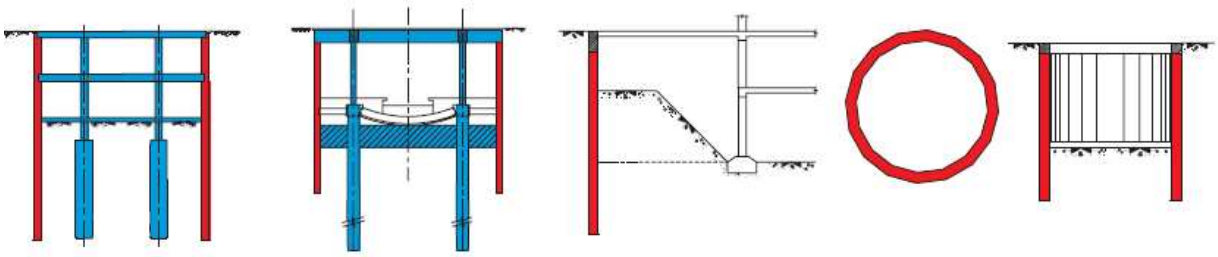
As estruturas flexíveis apresentadas nos capítulos anteriores têm todas em comum o facto de necessitarem de apoios múltiplos, de forma a que estes lhes confiram a estabilidade desejável.

Os apoios aplicados nas obras de contenção são usualmente escoramentos metálicos ou ancoragens pré-esforçadas, complementadas (ou não) com escoras metálicas nos cantos da parede (Figuras 9.1b, 9.1c e 9.1d). É raro o tipo de maciço terroso que permita a execução de paredes de contenção sem qualquer tipo de apoio, com estas a tirarem partido apenas da estabilidade conferida pela parte encastrada no solo da cortina e do impulso passivo fornecido pelo terreno no seu intradorso (Figura 9.1a).

O sistema *top-down*, já abordado no ponto 6.3.1, surge como alternativa ao sistema de ancoragens em paredes moldadas (Figura 9.1e). Neste processo, os apoios das lajes (pilares) podem ser provisórios, por forma a promover a sustentação só durante a execução da obra, havendo posteriormente uma transferência de cargas para os definitivos, sendo aqueles constituídos por estacas, perfis metálicos ou por elementos de betão armado construídos usando a técnica das paredes moldadas (Carvalho, 1997). Complementarmente, existem outras variantes a este método, que se estendem desde o escoramento com lajes superior e inferior apoiadas em pilares até à construção da parte central da estrutura, deixando banquetas na periferia (Figuras 9.1f e 9.1g, respectivamente). Por fim, casos de estruturas elípticas ou circulares podem garantir, por intermédio da sua disposição geométrica, a sua auto-estabilidade (Figura 9.1h).



a) b) c) d)



e) f) g) h)

Fig. 9.1 - Esquemas de métodos de estabilização de paredes de contenção: a) encastramento da cortina; b) escoras metálicas; c) ancoragens pré-esforçadas com escoras nos cantos; d) ancoragens pré-esforçadas; e) sistema *top-down*; f) lajes superior e inferior; g) laje superior e banquetas; h) forma circular ou elíptica auto-estável [3].

As escavações escoradas surgem, em geral, como alternativa ou complemento às escavações ancoradas (Figura 9.2), e a opção pela primeira ou pela segunda técnica tem em conta, principalmente, factores como os seguintes:

- custo previsto
- profundidade de escavação;
- características do terreno
- tipo de solicitação e de esforços actuantes;
- durabilidade das ancoragens/escoramentos;
- carácter provisório ou definitivo das ancoragens/escoramentos;
- espaço e condições da zona envolvente à escavação;
- equipamento disponível.

Nos pontos que a seguir se apresentam, serão estabelecidas as diferenças e semelhanças entre cortinas ancoradas e escoradas e processos construtivos, vantagens e inconvenientes associados a cada uma das técnicas.



a) b)

Fig. 9.2 - Vista em obra de uma parede moldada: a) escorada; b) ancorada [3].

9.2. ANCORAGENS PRÉ-ESFORÇADAS

9.2.1. ASPECTOS GERAIS

As ancoragens são essencialmente elementos estruturais que transmitem uma força de tracção da estrutura principal ao terreno envolvente, mobilizando a resistência de corte desse terreno, a suficiente distância da estrutura (Coelho, 1996).

Existem diferentes tipos de ancoragens, relativamente aos materiais e métodos de execução envolvidos. Nesta abordagem, apenas se analisam as ancoragens compostas por armaduras de aço de alta resistência, geralmente pré-esforçadas, inclinadas e com um determinado nível de profundidade, sendo estas aplicadas, comummente, na estabilização das estruturas de contenção.

A armadura (usualmente composta por barras, varões ou cabos, sendo este último tipo o mais habitual) é introduzida num furo, geralmente com 8 a 14 cm de diâmetro, aberto no maciço. A ponta inferior do furo é composta pela zona de amarração ou bolbo de selagem (garantida com a injecção de calda), enquanto que no outro extremo do furo se posiciona a cabeça de ancoragem.

A cabeça de pré-esforço requer uma placa de distribuição ou, no caso de grandes cargas, blocos de betão e/ou cintagem de aço, para assegurar a adequada distribuição.

A calda de injecção apresenta três funções (Coelho, 1996): ligar a armadura ao terreno na zona de amarração, fornecer protecção contra a corrosão e preencher os vazios do terreno que possam consentir perda de calda envolvente, principalmente na zona de amarração. Os cimentos utilizados para a constituição da calda devem ser rigorosamente analisados, na medida em que a sua qualidade e composição são factores fundamentais pela influência que têm na resistência da calda.

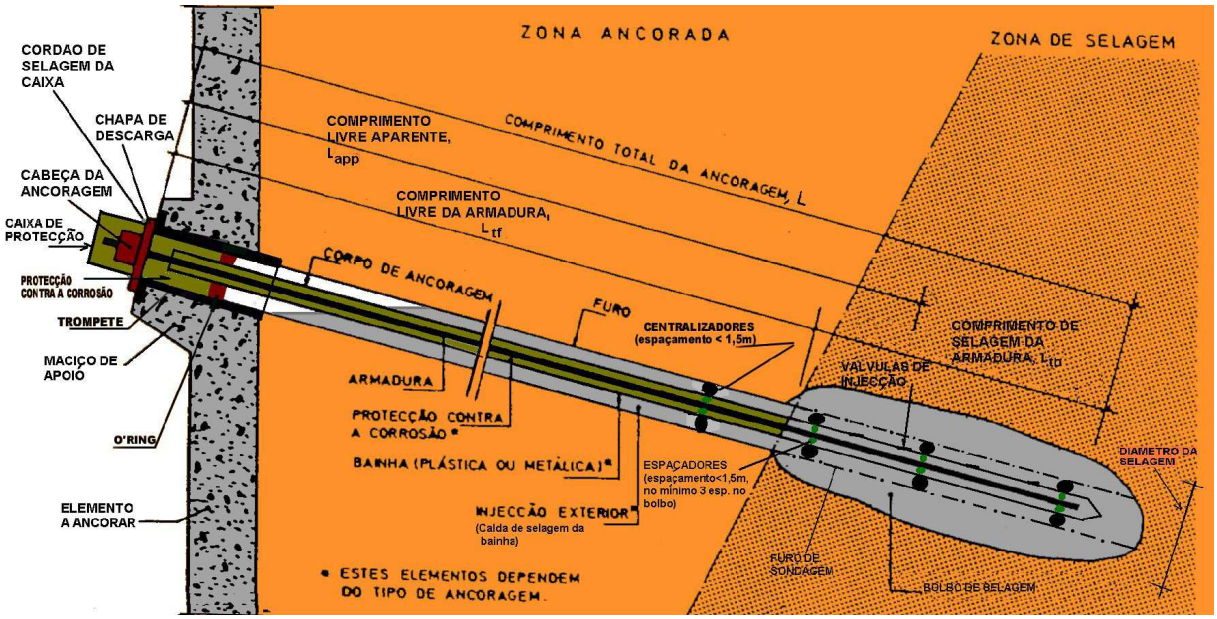


Fig. 9.3 - Desenho esquemático, em corte, de uma ancoragem (Carvalho, 2004).

Os furos das ancoragens poderão transmitir aos maciços forças para solos coesivos entre 500 a 700 kN, para solos não coesivos entre 800 a 1000kN e em formações rochosas grandezas da ordem do milhar de quiloNewton. Como as ancoragens são geralmente compridas, flexíveis e operam a tensões elevadas, com a aplicação da carga ocorrerá grande deformação elástica da ancoragem se esta não for

pré-esforçada, reduzindo assim aqueles movimentos a valores aceitáveis pela estrutura suportada (Coelho, 1996).

As ancoragens podem ter carácter provisório ou definitivo, dependendo do período em que se mantêm com função resistente. De acordo com a Norma alemã DIN 4125, as ancoragens provisórias apresentam uma vida útil resistente nunca superior a 2 ou 3 anos.

9.2.2. EXECUÇÃO DE ANCORAGENS PRÉ-ESFORÇADAS

O posicionamento para a colocação das ancoragens é feito com recurso a negativos deixados na cortina (viga de coroamento, vigas intermédias ou na própria parede), e são normalmente constituídos por tubos metálicos ou de PVC (Figura 9.4).



a) b)

Fig. 9.4 - Negativos de ancoragens: a) vista de um negativo; b) negativo colocado na viga de coroamento [48].

Garantida a colocação do negativo, a sequência de execução de ancoragens pré-esforçadas compreende as seguintes fases, apresentadas em esquema na Figura 9.5:

i) perfuração e limpeza do furo (Figura 9.5a);

ii) sondagem do furo, para controlo do seu estado de limpeza;

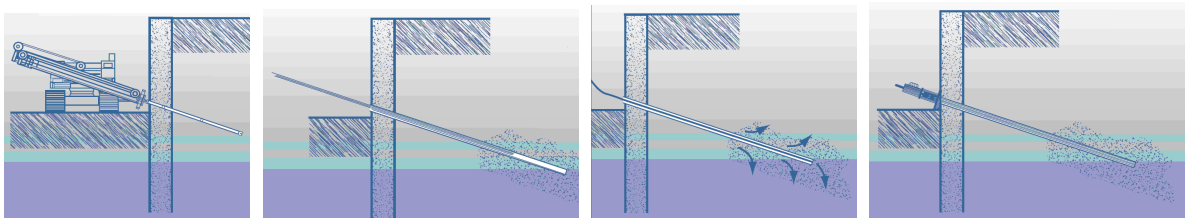
iii) introdução do tubo de revestimento e do tubo de injecção;

iv) introdução da armadura de pré-esforço e seu posicionamento sobre o eixo do furo com auxílio de centralizadores (Figura 9.5b);

v) impermeabilização (eventual) do furo;

vi) selagem do furo com calda (Figura 9.5c);

vii) pré-esforço da armadura e sua blocagem na cabeça da ancoragem (Figura 9.5d).



a) b) c) d)

Fig. 9.5 - Sequência de execução de ancoragens pré-esforçadas: a) perfuração; b) introdução da armadura; c) injecção com calda; d) tensionamento [22].

Nos pontos indicados a seguir, será feita uma abordagem com maior detalhe aos procedimentos ligados à execução das fases atrás mencionadas

9.2.2.1. Perfuração e limpeza do furo

A perfuração é realizada com sonda *rotary* ou roto-percussão, garantindo-se uma inclinação do furo em relação à horizontal, definida em projecto (normalmente compreendida entre 20 e 35º).



Fig. 9.6 - Perfuração com equipamento de roto-percussão [81].

Segundo Coelho (1996), as paredes do furo deverão ficar rugosas e é essencial que os detritos da furação sejam removidos eficientemente, usando os três meios: ar, água ou lama argilosa (suspensão de água/bentonite). O mesmo autor defende ainda que a utilização de ar apresenta o problema das poeiras em espaços limitados e, por isso, é raramente utilizada, sendo a circulação de água o método mais usado, ao garantir boa limpeza e ligação da calda ao terreno. Esta situação só não se verifica no caso específico de o solo ser de qualidade tal que amoleça por efeito da água, mesmo quando usada em quantidade mínima, como deve ser.

Por fim, nesta fase, é feita uma sondagem do furo, para controlo do seu estado de limpeza.

9.2.2.2. Introdução do tubo de revestimento e do tubo de injecção

O tubo de revestimento, de superfície lisa e diâmetro igual ao do furo, é introduzido no furo até ao início da zona de selagem, conferindo-lhe a protecção necessária. A sua utilização é justificável em casos de paredes de furo que não sejam auto-sustentáveis, como é o caso de terrenos de fraca consistência (por exemplo, arenosos).

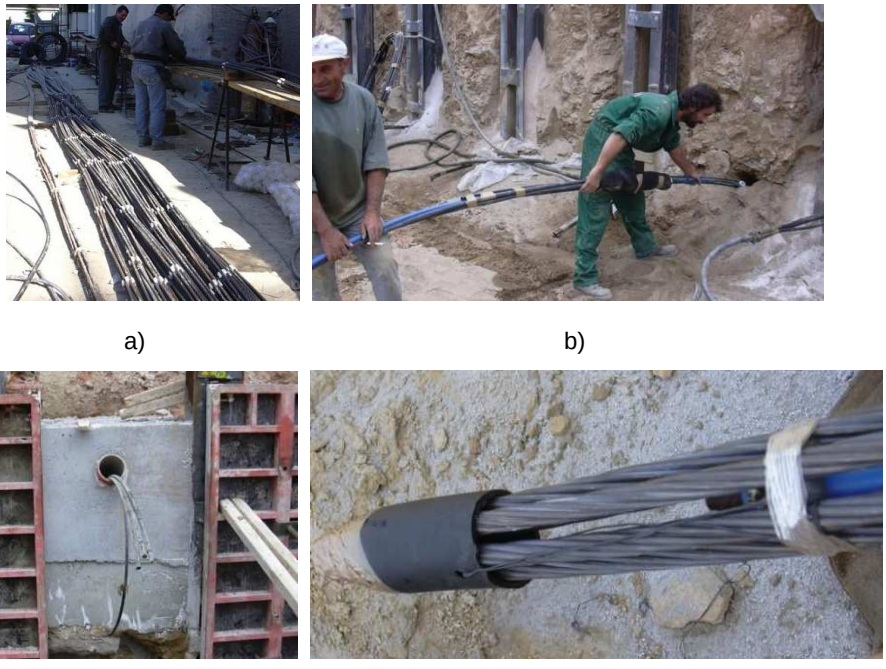
O tubo de injecção tem como finalidade permitir a injecção sob pressão (depois de introduzida a armadura; ver ponto 9.2.2.3), à medida que se vai extraindo o revestimento provisório do furo, localizado no exterior do primeiro. Com a lenta extracção desse revestimento e a escolha correcta da pressão de injecção, o diâmetro da zona injectada pode atingir quatro vezes o diâmetro original do furo (Coelho, 1996). O mesmo autor chama ainda a atenção para o facto de o êxito desta operação depender da pressão de injecção usada que, por sua vez, é condicionada pela pressão de repouso pré-existente ao nível da injecção, e pela permeabilidade do terreno. Pressões excessivas, não controladas, provocam frequentemente o levantamento do terreno e prejuízos nos serviços vizinhos.

De modo a diminuir este risco, utiliza-se tubos com *manchettes*, técnica de injecção usada para terrenos rochosos ou aluvionares, onde a injecção se processa por troços (utilizando obturadores apropriados) através de orifícios nas paredes laterais dos tubos, convenientemente espaçados e tamponados com pequenas mangas (*manchettes*) que abrem à pressão pré-determinada, permitindo assim a injecção localizada.

9.2.2.3. Introdução da armadura de pré-esforço

A armadura é introduzida no interior do furo, podendo estar envolvida por uma bainha de plástico para protecção à corrosão dos cabos, de acordo com o ilustrado na Figura 9.7. O tipo de armadura mais usual em Portugal, especialmente para cargas elevadas, é a de cabo formado por diversos cordões em número adequado à capacidade requerida. O cordão é normalmente fornecido no local em bobinas, já com as bainhas de revestimento instaladas em fábrica sob condições controladas (Coelho, 1996).

Na hipótese de a mesma ser constituída por diversos cordões, é munida de separadores/centralizadores ao longo do seu comprimento, distanciados de 2,0 m na zona de amarração, e de 4 m na zona livre. Para permitir a penetração da calda, os cabos ou cordões devem estar afastados entre si, pelo menos, 5 mm.



a) b)

c) d)

Fig. 9.7 - Armaduras: a) preparação em estaleiro; b) colocação das armaduras no furo; c) vista das armaduras colocadas no furo; d) pormenor das armaduras [130].

9.2.2.4. Impermeabilização e selagem do furo com calda

Antes da injecção propriamente dita, pode ser necessário realizar a impermeabilização do furo de ancoragem, caso seja previsível a perda de calda, com os consequentes efeitos perniciosos ao nível da aderência e corrosão. A necessidade de impermeabilizar (ou não) o furo é determinada através do ensaio *Lugeon* (ver ponto 2.6.3.3). Caso a absorção de água exceda os 3 litros/minuto/metro, e reservado o dever de se conhecer o estilo e a densidade de fissuração do terreno, deve-se proceder então à impermeabilização (Littlejohn citado por Coelho, 1996). O mesmo autor define que a impermeabilização consiste na introdução de calda pouco espessa através do tubo e até ao fim do furo, fazendo a calda subir até à boca, com reperfuração após repouso de cerca de 24 horas, e repetição do ensaio *Lugeon*.

A selagem do furo faz-se, em geral, em duas fases, de modo a garantir-se melhor qualidade de comportamento da ancoragem, e separando nitidamente a injecção da zona de amarração da chamada zona livre.

A injecção de calda, realizada através do tubo de injecção (ligado à armadura até à sua extremidade inferior), processa-se sob pressão, à medida que o tubo de revestimento é extraído, devendo ser feita de modo contínuo, sem interrupções e até que a calda de consistência idêntica à da injectada apareça à boca do tubo. O volume injectado e a respectiva pressão têm que ser controlados, de forma a que se evitem danos nas ancoragens, estruturas ou serviços vizinhos.



Fig. 9.8 - Equipamento de mistura da calda e injecção global [4].

Se as ancoragens em questão são provisórias, destinadas a suster a parede e, por conseguinte, o terreno durante a execução da obra de contenção, a selagem pode abranger apenas a extremidade dos cabos (zona de amarração). Para as ancoragens definitivas, a selagem tem que se prolongar a todo o comprimento do furo, até que aflua a calda à boca deste e, desta forma, se garanta a protecção à corrosão necessária à ancoragem, ao longo da sua vida útil.

9.2.2.5. Pré-esforço da armadura e sua blocagem na cabeça da ancoragem

A aplicação da carga de pré-esforço é realizada cerca de 3 a 7 dias após a injecção da calda no bolbo de selagem. Este prazo é, no entanto, variável, em função da existência (ou não) de aceleradores de presa na calda.

O tensionamento ou pré-esforço da ancoragem é aplicado através de um macaco hidráulico, o qual normalmente aplica uma tensão aos cordões em simultâneo (ver Figura 9.9). A ancoragem é, desta

forma, submetida a uma prova de carga, geralmente por tracção directa, até ao nível definido no projecto de maneira normalizada, registando o comportamento tensão-deformação (Coelho, 1996).

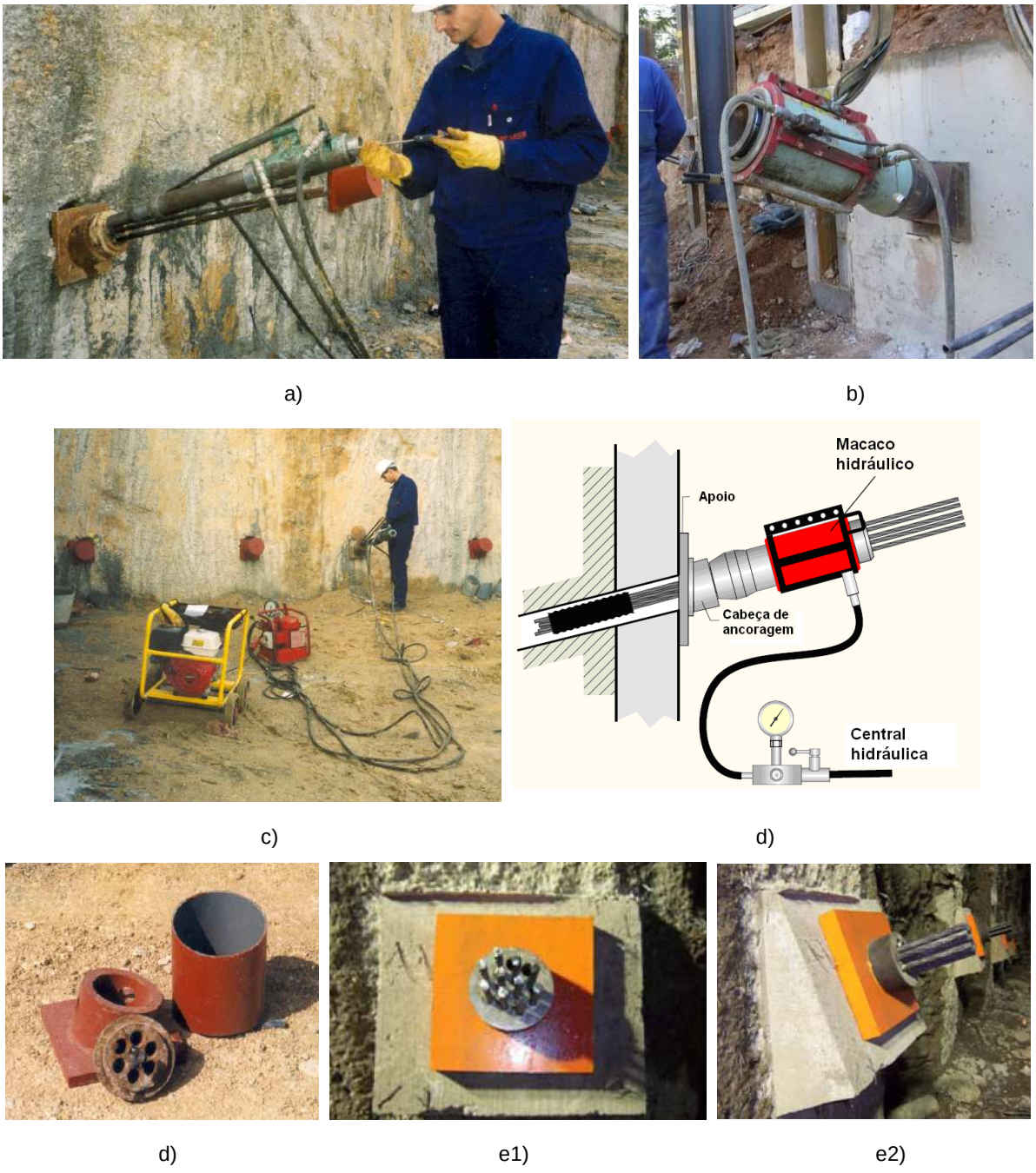


Fig. 9.9 - Tensionamento da ancoragem: a) colocação do macaco hidráulico [4]; b) vista do macaco hidráulico [130]; c) vista da bomba de pré-esforço [4]; c) esquema de tensionamento da ancoragem [4]; d) vista das cabeças de ancoragem [4]; e) aspecto final da cabeça das ancoragens [3].

O controlo da carga aplicada na ancoragem deve ser realizado não só na altura do seu tensionamento, mas também ao longo do seu período de vida útil, através de instrumentação, por exemplo, com células de carga, que permitam uma leitura contínua das tensões de serviço, tal como se ilustra na Figura 9.10.

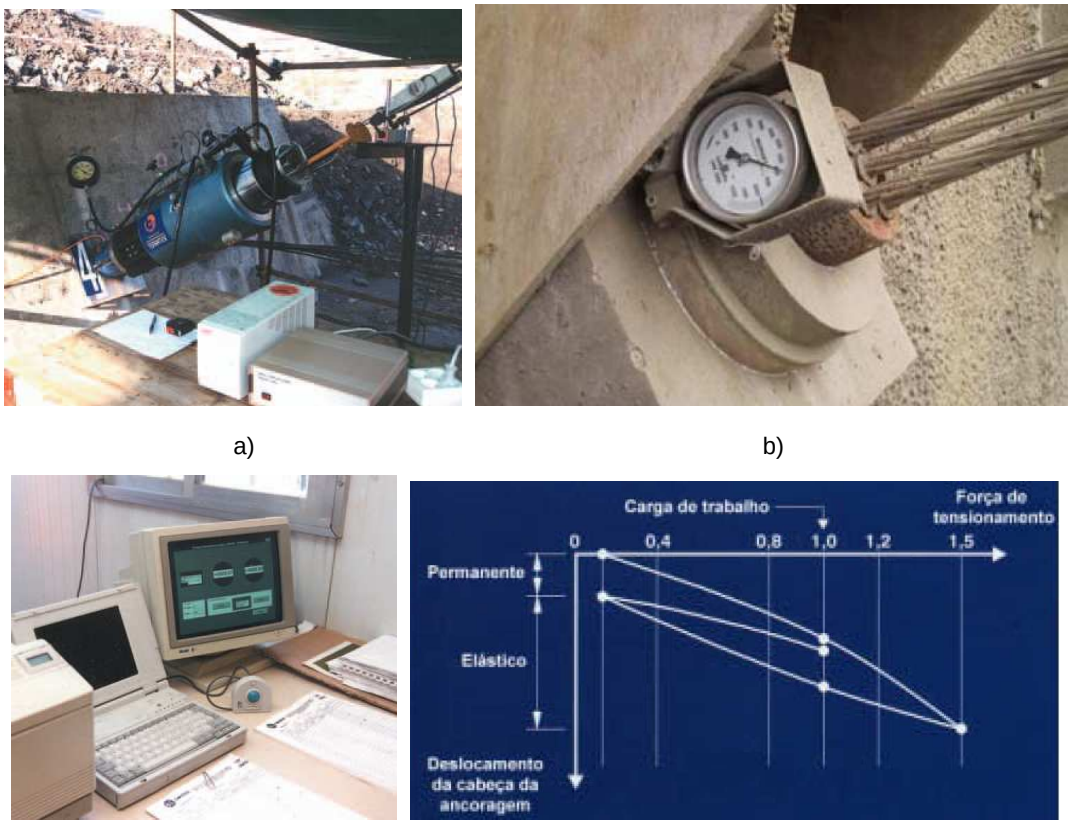


Fig. 9.10 - Prova de carga sobre ancoragens: a) instrumentação com micrómetros digitais e células de carga [81]; b) pormenor da célula de carga [3]; c) registo contínuo de leituras no computador [81]; d) exemplo de uma curva tensão/deformação [59].

9.2.2.6. Desactivação das ancoragens

A desactivação das ancoragens, caso estas sejam provisórias, é executada à medida que se procede à construção das lajes de cada piso, cuja função de contraventamento possibilita que tal substituição se verifique. Caso se mantenham pré-tensionadas, podem causar danos na parede aquando da eventual construção de um edifício vizinho, vibrações, ressonâncias e perda de cabos e cabeças (Mascarenhas, 2001). As ancoragens podem ser desactivadas com um auxílio de um macaco hidráulico, ou cortando os cabos com maçarico pela abertura que existe na parte inferior do apoio da cabeça.



Fig. 9.11 - Pormenor de uma ancoragem desactivada e removida [31].

Em geral, segundo Coelho (1996), não é necessário removê-las na altura em que são postas fora de serviço, mas se tal for indispensável (Figura 9.11), há que escolher atempadamente o tipo de ancoragem capaz de ser destruída *in situ*, em colaboração com os especialistas de ancoragens. Este autor defende ainda que o fundamental é localizar e deixar registo de todas as ancoragens, quer temporárias quer permanentes, de modo a evitar danos futuros nas construções vizinhas.

9.2.3. PROTECÇÃO À CORROSÃO DAS ANCORAGENS

Os sistemas de protecção à corrosão assumem, por outro lado, grande relevância, na medida em que, mesmo nos cabos de pré-esforço devidamente isolados de fábrica, se o sistema de isolamento falhar, por algum motivo, os cabos serão rapidamente destruídos por corrosão, dado que se cria uma diferença de potencial eléctrico entre o aço dos fios e o terreno húmido circundante. A esse respeito, Martins (2002) refere que o betão é ainda o material que confere melhor protecção aos cabos, desde que se assegure um recobrimento mínimo (nunca inferior a 5 cm de revestimento no caso dos tirantes com varões de aço de endurecimento natural, sendo conveniente dispor mesmo de uma armadura de pele com estribos ou malha, de modo a evitar que o revestimento do tirante se parta, devido a hipotéticos assentamentos diferenciais). O autor faz ainda referência às pinturas compostas à base de resinas tipo *epoxi*, como material capaz de isolar eficazmente os cabos de pré-esforço. As cabeças dos tirantes, que ficam do lado de fora da cortina devem, por outro lado, ser também convenientemente protegidas, criando-se nessas cabeças um maciço de betão de envolvimento.

9.3. ESCORAMENTOS

9.3.1. ASPECTOS GERAIS

O escoramento de paredes é o método mais antigo para suporte de estruturas de contenção de terras. Perdigão (1999) refere as desvantagens que os sistemas de escoramento apresentam, relativamente às ancoragens. Para além do custo relativamente elevado do próprio escoramento, quer em termos de material utilizado, quer do elevado volume de mão-de-obra necessário para a sua instalação, esta solução implica uma escavação lenta e dispendiosa que tem de ser realizada entre as escoras.

O autor ressalva, no entanto, algumas situações particulares que podem tornar esta solução de suporte de escavações numa opção favorável:

- escavações extensas e estreitas, por exemplo para a construção de um túnel pouco profundo, o que possibilita o apoio das escoras entre as duas paredes longitudinais (Figura 9.12a);
- existência de infra-estruturas enterradas na adjacência da escavação que não permitam a utilização de ancoragens;
- possibilidade de existirem formações adequadas para selagem dos bolbos das ancoragens apenas a grande profundidade;
- escavação com dimensões em planta relativamente reduzidas que permitem, por exemplo, que as paredes sejam apoiadas em escoras de canto (Figura 9.10b);
- possibilidade de integração das escoras em vigas ou lajes da estrutura definitiva.



a1)



a2)



b1)



b2)

Fig. 9.12 - Situações particulares de escoramento: a) construção de um túnel de metropolitano em Boston [123]; b) paredes apoiadas em escoras de canto para a construção do *Century Hotel* em São Francisco, Califórnia [23].

As escoras a utilizar poderão ser de metal, de betão, de betão armado ou de madeira (sendo este material apenas adequado para entivações de madeira), dependendo dos esforços actuantes. São também passíveis de serem pré-esforçadas, na eventualidade de se pretender reduzir os movimentos dos solos nos terrenos circundantes.

Nas escavações de maior largura, a aplicação de escoras a travar as faces opostas da parede deixa de ser prática, já que a segurança em relação à encurvadura passa a exigir um complicado sistema de travamento das escoras, que onera substancialmente a estrutura e dificulta o processo construtivo, nomeadamente a retirada do solo (Matos Fernandes, 1990). Nestes casos, pode optar-se por suportar a parede com escoras inclinadas apoiadas na base da escavação (desde que o terreno se apresente suficientemente firme para fornecer o apoio adequado a essas escoras - Figura 9.13) ou com escoras horizontais apoiadas em suportes verticais provisórios, ilustradas a título exemplificativo na Figura 9.14 (Coelho, 1996).



Fig. 9.13 - Exemplo de escavação em terreno cuja estrutura de contenção é apoiada por intermédio de escoras inclinadas apoiadas no centro da laje de fundação do edifício [23].



Fig. 9.14 - Escoras apoiadas em estacas: a) escoramento de uma contenção de estacas secantes para a construção da Biblioteca Nacional de Berlim; b) escoramento de uma parede moldada para a construção do edifício *City-Light-House*, em Berlim [111].

Nas escavações muito largas e muito profundas, a escavação pode realizar-se por socalcos ou banquetas para suporte das estruturas vizinhas, com as escoras inclinadas a substituir essas mesmas banquetas, à medida que a escavação avança. Para que tal substituição seja eficaz, é fundamental garantir que existam blocos de betão fundados na base da escavação, de forma a que as escoras inclinadas, ao apoiarem-se nesses mesmos blocos (ou, de preferência, nas próprias fundações da estrutura a construir), ganhem a reacção necessária para garantir o suporte da contenção (Matos Fernandes, 1990).

9.3.2. OS DESLOCAMENTOS EM ESCAVAÇÕES ESCORADAS

Para o projectista é essencial que as estruturas de contenção satisfaçam dois requisitos fundamentais (O'Rourke, 1981, citado por Perdigão, 1999): a garantia, por uma lado, da estabilidade da escavação e

de estruturas próximas e, por outro lado, o controlo dos movimentos associados a essa escavação, de forma a assegurar que não serão afectadas, de forma significativa, quaisquer estruturas vizinhas.



Fig. 9.15 - Escavação escorada rodeada por estruturas vizinhas: Estação de 24 de Agosto, metropolitano do Porto [18].

Seguindo a linha de raciocínio do autor, os deslocamentos do maciço suportado, que poderão afectar estruturas vizinhas da escavação estão intrinsecamente relacionados com os deslocamentos da parede da escavação, os quais não é possível anular. No entanto, são vários os factores que podem influenciar esses deslocamentos, nomeadamente, a profundidade de escavação sob o último nível de escoras instalado, o faseamento da escavação e a rigidez do sistema de escoramento.

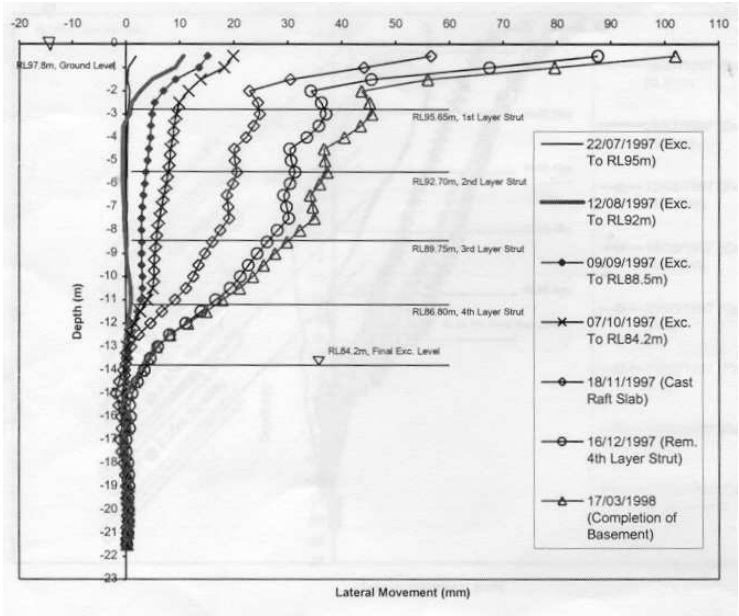


Fig. 9.16 - Evolução dos deslocamentos de uma cortina de estacas contíguas escorada e monitorizada para a construção de 4 pisos de cave de um edifício de escritórios em Kuala Lumpur, Malásia (Lim *et al*, 1996).

O primeiro factor assume particular relevância na maior ou menor grandeza de deslocamento da cortina, na medida em que está demonstrado por resultados apresentados em publicações da

especialidade, que casos de sobreescavação podem levar a aumentos significativos do deslocamento horizontal da parede.

No que diz respeito ao segundo factor, verifica-se que é possível reduzir os deslocamentos das cortinas escoradas, caso se mantenham massas de solo por escavar encostadas às paredes, dando prioridade à zona central (O'Rourke, 1981 citado por Perdigão, 1999).

O último factor de influência dos deslocamentos indicado pelo autor refere-se à rigidez do escoramento. Perdigão (1999) defende que a rigidez das ligações do escoramento às paredes, sendo uma variável do problema que depende do processo construtivo e da qualidade da mão-de-obra, tem o seu valor afectado por duas componentes principais:

- a rigidez normal da viga longitudinal, em regra colocada entre a escora e a parede, e cujo objectivo é uniformizar a distribuição das pressões aplicadas na cortina resultantes das forças instaladas nas escoras;
- as eventuais folgas que existam entre a viga horizontal, a escora e a parede.

A necessidade de uma maior ou menor rigidez das escoras, em função dos níveis de tolerância dos deslocamentos admitidos para a cortina, é o factor que interfere de forma directa na configuração do sistema de escoramento adoptado, nomeadamente na possível adopção de um sistema de pré-esforço das escoras. Ou seja, quando se pretende o aumento da rigidez do escoramento deve-se actuar, simultaneamente, sobre as duas componentes atrás referidas, do seguinte modo:

i) tratando a zona de contacto entre a viga longitudinal e a parede, de forma a que se verifique um contacto completo entre esses elementos;

ii) colocando elementos de reforço que aumentem a rigidez da viga longitudinal (Figura 9.17);

iii) colocando a escora com especial cuidado, de forma a diminuir as folgas que possam existir entre esta e a viga longitudinal;

iv) e/ou pré-esforçando a escora.

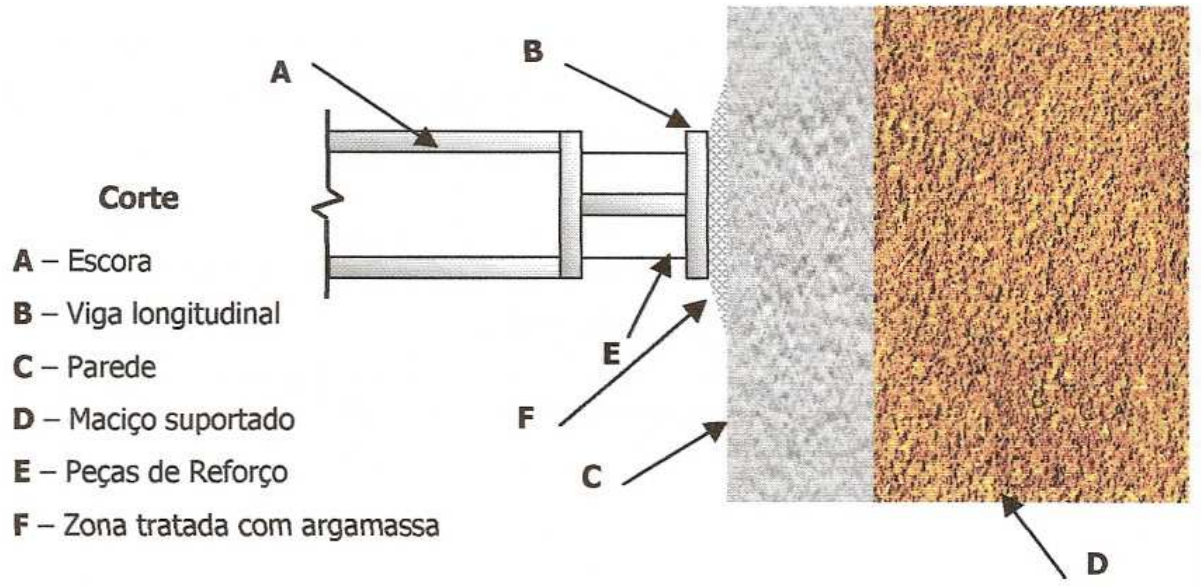


Fig. 9.17 - Reforço da viga longitudinal (Perdigão, 1999 adaptado de Miranda Soares, 1979).

9.3.3. O PRÉ-ESFORÇO NAS ESCORAS

A aplicação de pré-esforço nas escoras permite não só melhorar as ligações entre as escoras e a parede, aumentando a rigidez do sistema de escoramento, mas também desempenha um papel importante na redução dos deslocamentos da parede de contenção devido à aplicação nesta das forças de pré-esforço.

Estudos anteriormente realizados por diversos autores (Clough e Tsui, 1974; Matos Fernandes, 1983; Clough e O'Rourke, 1990; Trigo, 1991; Som e Bose, 1997; Guerra, 1999) e citados por Costa (2005), apontam diversas razões para a diminuição dos movimentos da cortina, e consequentemente do maciço adjacente, associados à aplicação de pré-esforço. De entre aquelas razões destacam-se as seguintes:

- a rigidez efectiva das escoras, parâmetro de grande importância sobre os movimentos acima da base da escavação, é geralmente muito inferior à rigidez teórica; a aplicação de pré-esforço nas escoras leva à eliminação de possíveis folgas entre a cortina e o escoramento aproximando a rigidez efectiva da rigidez teórica (Clough e O'Rourke, 1990);
- ao ser aplicado pré-esforço nas escoras parte dos deslocamentos laterais da cortina ocorridos nas fases anteriores de escavação são recuperados;
- a aplicação de pré-esforço, ao movimentar a cortina no sentido contrário ao do corte, faz com que sejam menores as pressões de tipo passivo que o maciço escavado subjacente à escavação exerce sobre a cortina e, portanto, menores também as forças estabilizadoras que serão retiradas nas fases de escavação posteriores;
- no interior do maciço suportado, durante as fases de escavação assiste-se a um decréscimo da tensão horizontal, sendo a alteração da tensão vertical pouco expressiva; deste modo, as tensões de desvio tendem a aumentar evoluindo o estado de tensão no sentido do estado limite activo; a aplicação de pré-esforço no nível de escoramento instalado de seguida permite repor parte da alteração ao estado de tensão, diminuindo as tensões de corte mobilizadas; assim, a aplicação de pré-esforço garante que se mantenham no maciço suportado níveis de tensão moderados, apresentando uma deformabilidade mais baixa.

9.3.3.1. Fases de execução do sistema tradicional de pré-esforço de escoras

Existem variados sistemas de pré-esforço do escoramento que diferem na metodologia, materiais e tempo de aplicação do pré-esforço, apresentados por Perdigão (1999):

i) sistema tradicional de pré-esforço de escoras;

ii) sistema de pré-esforço com manutenção dos macacos em carga;

iii) sistema de pré-esforço com cabos.

Não é objectivo do presente trabalho detalhar as diferentes técnicas e os prós e contras inerentes a cada uma delas, até porque tal exercício já foi realizado pelo autor atrás citado. Mesmo assim, apresenta-se, de seguida, as etapas de execução do sistema tradicional de pré-esforço de escoras (Figura 9.18), dado ser este o sistema vulgarmente utilizado (Perdigão, 1999):

(1) realização da escavação até ao nível em que pretende instalar a escora;

(2) colocação das vigas longitudinais (embora a aplicação destes elementos nem sempre seja realizada, ela é muito conveniente, na distribuição das cargas aplicadas pelas escoras; deve-se notar que a colocação destes elementos deverá ser realizada de modo a que o seu contacto com a parede seja o mais uniforme possível);

(3) colocação da escora: esta operação deve ser conduzida de modo a solidarizar o melhor possível a escora e a viga longitudinal na extremidade em que estas se ligam directamente (extremidade esquerda na Figura 9.18); dependendo da grandeza do pré-esforço a aplicar, poder-se-á colocar nesta fase o sistema de contraventamento da escora;

(4) aplicação do pré-esforço com recurso a macacos hidráulicos, que comprimem a escora, aumentando o espaço entre esta e a viga longitudinal de apoio localizada na extremidade direita na Figura 9.13;

(5) colocação de elementos de ajuste que substituem os macacos na sua retirada (cunhas ou outros); o ajuste destes elementos é essencial para a redução das perdas de carga resultantes da retirada dos macacos e para o aumento da rigidez efectiva da escora;

(6) descarga do macaco, sua retirada e prosseguimento da escavação.

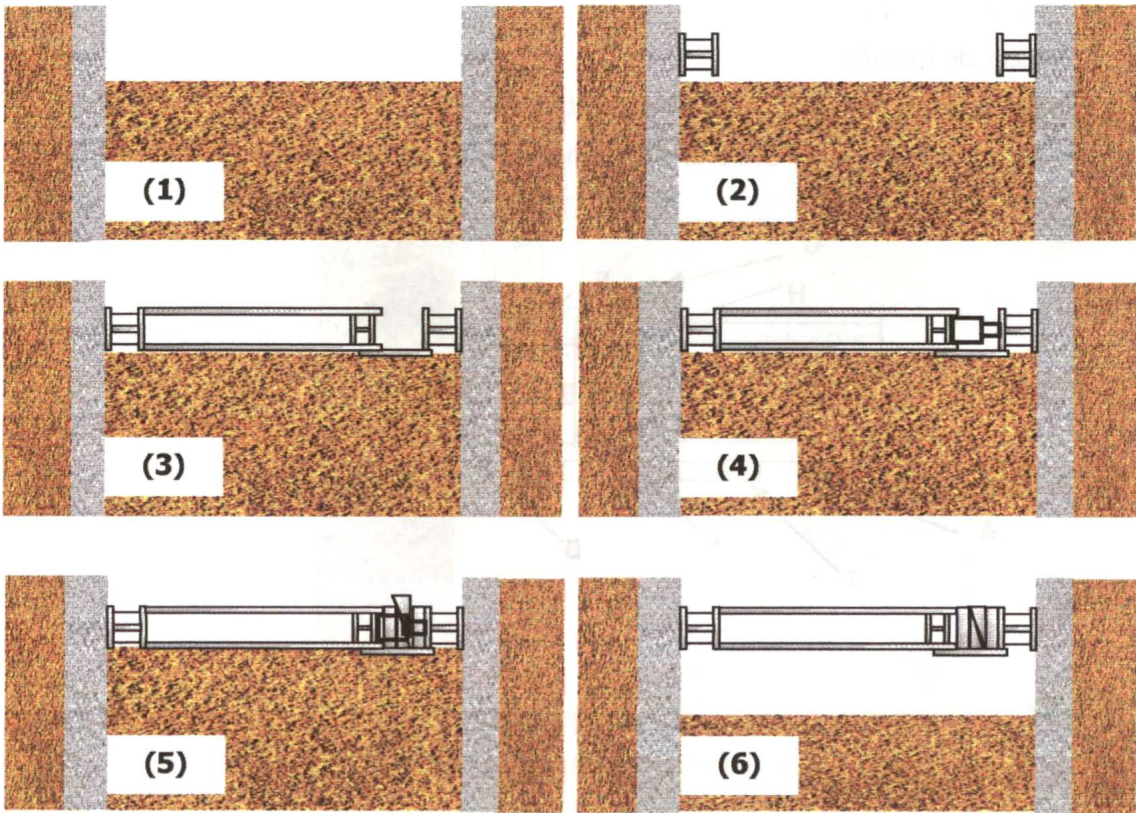


Fig. 9.18 - Faseamento de aplicação do pré-esforço no sistema tradicional (Perdigão, 1999).

A não execução da fase 4 é admissível em obras nas quais sejam permitidos maiores deslocamentos. Como tal, neste tipo de procedimento, esquematizado na Figura 9.19, não sendo utilizado pré-esforço, as cunhas são apenas ajustadas, conseguindo-se eliminar só uma parte das folgas existentes entre a escora, a parede e a viga longitudinal.

Na Figura 9.20, está igualmente esquematizado, em planta e em corte, o sistema tradicional com aplicação de pré-esforço.

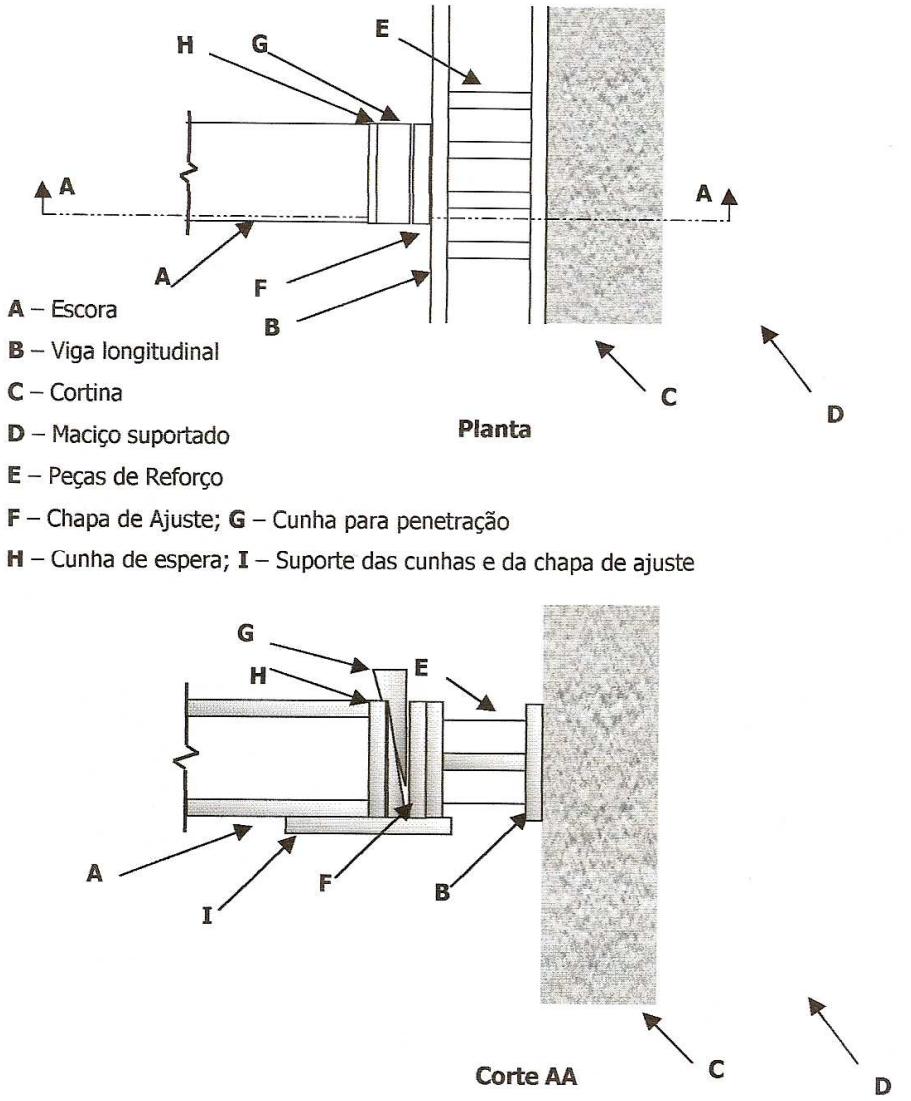


Fig. 9.19 - Sistema tradicional de escoramento sem aplicação de pré-esforço (Perdigão, 1999, adaptado de Miranda Soares, 1979).

Ainda citando Perdigão (1999), a aplicação de macacos hidráulicos de compressão, da forma apresentada na Figura 9.20, permite optar por cargas de pré-esforço que podem atingir uma fracção significativa da carga de projecto da escora. Desta forma, a possibilidade de aplicar cargas mais elevadas, para além de permitir aumentar a rigidez da ligação escora-parede, pode conduzir à aplicação de pressões no solo suportado, que condicionarão o seu comportamento nas fases seguintes da escavação, conforme já foi atrás referido.

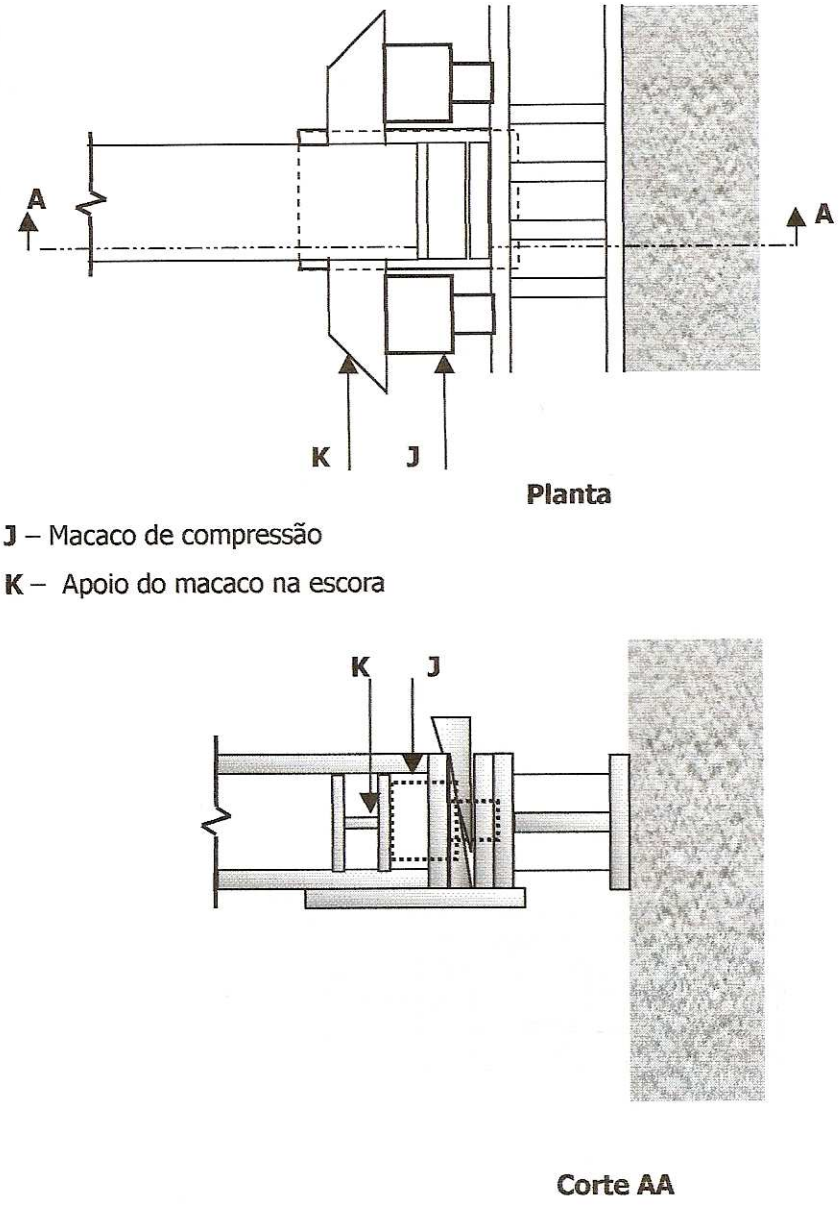


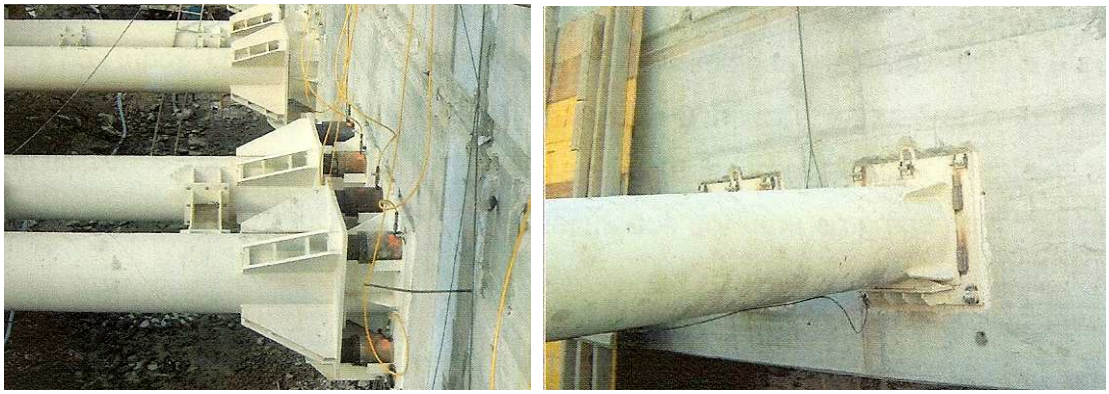
Fig. 9.20 - Sistema tradicional de aplicação de pré-esforço com recurso a macacos hidráulicos (Perdigão, 1999 adaptado de Miranda Soares, 1979).

9.3.3.2. Exemplo de instalação do pré-esforço nas escoras - Estação do Terreiro do Paço

No caso da obra da estação do Terreiro do Paço em Lisboa, o sistema de escoramento foi alvo da aplicação de pré-esforço, tal como já foi mencionado.

De acordo com Cruz (2006), foram fixadas às paredes de contenção, para apoio de cada escora, duas chapas-base (Figura 9.21), uma a Norte e outra a Sul. Estas seriam pois os apoios laterais das escoras, favorecendo a distribuição da carga de pré-esforço pela contenção, e foram fixadas à parede através de pernos roscados em armaduras com conectores, deixadas anteriormente na parede de forro.

As bases de apoio dos cilindros hidráulicos, para aplicação do pré-esforço, encontravam-se nas chapas a Norte, havendo na cabeça das escoras voltadas a esta orientação um reforço que incrementava o peso da escora em 3,5 ton.



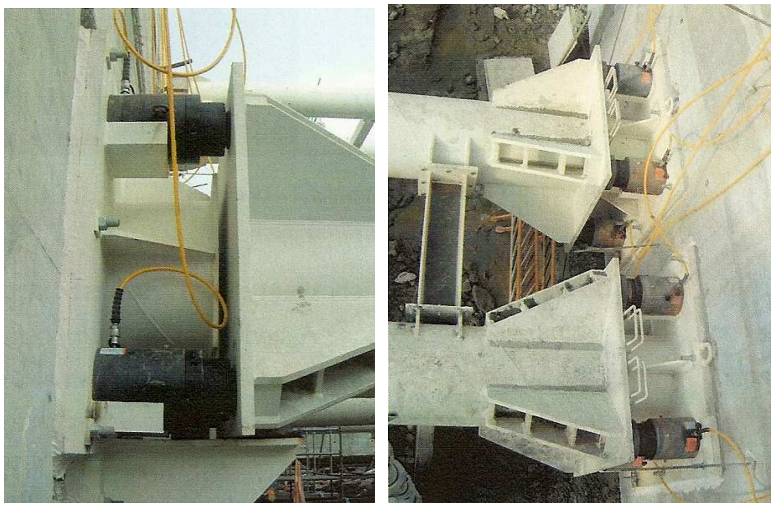
a) b)

Fig. 9.21 - a) Cabeças Norte de escoras do segundo nível; b) cabeças Sul de escoras do segundo nível (Cruz, 2006).

O elevado peso das escoras (12 ton) levou à necessidade de construção de um pórtico rolante, cujos carris assentavam sobre a cortina de estacas secantes e que, tirando partido do desenvolvimento em planta da obra, realizavam as tarefas de elevação e auxílio na colocação do escoramento.

Colocado cada par de escoras no seu devido lugar, estas foram travadas entre si (na horizontal) e por estacas metálicas (na vertical), e colocados 3 extensómetros em cada tubo, antes da aplicação do pré-esforço.

De seguida, as escoras foram então pré-esforçadas, duas a duas, havendo 8 cilindros instalados nas respectivas chapas de apoio norte de cada par de escoras (Figura 9.22a), e alimentados por uma central hidráulica. Após a instalação do pré-esforço, procedeu-se à colocação das chapas de interposição entre escoras (Figura 9.22b).



a) b)

Fig. 9.22 - a) Pormenor de 2 dos 8 cilindros hidráulicos instalados em cada par de escoras na cabeça Norte; b) cabeças Norte após a introdução das chapas de interposição entre escoras (Cruz, 2006).

O sistema hidráulico era composto por 3 centrais hidráulicas, de modo a que pudessem operar até três pares de escoras em simultâneo, estando cada uma delas equipada com um manómetro, no qual se marcava a pressão correspondente à carga a aplicar. A Figura 9.23 ilustra o pormenor construtivo referente à cabeça em que foi aplicado o pré-esforço.

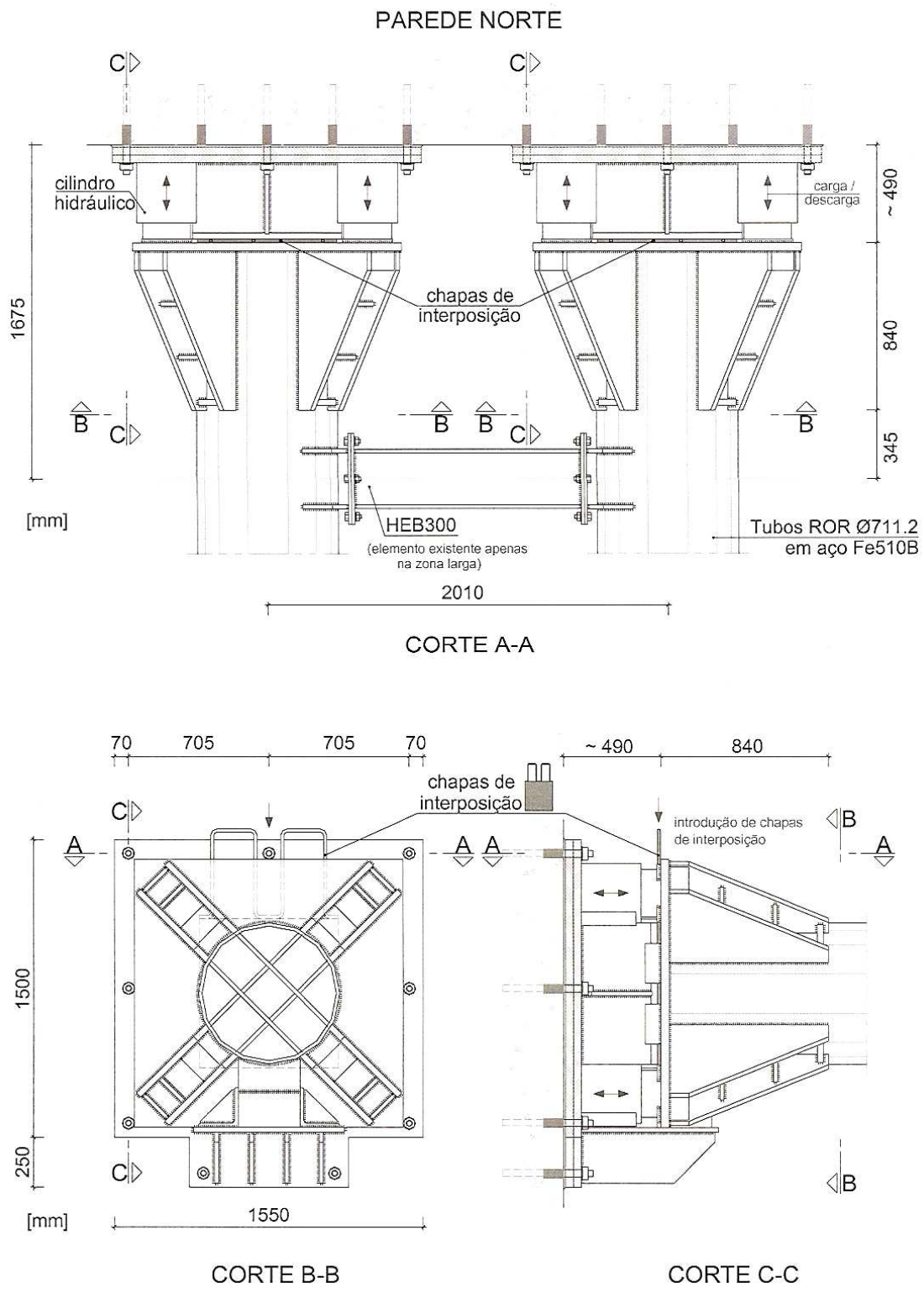


Fig. 9.23 - Cabeça Norte pré-esforçada das escoras metálicas (Cruz, 2006).

9.3.4. DESACTIVAÇÃO DAS ESCORAS

No caso de escoras simples, sem pré-esforço, estas podem ser soldadas às vigas longitudinais, ou simplesmente aparafusadas a estas. A remoção implica, pois, o corte das escoras, ou simplesmente o desaparafusamento das mesmas, respectivamente. No entanto, deve-se realçar que existem diferentes formas de desactivar as escoras e a sua escolha depende de cada caso particular.

Quanto às escoras pré-esforçadas, como exemplo, um meio possível de desactivação das escoras, referido por Cruz (2006), é aquele que é efectuado por corte numa secção bem definida, o qual compreende a utilização de um equipamento de oxi-corte accionado à distância por comando eléctrico.

O equipamento de corte é fixo ao tubo através de uma corrente, esticada e sem qualquer folga, que guia o equipamento em torno do tubo (escora), permitindo o seu corte sem desvios, perto da cabeça em que foi aplicada o pré-esforço, operação ilustrada na Figura 9.24.

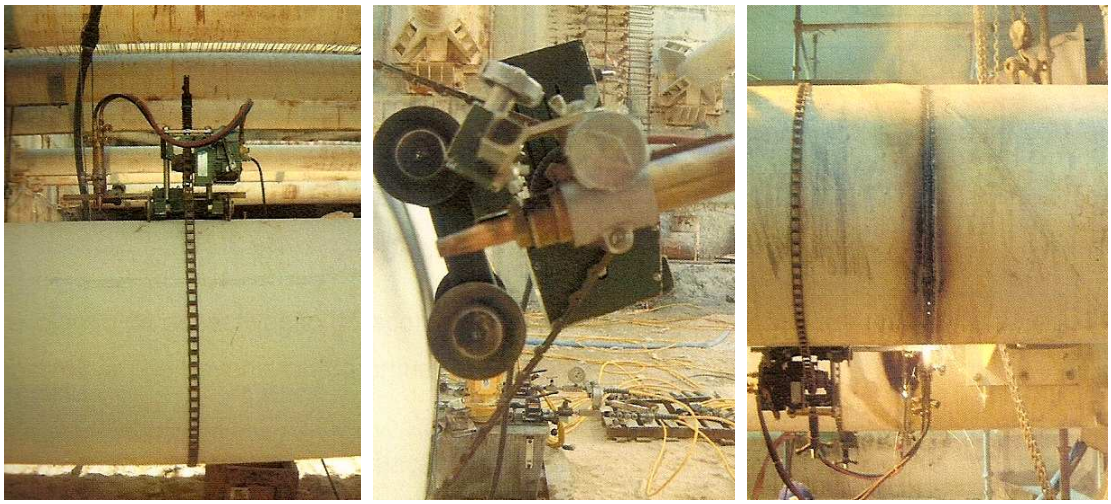
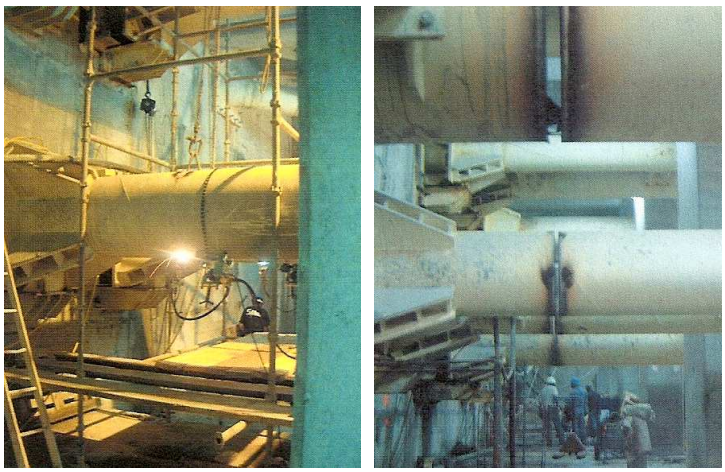


Fig. 9.24 - Equipamentos de corte e desactivação das escoras (Cruz, 2006).

Previamente, a cabeça cortada pode ser fixada à chapa de apoio através de uma chapa soldada, enquanto que a escora é suspensa em diferenciais (Figura 9.25a). A escora é então descida em troços de menor comprimento e posteriormente removida do local.



a) b)

Fig. 9.25 - a) Vista da suspensão da escora em diferenciais; b) conjunto de escoras desactivadas (Cruz, 2006).

10
MOVIMENTO DE TERRAS

10.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os processos ligados ao movimento de terras podem ser entendidos como um "conjunto de operações de escavação, carga, transporte, descarga, compactação e acabamentos executados a fim de passar-se de um terreno no estado natural para uma nova conformação topográfica desejada" (Cardão, 1969).



Fig. 10.1 - Acção de gruas escavadoras hidráulicas e camiões nas obras de reconstrução do *World Trade Center*, Nova York [62].

No âmbito do presente trabalho, estas operações estão associados aos trabalhos de escavação no intradorso das estruturas de contenção. A sua importância é de tal forma relevante, que implica muitas vezes a elaboração de um verdadeiro projecto de movimento de terras, o qual, neste contexto, é influenciado pelos seguintes factores:

i) sondagens do terreno: as sondagens proporcionam informações valiosas sobre a natureza do terreno que irá receber a edificação (características do solo, espessuras das camadas, posição do nível freático), além de fornecerem informações sobre o tipo de equipamentos a serem utilizados para a escavação e para retirada do solo;

ii) cota do fundo da escavação: é um parâmetro de projecto, já que define o momento em que finaliza a escavação; para que tal seja possível, é necessário conhecer a cota do piso mais baixo, o tipo

de fundação a ser utilizada e ainda as características das estruturas de transmissão de cargas do edifício para as fundações;

iii) concepção da sequência executiva do edifício: para que se possam definir as frentes de trabalho para a realização das escavações e para a execução das contenções;

iv) condições da vizinhança: esta informação, juntamente com as sondagens, permitem identificar o nível de interferência do movimento de terras com as construções vizinhas, e ainda as possíveis contenções a serem utilizadas;

v) projecto de estaleiro: deve-se compatibilizar as necessidades do estaleiro (posição de rampas de acesso, instalação de alojamentos sanitários, etc.) com as necessidades de escavação (posição de taludes, rampas, entrada de equipamentos, etc.), para que não haja interferências.

10.2. TIPOS DE MOVIMENTO DE TERRAS

A ser necessário movimentar terras, é possível que se tenha em mãos uma das seguintes situações:

a) corte;

b) aterro;

c) corte e aterro.

A primeira situação, geralmente, é a mais desejável, uma vez que minimiza os possíveis problemas de assentamentos que o edifício possa vir a sofrer. Por outro lado, quando se tem a situação c), não se executa a necessária retirada do solo para depósito, minimizando as actividades de transporte, uma vez que poderá haver a compensação do corte com o aterro necessário.

Nos casos em que seja necessária a execução de aterros, deve-se ter em atenção a compactação do terreno. Quando o nível de exigência da compactação é baixo, isto é, quando este não é um aspecto fundamental para o desempenho estrutural do edifício, é possível utilizar-se pequenos equipamentos, tais como os vibro-compactadores, como por exemplo o ilustrado na Figura 10.2a, ou ainda, os próprios equipamentos de escavação (devido sobretudo ao seu peso). Quando o nível de exigência é maior devem-se procurar equipamentos específicos de compactação, como os auto-compactadores sobre pneus, sobre pés de carneiro ou cilíndricos, encontrando-se este último modelo ilustrado na Figura 10.2b.



a) b)

Fig. 10.2 - Equipamentos de compactação: a) vibro-compactador [11]; b) auto-compactador cilíndrico em operação no interior de uma contenção [122].

10.3. EQUIPAMENTOS DE MOVIMENTO DE TERRAS

O movimento de terras para a execução das estruturas de contenção de edifícios caracteriza-se pelo emprego de equipamentos com funções diferentes e complementares do ponto de vista operacional:

- Equipamentos que escavam e descarregam o material escavado (por exemplo: gruas escavadoras hidráulicas e retro-escavadoras) sobre outros equipamentos;
- Equipamentos que escavam e transportam o material escavado (por exemplo, os moto-scrapers);
- Equipamentos que transportam as terras até um local de depósito (por exemplo, camiões articulados).

10.3.1. EQUIPAMENTOS DE ESCAVAÇÃO

10.3.1.1. Retro-escavadora

Combina as características de uma pá carregadora com as de uma grua escavadora hidráulica (Figura 10.3). Tanto pode efectuar cortes verticais de sentido ascendente como descendente, atingindo uma profundidade razoável de escavação. Podem estar montadas sobre pneus ou sobre rasto contínuo.



a) b) c)

Fig. 10.3 - Retro-escavadora sobre pneus: a) a carregar terras; b) movimentos típicos; c) a efectuar trabalhos de escavação, perfuração, elevação e transporte [21].

A sua utilização em escavações para construções de edifícios não é muito usual, devido às suas menores dimensões, sendo correntemente utilizada na escavação de valas para instalação de tubagens de redes de saneamento e outro tipo de infra-estruturas.

10.3.1.2. Escavadora tipo *Bobcat*

É uma pá carregadora mas de pequeno porte e capacidade tendo, por outro lado, grande versatilidade (Figura 10.4). É muito utilizada nas escavações realizadas mediante o processo *top-down*, para retirada de terra de subsolos depois de executadas as lajes do edifício. Devido ao seu pequeno tamanho tem acesso fácil a qualquer local. Embora possa ser utilizada para corte, a sua potência não lhe permite que tal tarefa seja efectuada em qualquer tipo de terreno, sendo então utilizada apenas para carga e descarga.



a) b)

Fig. 10.4 - a) Aspecto de uma escavadora tipo *bobcat* [17]; b) trabalho de uma pequena escavadora *bobcat* sob a laje do R/C do Hospital *Beth Israel Deaconess*, Boston [33].

10.3.1.3. Escavadora tipo *shovel* ou frontal

As escavadoras tipo *shovel*, de rasto contínuo ou de pneus, trabalham estacionadas, sendo que a sua estrutura portante destina-se apenas a permitir o seu deslocamento sem, no entanto, participar no seu ciclo de trabalho (Figuras 10.5). Apresentam-se bastante adequadas para a realização de escavações de grandes volumes de solo em áreas limitadas, não só pelo facto de o seu balde (colher ou *shovel*) ser capaz de escavar a maioria dos solos (mesmo aqueles que são mais resistentes) mas também pela facilidade com que carregam o material escavado nos equipamentos utilizados para o seu transporte, ou seja, nos camiões articulados.



a) b) c)

Fig. 10.5 – Escavadora tipo *shovel*: a) de cabos de aço [92]; b) hidráulica [21]; c) movimento do braço [93].

A maior desvantagem deste tipo de equipamentos diz respeito à sua ineficácia em solos não coesivos (caso das areias). O facto de o seu sentido de escavação ser sempre ascendente, formando cortes quase verticais (como se pode ver pelas Figuras 10.5b e 10.5c), leva a que estes não sejam estáveis neste tipo de solos.

10.3.1.4. Pá carregadora

Este tipo de equipamento é mais indicado para pequenos volumes de escavação, e cuja profundidade não ultrapassa 2,0 metros.

O braço de uma pá carregadora não apresenta capacidade de rotação, nem de movimentos verticais, excepto em torno do seu eixo transversal. Desta forma é possível utilizar a máquina em frentes de trabalho muito estreitas, podendo deslocar-se, tal como as escavadoras tipo *shovel*, sobre pneus ou sobre rastos contínuos. Em termos de funções realizáveis, as pás carregadoras são utilizadas para escavação, carga e transporte de solo (Figura 10.6).



a) b)

c) d)

Fig. 10.6 – Operações com uma pá carregadora: a) escavação e carga; b) transporte; c) elevação; d) descarga [21].

10.3.1.5. Escavadora tipo *clamshell* ou de balde de maxilas

Esta escavadora é a ideal para as escavações verticais em áreas limitadas, com grandes profundidades e alcance reduzido. Devido ao facto de neste tipo de escavações (com contenções laterais, geralmente de grandes profundidades e efectuadas em áreas urbanas – ruas e avenidas), existir um grande número de interferências na área escavada (galerias, redes de distribuição de água, luz, gás, telefone, colectores de esgotos), a escavadora com balde de maxilas torna-se assim o equipamento adequado para este tipo de trabalhos. A Figura 10.7a mostra como o balde de maxilas pode revelar-se a componente mais adequada para a abertura de valas quando existem obstáculos como os escoramentos de vários níveis.

A escavação processa-se mediante a descida do braço por gravidade e posterior fecho do respectivo balde, de modo a conseguir agarrar e retirar o material que se encontra em profundidade. Tanto o lançamento do balde como a retirada do material são feitos na vertical.

Em obras de edifícios, o balde de maxilas tanto é utilizado na execução das fundações (por exemplo: paredes moldadas e estacas moldadas - Figuras 10.7b e 10.7c), como no movimento de terras propriamente dito, principalmente, como já se referiu, em cortinas travadas com escoras metálicas (Figura 10.7a).



a) b) c)

Fig. 10.7 - Escavadora com balde de maxilas em operação: a) para o edifício *ZAC Reuilly*, em Paris [22]; b) execução de uma parede moldada de 1,20 m de espessura e 48 m de profundidade no *Potsdamer Platz*, Berlim [20]; c) retirada de terras do furo de uma estaca moldada, na estação *Puerto de Valparaíso*, no Chile [3].

Tratando-se de um balde fechado nos quatro lados, o mesmo mostra-se bastante útil para escavação dentro de água, situação comum em contenções suportadas por cortinas de estacas-pranchas (Figura 10.8a).



a) b)

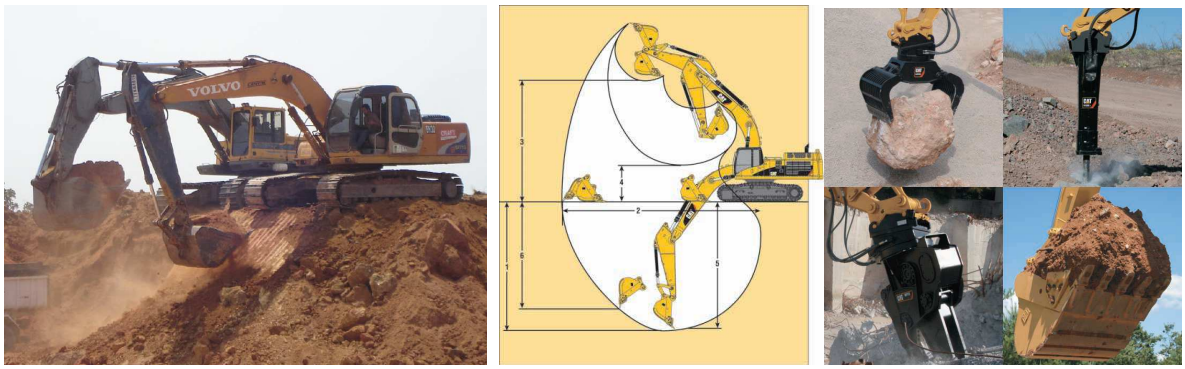
Fig. 10.8 – Escavadora com balde de maxilas utilizada em escavações dentro de água: a) escavação no interior de uma cortina de estacas-pranchas; b) pormenor do balde [94].

10.3.1.6. Grua escavadora hidráulica

É igualmente indicada para escavações verticais em áreas limitadas. No caso de a profundidade de escavação ser relativamente baixa, torna-se mais vantajosa, permitindo pressionar o terreno e obter melhor desempenho do que no caso do balde de maxilas em queda livre.

Tal como a escavadora com balde de maxilas, também este tipo de escavadora se pode localizar fora da área escavada, junto à periferia desta, no caso de espaços estreitos e existência de obstáculos, como escoramentos (ver Figura 5.25). O braço da escavadora é composto por um conjunto de hastes articuladas e pela ferramenta de corte, habitualmente designada por balde.

São os equipamentos mais usualmente utilizados nas escavações do intradorso das estruturas de contenção. Para além da sua facilidade de chegarem a qualquer local, apresentam como trunfo a sua versatilidade, podendo o balde da escavadora ser substituído por outros acessórios, como martelos ou pinças, de modo a perfurar estractos de solo de elevada resistência ou até removê-los do local (Figura 10.9c).



a) b) c)

Fig. 10.9 - Grua escavadora hidráulica sobre rasto contínuo: a) em trabalhos de escavação [95]; b) movimento do braço [21]; c) exemplos de acessórios passíveis de serem instalados na grua [21].

Em termos operacionais, as escavadoras realizam as tarefas de escavação e carga, elevação e descarga, como ilustra a Figura 10.10.



a) b)

Fig. 10.10 – Operações de uma grua escavadora hidráulica: a) escavação no interior de uma cortina de estacas para a estação de Metro dos Aliados, no Porto [78]; b) descarga de terras nos trabalhos de execução de uma cortina de estacas-pranchas para a construção dum parque de estacionamento na Universidade de Harvard [19].

10.3.1.7. Escavadora tipo *dragline* ou de balde rebocado

Esta escavadora é o equipamento indicado para a escavação de solos não consolidados em presença de água. Neste tipo de escavação, o equipamento fica preferencialmente colocado ao lado da área a escavar e apoiado em terreno mais resistente (Figura 10.11). O facto de a cota de apoio ser mais elevada do que a cota da superfície escavada, bem como o de se operar em terrenos moles e com a presença de água, torna aconselhável o uso desta escavadora.



a) b)

Fig. 10.11 – Operações com *dragline*: a) exemplo de escavação com *dragline* de gravilha em solos moles e com água [20]; b) escavação de solos com coesão baixa [96].

Também se admite a utilização de escavadoras com balde de maxilas neste tipo de terrenos, embora com restrições. O seu funcionamento baseia-se unicamente no "lançamento" do balde que, por gravidade, penetra no solo e é arrastado pela sua superfície, realizando desta forma a escavação.

10.3.2. EQUIPAMENTOS DE ESCAVAÇÃO-TRANSPORTE- *MOTO-SCRAPER*

Os equipamentos para escavação e transporte, vulgarmente designados por *scrapers* (Figura 10.12), são máquinas capazes de proceder à escavação, transporte e descarga de vário tipo de material, nomeadamente areia, rocha fragmentada, etc. São indicados para serviços de terraplenagens e escavações de grandes volumes em grandes áreas e, portanto, a sua utilização em obras de contenção de edifícios é pouco comum.

Estes tipos de equipamento apresentam vários modelos, sendo basicamente constituídos por uma caixa de carga que tem na sua parte inferior uma lâmina que corta uma camada superficial do solo. A remoção do material da caixa de carga faz-se pela parte dianteira ou traseira. Permitem efectuar movimentação de terras em larga escala e transporte destas em trajectos curtos.



a) b)

Fig. 10.12 – *Moto-scraper*: a) a efectuar transporte de terras [45]; b) a escavar o solo [21].

10.3.3. EQUIPAMENTO DE TRANSPORTE - CAMIÃO *DUMPER* ARTICULADO

Os camiões *dumper* articulados (ver Figura 10.13) são unidades de transporte extremamente versáteis, crescendo em popularidade no mundo inteiro. Sendo este equipamento uma parte de um sistema de

escavação, pode transportar materiais com uma grande variedade de aplicação e diversas condições de solos.

Usualmente são utilizados em obras de edifícios camiões basculantes de descarga traseira, feita através de braços de levantamento (pistões) de comando hidráulico. Eleva-se a caixa, abre-se a comporta traseira e as terras caem por gravidade, como ilustrado na Figura10.13c.



a) b) c)

Fig. 10.13 - Camião articulado: a) em carregamento de terras [22]; b) em saída pela rampa da obra para transporte e descarga de terras a depósito [78]; c) configuração genérica e movimento da caixa [21].

10.3.4 – EQUIPAMENTOS DE TRACÇÃO - TRACTOR SOBRE RASTO CONTÍNUO COM LÂMINA *BULLDOZER*

Estes tractores têm, geralmente, montadas lâminas de corte (*bulldozers*) ou niveladoras, ou pás escavadoras, podendo também realizar trabalhos de tracção, nomeadamente com *rippers*.

A utilização deste tipo de equipamento torna estes tractores particularmente indicados para operações de nivelamento, escavações, carregamento, etc. Alguns destes equipamentos têm possibilidade de fazer variar o ângulo de ataque da lâmina (*angledozer*), como mostra a Figura 10.14b, o que permite a formação de um *cordão* lateral. Estas lâminas, que são geralmente maiores do que as que trabalham direitas, para que a largura de trabalho não se reduza significativamente, devem trabalhar a profundidades inferiores, pois a pressão transversal do material cortado desequilibra o conjunto.



a) b)

Fig. 10.14 - Tractor de rastos com lâmina *bulldozer*: a) vista em obra [97]; b) representação do trajecto do transporte de terra numa lâmina *angledozer* [25].

10.4. TIPOS DE ESCAVAÇÃO

Como já muitas vezes referido ao longo do presente trabalho, numa obra de escavação o principal objectivo é retirar solo de um dado terreno, de modo a se atingir a cota ou a profundidade desejada para a execução de uma determinada construção, sendo a escavação caracterizada pelos seguintes aspectos:

- quantidade de solo a ser removido;
- localização da escavação;
- dimensões da escavação;
- tipo de solo a ser escavado;
- destino dado ao material retirado.

Tendo em conta estes diferentes parâmetros, pode-se dividir as escavações no intradorso de estruturas de contenção de edifícios em duas grandes categorias:

- de grandes volumes em áreas limitadas;
- verticais em áreas limitadas.

10.4.1. ESCAVAÇÕES DE GRANDES VOLUMES DE SOLO EM ÁREAS LIMITADAS

Este tipo de escavação, comum na construção de edifícios, atinge usualmente profundidades superiores a 10 m (construção de, pelo menos, dois pisos subterrâneos). A técnica mais comum neste caso consiste na colocação do próprio equipamento de escavação dentro da área a ser escavada, realizando a escavação do solo do centro para os limites da área escavada (Figura 10.15).



Fig. 10.15 - Panorâmica de uma escavação contida por paredes moldadas e dos acessos ao interior das paredes, para a construção do *El Corte Inglés* em Badajoz [3].

Em função da vasta área de escavação existente, os equipamentos deslocam-se para o interior da cortina por intermédio de rampas, de forma a retirarem o material escavado. Estas rampas são geralmente em terra (Figura 10.16a) e apresentam inclinações variáveis, dependendo da área de escavação. Caso se trate de uma obra de grande profundidade, que exija equipamentos muito pesados e de grandes dimensões, é construída uma rampa em estrutura metálica propositadamente para o efeito, como no caso da reconstrução do *World Trade Center*, ilustrado na Figura 10.16b.



a) b)

Fig. 10.16 - Rampas de acesso à escavação: a) construção do edifício Marina Centro em Santiago, no Chile [3]; b) reconstrução do *World Trade Center*, em Nova York [98].

A escavação do intradorso de uma parede de contenção processa-se então, por níveis de profundidade, os quais são executados de forma faseada (Figura 10.17). Devido ao elevado volume de terras a remover e ao facto de a altura de corte ultrapassar o alcance das escavadoras, ou seja, quando se trata de escavações de altura equivalente a vários pisos subterrâneos, trabalha-se em degraus, com alturas de ataque de, no mínimo, 1,50 m por degrau.



Fig. 10.17 - Avanço da escavação no interior de uma parede moldada [3].

Ao se atingir o nível correspondente à plataforma inferior, deve-se forçar o trajecto das unidades de transporte por ele, contribuindo para a compactação do subsolo. As equipas de escavação em degraus diferentes devem ser independentes, com as unidades de transporte nunca servindo mais do que uma escavadora. Por fim, iniciam-se os trabalhos relativos à limpeza e escavação das fundações do edifício, e simultaneamente à retirada gradual das terras sobrantes, como mostra a Figura 10.18.



Fig. 10.18 - Retirada das terras sobrantes no interior das paredes [41].

Realizadas as furações e escavações necessárias para as fundações, procede-se então ao desmantelamento da rampa de acesso para os equipamentos de escavação e transporte de terras. A partir desta altura, o acesso dos trabalhadores ao interior da escavação é estabelecido por intermédio de andaimes e os equipamentos são colocados na zona escavada através de gruas.



Fig. 10.19 - Acesso por escadas ao intradorso das paredes moldadas na zona de reconstrução do *World Trade Center* [98].

10.4.2. ESCAVAÇÕES VERTICAIS EM ÁREAS LIMITADAS

As escavações verticais em áreas limitadas são cada vez mais comuns nos espaços urbanos. Neste tipo de escavações, o equipamento fica preferencialmente colocado ao lado da área escavada, de modo a apoiar num terreno mais resistente, e vai-se retirando o material verticalmente. Assim, as escavadoras com balde de maxilas e as gruas escavadoras hidráulicas tornam-se os equipamentos específicos para este tipo de trabalhos, com o apresentado nas Figuras 5.25, 10.7 e 10.20.



a) b)

Fig. 10.20 - Escavações verticais em áreas limitadas - remoção de terras: a) pela abertura no processo *top-down*; b) do interior de uma estrutura escorada (Cruz, 2006).

11

MÉTODOS DE CONTROLO DA ÁGUA, DE IMPERMEABILIZAÇÃO E DRENAGEM SUBTERRÂNEA

11.1. INTRODUÇÃO

Em numerosos exemplos de construção de edifícios com pisos de cave, as escavações ocorrem a uma profundidade abaixo do nível de água. É necessário então drenar a água existente na superfície do terreno, do lado escavado (Figura 11.1) pelo menos até ao fim das construções subterrâneas, ou então evitar que a água chegue à zona da escavação (pela implementação de técnicas apropriadas). Tal é conseguido através da instalação de sistemas de controlo do nível freático, de drenagem e de impermeabilização.



Fig. 11.1 - Vista panorâmica de captação directa por bombagem de uma obra de paredes moldadas na Alemanha [109].

11.2. MÉTODOS DE DRENAGEM E CONTROLO DO NÍVEL FREÁTICO

Os sistemas de drenagem e de controlo da água têm como objectivos, nomeadamente, melhorar as condições de trabalho no terreno, evitar infiltrações de água nas escavações, evitar a modificação do equilíbrio das terras, diminuir a possibilidade de rotura dos seus taludes e auxiliar nos processos de

compactação dos aterros. Segundo Úlpio do Nascimento citado por Coelho (1996), tais objectivos podem-se agrupar conforme o esquema seguinte:

i) melhorar as condições de resistência e/ou deformabilidade do terreno: esta via permite, por exemplo, conceber estruturas cujas fundações transmitam, a uma certa camada, cargas que, pela sua intensidade ou concentração, não seriam aceitáveis para as condições naturais do terreno;

ii) suprimir os efeitos das pressões hidrostáticas directas de encontro às construções: quando tais efeitos são suprimidos podem conceber-se muros de contenção ou ensoleiramentos mais leves do que os requeridos, no caso desses elementos de construção ficarem sujeitos às pressões hidrostáticas;

iii) suprimir os efeitos nocivos das forças de percolação na massa do próprio terreno ou nas estruturas que lhe estão ligadas: pretende-se assim evitar que se verifiquem os fenómenos de fluidificação e de erosão interna, a elevação do fundo na base das obras de contenção e a diminuição das tensões efectivas ao longo das superfícies possíveis de escorregamento;

iv) suprimir os efeitos das variações do grau de humidade do terreno: com esta medida tem-se em vista evitar os prejuízos resultantes das variações volumétricas do solo, da sua fissuração progressiva, etc.;

v) suprimir os efeitos da congelação que são, em certos aspectos, semelhantes aos referidos na alínea anterior;

vi) impedir a invasão, das obras em escavação, pelas águas: embora algumas operações de construção (escavação, betonagem) se possam fazer debaixo de água, por razões de economia, comodidade e perfeição de trabalho é geralmente preferível, caso seja possível, realizá-las a seco;

vii) viabilizar determinadas técnicas construtivas, no âmbito das estruturas de contenção, como é o caso das paredes *tipo Berlim provisórias* e *definitivas*.

Para que se cumpram os objectivos referidos, é essencial que a drenagem seja executada de acordo com as seguintes exigências funcionais:

a) a posição do nível freático rebaixado deve ser continuamente controlada (para se evitarem flutuações passíveis de causar a instabilidade da escavação), não devendo baixar mais do que o necessário para a segurança da obra (0.5 - 1.5 m);

b) o método escolhido deve assegurar a estabilidade dos taludes e fundo da escavação, bem como a integridade e segurança de estruturas adjacentes;

c) a água retirada do terreno deve ser depositada em locais que não afectem a escavação nem os recursos freáticos existentes (colectores de esgoto, cursos de água, etc.).

d) devem ter-se em conta eventuais falhas de corrente ou outros imprevistos, no dimensionamento dos sistemas de bombagem;

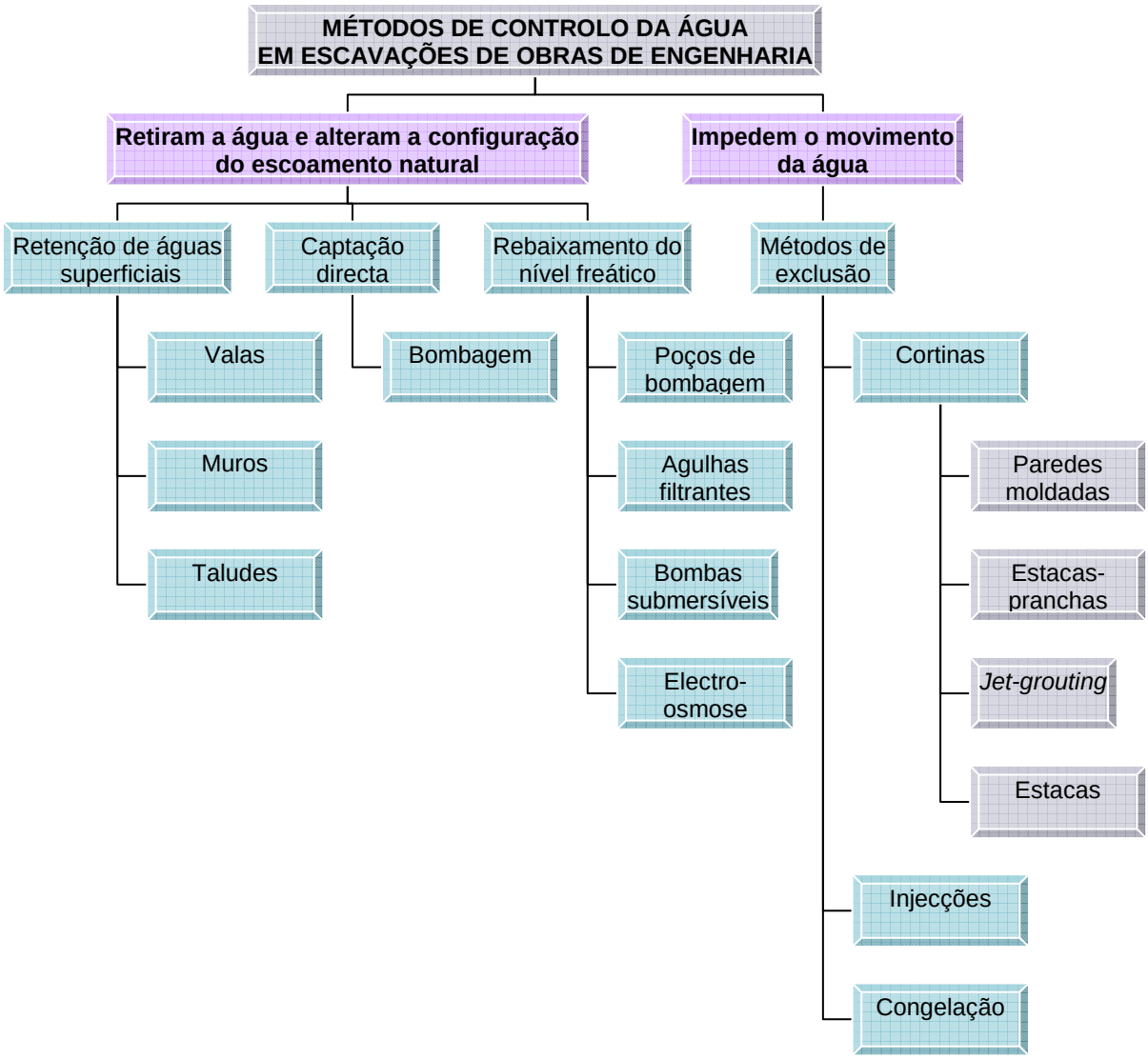
e) devem utilizar-se filtros adequados, nos casos em que se proceda a bombagem, para que não haja arrastamento de finos do solo.

Relativamente à escolha do método mais apropriado para a contenção da água em obras de Engenharia, citando Medeiros (1998), os parâmetros principais que a condicionam são o tipo de formação hidrogeológica, a posição da superfície piezométrica, a profundidade, a geometria da escavação, o enquadramento periférico da obra e a relação custo/benefício. Por exemplo, a água pode ser drenada da escavação por bombagem ou evitar-se que ela aí entre, quer recorrendo à sua

congelação, quer aplicando uma barreira impermeável ou preenchendo os interstícios da formação geológica com material apropriado.

Ainda de acordo com o mesmo autor, os métodos de controlo da água subterrânea em obras de engenharia podem ser agrupados em dois grandes conjuntos: os que impedem o movimento da água (processos à base de cortinas, injecções e congelação dos terrenos) e os que retiram água e alteram a configuração do escoamento natural (rebaixamento do nível aquífero). No Quadro 11.1 indicam-se vários desses métodos.

Quadro 11.1 - Síntese dos métodos de controle da água em escavações de Obras de Engenharia (Adaptado, Medeiros, 1998).



11.2.1. RETENÇÃO DE ÁGUAS SUPERFICIAIS

Neste ponto, é feita referência aos métodos que impedem o acesso da água superficial à escavação. Neste grupo, incluem-se as técnicas de construção de valas em muros e taludes. A Figura 11.2 ilustra um exemplo de obra em Santa Cruz, no Brasil, em terreno sedimentar e com nível freático elevado.

Para o rebaixamento do mesmo na área de construção dos dois prédios principais, foi utilizada uma vala, com a recolha das águas a ser efectuada por gravidade no ponto de cota mais baixa.



Fig. 11.2 - Sistema de retenção de águas superficiais utilizado num edifício em Santa Cruz, Brasil [100].

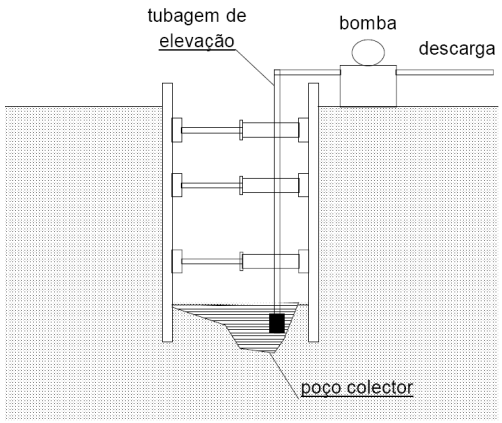
Trata-se de um método aplicável em todo o tipo de solos, simples e barato. A sua principal limitação prende-se com a dificuldade de circulação do equipamento.

11.2.2. CAPTAÇÃO DIRECTA

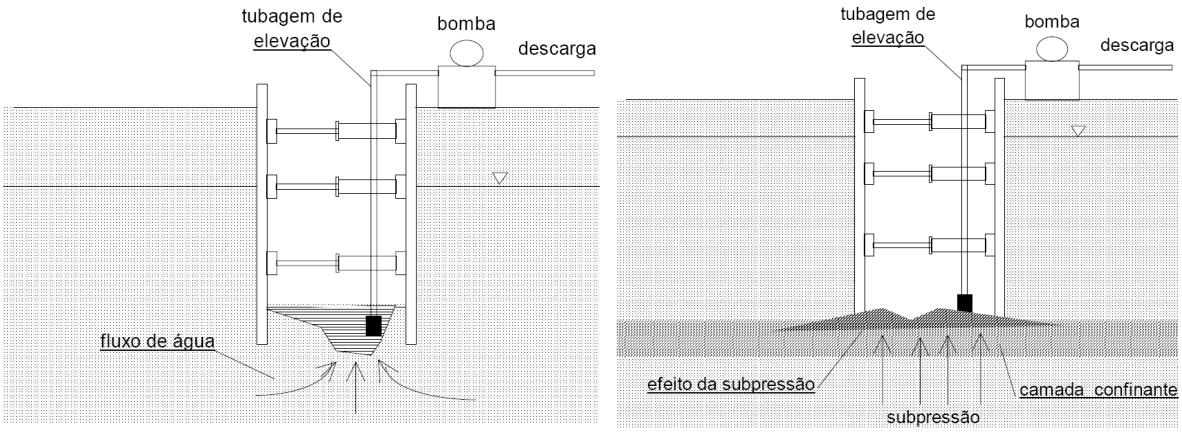
É um método que se baseia, essencialmente, na bombagem da água que aflui à escavação (Figuras 11.1 e 11.3a). É aconselhado apenas para solos compostos por areias e seixos, e para situações em que o nível freático não se encontre muito acima da profundidade da escavação, ou para escavações de pequena extensão. Isto justifica-se porque esta técnica apresenta os seguintes perigos potenciais (Caputo, 1969):

a) numa escavação em terreno permeável, à medida que a água vai sendo bombeada, o nível de água no interior da escavação baixa mais rapidamente que no exterior, originando um gradiente hidráulico elevado, que tornando-se crítico, leva à liquefacção das areias (Figura 11.3b);

b) possibilidade de rotura do fundo da escavação por levantamento, devida à subpressão da água, quando esta for maior que o peso efectivo do solo (Figura 11.3c). Como exemplo deste fenómeno tem-se o caso em que o fundo da escavação é sobrejacente a uma camada de argila pouco espessa.



a)



b) c)

Fig. 11.3 - a) Esquema de bombagem directa em vala com poço colector; b) fenómeno de liquefacção das areias; c) mecanismo de rotura do fundo de uma escavação (Medeiros, 1998).

Trata-se de um método simples e barato, podendo as bombas ser naturalmente dos mais variados tipos e potências, cuja escolha é feita com base na experiência.

11.2.3. REBAIXAMENTO DO NÍVEL FREÁTICO

Consiste num método em que se efectua a pré-drenagem do solo, através do rebaixamento do nível freático. É indicado em solos permeáveis ou quando a profundidade a atingir é elevada e o nível freático se encontra próximo da superfície. Existem várias técnicas de rebaixamento do nível freático (Quadro 11.1), que, seguidamente, se descrevem.

11.2.3.1. Poços de bombagem

É um sistema de rebaixamento bastante simples, consistindo em recolher as águas em valas executadas no fundo da escavação, ligadas a um ou mais poços onde a água se acumula e posteriormente é retirada através de bombas. Apresenta-se indicado para o mesmo tipo de solos que no caso da captação directa por bombagem, e o seu uso justifica-se quando se pretende efectuar bombagens prolongadas e em solos nos quais a filtragem correcta é importante.

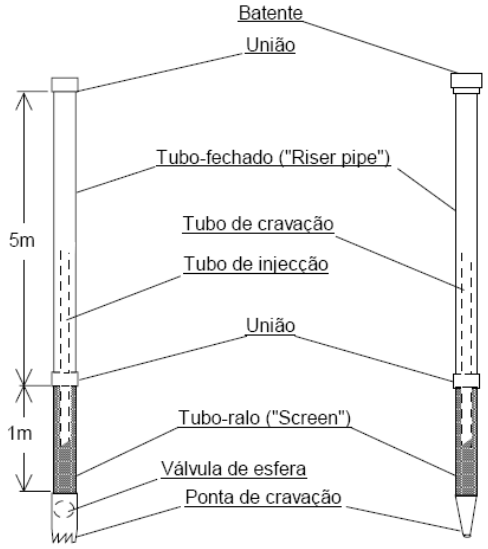


Fig. 11.4 - Vista de um poço de bombagem [110].

As vantagens intrínsecas a este método prendem-se com a aceitabilidade dos seus custos de funcionamento, assim como o fácil controlo de arrastamento dos finos no solo. Como desvantagens enunciam-se o seu custo de instalação elevado, o ruído causado pela bombagem por sucção e o rebaixamento com altura limitada a 5 ou 6 m.

11.2.3.2. Agulhas filtrantes (*well-points*)

Quando se pretende eliminar os inconvenientes do aparecimento de água no interior da escavação, pode-se utilizar o sistema de agulhas filtrantes. As agulhas em questão são tubos de ferro ou PVC, com diâmetros que variam entre 3.75 e 5 cm e comprimentos de 3 a 7 m, perfurados na ponta. Existem dois tipos de agulhas (Medeiros, 1998): de cravação, *drive type* na nomenclatura anglo-saxónica (Figura 11.5b), e de injecção, *jetting type* (Figura 11.5a).



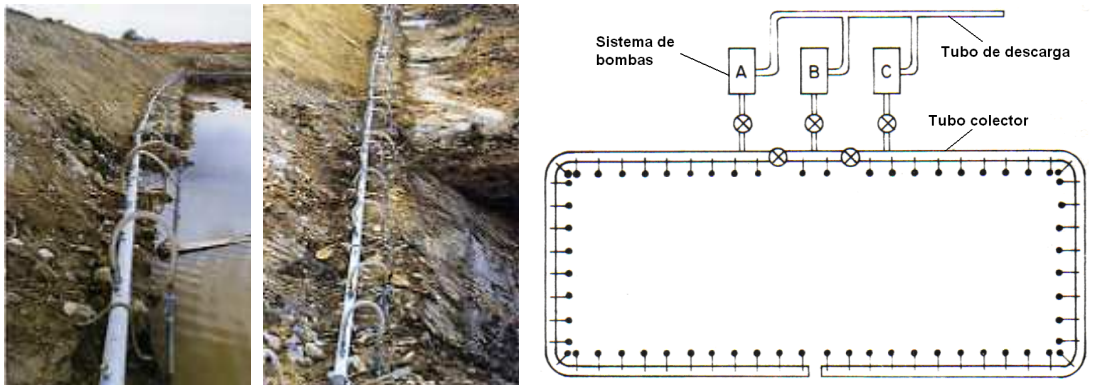
a) b)

Fig. 11.5 - Constituição de uma ponta filtrante tipo: a) de injecção; b) de cravação (Medeiros, 1998).

O conjunto de agulhas em escavação constitui um sistema de poços filtrantes (Figura 11.6), o qual assegura uma altura de rebaixamento de 5 a 6 m. Consiste na implantação, ao longo do perímetro da área a rebaixar, de um tubo colector com cerca de 20 ou mais cm de diâmetro, dotado de agulhas filtrantes e ligado à bomba aspirante característica do sistema (Caputo, 1969). O espaçamento entre aquelas depende da permeabilidade e do caudal a bombar, podendo ir de 0,50 a 2,50 m.



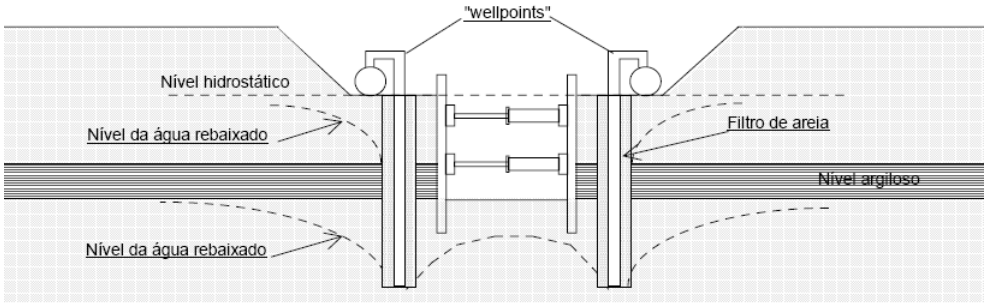
a) b) c)



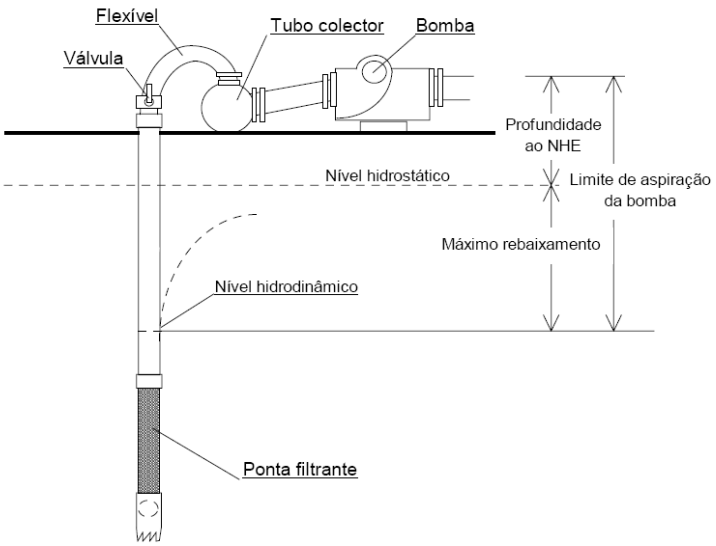
d1) d2) e)

Fig. 11.6 - a) Vista das agulhas filtrantes; b) vista do tubo colector; c) vista da bomba de água; d) estado do terreno: d1) antes do rebaixamento; d2) depois do rebaixamento [102]; e) sistema de drenagem com agulhas filtrantes: aspecto típico em planta [adaptado, 100].

Como a água é retirada do solo utilizando vácuo (Figura 11.7b), todo o sistema (união entre os segmentos do tubo colector, ligações da ponteira ao colector, etc.) deve ser o mais vedado possível para impedir a queda de eficácia do sistema. Trata-se de um método indicado para solos constituídos por seixos e areias siltosas, de acordo com o esquema da Figura 11.7a.



a)



b)

Fig. 11.7 - Agulhas filtrantes: a) esquema de montagem de agulhas filtrantes com filtros de areia; b) elementos constituintes de um sistema de *wellpoints* e capacidade da bomba de vácuo (Medeiros, 1998).

Para rebaixamentos mais profundos que os 5 m, devido ao seu limite de altura de rebaixamento, devem ser aplicados diferentes andares de agulhas filtrantes, com alturas de 5 m, à medida que a escavação prossegue, tal como ilustra a Figura 11.8. Por fim, saliente-se o facto de este sistema ser adequado para solos permeáveis e em obras pequenas ou de curta duração.

A instalação do sistema é fácil, rápida e de baixo custo. Apresenta limitações de instalação em solos rochosos e relacionadas com o ruído elevado que causa.

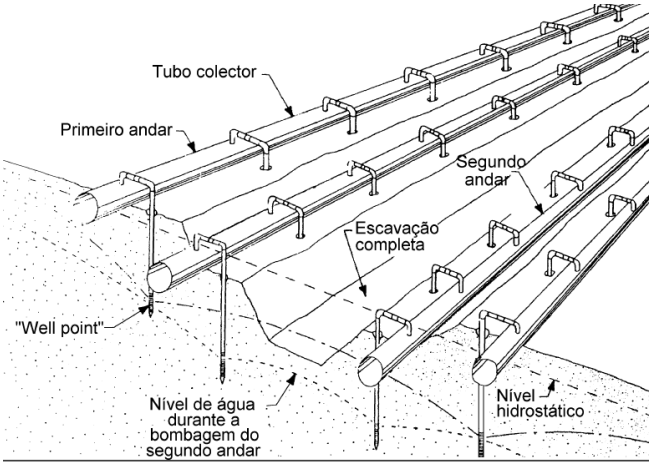


Fig. 11.8 - Esquema de instalação de um sistema de agulhas filtrantes ou *well-points* por andares: segundo andar (Medeiros, 1998, adaptado de Driscoll, 1986).

11.2.3.3. Bombas submersíveis

É um sistema de rebaixamento empregue no caso de escavações mais profundas, ou quando se necessita de maiores vazões nas captações entubadas (com diâmetros entre 15 e 60 cm). Nestes casos instala-se uma bomba submersível no interior de um tubo envolto em tela de nylon (Figura 11.9).

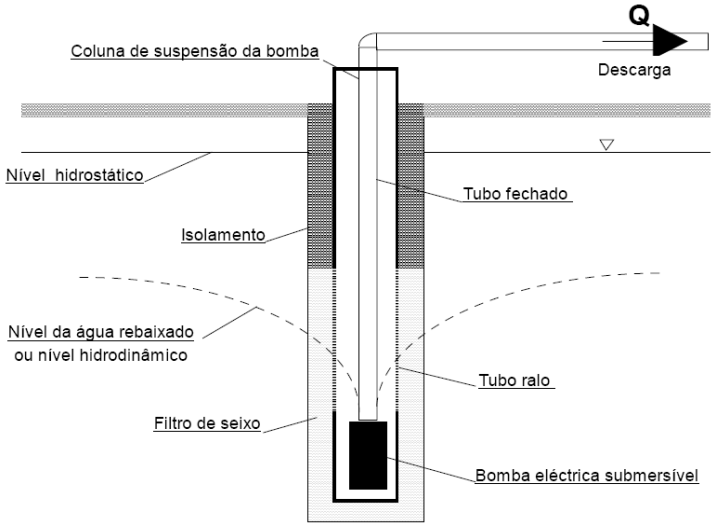


Fig. 11.9 - Furo de bombagem tipo (Medeiros, 1998)

O accionamento da bomba faz-se por meio de eléctrodos ligados ao motor da primeira. Todas as bombas utilizadas no sistema de rebaixamento estão ligadas a um painel de controlo eléctrico. Trata-se do sistema de rebaixamento mais caro dentro dos que são mencionados nestes pontos. Na Figura 11.10 é possível observar um esquema de instalação de uma bomba submersível.



a) b) c)

Fig. 11.10 - Bombas submersíveis: a) abertura do furo para montagem da bomba [106]; b) pormenor da bomba [108]; c) rebaixamento em obra [108].

Como vantagens, para além de poder actuar em escavações profundas, enuncia-se o facto de não apresentar limite de altura de rebaixamento, possibilitar a aplicação de vácuo e não provocar ruído. O seu ponto menos positivo relaciona-se com o elevado custo de instalação.

11.2.3.4. Electro-osmose

Trata-se de um sistema indicado para solos muito pouco permeáveis, com coeficientes de permeabilidade entre 10^{-5} e 10^{-7} cm/seg (Caputo, 1969). É instalada uma diferença de potencial eléctrico entre dois pólos (cátodo e ânodo), no solo, que provoca o deslocamento das partículas de água para os cátodos, de onde são bombeadas para um local adequado (Figura 11.11)

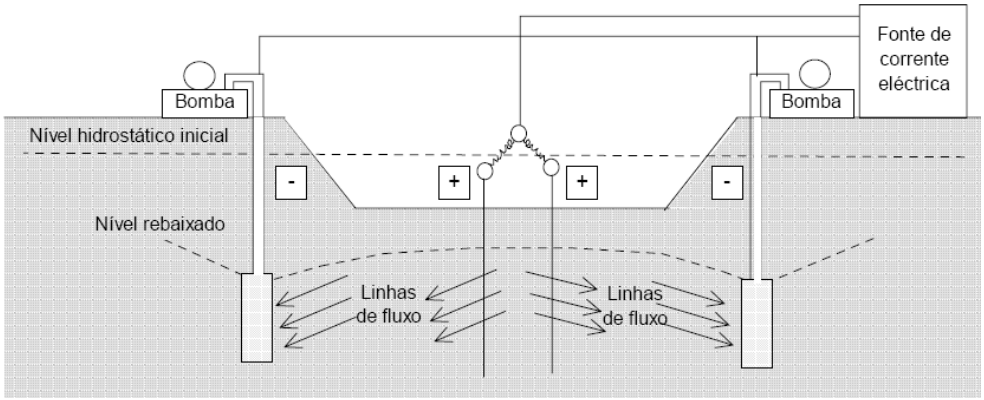


Fig. 11.11 - Esquema de montagem de um sistema de drenagem por electro-osmose (Medeiros, 1998).

O processo de estabilização e de drenagem por electro-osmose tem sido pouco usado até ao momento, encontrando-se ainda em fase experimental. No entanto, parece apresentar interesse futuro na drenagem de solos com permeabilidade inferior a 10^{-7} cm/seg. Apresenta como principais limitações o facto de os débitos associados a esta técnica serem bastante baixos e os custos de instalação e operacionalidade se revelarem elevados.

11.2.3.5. Efeitos do rebaixamento do nível freático nas estruturas vizinhas

O rebaixamento do nível freático pode causar importantes assentamentos do terreno, quando se está em presença de areias soltas ou siltes e argilas compressíveis. E mesmo para areias densas, esses assentamentos podem ocorrer, quer devido a um deficiente controlo do sistema de drenagem, quer sejam permitidas flutuações do nível da água (Terzaghi e Peck, 1867, citados por Matos Fernandes, 1995).

Nestas condições do maciço, quando um sistema de rebaixamento é instalado próximo de estruturas, cujas fundações estão localizadas numa porção do maciço que será afectada pelo rebaixamento do nível freático (ver Figura 11.12), deve-se verificar a possibilidade de ocorrência de assentamentos nas fundações provocadas pelo rebaixamento.

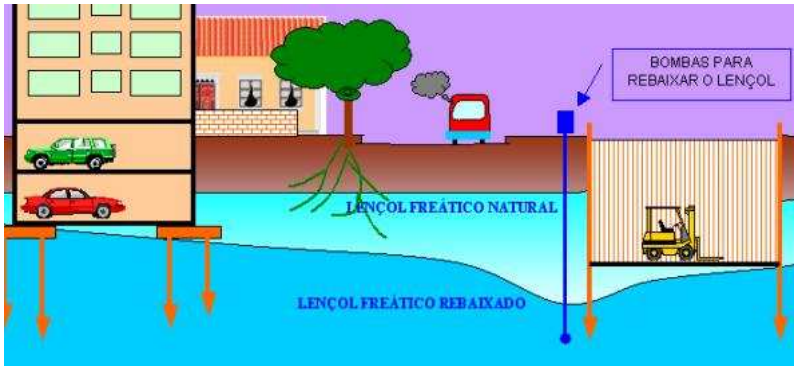


Fig. 11.12 - Eventuais assentamentos nas estruturas vizinhas causados pelo rebaixamento por bombagem do nível freático na zona de escavação [101].

Para minimizar o efeito do rebaixamento sobre fundações vizinhas, deve processar-se a escavação recorrendo a paredes impermeáveis, e efectuar-se a bombagem de água do interior da escavação. Simultaneamente deverão ser instalados poços de recarregamento artesiano, junto àquelas fundações, com o objectivo de manter o nível freático exterior o mais próximo possível da cota inicial, e manter também desta forma as pressões neutras próximas das originais.

Esses poços devem ser instalados dentro da camada susceptível de sofrer os assentamentos. São preenchidos com material granular e o nível de água no seu interior deve ser mantido em posição tal que as pressões neutras no solo de fundação da estrutura se aproximem da sua condição original existente antes do rebaixamento. Essa condição pode ser controlada pela instalação de piezómetros na área de interesse.

11.2.4. MÉTODOS DE EXCLUSÃO

São métodos que impedem o acesso da água subterrânea à escavação, através da criação de barreiras físicas. Podem ser temporários (asseguram estanqueidade apenas durante o período de construção -

congelação do solo, paredes de lamas bentoníticas; estacas-pranchas) ou permanentes (garantem estanqueidade a longo prazo - paredes moldadas, cortinas de estacas, injecções do solo, *jet grouting*, etc.).

11.2.4.1. Cortinas

As estruturas de contenção atrás referenciadas (paredes moldadas, ensecadeiras de estacas-pranchas, cortinas de estacas e *jet grouting*) para além de serem aplicadas de forma a possibilitar a construção de pisos subterrâneos, constituem elas próprias uma barreira física que impede ou dificulta a passagem de água para a escavação.

Devido ao facto de os processos de construção das mesmas já terem sido analisados em capítulos anteriores, apenas se faz referência neste ponto a um facto relevante acerca da eficácia das cortinas como barreiras de exclusão de água, que é o seguinte (Medeiros, 1998): a redução do caudal não é proporcional ao comprimento da cortina, isto é, de acordo com o gráfico da Figura 11.13, uma cortina com uma profundidade correspondente a uma penetração de 80% da possança da camada aquífera apenas produz uma redução de 50% do caudal que afluirá à escavação. Assim, segundo o mesmo autor, conclui-se que para uma cortina garantir uma impermeabilização efectiva, deverá atingir um nível confinante a uma profundidade compatível com os objectivos gerais da obra de engenharia.

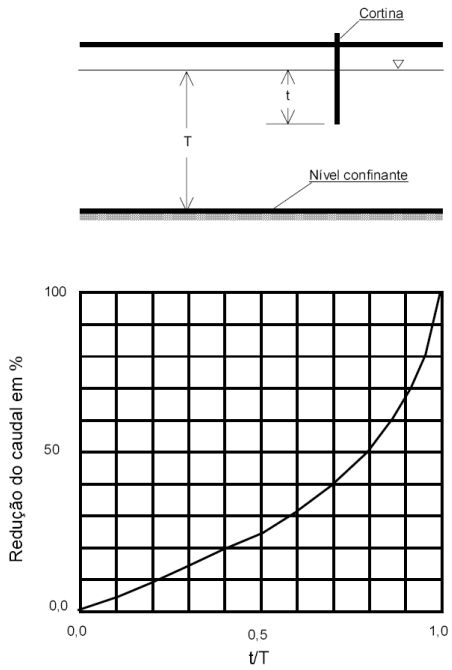
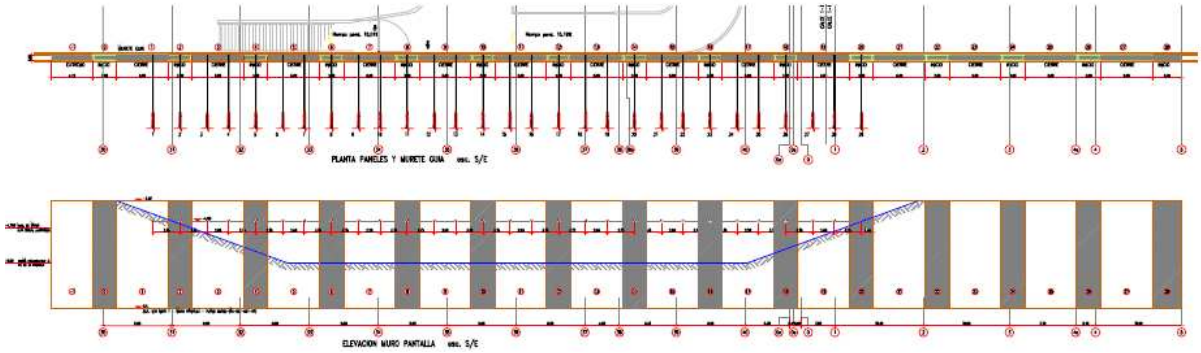


Fig. 11.13 - Eficiência de uma cortina de impermeabilização em função da penetração (Medeiros, 1998, adaptado de Davidenkoff e Franke, 1966).

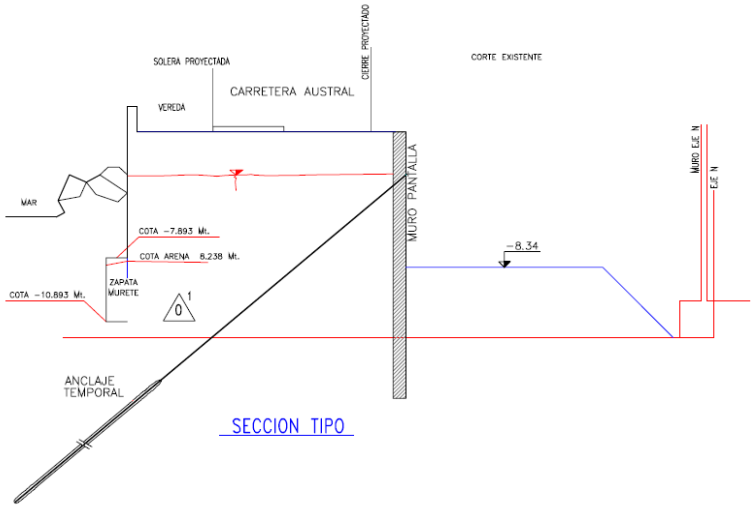
Como exemplo de uma cortina de exclusão de água, apresenta-se o projecto *Mall Costanera* (Figura 11.14), realizado na cidade de Puerto Montt, Sul do Chile. O objectivo contemplava a construção de uma parede moldada ancorada no perímetro da escavação, paralela à costa marítima, de forma a evitar a infiltração de água no futuro edifício a construir. Dos dados mais significativos da obra destacam-se os 1571 m^2 de paredes moldadas construídas, com 12,5 m de altura e espessura de 0,60 m, e 1100 ml de ancoragens pré-esforçadas temporárias.



a) b)



c)



d)

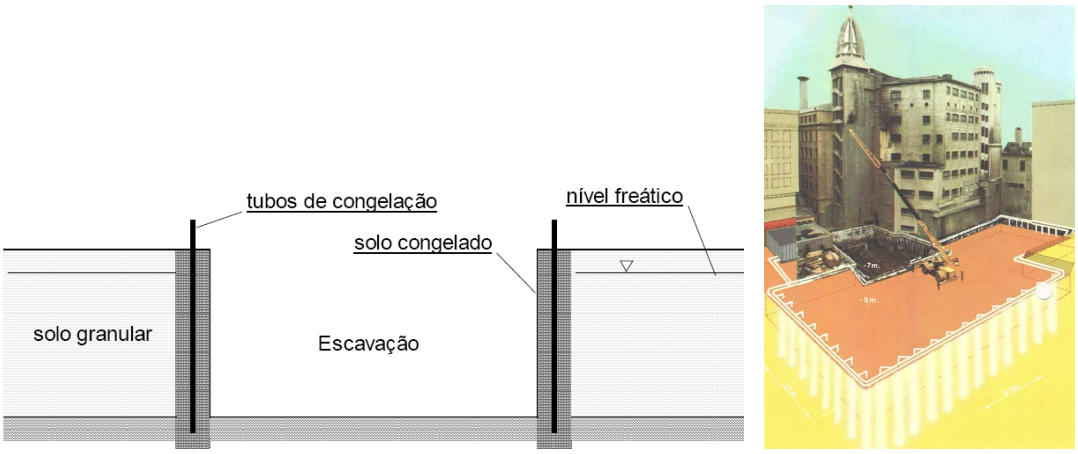
Fig. 11.14 - Projecto de paredes moldadas *Mall Costanera*: a), b) vista panorâmica da obra; c) esboço da planta e secção em corte; d) secção tipo da parede [3].

11.2.4.2. Congelação do solo

Devido ao seu elevado custo, a congelação dos solos, como método de prevenção do fluxo de água para as escavações é, geralmente, o último recurso quando todos os outros métodos falharam ou por

uma razão ou outra, se mostraram impraticáveis (Medeiros, 1998). Trata-se de uma técnica desenvolvida em países cujas temperaturas baixas são comuns. No nosso país, segundo Almeida (2003), não há registo do uso desta técnica. Tal facto é justificável, em virtude do nosso clima ser relativamente quente, da alta tecnologia associada e do seu elevado custo.

A técnica de congelamento (Figura 11.15) consiste, tal como o nome sugere, na congelação temporária de solos com elevada percentagem de água (não saturados), convertendo a água intersticial *in situ* em gelo. Desta forma, impede-se o movimento subterrâneo da água e melhoram-se as características mecânicas do solo.



a) b)

Fig. 11.15 - Congelação dos solos em estruturas de contenção: a) exemplo em corte (Medeiros, 1998); b) vista panorâmica em obra (Almeida, 2003).

Os principais factores que condicionam a eficiência do processo de congelação dos solos são os seguintes:

i) temperatura do terreno, de congelação e da água;

ii) condições geológicas e hidrogeológicas da zona a tratar;

iii) tempo e velocidade de congelação;

iv) nível freático (cota e variação deste);

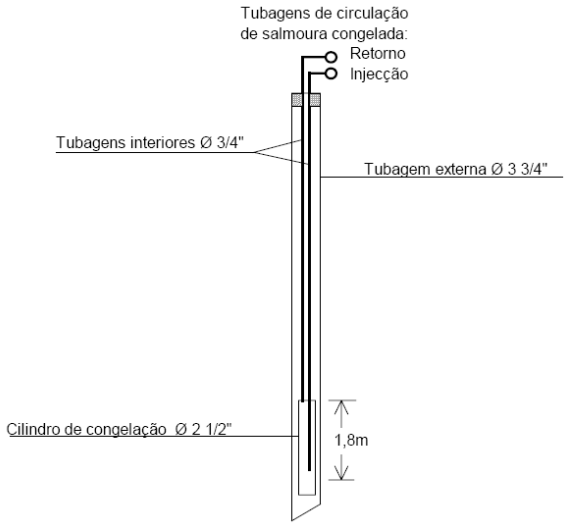
v) velocidade de escoamento da água;

vi) a composição química da água dos poros e do gelo formado (tamanho e orientação dos cristais de gelo).

A gama de temperaturas necessárias depende do tipo de solo, geralmente -6 ºC para areias e -30 ºC para argilas moles. O elevado custo deste método resulta da necessidade de efectuar um elevado número de furos em torno da área a escavar.

O sistema envolve, basicamente, a realização de um anel ou um polígono de furos no perímetro da escavação. Medeiros (1998) descreve-o da seguinte forma: os furos, de diâmetro da ordem de 4” a 6”, são entubados a aço com o fundo fechado, dentro do qual é descido um tubo de 1 1/2” a 3” aberto no fundo. O topo deste tubo interno é ligado a um circuito de refrigeração (constituído por um evaporador, um compressor e um condensador), que injecta pelo seu interior salmoura congelada ou azoto líquido, subindo posteriormente pelo espaço anular entre este e o tubo exterior (Figura 11.16). É

exigido, ao longo de todo o processo, a instalação de material para isolamento térmico do circuito e solo tratado.



a)





b) c)

Fig. 11.16 - a) Esquema da unidade de congelação utilizada na construção do Metropolitano de Estocolmo (Medeiros, 1998, adaptado de Tomlinson, 1963); b) estaleiros para realização de tratamento, com equipamentos de refrigeração (Almeida, 2003); c) vista de um sistema em teste de congelação do solo para a ligação entre um túnel e uma estação de paredes moldadas no Metro de Colónia, Alemanha [111].

11.2.4.3. Injecções do solo

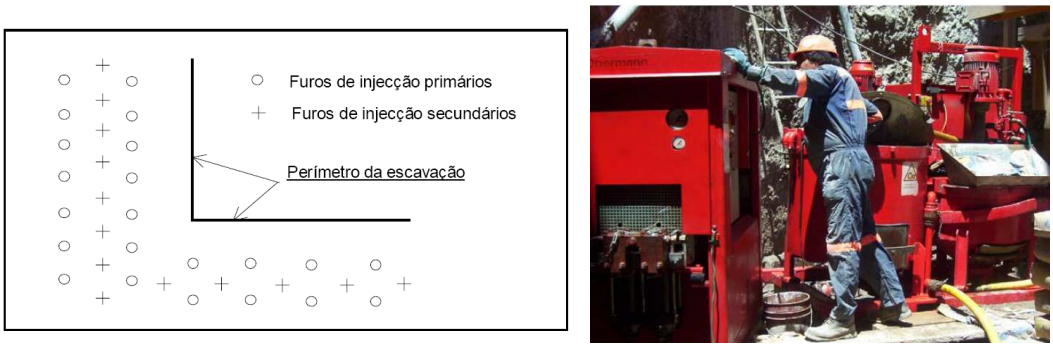
Trata-se de uma técnica com aplicação particularmente interessante em solos de permeabilidade muito elevada, nos quais se injectam materiais como cimento ou bentonite, para que estes preencham poros e fracturas do maciço. Desta forma, substituem o lugar da água, aumentando a impermeabilidade do maciço e eliminando o escoamento de água para as escavações.

Em solos, a escolha dos materiais de injecção depende da granulometria dos elementos constituintes, que está directamente relacionada com a permeabilidade (Quadro 11.2).

Quadro 11.2 - Tipo de material de injecção em função da permeabilidade dos maciços (Medeiros, 1998)

MATERIAL	K (m/s)
Cimento	10^{-2} a 10^{-1}
Bentonite + cimento	10^{-3} a 10^{-2}
Gel de Sílica e Resinas	10^{-5} a 10^{-3}

Um plano típico de injecção consiste na obtenção de uma cortina de impermeabilização a partir de furos de injecção localizados suficientemente próximos uns dos outros em volta da zona de escavação (Figura 11.17). Geralmente recorre-se à implantação de duas linhas de furos de injecção, ditos primários, e entre estas uma linha de furos secundários ou terciários, se necessário (Tomlinson, 1995, citado por Medeiros 1998).



a) b)

Fig. 11.17 - a) Plano de injecção por furos primários e secundários (Medeiros, 1998, adaptado de Tomlinson, 1995); b) pormenor do equipamento de mistura e injecção [3].

11.3. SISTEMAS DE IMPERMEABILIZAÇÃO E DRENAGEM / FILTRAGEM DE CAVES

De modo a evitar infiltração de água e humidade nos pisos de cave de edifícios, é fundamental a aplicação de materiais de impermeabilização, drenagem e filtragem subterrâneos nas estruturas de contenção, de modo a garantir a estanqueidade necessária ao edifício e impedir o acesso da água ao interior da construção.

Os factores que influenciam a escolha do sistema de impermeabilização e drenagem a aplicar num edifício são os seguintes:

- posição do nível freático;
- processo construtivo das estruturas periféricas;
- permeabilidade e capilaridade do terreno adjacente;
- tipo de ocupação dos pisos enterrados;
- cota do colector da rede de esgotos (perigo de rotura).

É um facto que o perigo de infiltração de água se encontra fortemente condicionado pela composição das paredes enterradas. Destaca-se assim o facto de os sistemas de drenagem e impermeabilização passíveis de serem implementados nas paredes de contenção periféricas analisadas no presente

trabalho diferirem, em certa medida, dos aplicados numa parede enterrada corrente, ilustrada a título exemplificativo na Figura 11.18.

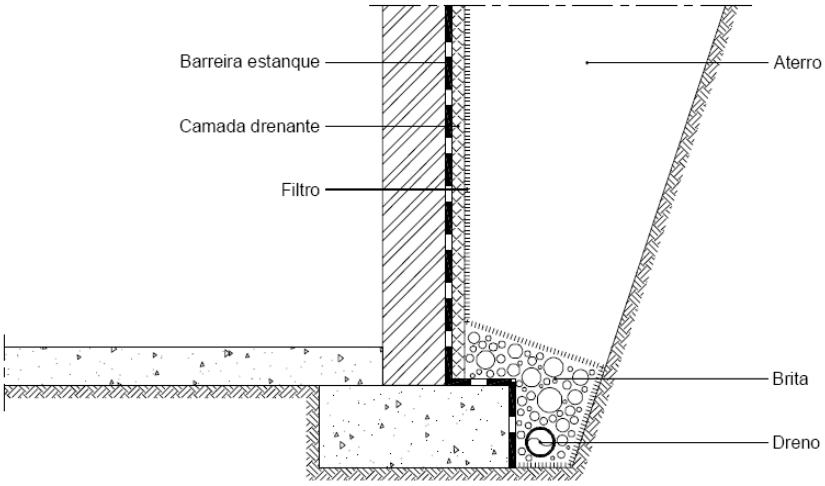


Fig. 11.18 - Exemplo esquemático de uma barreira estanque associada a um sistema drenante/filtrante de uma parede enterrada corrente (Freitas, 2003).

Tal deve-se, fundamentalmente, aos sistemas construtivos das diferentes técnicas de paredes de contenção de edifícios, os quais inviabilizam a aplicação dos métodos tradicionais de impermeabilização e drenagem de paredes enterradas.

Assim, apenas nas paredes *tipo Berlim* e nas cortinas de estacas, o sistema de drenagem/filtragem se pode situar pelo exterior da parede definitiva, por dois motivos diferentes:

- no caso das paredes *tipo Berlim provisórias* e cortinas de estacas-pranchas, as paredes definitivas são construídas aproveitando a face interior das referidas paredes provisórias como cofragem da nova parede, sendo o sistema de drenagem/filtragem aplicado ao longo da mesma face (ver pontos 5.5.5 e 7.7.3.7);
- no caso das paredes *tipo Berlim definitivas*, porque o processo construtivo assim o permite, embora, tal como já foi salientado no ponto 5.5.5, a sua execução seja orenosa e difícil, optando-se em alternativa pela impermeabilização pelo interior, abordada no ponto 5.5.4.

Nas paredes moldadas e cortinas de estacas moldadas, o seu método construtivo obriga a que o sistema de impermeabilização se localize obrigatoriamente no interior da parede de contenção, situação atrás mencionada nos pontos 6.6 e 7.4.5.

Como tal, os sistemas de drenagem/filtragem e impermeabilização comuns das estruturas de contenção de edifícios são garantidos fundamentalmente através da aplicação de drenos geossintéticos pré-fabricados os quais, no desempenho da sua função, são complementados com materiais como tubos-drenos, brita ou gravilha e alvenaria (de tijolo ou betão).

11.3.1. GEOSSINTÉTICOS

Os geossintéticos aplicados nas paredes de contenção de edifícios permitem constituir um sistema drenante/filtrante subterrâneo, que tem por objectivo recolher a água que atinge o paramento exterior da parede. Desta forma melhoram-se as condições do solo envolvente, evita-se a estagnação de água

contra a estrutura enterrada, facilita-se a evacuação rápida da água do solo, reduzem-se as pressões hidrostáticas e confere-se uma caixa-de-ar ao edifício. Tais drenos geossintéticos compõem-se de um núcleo plástico, constituído por geossintéticos de estrutura aberta (geotexteis, georredes, esteiras, etc.) revestido por um filtro em geotêxtil, formando desta forma um geocompósito (Figura 11.19).



a) b) c)

Fig. 11.19 - Geocompósito: a) exemplo de uma georrede; b) filtro em poliéster [115]; c) esquema de colocação do filtro colocado sobre a lâmina drenante [103].

Na Figura 11.20 ilustra-se esquematicamente a forma como os geossintéticos cumprem a sua dupla função de drenagem da água e filtragem (evitando o arrastamento de partículas sólidas). A Figura 11.21 representa duas formas diferentes de colocação de geossintéticos em obra.



a) b)

Fig. 11.20 - a) Esquema de drenagem da água [103]; b) pormenor em planta da drenagem da água e filtragem [117]



a) b)

Fig. 11.21 - Colocação da rede drenante: a) montagem desta com fixação mecânica por grampeamento no topo sobre a impermeabilização [103]; b) exemplo de sobreposição entre panos [117].

11.3.2. TUBOS DE DRENAGEM

Os tubos de drenagem têm como função recolher a água drenada pela lâmina drenante ao longo da parede, podendo ser porosos ou não-porosos. No caso de serem não-porosos, deverão estar completadas as devidas perfurações e as juntas desligadas entre os troços. No âmbito dos sistemas de drenagem das estruturas de contenção, são colocados sob a laje de fundo, e envolvidos por duas lâminas de geotêxtil filtrante, sendo a superior revestida por uma camada geotêxtil drenante, de acordo com a Figura 11.22. Devem ter uma inclinação mínima de forma a limitar a acumulação de partículas em suspensão na água no seu interior.

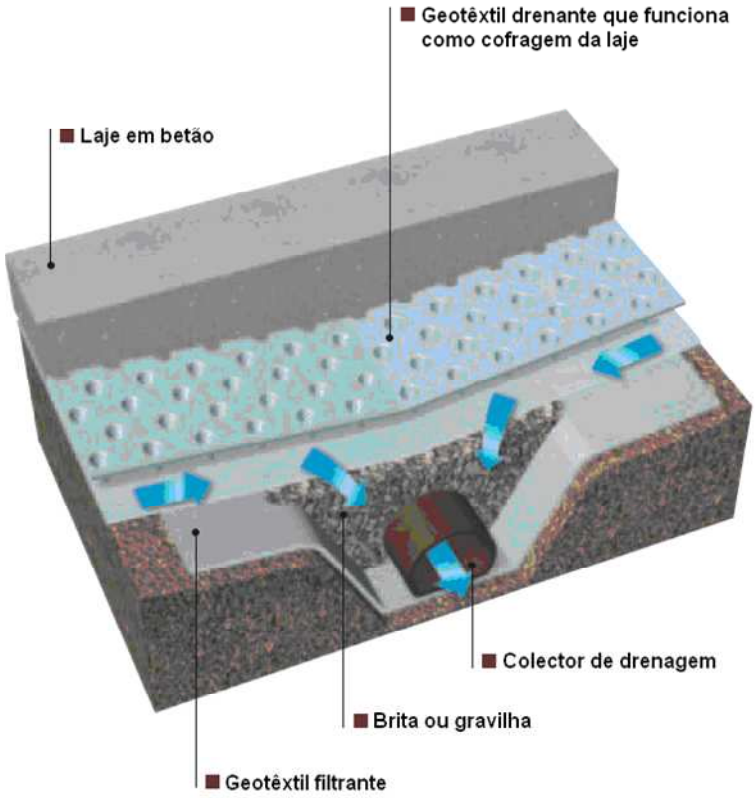


Fig. 11.22 - Esquema de execução de drenagem horizontal com tubos-drenos [117].

11.3.3. BRITA OU GRAVILHA

Estes dois materiais têm como função envolver e proteger o tubo de drenagem. O material utilizado deve ser durável, limpo, consistente e não se desagregar ou deteriorar com a percolação.

11.3.4. ALVENARIA

Pode ser utilizada sob a forma de blocos de betão ou tijolo. São aplicados como tabiques interiores às paredes de contenção definitivas, com caixas-de-ar interiores, permitindo assim a execução na base destas de caleiras de drenagem, de acordo com as Figuras 5.55, 6.49 e 7.45 atrás apresentadas.

12

EXEMPLO DE CASO DE OBRA DETALHADO: O PALÁCIO SOTTO MAYOR

12.1. CONTEXTUALIZAÇÃO DA OBRA

Neste capítulo é abordada e analisada com o nível de detalhe possível uma obra de contenção muito conhecida em Portugal, devido sobretudo à sua complexidade e aos seus critérios de concepção e execução característicos. As considerações expostas nos pontos seguintes têm por base o artigo de Pinto *et al* (2003), o qual foi apresentado no 2º Ciclo de Palestras da UNIC (Centro de Investigação em Estruturas e Construção da Universidade Nova de Lisboa) em Outubro de 2003.

As obras realizadas no Palácio Sotto Mayor revestiram-se, devido às suas condicionantes, de um carácter específico que levaram à adopção de soluções de contenção e de recalçamento fortemente dependentes das condições da envolvente.

Descrevem-se de seguida os principais critérios de concepção e execução considerados na definição das soluções de contenção e recalçamento, projectadas e executadas no âmbito da obra em questão. Os objectivos da intervenção destinavam-se a viabilizar a construção de uma galeria subterrânea sob o palácio, e a construção de 8 pisos enterrados, mantendo-se o Palácio no centro do recinto de escavação (Figura 12.1).



Fig. 12.1 - Vista dos trabalhos de início das escavações em redor do Palácio a partir da Av. Fontes Pereira de Melo (Dezembro de 1999) [48].

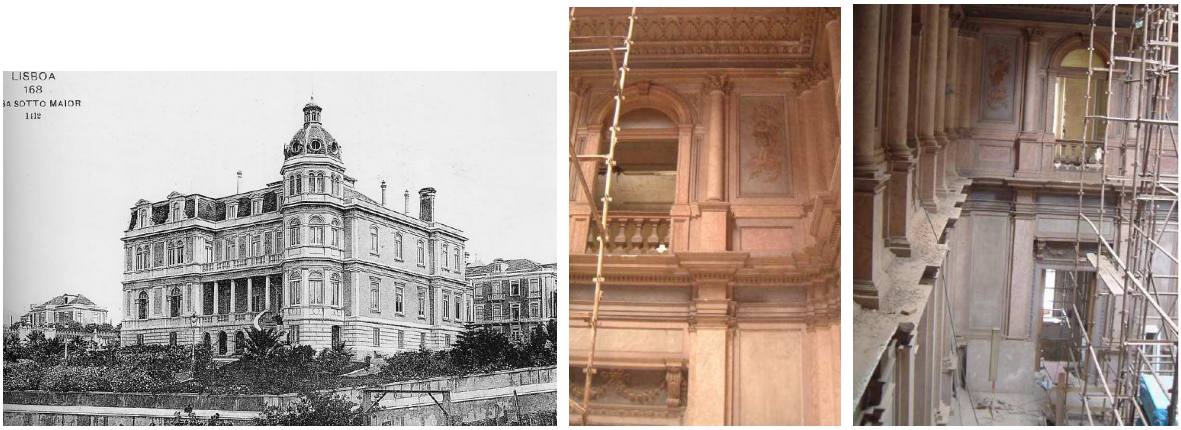
Foram escavados cerca de 150.000 m^3 de terras, com a altura máxima de aproximadamente 27 m, numa área correspondente a um quarteirão com cerca de 95x80 m^2 e com a necessidade de preservar a integridade de um edifício histórico, localizado no interior do recinto de escavação. O edifício em causa conta já mais de 100 anos de existência e foi classificado pelo IPPC como imóvel de interesse público.

12.2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

12.2.1. CONDICIONAMENTOS DE ORDEM ARQUITECTÓNICA E ESTRUTURAL

As soluções adoptadas foram fortemente condicionadas pela necessidade de preservar a integridade do Palácio Sotto Mayor. Este edifício, de estilo clássico e com influência francesa, foi projectado pelo Arquitecto Ezequiel Bandeira e construído entre 1902 e 1906. É constituído por uma estrutura com paredes exteriores em alvenaria de pedra de boa qualidade, paredes do átrio interior em alvenaria de tijolo e paredes divisórias em tabique e alvenaria de tijolo.

A estrutura encontrava-se fundada directamente em formações miocénicas, dispondo de uma cave semi-enterrada, piso térreo nobre, primeiro piso e mansardas, ocupando uma área em planta de cerca de 30x30 m^2.



a) b) c)

Fig. 12.2 - Palácio Sotto Mayor: a) vista do Palácio no início do Séc. XX; b), c) vistas do interior do Palácio [48].

Um incêndio ocorrido no início dos anos 90 danificou seriamente a cobertura e outros elementos, designadamente os pavimentos em madeira de soalho, o que implicou a colocação de uma estrutura metálica provisória, que permaneceu durante os trabalhos de escavação.

O novo Projecto de Arquitectura (Figura 12.3) determinava a construção de 8 pisos enterrados construídos em redor do Palácio, destinados a hotelaria, comércio, escritórios, estacionamento, e de duas galerias sob a estrutura do Palácio, destinadas a estabelecer a comunicação entre áreas comerciais (galeria superior) e zona técnica (galeria inferior). A construção destes dois espaços obrigou ao recalçamento dos elementos estruturais interiores, adjacentes às mesmas galerias.

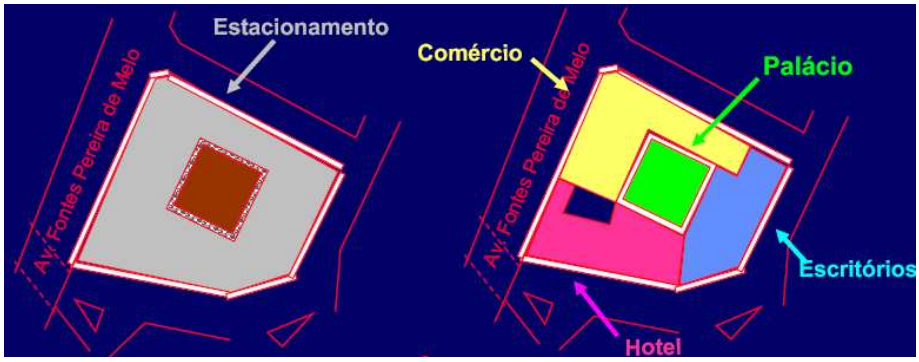
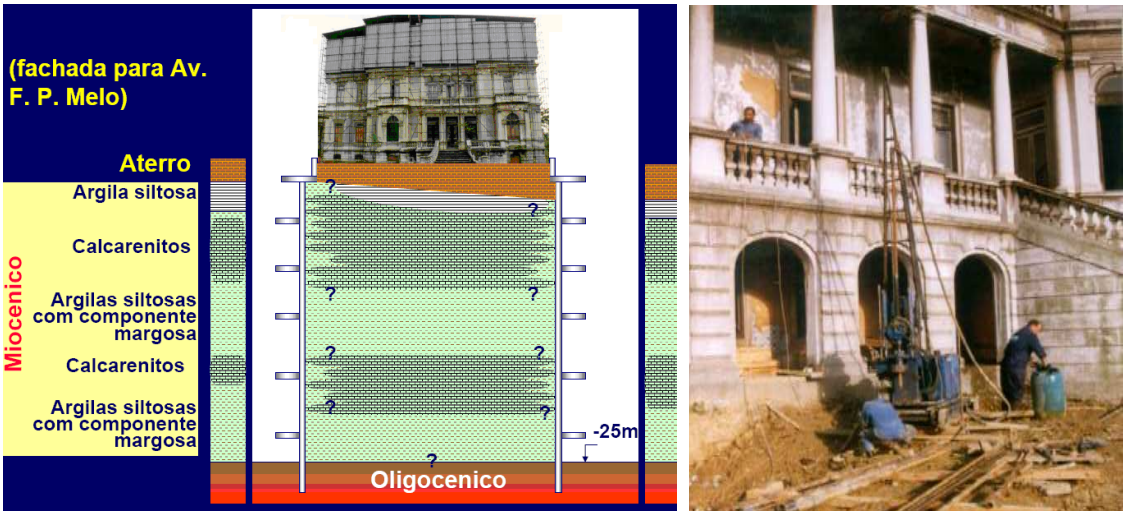


Fig. 12.3 - Novo projecto previsto para o Palácio [48].

12.2.2. CONDICIONAMENTOS DE ORDEM GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA

Os terrenos nos quais se ia realizar a escavação eram constituídos por aterros superficiais argilo-arenosos, sobre formações miocénicas de consistência média a rija nos horizontes superiores (N_{SPT} médios de 30 a 40 pancadas). A capacidade resistente destas formações aumentava em profundidade, não só devido à sua componente margosa, como também à presença de calcarenitos. À cota de -25 m localizava-se a camada do Oligocénico (Figura 12.4a).



a) b)

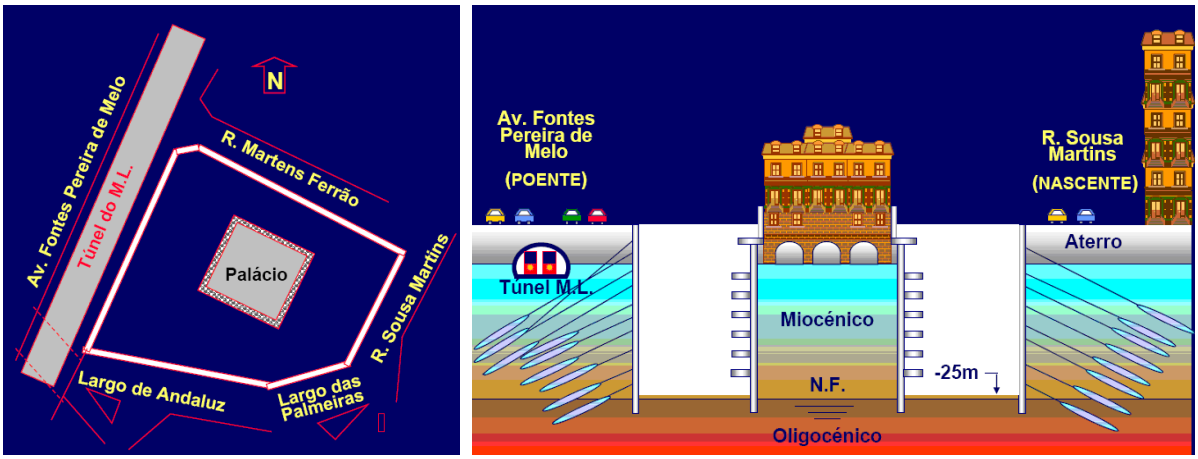
Fig. 12.4 - a) Perfil geológico; b) vista da execução de sondagens [48].

A prospecção geológico-geotécnica levou à execução de 3 campanhas, incluindo a realização de sondagens à rotação e de poços para reconhecimento da geometria e condições de fundação do Palácio, a instalação de piezómetros e a execução de ensaios SPT e triaxiais, de forma a definir os diferentes estratos constituintes do maciço e os respectivos parâmetros geomecânicos.

12.2.3. CONDICIONAMENTOS RELATIVOS A CONDIÇÕES DE VIZINHANÇA

Todo o perímetro da escavação se rodeava de edificações de médio porte, algumas delas com estrutura em alvenaria de pedra e também de importantes arruamentos. Destes últimos convém destacar a

Avenida Fontes Pereira de Melo, sob a qual se localizava o túnel do Metropolitano de Lisboa (M.L. - Figura 12.5), que se encontrava a uma distância de 10 m da escavação, medida em planta.



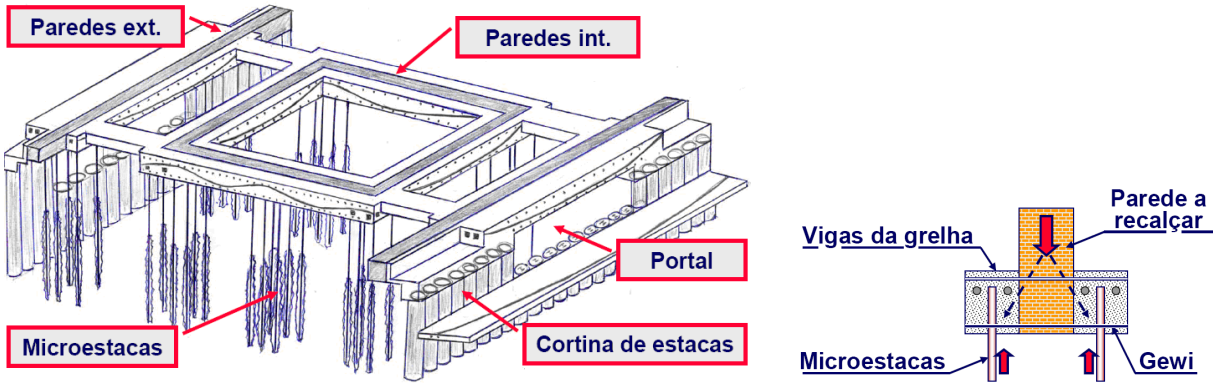
a) b)

Fig. 12.5 - a) Localização do Palácio; b) secção tipo Poente-Nascente [48].

12.3. SOLUÇÕES ADOPTADAS

12.3.1. RECALÇAMENTO INTERIOR DO PALÁCIO

O espaço apertado e as características da estrutura a recalçar levaram à adopção de micro-estacas em aço de alta resistência, com secção em coroa circular, encabeçadas por uma grelha de vigas de betão armado pré-esforçado (Figura 12.6). Tratava-se de micro-estacas do tipo N80 com 127 mm de diâmetro exterior e espessura de 9 mm, com 12 m de comprimento total, sendo 6 m de selagem. As vigas de encabeçamento, dispostas em grelha, foram solidarizadas às paredes de alvenaria de pedra através de mecanismos de costura constituídos por barras tipo *Gewi* com 32 mm de diâmetro. Na Figura 12.6a é possível distinguir, a azul, as paredes existentes (alvenaria de pedra) envoltas pela grelha de vigas de recalçamento.



a) b)



c)



d)



e)



f)

Fig. 12.6 - Solução de recalçamento do Palácio: a) esquema da grelha de vigas de betão armado pré-esforçado; b) esquema de solidarização entre as vigas de encabeçamento e as paredes de alvenaria de pedra; c) grelha de vigas; d) nicho de ancoragens; e) execução de micro-estacas no interior do Palácio; f) vista das micro-estacas já colocadas [84]

12.3.2. CONTENÇÃO DO PALÁCIO

Os condicionamentos de natureza geológico-geotécnica associados à pequena distância da contenção em relação às paredes periféricas do Palácio desaconselhavam o recurso a uma solução de paredes moldadas. Optou-se então pela execução de uma cortina de estacas moldadas de diâmetro 800 mm afastadas de 1,0m, revestidas com betão projectado armado com malha electrossoldada. O travamento da cortina encontrava-se, por outro lado, bastante condicionado pelo facto de esta se localizar no interior do recinto de escavação e de existirem micro-estacas no interior do Palácio, as quais tornavam bastante complicada a execução de ancoragens e tirantes, por incompatibilidade de trajectórias. Desta forma, optou-se por realizar vigas horizontais de cintagem em betão armado pré-esforçado, dispostas em 6 níveis e ao longo de uma altura de escavação de cerca de 24 m, tendo sido betonadas contra o terreno, pré-esforçadas e apoiadas ao longo do perímetro exterior em perfis HEB200 previamente instalados (Figura 12.7).

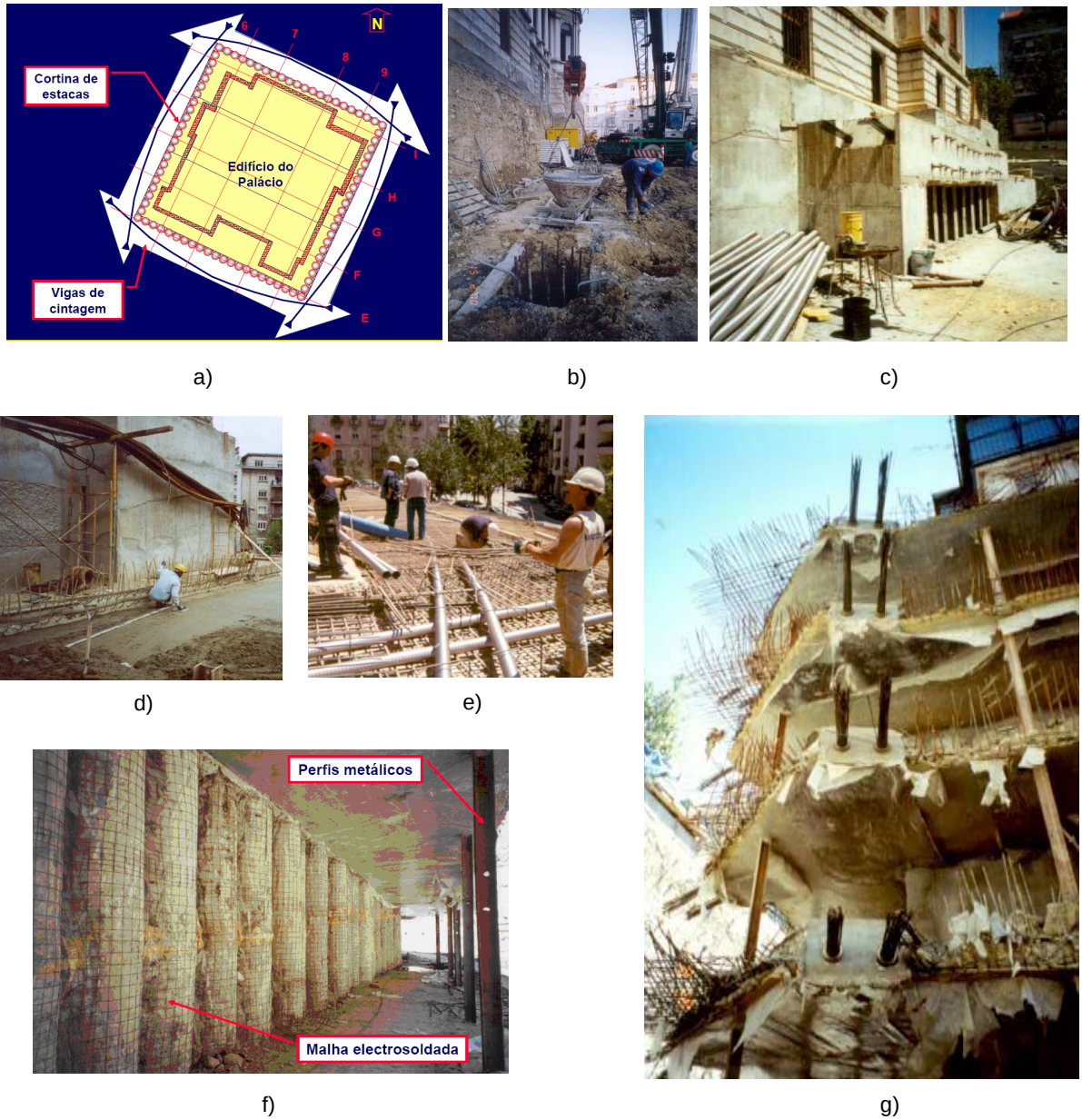


Fig. 12.7 - Contenção do Palácio: a) traçado das vigas de cintagem; b) betonagem de estacas; c) viga da grelha no exterior do Palácio sobre as estacas; d) preparação do terreno para execução da primeira viga de cintagem; e) montagem dos cabos de pré-esforço da primeira viga; f) estacas antes do revestimento com betão projectado; g) vista das vigas de cintagem [84].

A localização das vigas de cintagem foi definida de forma a permitir que as mesmas, sempre que possível, fossem incorporadas na estrutura definitiva, mais precisamente nas lajes dos pisos enterrados. Como tal, as primeiras foram dimensionadas com secção de 3,0x0,425 m^2, em que 0,425 m corresponde à altura das lajes.

12.3.3. CONTENÇÃO PERIFÉRICA

Devido a motivos relacionados com os condicionamentos existentes, em particular o prazo para a realização da obra de cerca de 11 meses, a optimização e gestão de equipamentos determinou a adopção de três técnicas distintas, em função da altura total de escavação e das condições de vizinhança (ver Figura 12.8): parede moldada com 1,0 m de espessura (Av. Fontes Pereira de Melo: h^{max} = 27 m), parede moldada com 0,6 m de espessura (Rua Martens Ferrão: h^{max} = 27 m), cortina de estacas com diâmetro igual a 800 mm afastadas de 1,0 m e revestidas com betão projectado armado com malha electrossoldada (Rua Sousa Martins: h^{max} = 23 m) e contenção *tipo Berlim definitiva* com 0,35 m de espessura, apoiada em micro-estacas (Largos das Palmeiras e Andaluz: h^{max} = 18 m).

Todas estas estruturas foram travadas provisoriamente com ancoragens cujo pré-esforço variava entre 1000 e 600 kN, seladas no terreno com recurso ao sistema de injecção multi-válvulas. As ancoragens apresentavam comprimento total variável entre 42 e 15 m.



a) b)

c) d)

Fig. 12.8 - Vistas da contenção periférica na fase final da escavação: a) parede moldada (1,0 m esp.) - Av. Fontes Pereira de Melo; b) parede moldada (0,6 m esp.) - Rua Martens Ferrão; c) cortina de estacas Φ800 mm af. 1,0 m - Rua Sousa Martins; d) contenção *tipo Berlim definitiva* (0,35 m esp.) - Largos das Palmeiras e Andaluz [48].

12.4. FASES CONSTRUTIVAS DA OBRA

Na Figura 12.9 é possível acompanhar a evolução cronológica da obra, desde o início das escavações até à execução dos pisos enterrados com lajes fungiformes para travamento definitivo das fundações do Palácio e das paredes das contenções periféricas.





Fig. 12.9 - Vistas da escavação e execução das lajes em torno do Palácio, desde Janeiro de 2000 até Maio de 2001 [48].

À medida que se construíam os pisos subterrâneos em redor do Palácio, tinha lugar a demolição pontual das vigas de cintagem, ou a ligação geral das lajes às vigas de cintagem, conforme os casos, trabalhos ilustrados na Figura 12.10.

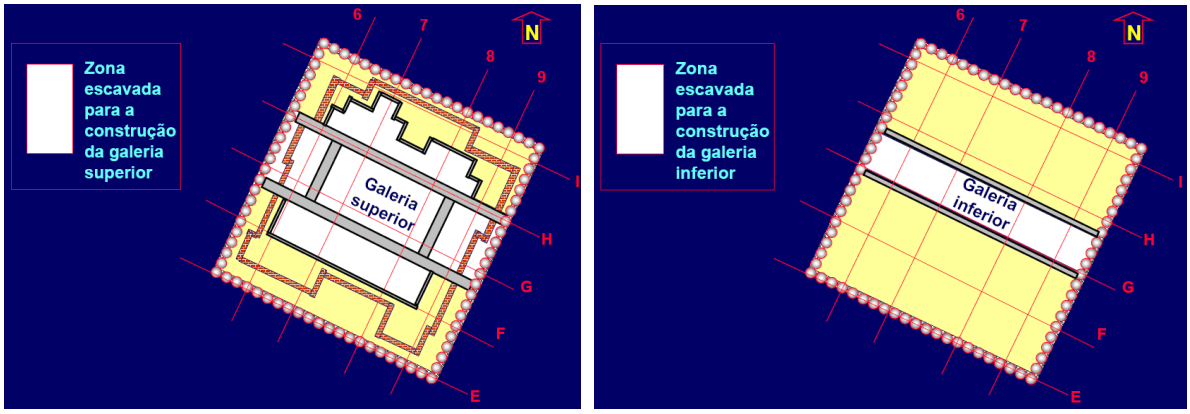


a) b)

Fig. 12.10 - a) Demolição pontual das vigas de cintagem; b) ligação geral das lajes às vigas de cintagem [48].

Tiveram lugar, de seguida, os trabalhos de escavação para construção das galerias superiores e inferiores sob o Palácio, cuja construção foi conseguida pela implementação das seguintes soluções (Figura 12.11):

- Pilares de betão armado para apoio da grelha de vigas, sempre que possível envolvendo as micro-estacas utilizadas no recalçamento;
- Paredes executadas ao abrigo da tecnologia tipo Berlim definitiva: painéis de betão armado apoiados nas micro-estacas de recalçamento.



a) b)



c) d)



e) f)

Fig. 12.11 - Execução das galerias sob o Palácio: a), b) zonas de escavação; c) início da escavação da galeria superior; d) escavação da galeria superior; e) cofragem da parede tipo Berlim definitiva; f) final da escavação da galeria inferior [48].

Por fim, foi efectuada a remodelação e a reabilitação do Palácio, a qual incorporou a recuperação dos seguintes elementos: fachadas, paredes interiores, pavimentos e cobertura. A Figura 12.12 mostra o aspecto do Palácio e da zona envolvente a este em Julho de 2002, já numa fase quase terminal dos trabalhos.



Fig. 12.12 - Situação em Julho de 2002: vista do Palácio a partir da Av. Fontes Pereira de Melo [48].

12.5. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

Foi também, no decorrer de toda a obra, implementado um Plano de Instrumentação e Observação (P.I.O.), com o objectivo de permitir o controlo sistemático do comportamento das estruturas, através da comparação dos valores das grandezas aferidas por via experimental e analítica.

No âmbito da selecção e localização dos aparelhos, a obra foi dividida em quatro zonas: contenção periférica exterior (7 alinhamentos), edifícios e arruamentos vizinhos, edifício do Palácio (4 alçados) e túnel do Metro de Lisboa (9 secções). Foram assim instalados os seguintes aparelhos, cujas leituras foram efectuadas com periodicidade mínima semanal: 28 alvos topográficos (vigas de coroamento, fachadas e interior do Palácio), 31 marcas de nivelamento (arruamentos circundantes), 14 réguas de nivelamento (edifícios adjacentes), 67 células de carga eléctricas (ancoragens), 14 inclinómetros (362ml, no interior de paredes moldadas, estacas e micro-estacas), 3 piezómetros e 9 secções de convergência, com 4 alvos cada, no interior do túnel do Metro. De forma a garantir a validação das leituras, o tipo e localização dos aparelhos foi definido de modo a que, sempre que possível, fosse feita a leitura da mesma grandeza através de aparelhos diferentes.



a) b)

Fig. 12.13 - Instrumentos de medição: a) calha inclinométrica; b) alvo topográfico [48].

12.6. PRINCIPAIS QUANTIDADES E MEIOS

Para além das quantidades de aparelhos de instrumentação e observação instalados para controlo do comportamento das estruturas mencionadas no ponto anterior, destacam-se, no Quadro 12.1, as quantidades e meios postos em obra ao serviço da execução das estruturas de contenção:

Quadro 12.1 - Principais quantidades e meios referentes às estruturas de contenção

	Solução estrutural	Quantidade	Meios em obra
ESTACAS E PAREDES MOLDADAS	Parede moldada (esp. = 0,60 m)	2580 m^2	- 2 equipamentos de furação; - 1 equipamento de estacas; - 3 gruas; - 1 central de bentonite (250 m^3)
	Parede moldada (esp. = 1,00 m)	2706 m^2	
	Cortina de estacas (diâmetro 0,80 m // 1,00 m)	4713 m (187 unidades)	
PRÉ-ESFORÇO E PAREDE *TIPO BERLIM DEFINITIVA*	Pré-esforço estrutural (cabos)	10051004 kNm	- 3 equipamentos de furação; - 2 centrais de injecção; - 1 equipa de aplicação de pré-esforço estrutural
	Pré-esforço estrutural (barras)	960 m (244 unidades)	
	Ancoragens em solos	19430 m (935 unidades)	
	Micro-estacas	2275 m (98 unidades)	
	Parede *tipo Berlim definitiva*	1438 m^2	

12.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esta obra destacou-se não só pela variedade de soluções de contenção e recalçamento adoptadas, como também pela forma como cada uma delas se adequou ao seu contexto particular, face à complexidade do cenário em causa. Desta forma conseguiu-se garantir a manutenção da identidade do Palácio, através de um equilíbrio entre a preservação e o reaproveitamento da estrutura original do mesmo.

As campanhas geológico-geotécnicas efectuadas e o Plano de Instrumentação e Observação adoptado constituíram as traves mestras do sucesso de toda a obra, não só pela optimização e ajuste das soluções aos condicionamentos existentes que a prospecção possibilitou, como também pelo controlo e gestão do risco que o P.I.O. permitiu no decorrer da obra, validando os critérios de concepção e de execução inicialmente definidos com base na prospecção.

13

MODELAÇÃO NUMÉRICA DE UMA ESCAVAÇÃO MULTI-ESCORADA EM SOLO MOLE: REFORÇO DO FUNDO COM LAJE DE *JET GROUTING*

13.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo compreende o estudo e análise do comportamento de uma estrutura de contenção multi-escorada com reforço do fundo da escavação com laje de *jet grouting*, durante e após a construção, realizada num maciço argiloso mole. Considerando um problema tipo, é aplicado um modelo numérico baseado no método dos elementos finitos, o qual permite avaliar a forma como o sistema constituído pela estrutura de contenção e pelo maciço responde às solicitações a que se encontra sujeito.

Em primeiro lugar, é feita uma breve referência à caracterização e geometria do problema e aos pressupostos em que se baseou o estudo, e uma descrição dos objectivos a atingir relativamente aos resultados do problema formulado. De seguida, analisa-se o comportamento do problema a curto prazo e diferido no tempo, dando-se especial relevância à evolução dos estados de tensão efectiva, dos deslocamentos da cortina, dos esforços nas escoras, dos excessos de pressão neutra, dos níveis de tensão e dos esforços na laje de *jet grouting*.

13.2. OBJECTIVO CENTRAL DO PROBLEMA. A ROTURA POR LEVANTAMENTO DO FUNDO DA ESCAVAÇÃO. ESCORAMENTO NA BASE COM LAJE DE *JET GROUTING*

O problema diz respeito a uma escavação multi-escorada realizada em solo argiloso mole, para construção dos pisos enterrados de um edifício. A novidade do problema diz respeito à introdução de uma laje de fundo da escavação em *jet grouting*, para apoio da cortina (parede moldada de betão armado) abaixo da base de escavação, de forma a verificar-se o impedimento de rotura por levantamento do fundo da escavação. Esta rotura é impedida, pois, pelo prolongamento da cortina abaixo da base de escavação, a qual apoia, nessa zona, na laje de *jet grouting*, que funciona como escoramento.

De uma forma geral, e sem entrar em grandes considerações teóricas sobre este assunto, analisado com detalhe por Matos Fernandes (1990), refere-se que numa escavação efectuada num maciço argiloso na qual é nula a altura enterrada da cortina, ocorre rotura do fundo por levantamento quando as tensões totais verticais iniciais no plano da base da escavação ultrapassam a capacidade de carga do solo subjacente, situação ilustrada na Figura 13.1.

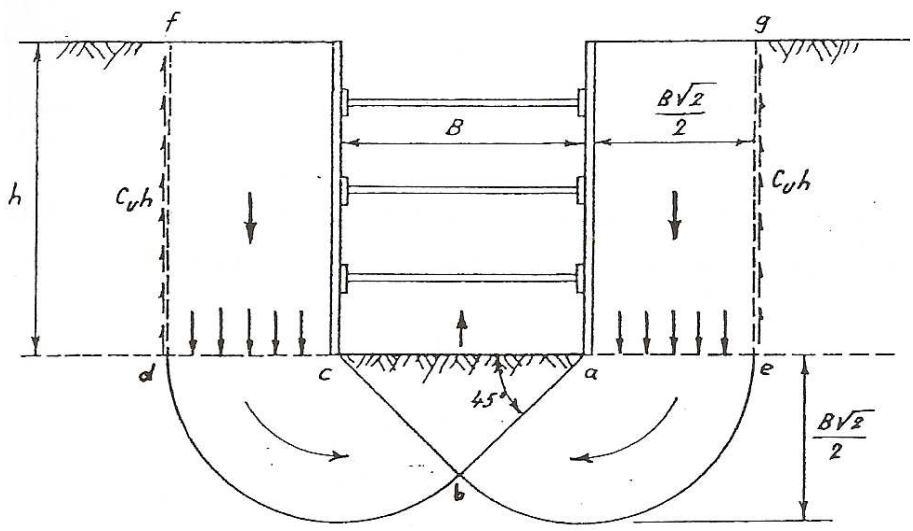


Fig. 13.1 - Levantamento do fundo da escavação - superfície teórica de rotura (Matos Fernandes, 1990).

A partir do momento em que se verifica uma situação teórica de rotura por levantamento do fundo, surgem usualmente dois cenários alternativos possíveis para evitar que esta situação aconteça. O primeiro relaciona-se com a execução do prolongamento da cortina para além do fundo da escavação, geralmente até um estrato inferior mais resistente (estrato rígido). Esta situação só é possível, em termos práticos, quando o estrato rígido não se encontra a grande profundidade. Neste caso, simplificadamente, as pressões de terras sobre a cortina, do lado suportado e abaixo do nível da base de escavação, obtêm reacção, inferiormente, no estrato rígido, e, superiormente, no último nível de escoramento.

Quando o estrato rígido se encontra a grande profundidade, não é viável (nem económico), por regra, a solução referida. Nesta situação pode-se prolongar a parede um pouco abaixo do nível da base de escavação e executar, por exemplo, uma laje de fundo em *jet grouting* de apoio (escoramento) da mesma nessa zona. Note-se, no entanto, que esta solução não invalida a necessidade de se executar fundações indirectas (por exemplo, estacas metálicas, como nas obras do Metro de Oslo; Eide *et al*, 1972), prolongadas, por regra, até ao estrato rígido, para absorver as acções verticais da construção que se transmitem à parede, para além, naturalmente, do peso próprio da mesma.

Caso a escavação se realize em solos pouco permeáveis e (ou) a profundidade do estrato rígido a atingir abaixo do nível freático seja considerável, a qual corresponde ao cenário em análise no presente estudo, pode adoptar-se então uma cortina permeável. Esta, por um lado, resolve a questão do dimensionamento da mesma para valores do impulso de água muito elevados junto da base mas obriga, por outro lado, à procura de outras medidas estruturais preventivas, tais como a adopção de uma laje de *jet grouting* no fundo da escavação.

Surge assim, como objectivo principal do presente estudo, verificar a eficácia desta última solução de reforço relativamente à instabilidade no fundo da escavação. Existem diversos casos de obra publicados de aplicação de soluções deste tipo para evitar a rotura do fundo por levantamento. Refere-se especialmente em Portugal o caso da Estação de metro do Cais do Sodré em Lisboa, construída entre 1994 e 1995, com resultados muito satisfatórios.

13.3. CARACTERÍSTICAS GERAIS DO MODELO DE CÁLCULO. O MODELO P-Q-Θ

O modelo de cálculo, designado por RECRIB, foi desenvolvido por Borges (1995) na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, tendo por base o método dos elementos finitos e tem sido utilizado em múltiplos tipos de estruturas geotécnicas. Tal como o autor destaca, o programa permite o estudo detalhado das tensões e das deformações da estrutura, bem como de cada um dos factores que as influenciam e determinam. No contexto da obra em análise, as hipóteses teóricas principais consideradas no modelo são as seguintes:

- simulação de estados planos de deformação e de escoamento;
- formulação acoplada das equações de equilíbrio e de escoamento considerando as relações constitutivas em termos de tensões efectivas (análises acopladas); esta formulação é aplicada em qualquer fase da obra, ou seja, durante e após a construção;
- utilização do modelo de estados críticos p-q-θ na simulação do comportamento constitutivo dos solos;
- simulação das interfaces solo-parede e solo-laje através de elementos de junta com comportamento elástico perfeitamente plástico, em tensões totais;
- simulação das escoras metálicas através de elementos-barra, com comportamento elástico linear.

Para a modelação do solo utilizaram-se elementos finitos triangulares híbridos (Fig. 13.2), com 6 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados) e 3 pontos nodais para os excessos de pressão neutra (nos vértices). As escoras foram modeladas com elementos-barra de 3 nós (nas extremidades e a meio do elemento) e as interfaces solo-parede e solo-laje com elementos de junta de 6 nós (3 em cada face, nas extremidades e a meio do elemento). Na modelação da cortina e da laje de *jet grouting* utilizaram-se elementos finitos triangulares com somente 6 pontos nodais para os deslocamentos (nos vértices e nos pontos médios dos lados).

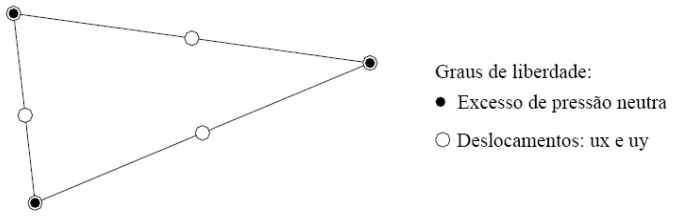


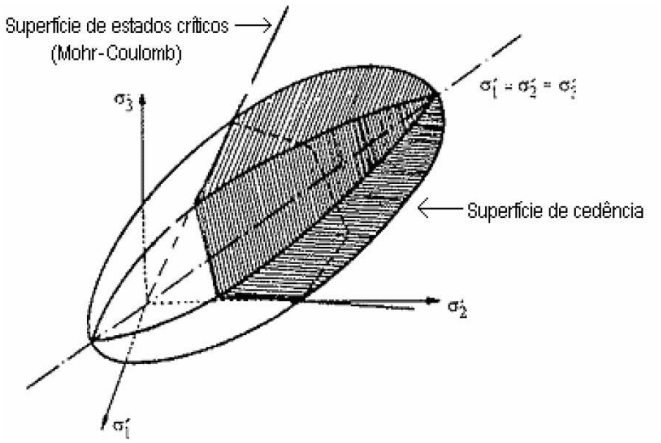
Fig. 13.2 - Graus de liberdade em elementos finitos de consolidação (Borges, 1995).

Tendo presente, nas análises acopladas, o carácter incremental da integração no tempo das equações governativas (equações de equilíbrio e escoamento), utilizam-se no modelo somente técnicas incrementais Borges (1995). Assim, em cada cálculo (que corresponde à resolução do sistema de equações global que define o problema), está implícito um determinado intervalo de tempo (incremento de tempo) durante o qual se pode aplicar, ou não, uma determinada acção exterior (incremento de carga).

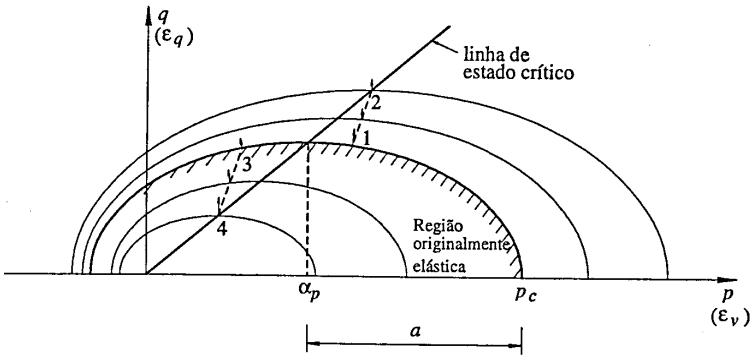
O modelo p-q-θ utilizado na simulação do comportamento constitutivo dos solos, estabelece uma distinção entre os conceitos de cedência e de rotura última mediante a consideração da noção de estado crítico, em conjugação com uma superfície de cedência dependente das deformações plásticas

(Borges, 1995). Diz-se que um solo está em estado crítico se, ao deformar-se, não existe variação de volume nem variação das componentes do tensor das tensões efectivas.

A superfície de cedência considerada no modelo p,q,θ é, no referencial (p,q), uma elipse, sendo *p* a tensão média efectiva e *q* a tensão de desvio, tal como ilustra a Fig. 13.3b.



a)



b)

Fig. 13.3 - Superfícies de cedência do modelo p-q-θ: a) no espaço das tensões principais; b) no referencial p-q (Borges, 1995).

Durante a cedência, à medida que o solo sofre deformações plásticas, a superfície de cedência modifica-se, ou seja, expande ou contrai consoante o solo endurece ou amolece. Ao endurecimento está associada a diminuição de volume, e ao amolecimento o seu aumento. Para uma trajectória de tensão do tipo 1-2 (Figura 13.3b), o vector das deformações plásticas, normal à elipse, produz uma diminuição de volume que determina o endurecimento do solo (em que ε_v é a deformação volumétrica e ε_q a deformação distorcional). Na posição 2 deixam de ocorrer deformações volumétricas e o solo deforma-se como um fluído friccional com volume constante (comportamento típico de solos normalmente consolidados). A trajectória tipo 3-4 corresponde a um comportamento do modelo com amolecimento devido à dilatação do material, e consequente diminuição de tamanho por parte da elipse, atingindo no ponto 4 o limite correspondente a variação de volume nula.

Neste modelo, o parâmetro que define o declive da linha de estados críticos no referencial *p-q*, *M*, não é constante; depende do invariante das tensões θ e do ângulo de atrito do solo definido em termos efectivos, ϕ':

$$M = \frac{3\sin\phi'}{\sqrt{3}\cos\theta + \sin\phi'\sin\theta} \tag{13.1}$$

Introduzindo esta expressão na equação da linha de estados críticos no referencial p-q,

$$q = M.p \tag{13.2}$$

obtém-se a equação correspondente ao critério de Mohr-Coulomb, adaptado pois neste modelo para a superfície de estados críticos (Figura 13.3).

O modelo utilizado apresenta, como vantagem relativamente a outros modelos, o facto de serem poucos os parâmetros geotécnicos necessários, garantindo-se, em simultâneo, que os aspectos fundamentais do comportamento mecânico do solo são atendidos (Costa, 2005). Os parâmetros necessários à definição do modelo são, geralmente, obtidos através de ensaios relativamente simples e usuais da Mecânica dos Solos Clássica. No entanto, é sempre desejável a realização de ensaios *in situ* complementares de forma a acrescentar informação aos ensaios laboratoriais (Borges, 1995).

O estabelecimento do modelo engloba a definição e a aplicação dos seguintes parâmetros:

- ângulo de atrito do solo (ϕ') definido em termos de tensões efectivas;
- declive da linha de compressão isotrópica em primeira carga (λ) no referencial *v-lnp* (sendo *v* o volume específico e *p* a tensão média efectiva);
- declive das linhas carga-descarga (κ) no referencial *v-lnp*;
- volume específico do solo em compressão isotrópica (N) para p=1;
- volume específico do solo em estado crítico (Γ) para p=1;
- coeficiente de Poisson (ν) definido em termos de tensões efectivas.

13.4. CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA EM ESTUDO

13.4.1. GEOMETRIA E PROCESSO CONSTRUTIVO

A escavação em questão, considerada ao longo de um tempo total de 25 dias, realizada a ritmo constante, apresenta 12,0 m de largura e 10,0 m de profundidade, sendo contida perifericamente por paredes moldadas de betão armado de 0,7 m de espessura, tal como ilustra a Figura 13.4. O comprimento da parede abaixo da base de escavação é de 2,5 m, o que corresponde a um comprimento total da parede na vertical de 12,5 m. Durante a fase da escavação foram previstos 3 níveis de escoramento, cujas profundidades correspondem a 1,0 m, 4,0 m e 7,0 m, respectivamente.

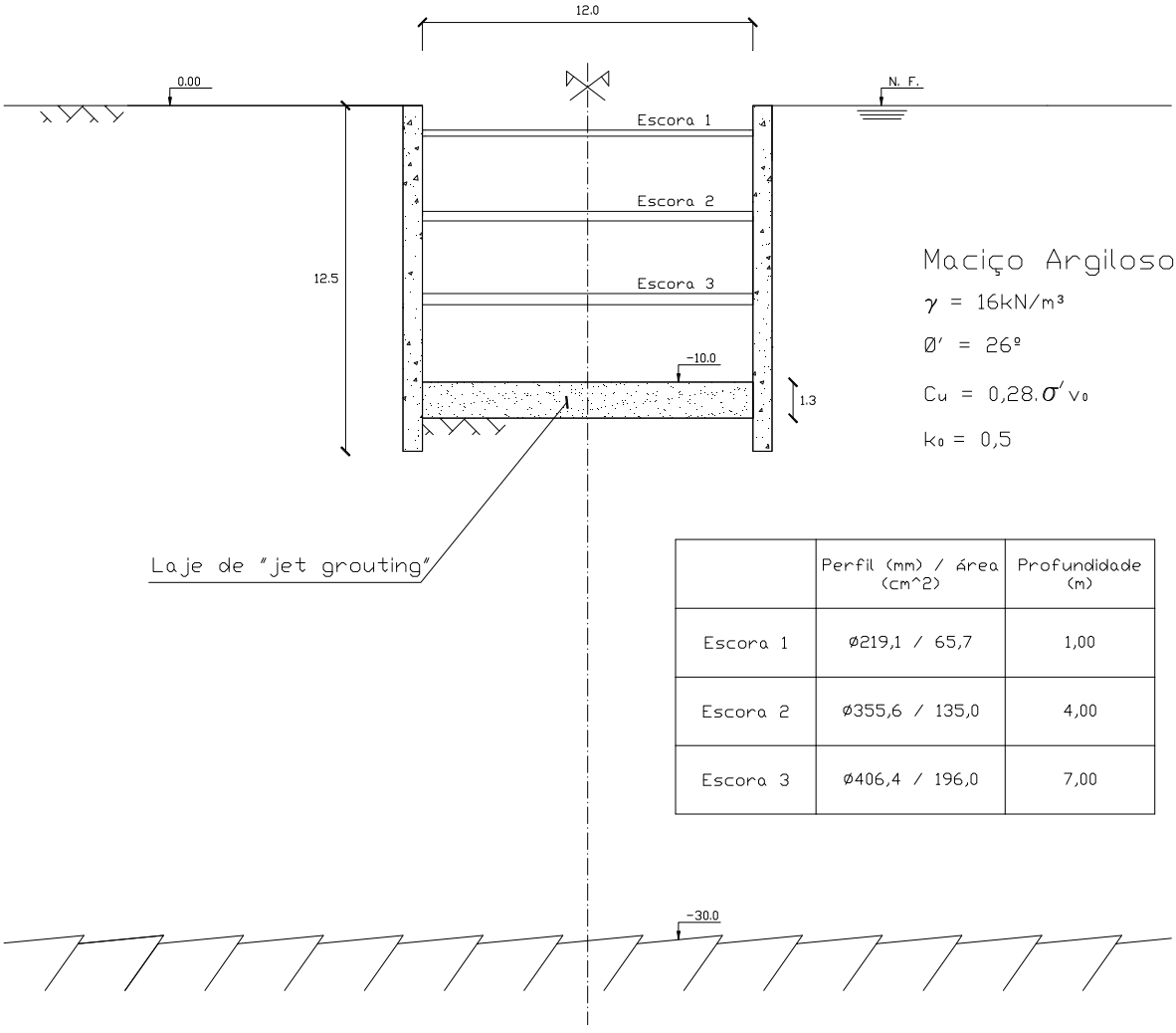
A obra em questão, tal como foi atrás explanado, destaca-se igualmente pelo emprego da técnica de *jet grouting*, tecnologia cada vez mais utilizada nos últimos anos em obras geotécnicas. No caso específico do problema foi realizado, previamente à execução da escavação, o tratamento do solo localizado imediatamente abaixo da base da mesma, através da execução de colunas de *jet grouting* com 1,3 m de altura. O objectivo é abarcar, em planta, todo o interior da escavação, de forma a construir-se uma "laje" de escoramento da parede nessa zona.

Interessa referir, no entanto, que, por razões hidráulicas, se supõe que, no final da escavação, se executam "furos de alívio" na laje de *jet grouting*, de modo a que não existam sobrepressões de água a longo prazo sobre a face inferior da mesma.

Dado que foi considerado que o desenvolvimento longitudinal da escavação é muito superior ao transversal, admitiu-se uma análise em termos de estado plano de deformação.

A escavação ocorre num maciço composto por um estrato de argila mole com 30 m de possança, sobrejacente ao firme que, devido à sua rigidez e resistência face às camadas atrás citadas, se considerou indeformável. O nível freático coincide com a cota superficial do estrato de argila.

As escoras são constituídas por perfis metálicos do tipo tubular de secção circular, de aço Fe360, dispostas ao longo de 3 níveis de escoramento afastados verticalmente 3,0 m entre si, e com afastamento longitudinal de 2,5 m.



	Perfil (mm) / área (cm^2)	Profundidade (m)
Escora 1	ø219,1 / 65,7	1,00
Escora 2	ø355,6 / 135,0	4,00
Escora 3	ø406,4 / 196,0	7,00

Fig. 13.4 - Características da escavação

Procedeu-se então à simulação da obra aplicando, como atrás referido, o modelo de cálculo, baseado no método dos elementos finitos (Borges, 1995).

A malha dos elementos finitos representada na Figura 13.5 e utilizada para discretizar o meio é composta por 2690 elementos repartidos da seguinte forma:

- solo argiloso: 2448 elementos triangulares *híbridos* de 6 nós;
- escoras: 12 elementos barra de 3 nós;
- cortina de betão: 112 elementos triangulares de 6 nós;
- laje de *jet grouting*: 48 elementos triangulares de 6 nós;
- interfaces cortina-solo e cortina-laje de *jet grouting*: 58 elementos de junta de 6 nós;
- interface inferior laje-solo: 12 elementos de junta de 6 nós.

A disposição da malha privilegiou um maior refinamento das zonas onde se previam gradientes de tensões e hidráulicos mais elevados. Foram, por outro lado, inicialmente impostas na malha as condições de fronteira seguintes:

- deslocamentos horizontais nulos nos nós pertencentes ao eixo de simetria (fronteira lateral esquerda);
- deslocamentos horizontais considerados nulos a partir de uma determinada distância relativamente à cortina (fronteira lateral direita); tal admite-se devido à influência da escavação no estado de tensão se desvanecer com o afastamento em relação à cortina; análises levadas a cabo por Costa (1995) comprovaram que para distâncias horizontais superiores a seis vezes a profundidade de escavação, a perturbação do estado de tensão deixa de ter significado, tendo-se adoptado esse critério para a truncagem do meio;
- deslocamentos horizontais e verticais nulos na fronteira inferior, admitindo a indeformabilidade do firme, relativamente ao maciço argiloso;
- excessos de pressão neutra nulos na superfície do terreno, ou seja, na fronteira superior.

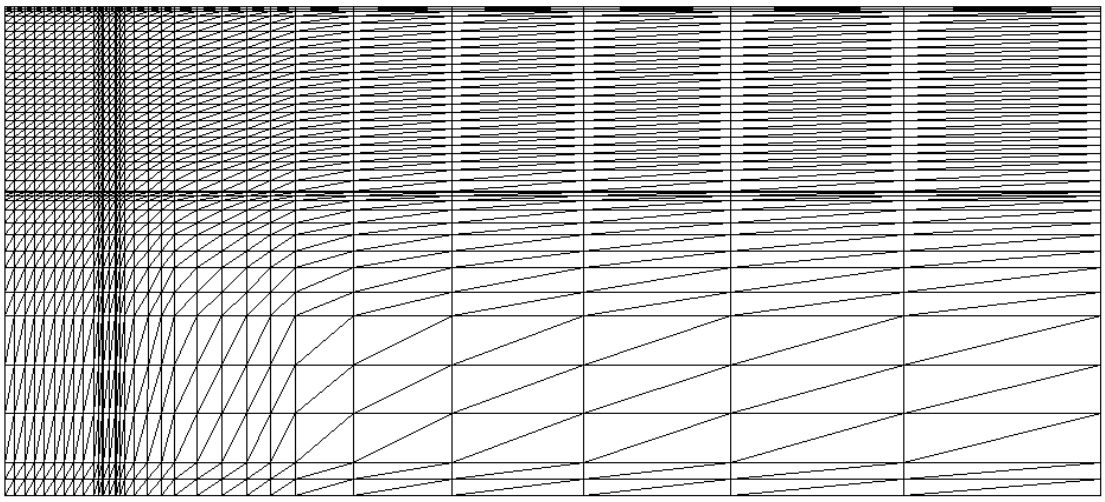


Fig. 13.5 - Malha de elementos finitos utilizada no estudo.

13.4.2. PARÂMETROS MECÂNICOS E ESTADO DE TENSÃO INICIAL

A simulação do comportamento do estrato argiloso foi efectuada, tal como foi atrás mencionado, pelo modelo de estados críticos p-q-θ, cujos parâmetros adoptados são os apresentados no Quadro 13.1.

Quadro 13.1 - Parâmetros caracterizadores do modelo p-q-θ

	λ	κ	N	Γ	ν	ϕ' (º)
ARGILA	0,18	0,025	3,158	3,05	0,25	26

Os valores dos parâmetros adoptados para a formação argilosa correspondem, aproximadamente, aos utilizados por Finno *et al* (1991) na análise da escavação HDR-4 realizada nos solos argilosos moles de Chicago (e também utilizados por Costa, 2005), e conduziram ao valor da resistência não drenada apresentada na Figura 13.4.

O estado de tensão inicial foi considerado como geostático, tomando-se o peso volúmico de 16 kN/m^3 para a formação argilosa mole. Relativamente ao coeficiente de impulso em repouso, K_0, tomou-se o valor de 0,5 para a mesma formação argilosa. Considerou-se um grau de sobreconsolidação, OCR, igual a 1,0.

O betão constituinte das paredes moldadas foi considerado como tendo um comportamento elástico, linear e isotrópico, com módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson de 18 GPa e 0,2, respectivamente.

O comportamento das escoras também foi admitido como elástico, linear e isotrópico. O módulo de elasticidade corresponde a 206 GPa. Dada a diferença constatada na observação de diversas obras entre a rigidez teórica e efectiva das escoras, tomou-se como rigidez efectiva metade da rigidez teórica, tal como sugerido por O'Rourke (1992).

O modelo elástico linear isotrópico foi igualmente adoptado na simulação da laje de *jet grouting*, com um módulo de elasticidade de 150 MPa e um coeficiente de Poisson de 0,2. O *jet grouting* apresenta, por seu turno, um peso específico total de 22 kN/m^3.

Relativamente ao comportamento das interfaces solo-parede, tendo em conta os resultados experimentais relativos a ensaios de corte entre solo argiloso e parede moldada apresentados por Matos Fernandes (1983), considerou-se que a interface seria regida por um modelo elástico perfeitamente plástico, em que a resistência ao corte seria igual à resistência não drenada inicial do solo ao mesmo nível, sendo mobilizada para um deslocamento tangencial relativo de 1,0 mm. Para a rigidez normal tomou-se um valor elevado de modo a não permitir o deslocamento normal relativo da junta.

Relativamente às interfaces solo-laje e cortina-laje, adoptou-se um critério idêntico ao das interfaces solo-parede. Importa referir que, face ao processo construtivo das colunas de *jet grouting* (posterior à execução da parede, mas anterior à escavação), não existe ligação (continuidade) entre a parede e a laje, pressupondo-se a existência de uma fina camada de solo entre elas, que justifica a consideração do critério atrás referido para as respectivas interfaces.

13.4.3. CONDIÇÕES HIDRÁULICAS

Inicialmente, admitiu-se que o nível freático se encontra à superfície do terreno, isto é, coincidente com a fronteira superior do estrato argiloso. Relativamente à permeabilidade, considerou-se que teria um comportamento isotrópico, com um valor do coeficiente de permeabilidade (k) constante e de valor igual a 10^{-9} m/s. Tanto a parede moldada como o estrato firme foram considerados impermeáveis. Após a escavação, devido à consideração dos "furos de alívio" na laje de *jet grouting*, impôs-se, como condição de fronteira hidráulica, nos pontos da superfície inferior da laje, a pressão de

13 kPa, supondo pois que a pressão é nula nas extremidades superiores dos "furos de alívio", ou seja, na face superior da laje.

No lado suportado do maciço considera-se que, durante a construção e no período pós-construção, o nível freático se mantém constante, enquanto que do lado da escavação o nível freático se encontra ao nível da base da mesma (Figura 13.6). Isto significa que se adopta um valor nulo para a pressão neutra no fundo da escavação, ou seja, valores negativos para o excesso de pressão neutra, com valor absoluto igual ao inicial.

Uma última condição tem a ver com a consideração da impermeabilidade das fronteiras laterais, devido ao facto de, por um lado, a fronteira lateral esquerda coincidir com o plano de simetria do problema e, por outro lado, a fronteira lateral direita se relacionar com uma questão de truncagem do meio.

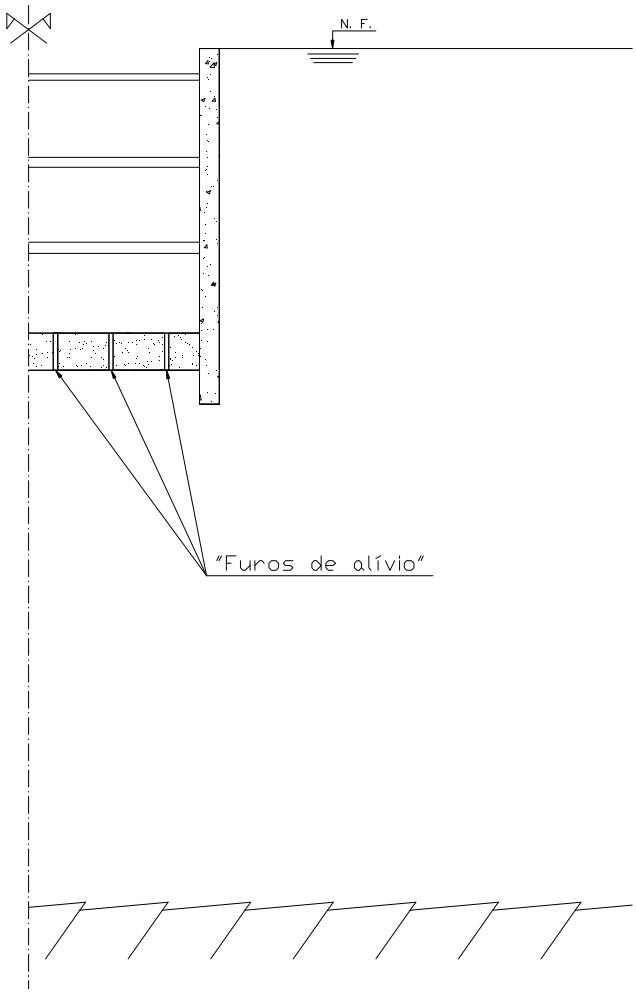


Fig. 13.6 - Condições hidráulicas no final da consolidação

13.5. ANÁLISE DE RESULTADOS

O estudo apresentado foi dividido em 2 fases distintas de análise, de forma a possibilitar uma melhor interpretação dos resultados: primeira fase, correspondente ao período de escavação, e a segunda fase, que diz respeito ao período pós-construção.

13.5.1. PERÍODO DE CONSTRUÇÃO

13.5.1.1. Evolução do estado de tensão

No decurso deste período, existem variações de tensões, que dizem respeito não só ao esqueleto sólido (tensões efectivas), como também à água (pressões neutras), causadas sobretudo pelas acções associadas ao processo de escavação.

Foram consideradas, para análise deste período, diferentes fases de escavação, cujos resultados relativos a tensões se apresentam nas Figuras 13.7 a 13.12.

Os resultados relativos aos excessos de pressões neutras (Figura 13.7) permitem tecer as seguintes considerações (note-se que, de acordo com o definido no programa de cálculo utilizado, o excesso de pressão neutra num ponto é a diferença entre a pressão instalada e a pressão inicial nesse ponto):

- em todas as fases de escavação geram-se excessos de pressão neutra negativos, os quais crescem à medida que a profundidade aumenta; tal facto justifica-se com a diminuição da pressão média total associada ao processo de escavação;
- tal como se esperaria, os valores absolutos mais elevados dos excessos de pressão neutra ocorrem na zona do maciço subjacente à escavação, já que é nesta zona que se verifica uma maior diminuição da tensão média total;
- os incrementos negativos das pressões neutras apresentam-se mais elevados na zona do eixo de simetria (junto à superfície correspondente à base da escavação), diminuindo de forma gradual em profundidade;
- verifica-se que no lado suportado do maciço, existe igualmente uma tendência de geração de excessos de pressão neutra negativos, embora com valores cuja ordem de grandeza é bastante menor que aqueles correspondentes ao lado escavado; tal facto explica-se não só pela menor diminuição da tensão média total no lado suportado (devido à inexistência de escavação neste zona), como também pela presença da cortina e principalmente da laje de fundo, que contribui decisivamente para evitar uma descompressão do maciço da mesma ordem de grandeza da verificada no solo sob a escavação, e um consequente abaixamento das tensões;
- no lado suportado, os valores absolutos dos excessos de pressão neutra aumentam em profundidade, visto que ocorre igualmente descompressão do maciço associada à escavação, para profundidades superiores à da extremidade inferior da cortina.

Na Figura 13.8 mostram-se os resultados das pressões neutras, que corroboram, naturalmente, as considerações feitas sobre os resultados dos excessos de pressão neutra.

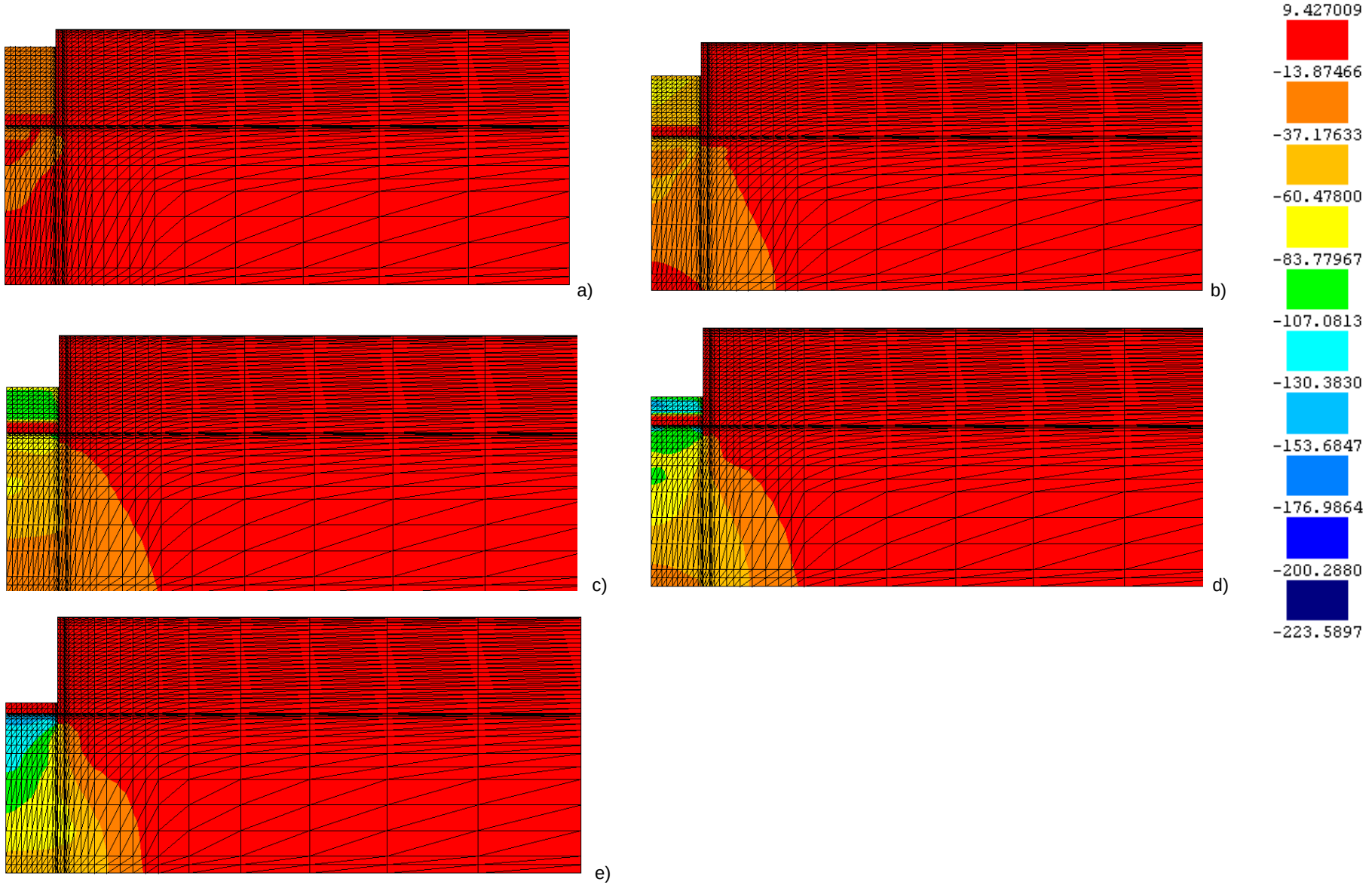


Fig. 13.7 - Excessos de pressão neutra no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação

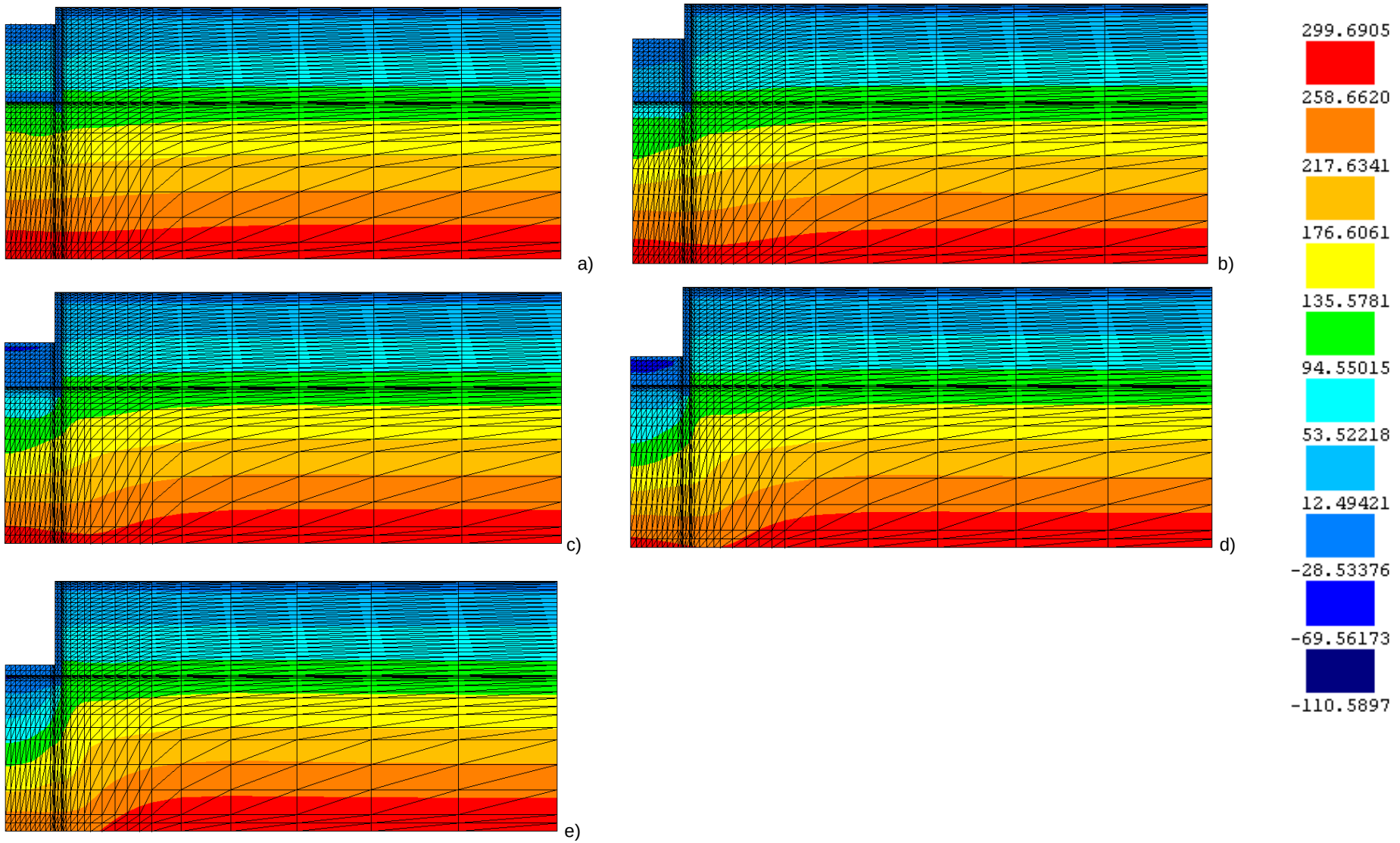


Fig. 13.8 - Pressões neutras no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação.

Nas Figuras 13.9 e 13.10 apresentam-se as colorações dos resultados das tensões efectivas horizontais e verticais, respectivamente.

Em relação às tensões horizontais efectivas, importa referir os seguintes aspectos:

- verifica-se um aumento gradual da tensão no solo do lado escavado, principalmente abaixo da laje de *jet grouting*, à medida que a escavação avança: este aumento torna-se mais visível junto ao eixo de simetria, a partir dos 6 m de escavação;
- observa-se que o máximo valor das tensões se atinge no final da escavação;
- no maciço do lado suportado, o aumento de tensão é visível abaixo do pé da cortina.

As figuras relativas às tensões verticais efectivas mostram que:

- existe uma tendência crescente de diminuição das mesmas no maciço do lado escavado, à medida que a escavação avança, com as mesmas reduções a terem um maior incremento na zona junto ao eixo de simetria, principalmente a partir dos 6 m de profundidade de escavação;
- do lado suportado, as tensões verticais diminuem também nas zonas mais próximas da cortina, mais precisamente abaixo do nível da base de escavação.

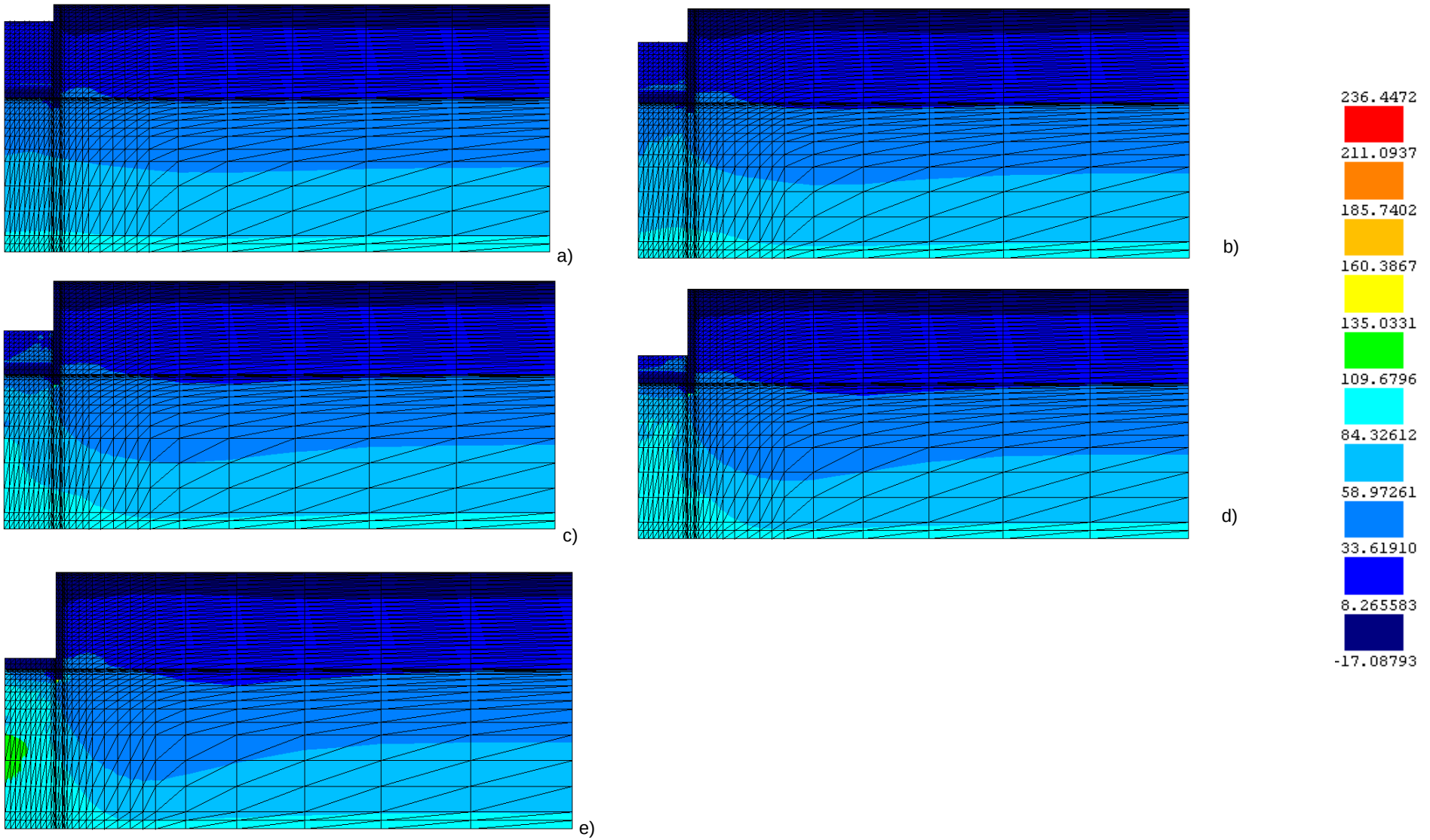


Fig. 13.9 - Tensões efectivas horizontais no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação.

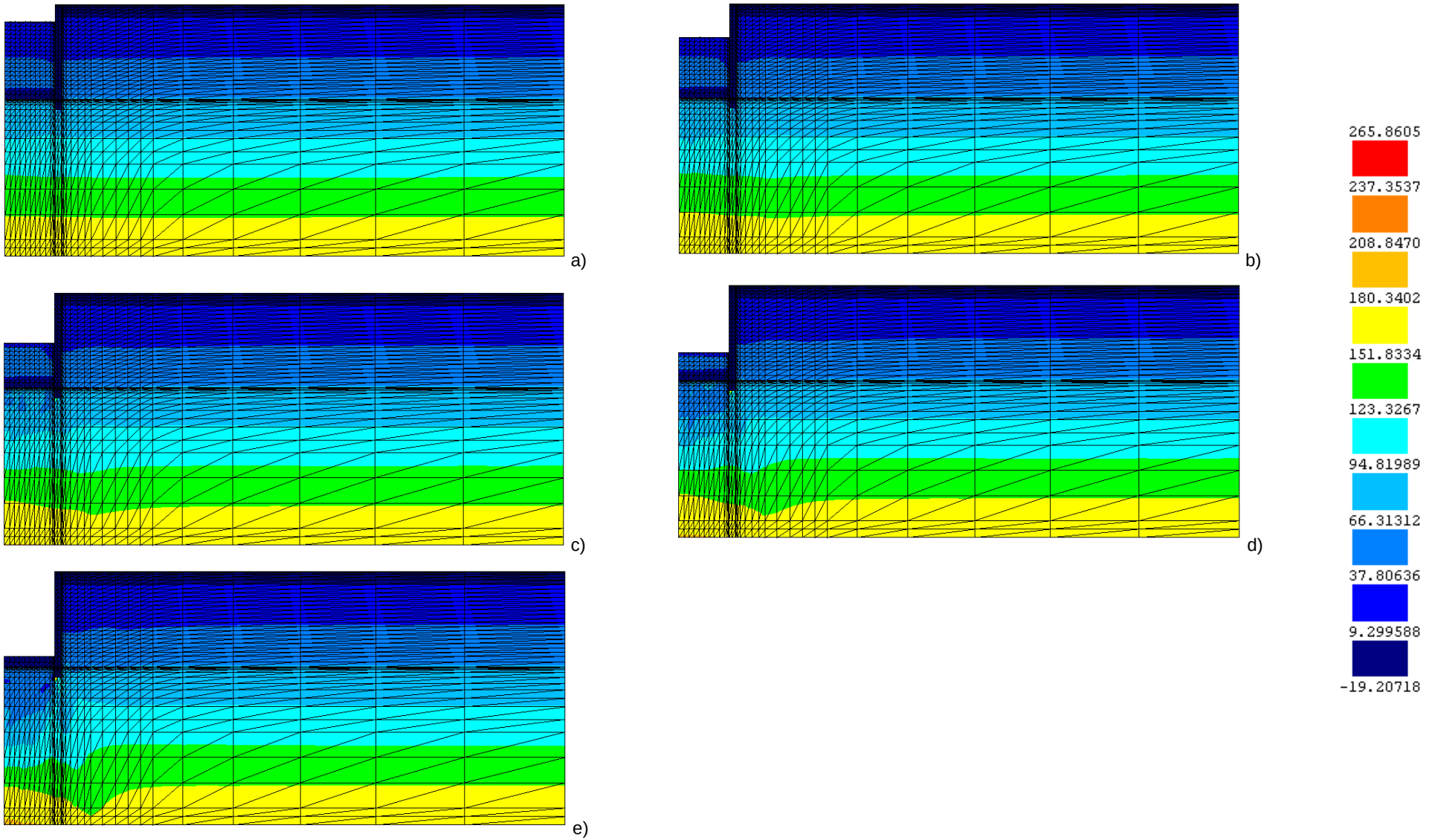


Fig. 13.10 - Tensões efectivas verticais no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação.

Em relação às tensões de corte nos planos horizontais e verticais (τ_{xy}) apresentadas na Figura 13.11, importa registar os comentários seguintes:

- no maciço subjacente à escavação nomeadamente nas zonas junto à cortina, são mobilizados valores elevados das tensões de corte, os quais têm maior significado à medida que a escavação progride;
- no maciço do lado suportado verificam-se fortes acréscimos das tensões de corte, sendo estas mais significativas abaixo da cota de escavação do que na zona escorada; com o aumento da distância à cortina, as tensões de corte vão-se desvanecendo, tendendo para o estado de tensão inicial, no qual estas tensões são nulas.

Os níveis de tensão mobilizados nas diferentes fases encontram-se representados na Figura 13.12. O nível de tensão descreve a proximidade do estado de tensão relativamente ao estado crítico e é definido por:

$$SL = \frac{q}{p.M} \tag{13.3}$$

em que p é a tensão média efectiva, q a tensão de desvio e M a inclinação da linha de estados críticos no referencial p-q.

Nos solos normalmente consolidados, como o do estudo em questão, o nível de tensão varia entre 0 e 1, em que 1 corresponde ao estado crítico. Em solos sobreconsolidados, SL pode apresentar valores superiores a 1, correspondentes a estados de tensão na vizinhança da resistência de pico. Pela expressão 13.3 é possível inferir que o nível de tensão aumenta quando a tensão de desvio (q) aumenta e/ou a tensão média (p) diminui.

Os resultados de SL apresentados na Figura 13.12 mostram, tal como seria expectável, que

- o nível de tensão aumenta mais em zonas mais próximas da escavação, e no decurso da mesma, apresentando valores próximos da unidade junto à cortina (tanto do lado escavado como do lado suportado) e abaixo do nível da base da escavação;
- verifica-se, em particular, o papel importante desempenhado pela laje de *jet grouting* na garantia da estabilidade do fundo da escavação, face ao nível de tensão do solo muito próximo do crítico nas intermediações da mesma; é notória a redução, em termos relativos, dos valores do nível de tensão nas camadas de solo sob a laje na sua proximidade, quando comparado com as que se encontram a maiores profundidades, abaixo do pé da cortina.

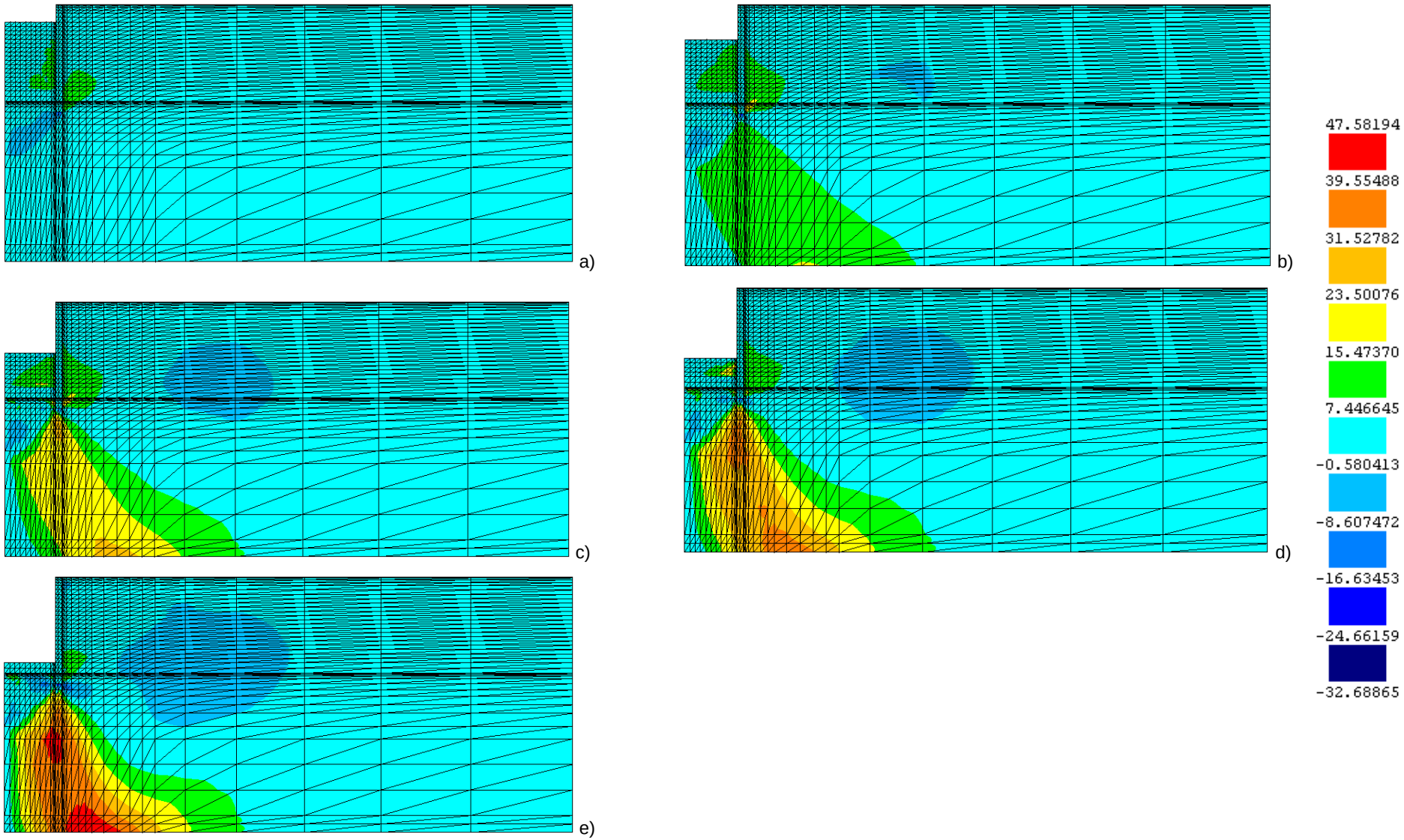


Fig. 13.11 - Tensões de corte (τ_{xy}) no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação.

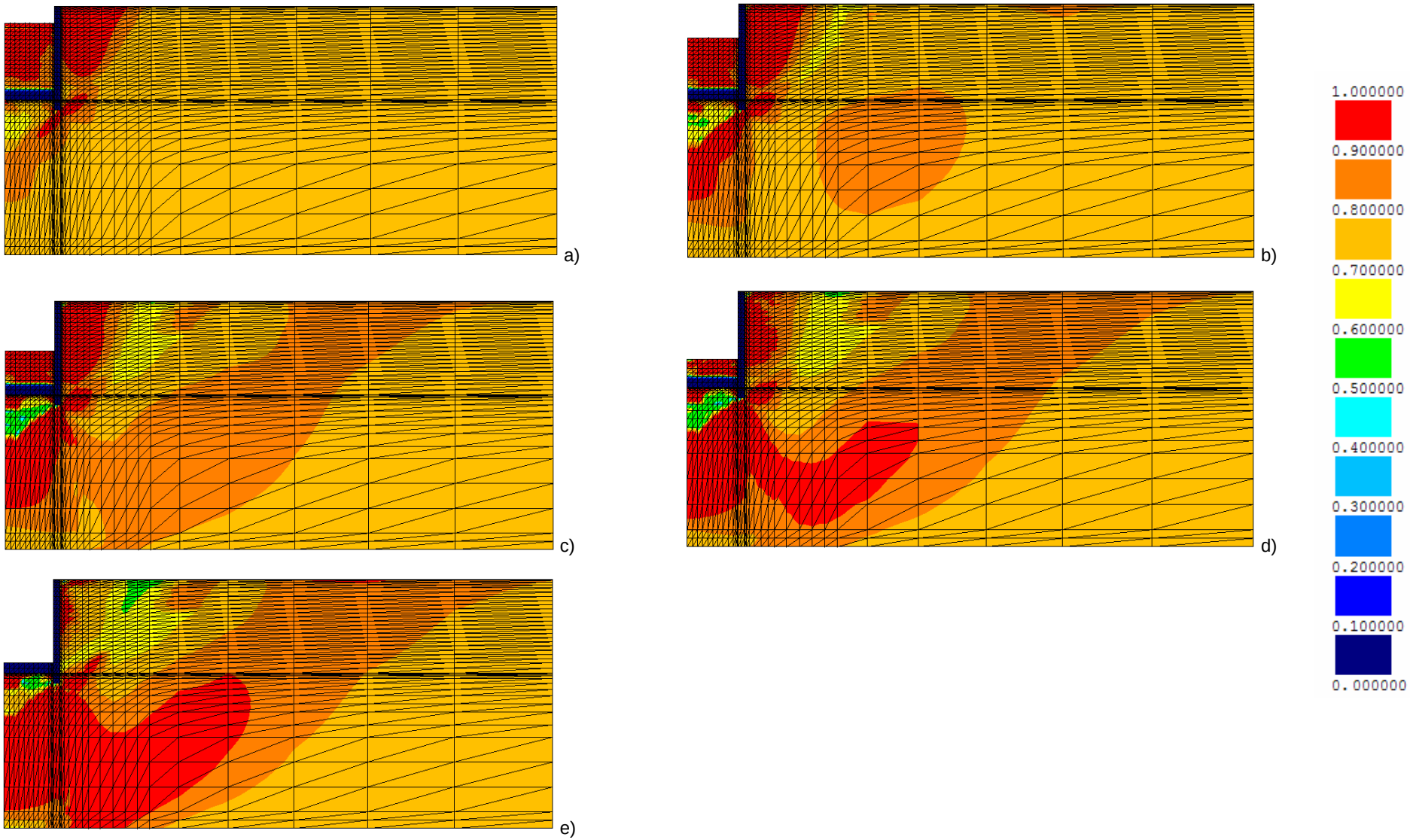


Fig. 13.12 - Níveis de tensão no decurso da escavação: a) aos 2m de escavação; b) aos 4m de escavação; c) aos 6m de escavação; d) aos 8m de escavação; e) aos 10m de escavação.

13.5.1.2. Deslocamentos

Na Figura 13.13 são apresentados os deslocamentos laterais da cortina, para as diferentes profundidades de escavação.

Verifica-se que a curva do deslocamento para os 2 m de escavação apresenta uma tendência ligeiramente diferente das restantes, visto que a primeira escora é aplicada à cota -1.0 m, e escavados 1.5 m de terras. De facto, nesta fase existe uma tendência visível de rotação da cortina em torno da base, devido ao efeito de contraventamento da laje de fundo. Tal ideia é comprovada pelo facto de o deslocamento máximo da cortina ser atingido no seu topo, aos 2 e 4 m de profundidade, com um valor de 3,78 cm., que corresponde a cerca de 0,38% da profundidade de escavação.

A colocação da escora 1 leva a que as curvas do deslocamento passem de uma forma aproximadamente linear (2 m) para uma forma não linear (4 a 10 m). Em consequência, à cota -2,5 m o deslocamento da cortina mantém-se praticamente inalterado a partir dos 4 m até ao final da escavação. É a partir deste ponto que se verifica uma rotação da cortina em sentido contrário ao da verificada na fase inicial da escavação (devido ao aumento de rigidez provocado pela colocação dos diferentes níveis de escoramento), que aumenta com a profundidade de escavação, levando por sua vez a uma crescente curvatura da cortina.

Importa referir ainda que, ao contrário do que acontece em obras deste tipo em que não existe laje de fundo, os deslocamentos horizontais da cortina, em todas as fases de escavação, têm o valor máximo na extremidade superior e diminuem em profundidade, apresentando valores bastante mais reduzidos do que naqueles casos (consultar, por exemplo, os resultados apresentados por Costa, 2005).

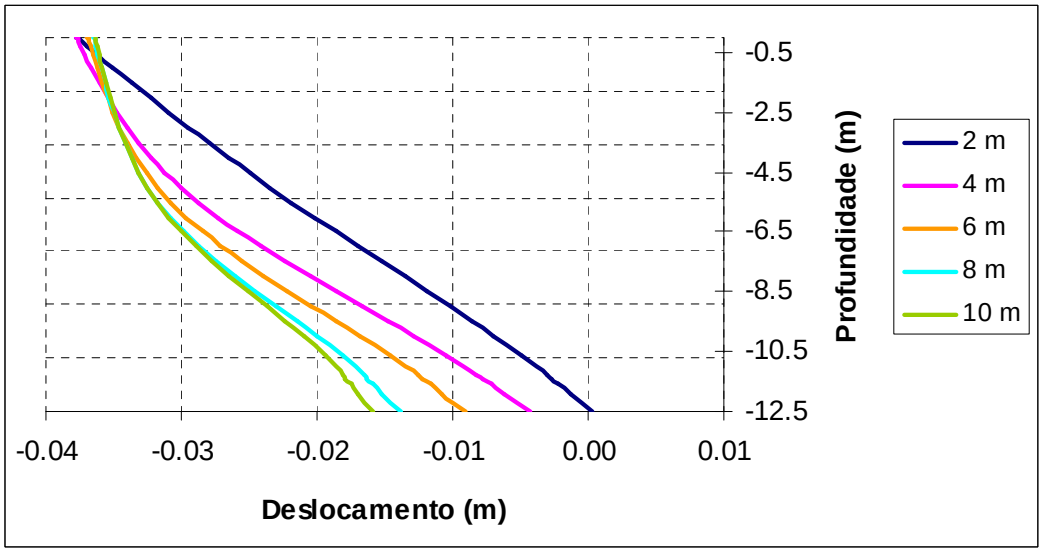


Fig. 13.13 - Deslocamentos laterais da cortina para diferentes profundidades de escavação

As Figuras 13.14 e 13.15 ilustram os perfis de deslocamentos verticais e horizontais da superfície do maciço suportado, os quais assumem especial importância na avaliação de eventuais danos em estruturas vizinhas.

Ambas as figuras permitem concluir que os deslocamentos aumentam à medida que a escavação progride e atingem os seus valores mais elevados, em cada uma das fases de escavação, na zona de contacto com a cortina, sendo os máximos atingidos de 3,78 cm na horizontal e de 2,60 cm na vertical. Note-se que, como se viu anteriormente, a rigidez da interface solo-cortina passa a zero logo que se

atinja o valor do deslocamento relativo de 1 mm, o que justifica os resultados obtidos. Também por volta dos 20 m de distância à cortina se verifica um novo máximo local dos deslocamentos.

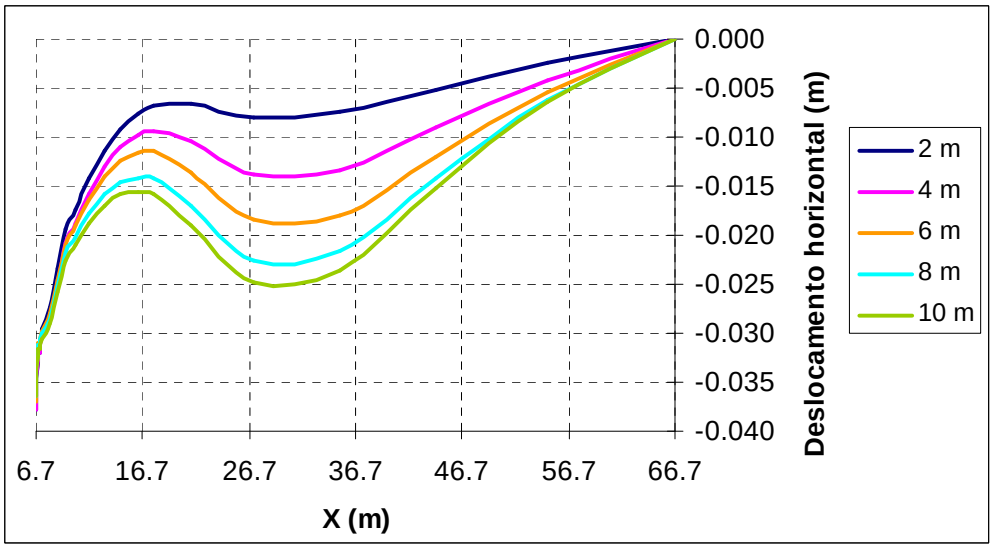


Fig. 13.14 - Deslocamentos horizontais da superfície do lado suportado para diferentes profundidades de escavação

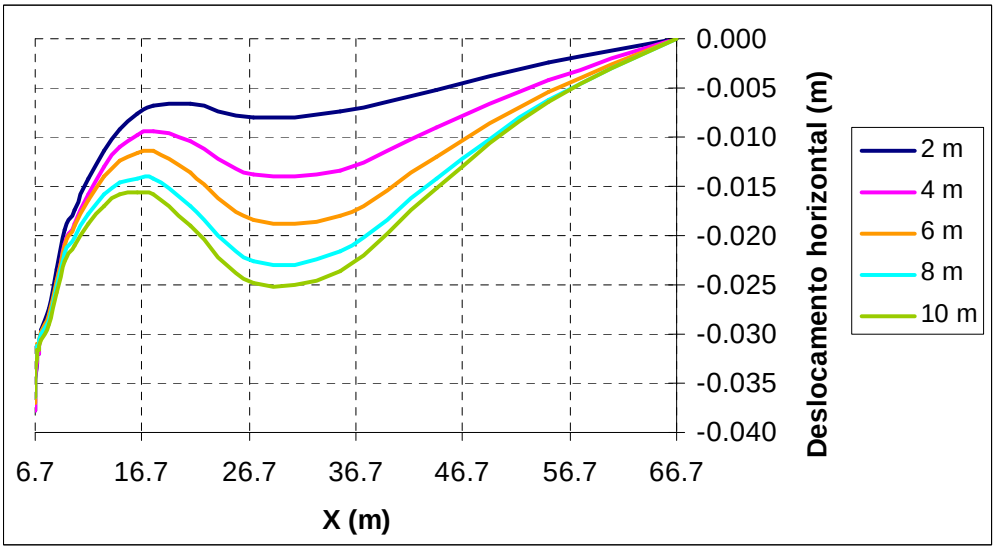


Fig. 13.15 - Deslocamentos verticais da superfície do lado suportado para diferentes profundidades de escavação

A Figura 13.16 mostra a evolução do levantamento do fundo (face superior da laje), ao longo das diferentes fases de escavação. Verifica-se que este aumenta com a escavação, e é sempre no eixo de simetria que os deslocamentos atingem maiores valores, sendo o máximo valor atingido de 11,28 cm aos 10 m de escavação, o qual é significativamente superior à grandeza dos assentamentos máximos na superfície do maciço. Na proximidade da cortina, o movimento ascendente é menor, justificado pela mobilização das tensões tangenciais nas interfaces solo-cortina e solo-laje. No entanto, estas tensões não impedem também a existência de um levantamento significativo nessa zona (cerca de 9

cm), já que a resistência das interfaces é atingida, como se referiu, para deslocamentos relativos muito menores (1 mm).

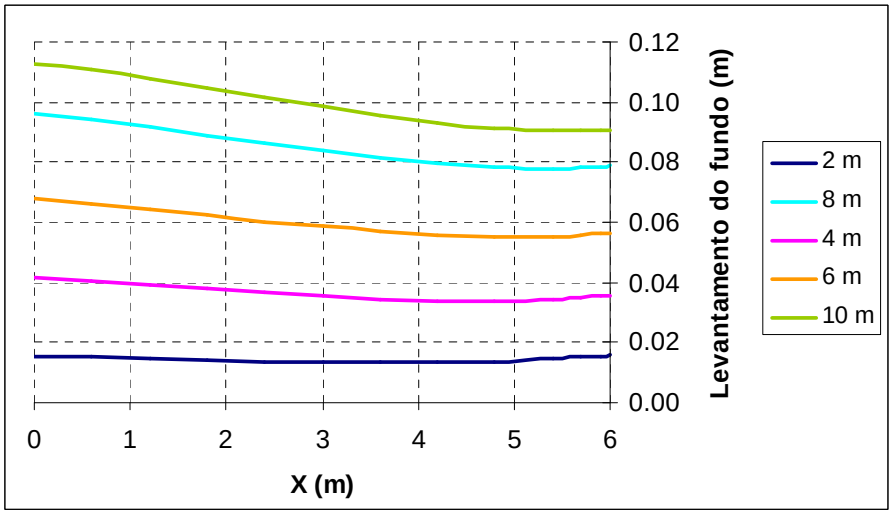


Fig. 13.16 - Levantamento do fundo da escavação para diferentes profundidades de escavação

13.5.1.3. Esforços axiais no escoramento

Os esforços nas escoras e a sua evolução no decurso da escavação encontram-se ilustrados na Figura 13.17. Como seria previsível, tanto a escora 1 como a escora 2, depois de colocadas, sofrem um incremento do esforço axial mobilizado até a colocação da escora seguinte (escora 2 e escora 3, respectivamente), as quais permitem, mediante um aumento da capacidade de resposta do escoramento às solicitações do maciço, o alívio dos esforços axiais nas escoras do nível antecedente.

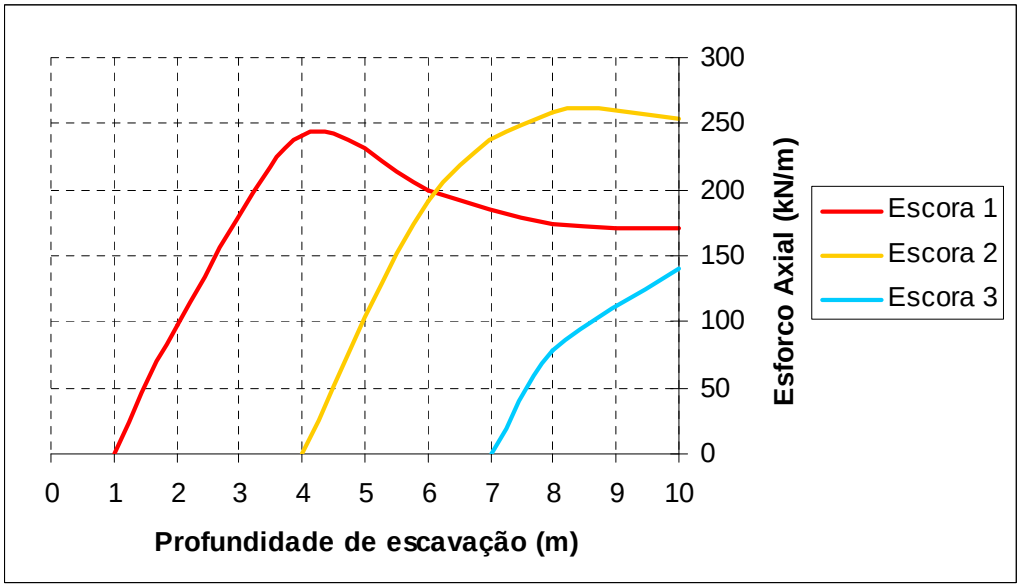


Fig. 13.17 - Evolução dos esforços de compressão no escoramento durante a escavação

13.5.1.4. Momentos flectores na cortina

A evolução dos momentos flectores da cortina, à medida que a profundidade de escavação aumenta, pode ser observada na Figura 13.18.

Perto dos 10,0 m de profundidade (cota da face superior da laje de *jet grouting*) encontra-se a zona de momentos nulos em todas as fases da escavação, marcando a transição entre a zona inferior, na qual os momentos ao nível da laje aumentam à medida que a escavação progride (a laje tem pois um efeito de encastramento sobre a cortina), e a zona da escavação, na qual os momentos, após o aumento inicial, diminuem desde os 6 m escavados até ao final da escavação.

Verifica-se que depois de se ter colocado o primeiro nível de escoramento, a cortina é imediatamente sujeita a um forte incremento dos momentos (que provocam tracções na face da cortina voltada para a escavação) até à colocação do segundo nível de escoras (à cota -4,0 m). Sensivelmente após esta fase e até ao fim da escavação, os momentos vão diminuindo, devido à substituição do solo (que, em grande parte, se encontra em estado crítico, como se pode ver na Figura 13.12) pelas escoras no lado escavado, cuja maior rigidez (e diminuindo o vão de flexão) confere menores esforços de flexão à cortina.

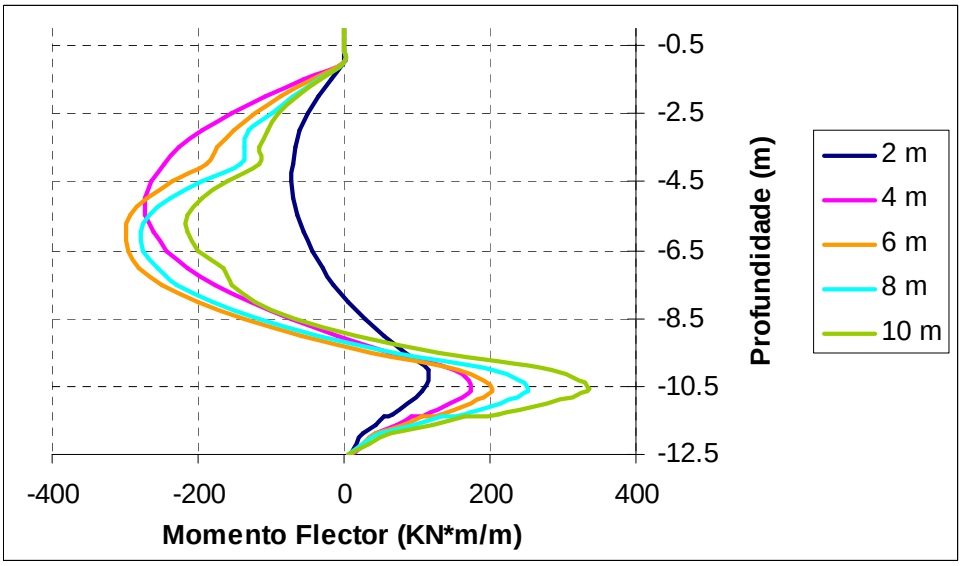


Fig. 13.18 - Diagrama de momentos flectores na cortina para diferentes profundidades de escavação

13.5.1.5. Esforços na laje de fundo

A evolução dos esforços de compressão na laje de fundo de *jet grouting*, com o avanço da escavação é ilustrada na Figura 13.19. Fica demonstrado que, para além de a laje estar sujeita a esforços cada vez maiores à medida que o solo sobrejacente vai sendo retirado, os mesmos diminuem à medida que se avança do extremo da laje para o centro; este facto prende-se com a existência de tensões de corte aplicadas pelo solo nas faces inferior e superior da laje, com o sentido do centro para as extremidades (globalmente). Na última fase de escavação (10 m), deixa de existir solo sobrejacente à laje, o que significa que as tensões de corte na face superior passam a zero, provocando o aumento significativo dos esforços de compressão na laje.

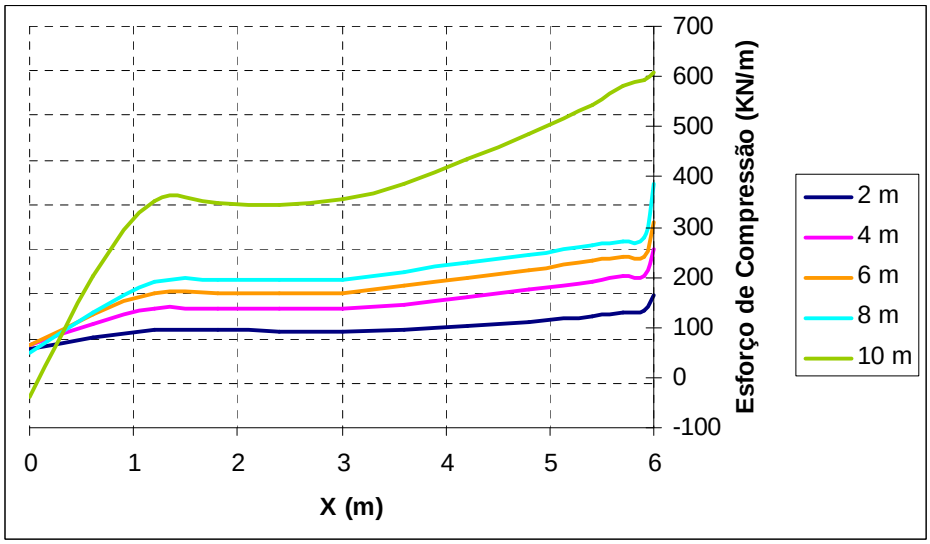


Fig. 13.19 - Diagramas de esforços de compressão na laje de fundo para diferentes profundidades de escavação

O diagrama dos momentos flectores na laje de fundo ao longo das diferentes fases de escavação, representado na Figura 13.20, reitera o facto de a laje se encontrar sujeita a esforços mais elevados, também de flexão, nos seus pontos mais próximos da cortina. O aumento significativo dos valores dos momentos quando se passa da fase de 8 m para 10 m de escavação prende-se igualmente com a retirada das terras sobrejacentes à laje, levando a zero as tensões de corte na face superior desta, como se referiu atrás.

Note-se ainda que, estando a laje de *jet grouting* sujeita a flexão composta (com $N_{máx}$ = 600 kN/m e $M_{máx}$ = 120 kN.m/m, o valor das tensões na secção transversal da laje podem ser obtidos pela expressão:

$$\sigma = \frac{N_{máx}}{B.H} \pm \frac{6.M_{máx}}{B.H^2} \qquad (13.4)$$

em que B = 1 m e H = 1,3 m. Os valores obtidos para a secção mais esforçada são, neste caso, 887,57 kPa (na fibra superior) e 35,50 kPa (na fibra inferior). Estes valores são significativamente inferiores aos valores correntes da resistência à compressão do *jet grouting*. No entanto, em fase de projecto, poder-se-ia aumentar a altura da laje caso se pretendesse reduzir aquelas tensões.

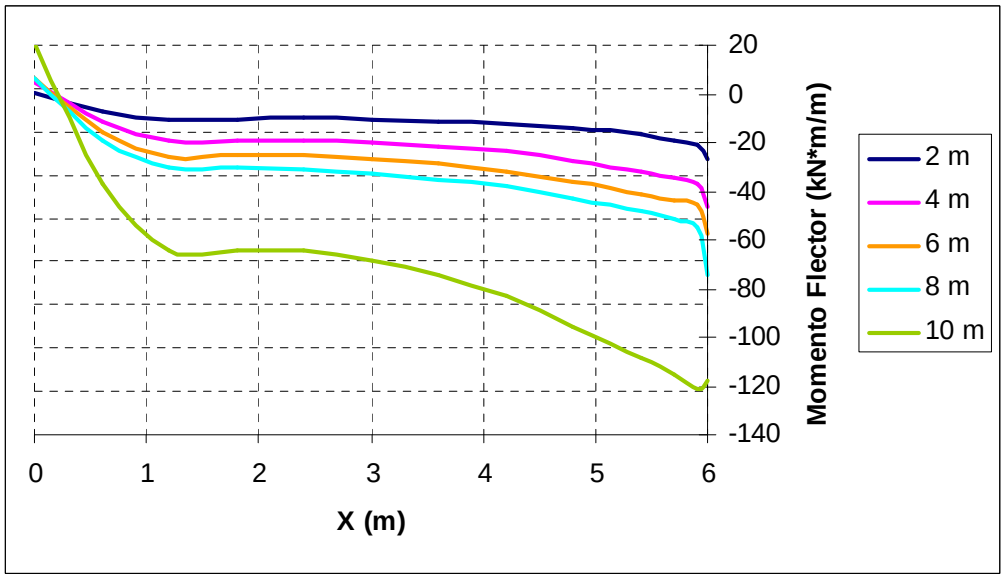


Fig. 13.20 - Diagrama de momentos flectores na laje para diferentes profundidades de escavação

13.5.1.6. Pressões de terras sobre as faces da cortina

Na Figura 13.21 encontra-se retratada a distribuição da tensão total horizontal ("pressão de terras") sobre as faces da cortina. As pressões negativas correspondem às exercidas na face voltada para o lado escavado, e as positivas à face do maciço suportado.

Os fenómenos de redistribuição das tensões por efeito de arco tornam a análise das pressões exercidas sobre a cortina uma questão complexa, acrescentando-se a estes, no caso de solos argilosos saturados, variações quer das pressões neutras quer das tensões horizontais efectivas, tal como já foi atrás referido. Embora e, como se sabe, a variação da tensão horizontal total sobre as faces da cortina dependa destas duas grandezas, neste ponto serão analisados apenas os resultados de acção global, isto é, da tensão total horizontal, já que é esta que interessa realmente para o dimensionamento da cortina.

A análise da figura permite assim concluir que, enquanto as pressões do lado suportado sofrem um aumento quase imperceptível (por efeito de arco) com o progredir da escavação, no lado escavado verifica-se que estas diminuem à medida que a escavação avança, facto associado ao efeito de descompressão do maciço no lado escavado com a escavação e à transmissão das cargas horizontais, fundamentalmente, para as escoras.

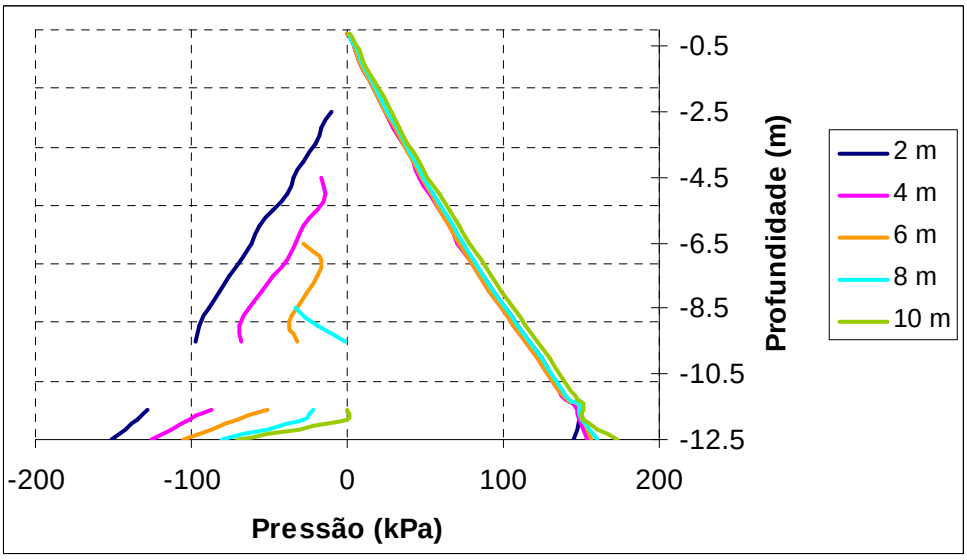


Fig. 13.21 - Pressão de terras na cortina para diferentes profundidades de escavação

13.5.2. COMPORTAMENTO PÓS-CONSTRUÇÃO

13.5.2.1. Considerações gerais

Tal como foi referido no ponto 13.5.1, os incrementos de tensão total aplicados ao maciço afectado pela obra em análise repartem-se em incrementos de pressão intersticial e de tensão efectiva. Assim, factores como a baixa permeabilidade do solo e a rapidez de construção característicos das condições presentes levam a que os gradientes hidráulicos gerados necessitem de tempo considerável para se dissiparem, daí resultando variações dos estados de tensão e de deformação diferidos no tempo, após o período de escavação.

A dissipação dos gradientes de pressões (estabelecidos durante a construção) e a consequente prossecução no tempo de escoamento do fluído até ao estado final de aquisição das condições de equilíbrio hidráulico, são condições que correspondem a uma situação hidrodinâmica estacionária, determinada pela diferença de carga hidráulica de 10 m entre o maciço do lado suportado e o maciço do lado escavado. A Figura 13.22 esquematiza a rede de fluxo teórica dum problema similar, a longo prazo (Matos Fernandes, 1995).

Importa referir que, na análise a longo prazo apresentada nesta secção, são mantidos, no período pós-construção, os escoramentos metálicos (três níveis de perfis tubulares de secção circular). Em obras concretas de edifícios, é usual, no entanto, substituir aqueles escoramentos por lajes de betão armado, constituintes dos pisos enterrados dos edifícios. Costa (2005) mostrou que esta substituição, na modelação numérica de obras deste tipo, tem implicações insignificantes nos resultados obtidos a longo prazo. Por esta razão, e por simplificação, mantiveram-se pois em todas as fases, durante e após a construção, os perfis metálicos que materializam os três níveis de escoramento no presente problema.

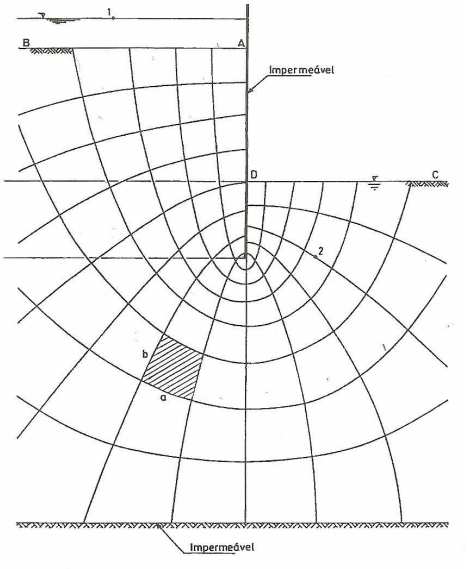


Fig. 13.22 - Rede de fluxo para escoamento bidimensional num meio isotrópico e homogéneo (Matos Fernandes, 1995)

13.5.2.2. Evolução do estado de tensão

Os resultados das tensões em diferentes instantes durante o período de consolidação encontram-se representados nas Figuras 13.23 a 13.28.

Começando a análise deste ponto pelas pressões neutras e a sua evolução ilustrada na Figura 13.23, importa reter as seguintes considerações:

- até ao fim da consolidação, para camadas à mesma cota do maciço, verifica-se, naturalmente, que as pressões neutras são mais elevadas no lado suportado do que no lado escavado, devido à diferença de posição do nível freático nos dois lados;
- no solo subjacente à laje, verifica-se um aumento das pressões neutras ao longo do tempo, o que confirma a tendência de dissipação de excessos de pressão neutra negativos e restabelecimento das condições de equilíbrio hidráulico.

A evolução dos excessos de pressão neutra no maciço em diferentes instantes, após a construção, retratada na Figura 13.24 permite salientar que:

- as variações dos excessos de pressão neutra mais significativas verificam-se no lado escavado e correspondem, como se referiu, a um aumento da pressão (diminuição do valor absoluto do excesso de pressão neutra);
- do lado suportado, os excessos de pressão neutra evoluem em sentido contrário aos dos registados sob a escavação, cujo ligeiro aumento (em termos absolutos) confirma a diminuição consequente das pressões durante a consolidação, em especial abaixo do nível da escavação, numa zona já um pouco afastada da cortina;
- a forma muito regular que possuem as linhas dos isovalores dos excessos de pressão neutra (linhas equipotenciais) no final da consolidação, corresponde às direcções normais em cada ponto às linhas de fluxo do escoamento permanente final.

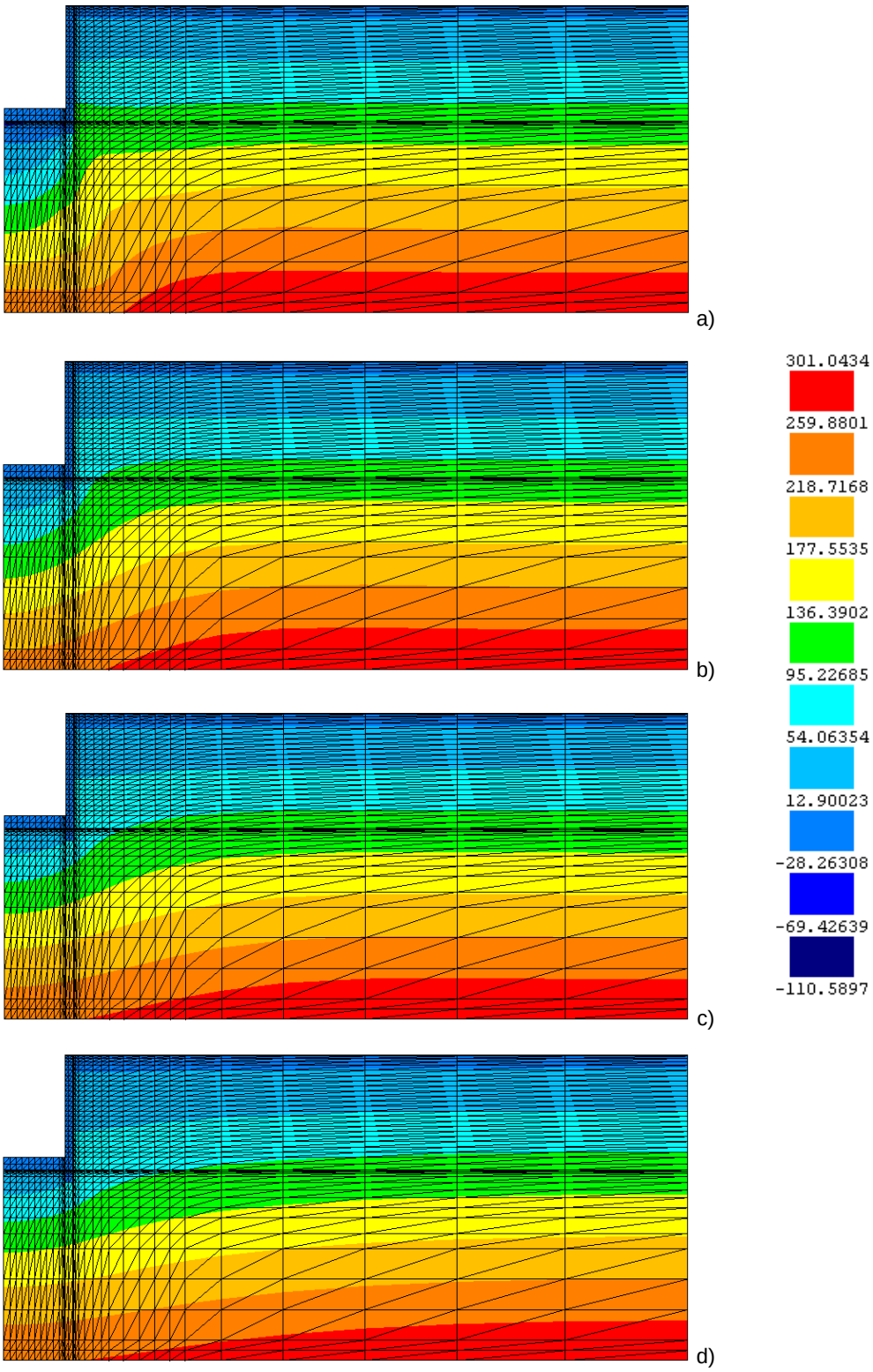


Fig. 13.23 - Pressões neutras no decurso da consolidação: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação

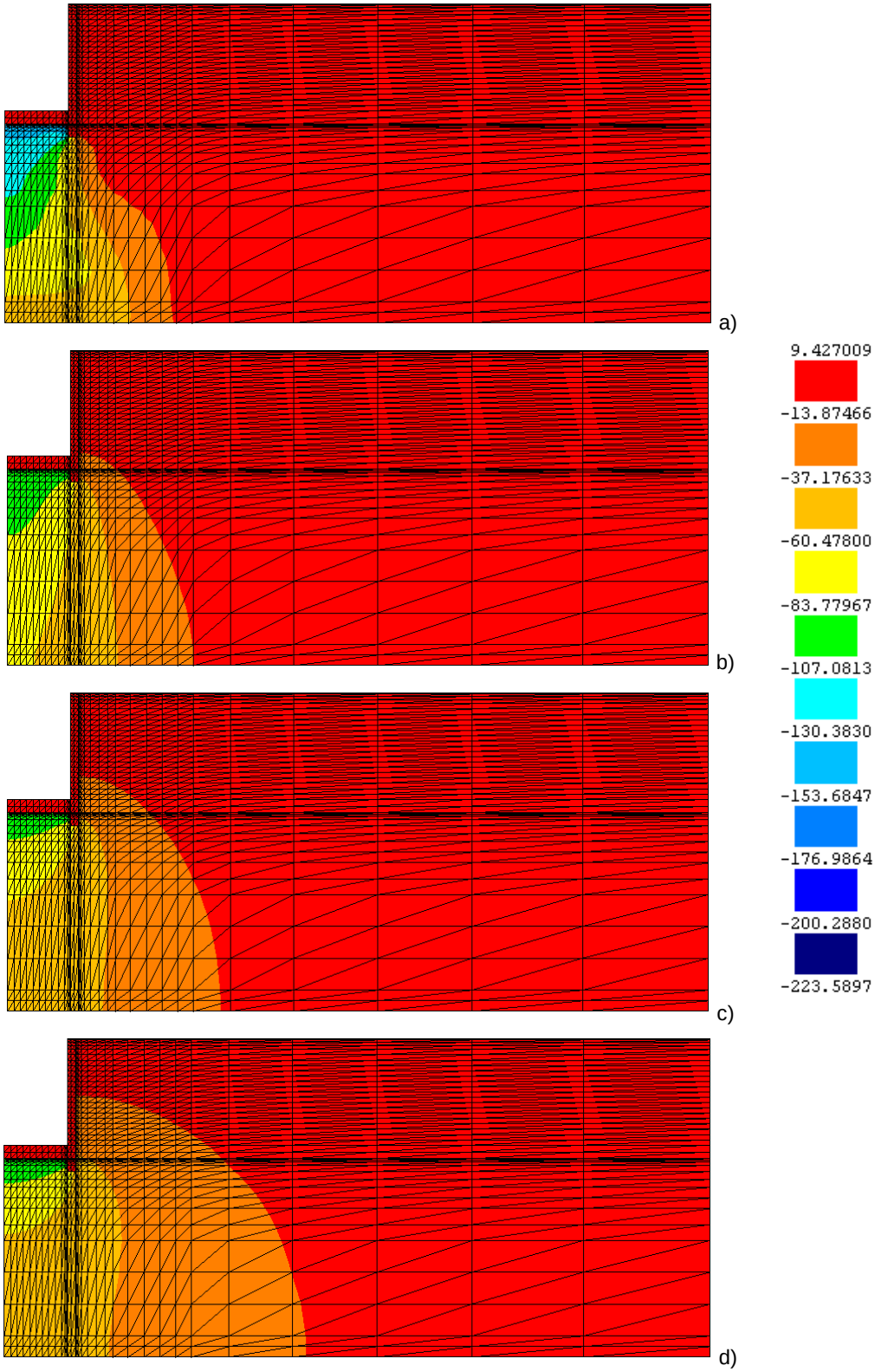


Fig. 13.24 - Excessos de pressão neutra no decurso da consolidação: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação

Nas Figuras 13.25 e 13.26 apresentam-se as colorações dos resultados das tensões efectivas horizontais e verticais, respectivamente, sendo conveniente reter os seguintes comentários acerca da sua evolução:

- no lado suportado, verifica-se um aumento das tensões horizontais e verticais efectivas principalmente abaixo do nível da base de escavação, tanto em zonas próximas da cortina como em zonas mais profundas;
- constata-se a diminuição generalizada da tensão horizontal efectiva no solo subjacente à escavação, e também da tensão vertical efectiva, embora esta seja menos nítida em pontos junto ao pé da cortina, devido à interacção com esta.

As tensões de corte (τ_{xy}) em planos horizontais e verticais encontram-se representadas na Figura 13.27. A sua baixa variação ao longo do período de consolidação, permite concluir que este processo e a respectiva transferência de carga da água para o esqueleto sólido se executa sem variações significativas das referidas tensões.

Quanto aos níveis de tensão, a sua evolução com o processo de consolidação, registada na Figura 13.2, permite comprovar os seguintes factos:

- os maiores acréscimos dos mesmos ocorrem sob a laje de fundo da escavação, onde praticamente todo o maciço atinge o estado crítico no final da consolidação; tal ocorrência relaciona-se directamente com a diminuição da tensão média efectiva nessa zona ao longo de todo o período pós-construção;
- no lado suportado, verifica-se o inverso, ou seja, um decréscimo dos níveis de tensão na zona atrás da cortina, como consequência do aumento das tensões médias efectivas nesta zona, verificando-se o mesmo para zonas menos superficiais do maciço, embora com variações menos expressivas.

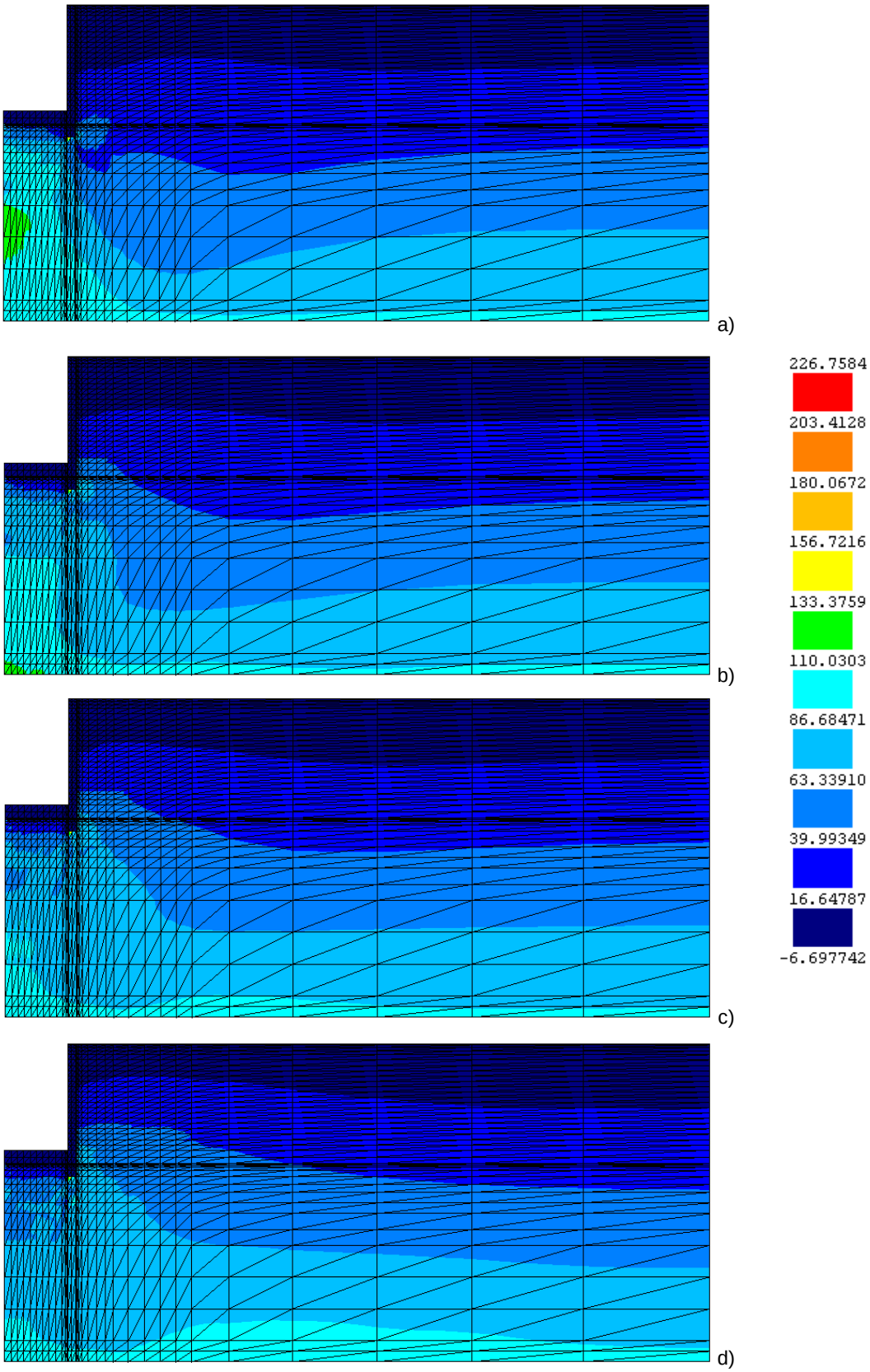


Fig. 13.25 - Tensões efectivas horizontais no decurso da consolidação: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação

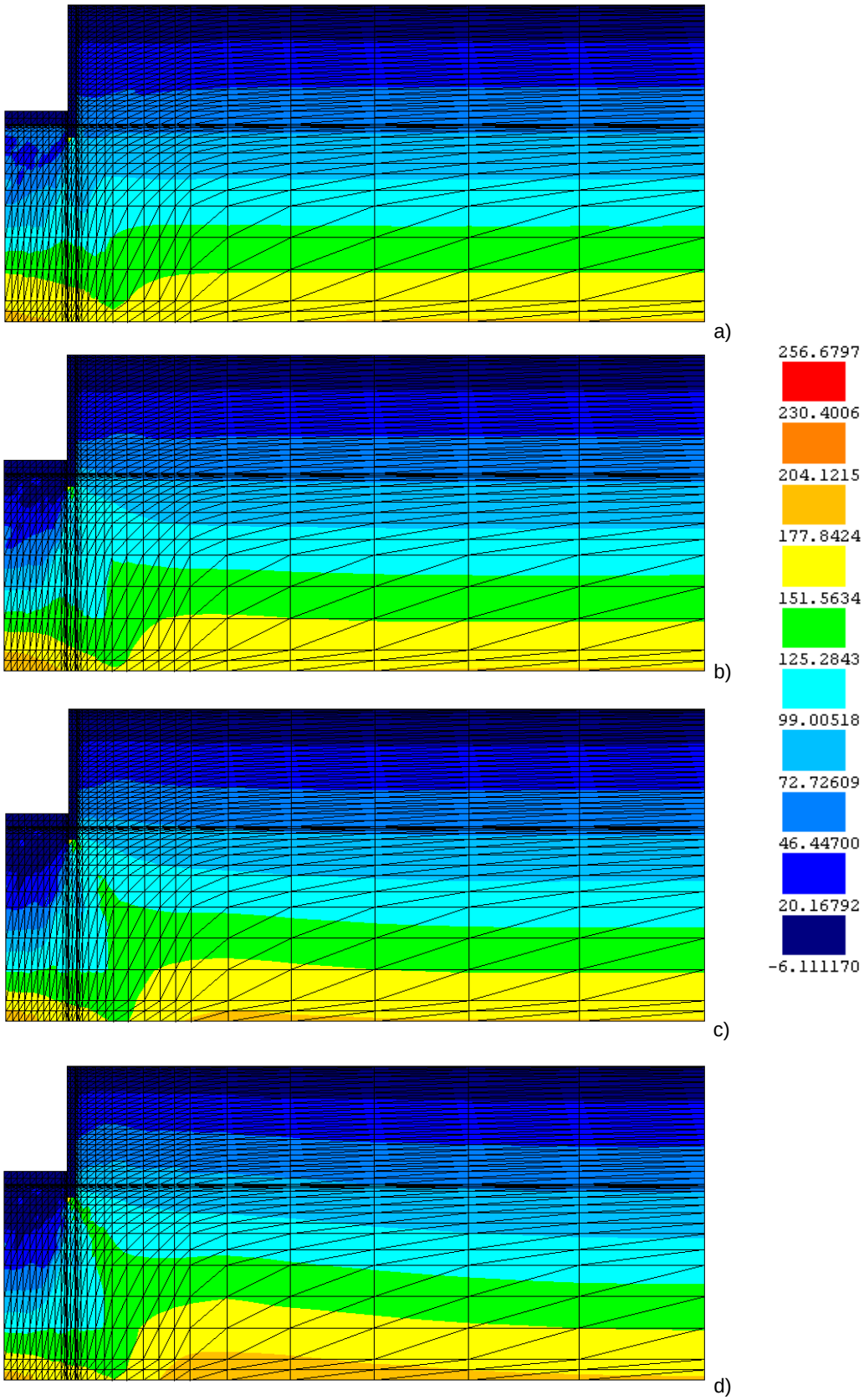


Fig. 13.26 - Tensões efectivas verticais no decurso da consolidação: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação

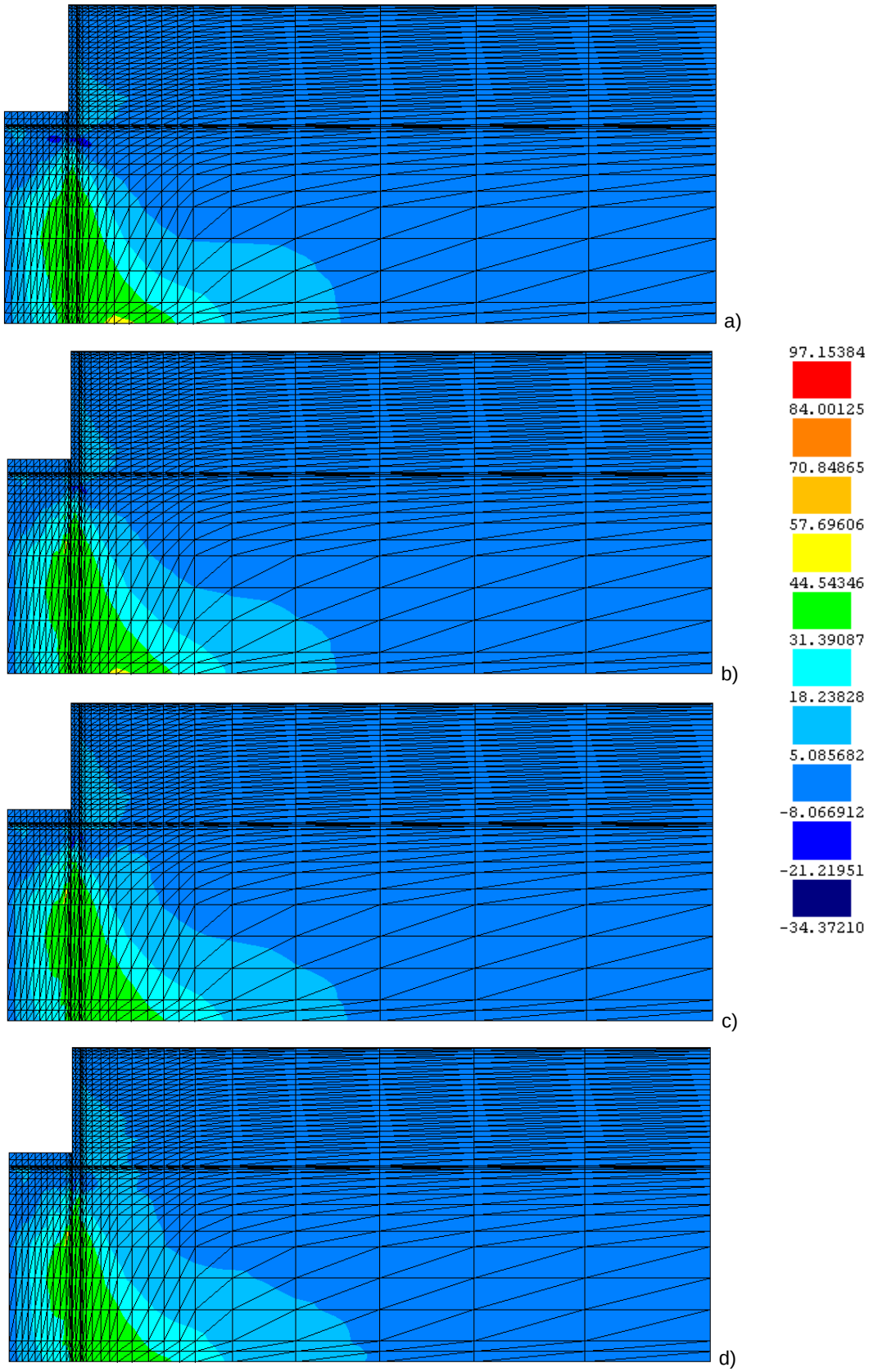


Fig. 13.27 - Tensões de corte (τ_{xy}) no decurso da consolidação: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação

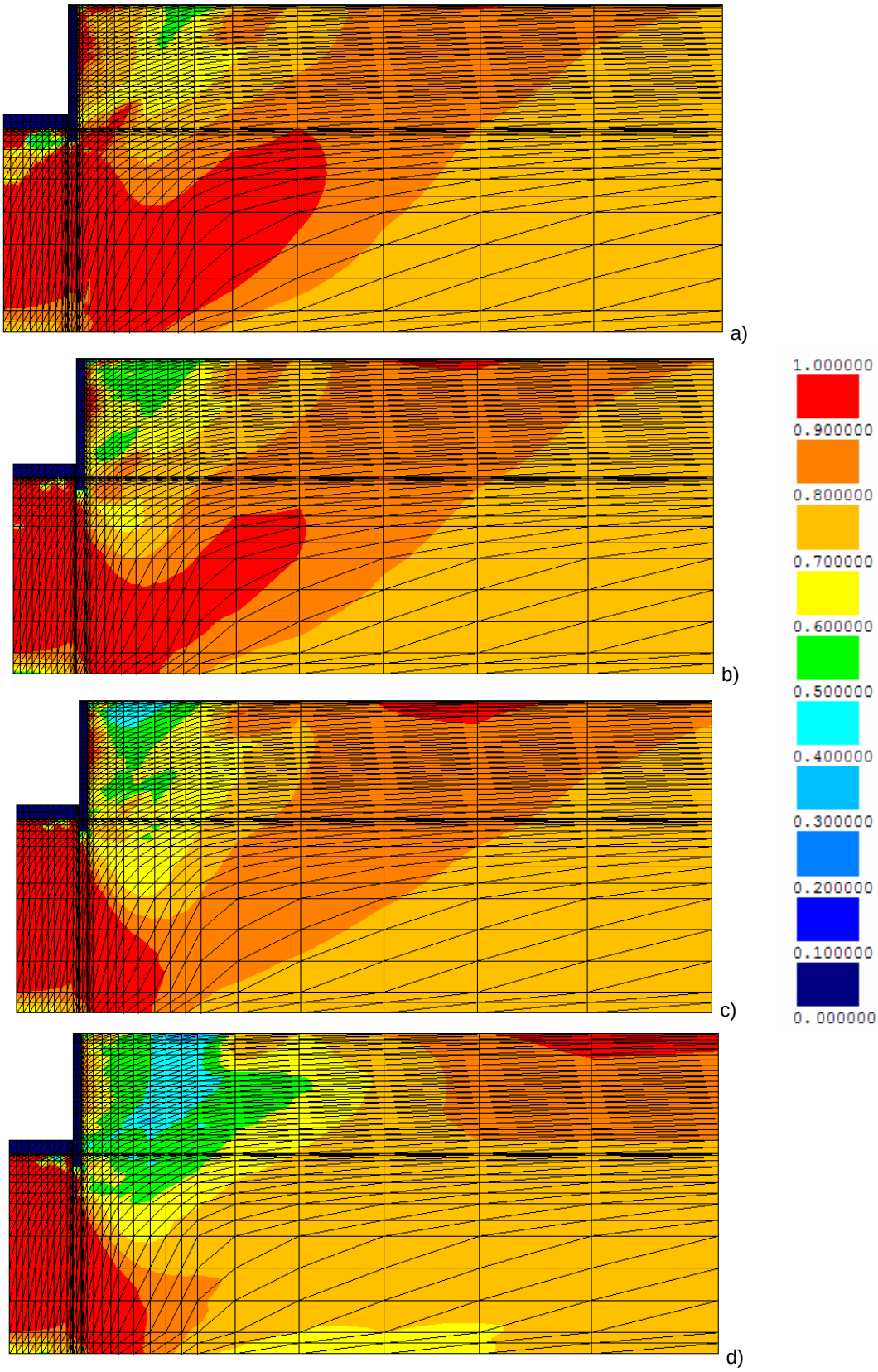


Fig. 13.28 - Níveis de tensão no decurso da consolidação: a) no final da escavação; b) 6 meses após a construção; c) 2 anos após a construção; d) fim da consolidação

13.5.2.3. Pressão de terras sobre as faces da cortina

As pressões de terras (tensões horizontais totais) exercidas sobre as faces da cortina, no final da escavação e no final da consolidação, estão ilustradas na Figura 13.29. Verifica-se uma grande variação no lado escavado da cortina (abaixo do nível da laje), processando-se aumento das pressões com a consolidação. Este aumento é devido ao seguinte: com a consolidação, como se viu atrás, aumentam as pressões e diminui a tensão média efectiva, nessa zona. Este facto provoca aumento de volume que, na direcção horizontal, é, em grande parte, impedido pela presença da parede, aumentando as pressões sobre esta.

Do lado suportado, acima do nível da base de escavação, nota-se uma pequena diminuição das pressões sobre a parede. Este facto é justificado por razões contrárias ao que se passa do lado escavado: como se viu anteriormente, com a consolidação, processa-se nessa zona uma ligeira diminuição da pressão da água (com aumento da tensão média efectiva) que produz diminuição de volume do solo, diminuindo, desse modo, as pressões totais sobre a cortina.

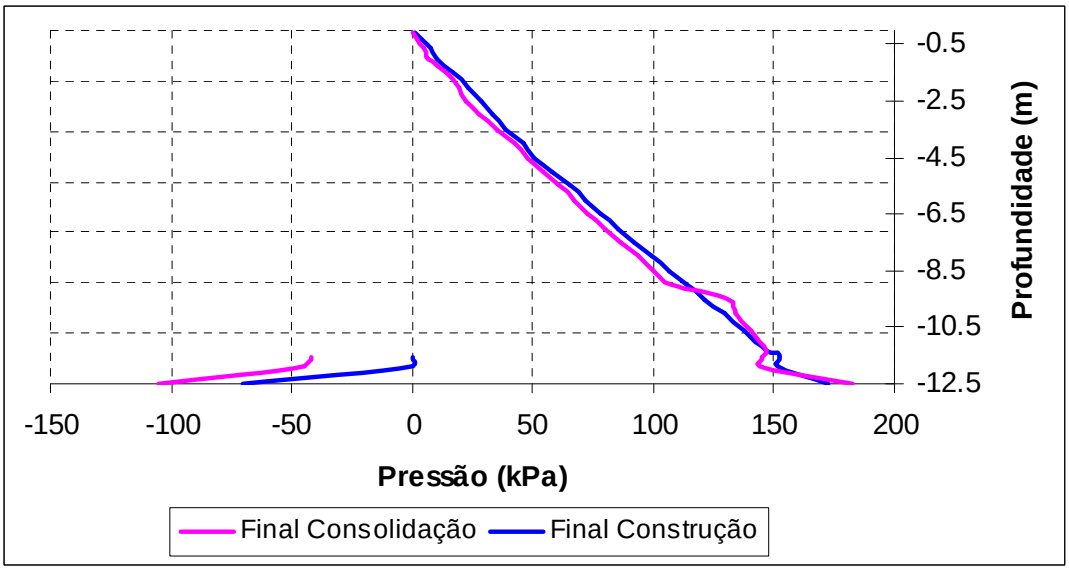


Fig. 13.29 - Pressão de terras sobre as faces da cortina no fim da construção e no fim da consolidação

13.5.2.4. Deslocamentos

As curvas dos deslocamentos laterais da cortina no fim da escavação e no fim da consolidação (Figura 13.30) encontram-se em consonância com a evolução das pressões sobre a mesma. Por um lado, até à cota -9,0 m (aproximadamente), as variações dos deslocamentos são quase imperceptíveis, já que as pressões sobre a face da cortina do lado suportado também quase não variam. Por outro lado, as diferenças entre as duas curvas são perceptíveis a partir de cerca da cota -9 m, confirmando os pressupostos atrás apresentados relativamente à evolução das tensões na interface solo-cortina no solo subjacente à laje. Verifica-se assim uma pequena diminuição do deslocamento da cortina no decurso da consolidação em virtude do aumento das pressões sobre a mesma. O deslocamento no final da consolidação é 0,27 cm menor do que no final da construção.

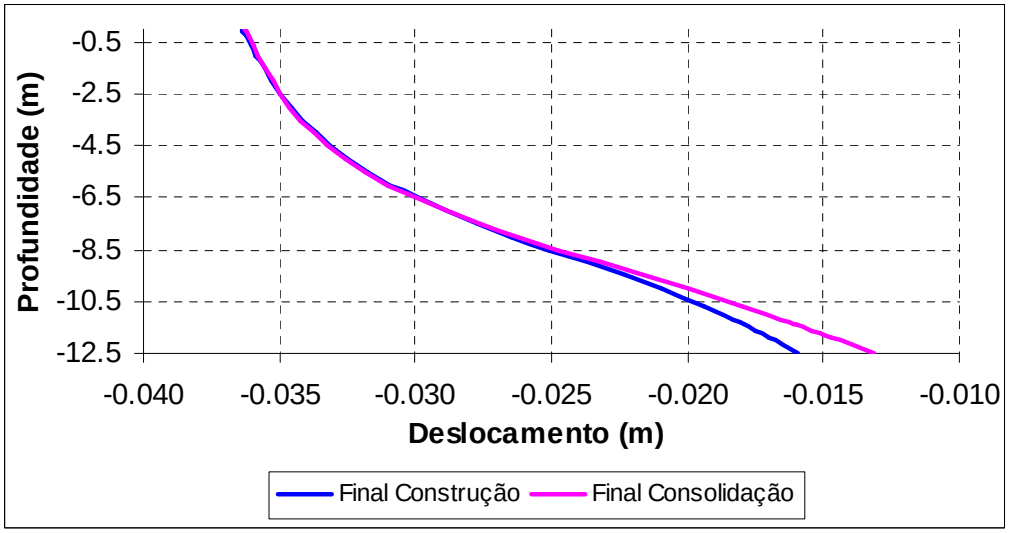


Fig. 13.30 - Deslocamentos laterais da cortina no fim da construção e no fim da consolidação

Nas Figuras 13.31 e 13.32 apresentam-se os deslocamentos horizontais e os assentamentos da superfície do terreno do maciço suportado, nos dois períodos de análise. Verifica-se que existe um aumento dos deslocamentos horizontal e vertical com o processo de consolidação, sendo que o deslocamento horizontal máximo aumenta cerca de 1,64 cm, e o assentamento máximo aproximadamente 7,85 cm.

O deslocamento horizontal sofre apenas um ligeiro aumento, dado que depende em grande medida do deslocamento lateral da cortina, o qual se manteve quase inalterado durante a consolidação. Os assentamentos aumentaram, em grande parte devido à existência, a longo prazo, de um regime de escoamento permanente de água com sentido descendente, do lado suportado, o que leva ao aumento das tensões efectivas (tal como demonstram as Figuras 13.25 e 13.26).

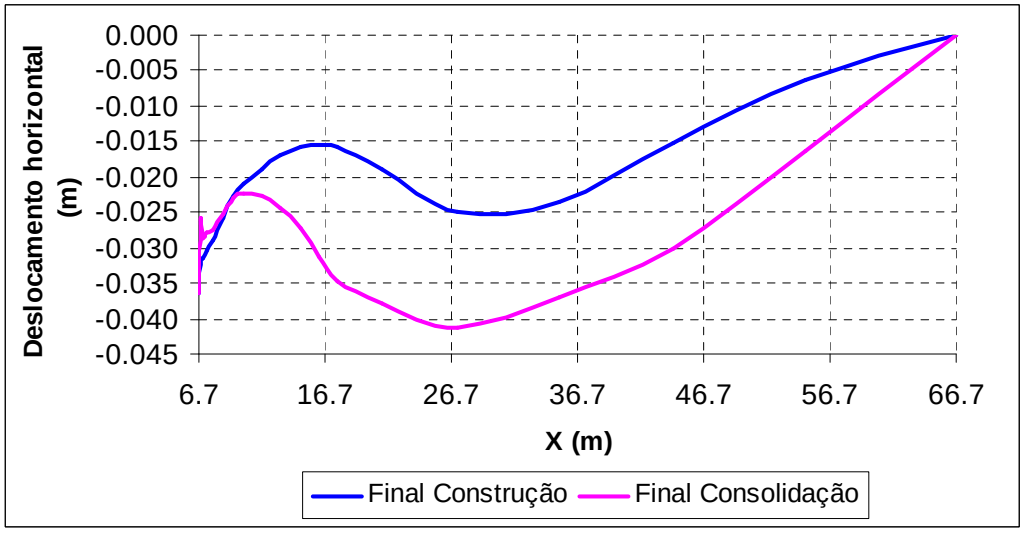


Fig. 13.31 - Deslocamentos horizontais da superfície no fim da construção e no fim da consolidação

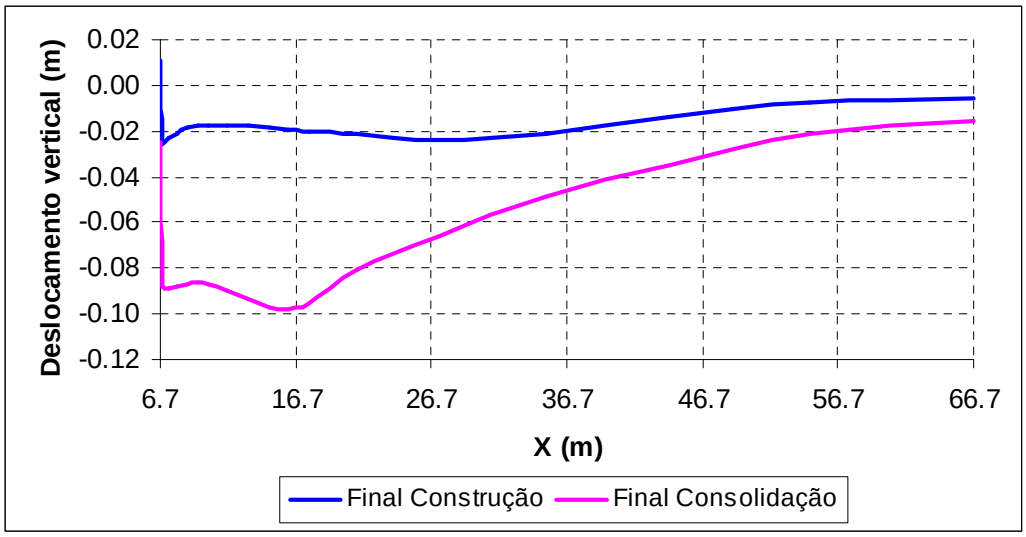


Fig. 13.32 - Deslocamentos verticais da superfície no fim da construção e no fim da consolidação

O aumento do levantamento do fundo da escavação, ao longo da consolidação é retratado na Figura 13.33, cujo máximo é atingido junto ao eixo de simetria com valor de 7,15 cm, o que confirma os pressupostos já formulados relativamente ao aumento das tensões efectivas no solo subjacente à laje, e já explanados no ponto 13.5.2.3.

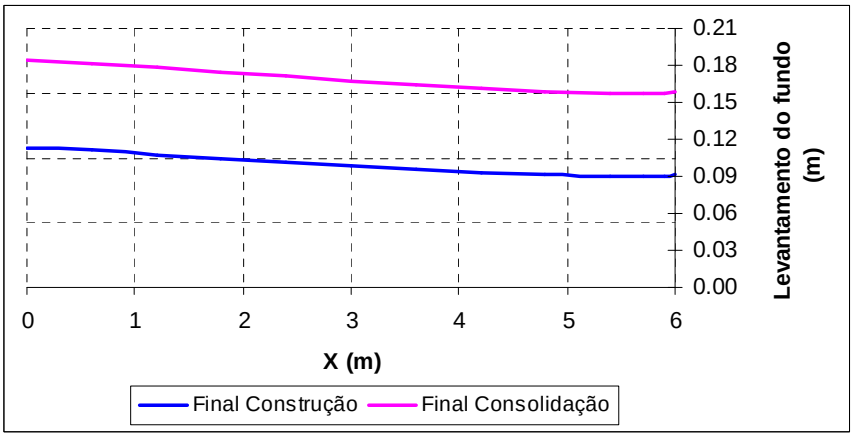


Fig. 13.33 - Levantamento do fundo da escavação no fim da construção e no fim da consolidação

Nas Figuras 13.34 a 13.36 encontram-se representadas as evoluções temporais dos diferentes tipos de deslocamento, as quais dependem de diversas grandezas, tais como a permeabilidade do maciço, as condições-fronteira, etc.

Relativamente ao deslocamento horizontal máximo à superfície do lado suportado (Figura 13.34), a sua maior variação ocorre no período entre o final da escavação e os primeiros 6 meses (180 dias), altura em que o deslocamento é 26 % maior do que no final da escavação. Decorridos cerca de 3000 dias, atinge-se o deslocamento máximo horizontal, aproximadamente 64,5 % superior ao valor no final da construção, mantendo-se assim (nos 4,12 cm) até ao fim da consolidação.

Quanto ao deslocamento vertical máximo (Figura 13.35), este apresenta uma tendência contínua de crescimento regular ao longo do tempo, e a sua variação é bastante maior do que a verificada para o deslocamento horizontal máximo, como já se tinha comprovado pelas Figuras 13.31 e 13.32.

A evolução temporal do levantamento do fundo, ilustrada na Figura 13.36, permite concluir que esta é bastante acentuada nos primeiros 180 dias, nos quais se verifica uma aumento de 47,8 %, sendo que decorridos cerca de 2 anos (730 dias), o seu valor máximo tende a estabilizar, até ao fim da consolidação.

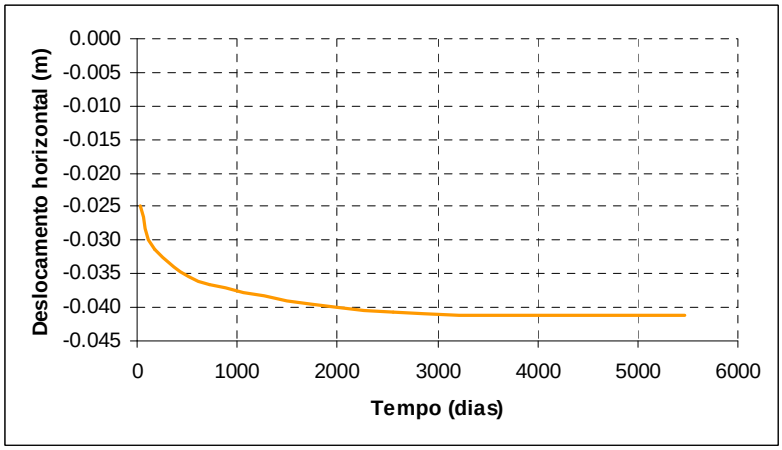


Fig. 13.34 - Evolução temporal do deslocamento máximo horizontal da superfície do terreno do lado suportado

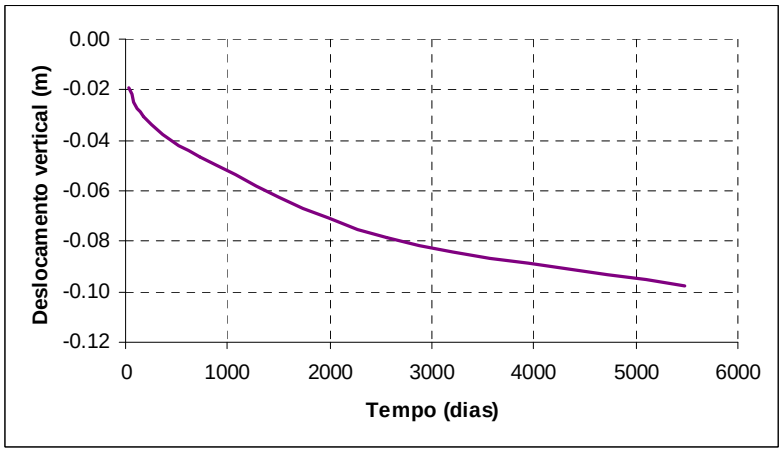


Fig. 13.35 - Evolução temporal do deslocamento máximo vertical da superfície do terreno do lado suportado

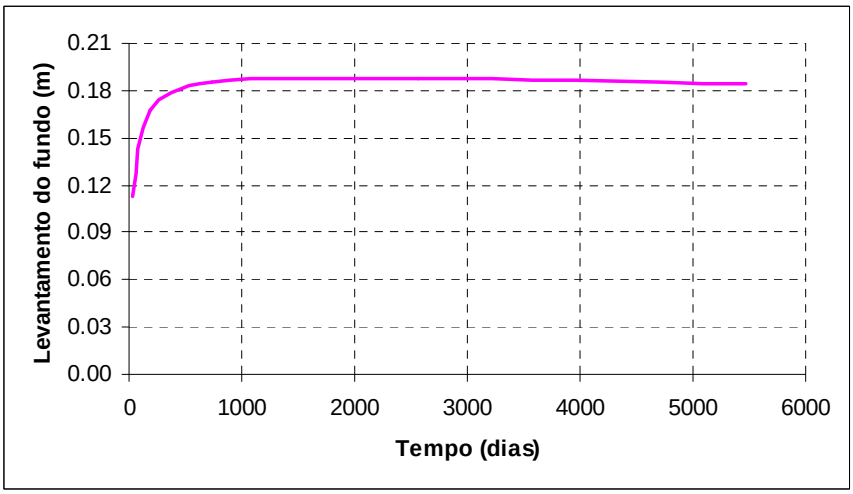
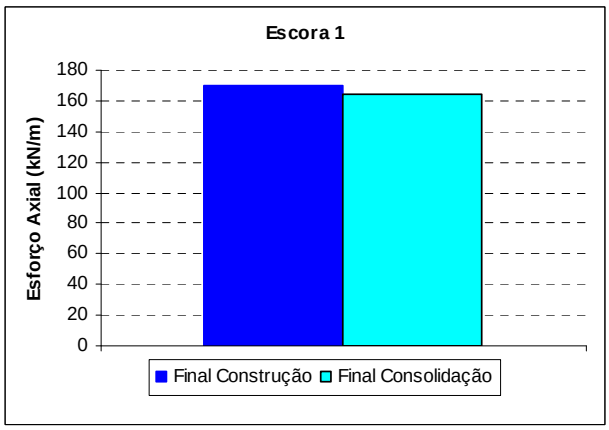


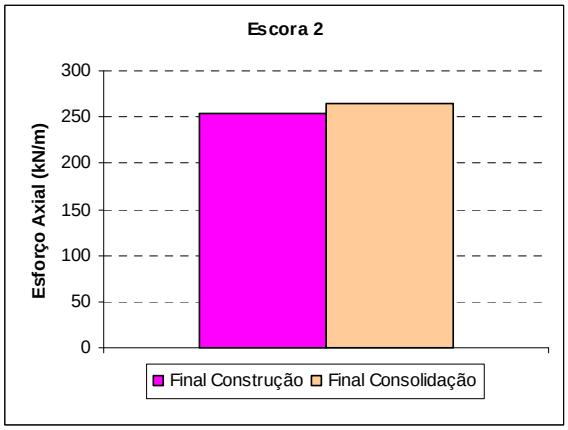
Fig. 13.36 - Evolução temporal do levantamento máximo do fundo da escavação

13.5.2.5. Esforços axiais no escoramento

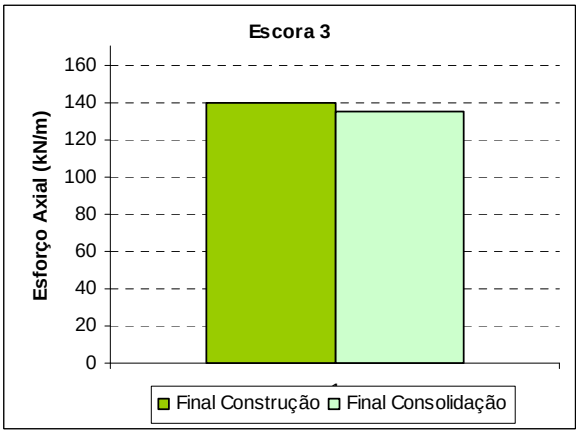
A Figura 13.37 mostra os valores dos esforços axiais nos três níveis de escoramento, no final da construção e no final da consolidação. É possível constatar que só a escora do nível intermédio (escora 2, localizada à cota -4,0 m) apresenta um ligeiro incremento do esforço de compressão (aumento de apenas 4,7 %). As escoras 1 e 3 sofrem, por seu turno, decréscimos nos esforços, os quais também se traduzem em pequenas variações, de cerca de 2,9 % e 3,6 %, respectivamente. Estes resultados estão em concordância com os registados relativamente ao deslocamento lateral da cortina (Figura 13.30), os quais também são reduzidos, e igualmente se ficam a dever ao facto de as pressões de terras sobre a cortina do lado suportado se manterem quase inalteradas, ao longo da consolidação (Figura 13.29).



a)



b)



c)

Fig. 13.37 - Esforços axiais nos escoramentos no final da construção e no final da consolidação: a) escora 1; b) escora 2; c) escora 3

13.5.2.6. Momentos flectores na cortina

Os esforços de flexão na cortina, no final da construção e a longo prazo, ilustram-se na Figura 13.38. Até cerca dos 9,0 m de profundidade, há um aumento dos momentos na cortina com o decorrer do tempo, o qual é mais visível na zona a meio vão. Verifica-se, igualmente ao nível da cota da laje, uma redução dos momentos na cortina no decorrer do mesmo período.

Estas variações estão relacionadas com o aumento, com a consolidação, das pressões sobre a cortina do lado escavado, abaixo da laje (Figura 13.29). Este aumento provoca a diminuição dos momentos "de encastramento" (ao nível da laje de *jet grouting*), determinando, em consequência, por razões de equilíbrio (já que as pressões sobre a cortina, acima da base da escavação, não variam significativamente), o aumento do momento máximo de sinal contrário à profundidade de aproximadamente 6,5 m.

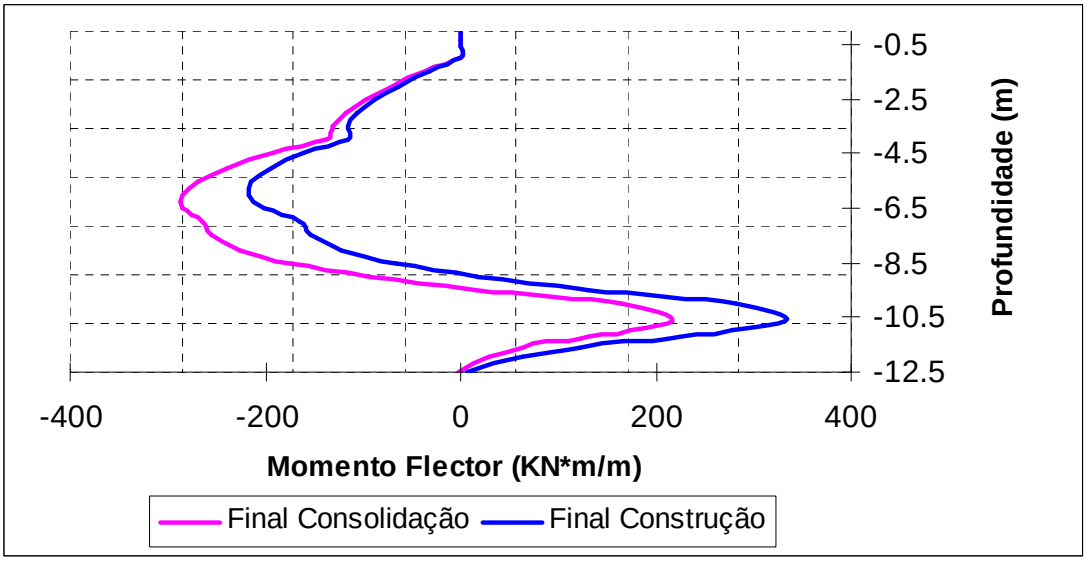


Fig. 13.38 - Diagramas de momentos flectores na cortina no final da construção e no final da consolidação

13.5.2.7. Esforços na laje de fundo

Nas Figuras 13.39 e 13.40 mostra-se a evolução dos esforços de compressão e dos momentos flectores na laje, respectivamente. Como se pode constatar, a variação entre os dois diagramas de cada figura é ligeira, verificando-se uma leve diminuição dos esforços de compressão e dos momentos flectores no eixo de simetria a longo prazo, os quais se desvanecem com a proximidade à extremidade da laje.

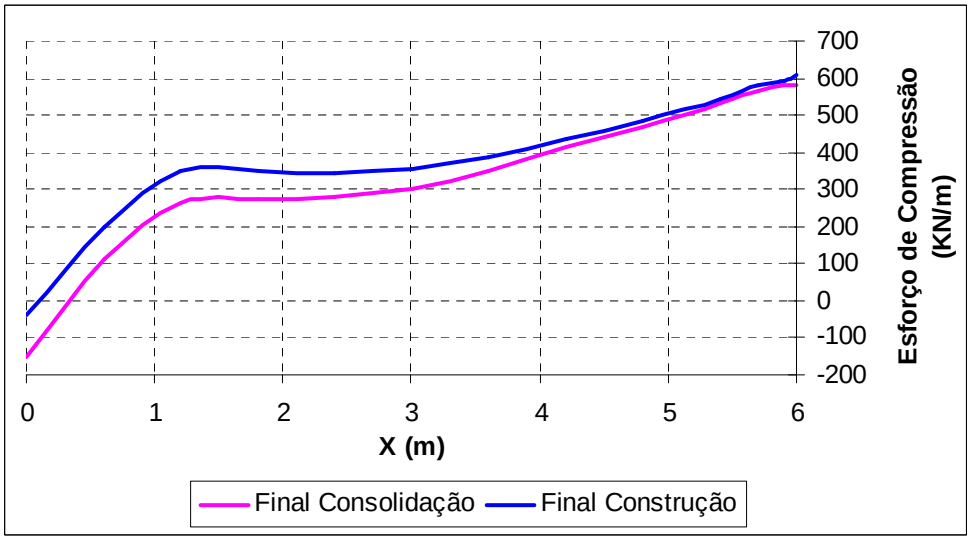


Fig. 13.39 - Diagramas de esforços de compressão na laje de fundo no final da construção e no final da consolidação

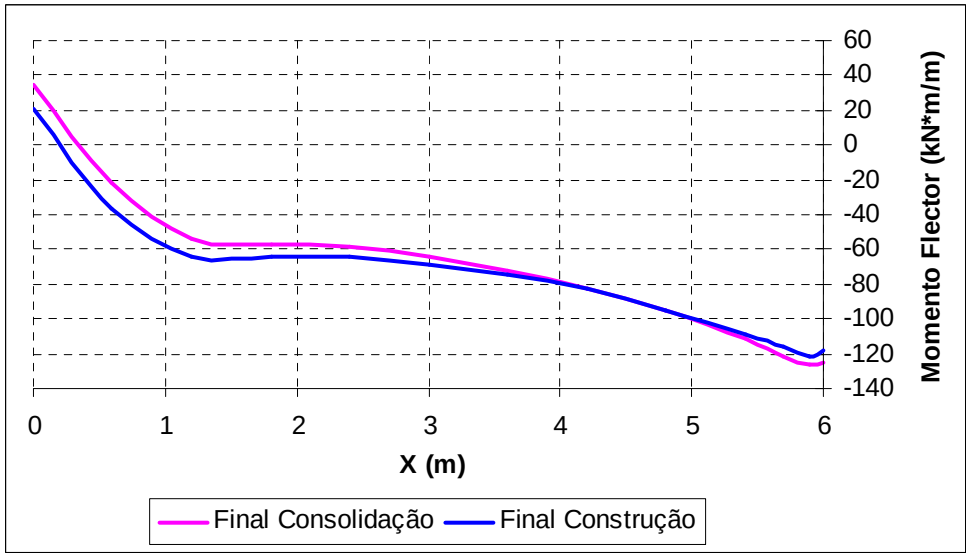


Fig. 13.40 - Diagrama de momentos flectores na laje no final da construção e no final da consolidação

14
CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao finalizar-se o presente trabalho, cujo objectivo primordial é o de contribuir para o aprofundamento do conhecimento dos sistemas construtivos de estruturas de contenção multi-apoiadas em edifícios, torna-se importante tecer, sucintamente, algumas considerações finais e apontar algumas vias de desenvolvimento de trabalhos futuros.

Foi feita uma descrição, o mais alargada e pormenorizada possível, sobre as diferentes soluções existentes de paredes de contenção periférica multi-apoiadas de edifícios, referindo-se o campo de aplicação, vantagens e limitações intrínsecos a cada técnica, de forma a permitir uma sistematização da informação relativa a este tipo de obras. A partir da investigação realizada, apresentam-se as seguintes conclusões:

- as paredes *tipo Berlim provisórias* e as cortinas de estacas-pranchas são o tipo de estruturas com custo inicial mais baixo; a facilidade de manobra e construção propiciada é também uma das vantagens destas técnicas relativamente às outras alternativas;
- em alguns casos específicos é possível recuperar tanto as estacas-pranchas como os perfis metálicos verticais usados nas paredes *tipo Berlim provisórias*, embora tal se verifique em situações pouco comuns; à excepção destas últimas, todos os outros tipos de paredes podem ser incluídos na estrutura permanente do edifício;
- as paredes *tipo Berlim* (*provisórias* e *definitivas*) são as únicas cuja execução permite a realização simultânea da escavação e da contenção; por outro, lado não exigem grande área de estaleiro;
- as estacas-pranchas são, de todos os métodos apresentados, as que apresentam uma maior garantia de estanqueidade em terrenos abaixo do nível freático e mesmo dentro de água; apresentam, no entanto, problemas de corrosão a longo prazo;
- as paredes *tipo Berlim provisórias* são as que exibem um pior desempenho em solos com nível freático elevado, devido à percolação dos finos e erosão interna do solo - a água passa livremente entre os elementos; as *definitivas* apresentam também um mau desempenho, não garantindo por si só a impermeabilidade a longo prazo; ambas as técnicas exigem sempre terrenos com alguma coerência;
- a morosidade do processo e os fracos rendimentos diários em área característico da construção das paredes *tipo Berlim definitivas* podem levar a que se opte por outra alternativa, caso seja prioritário reduzir o prazo final da obra;

- a cravação de perfis metálicos, estacas-pranchas e estacas pré-fabricadas podem causar bastantes ruídos e vibração, assim como a danificação dos próprios elementos, sendo difícil garantir a sua verticalidade;
- as cortinas de estacas moldadas e as paredes moldadas são os métodos que permitem, em geral, atingir profundidades mais elevadas; por outro lado, a par das micro-estacas, exigem equipamentos e mão-de-obra especializados e grande espaço de estaleiro e, como tal, elevados custos relativamente às outras soluções;
- as paredes moldadas podem ser utilizadas praticamente em qualquer circunstância (mesmo com nível freático elevado, percolação de água e/ou terrenos incoerentes ou moles); tanto as moldadas *in situ* como as pré-fabricadas apresentam uma rigidez muito elevada;
- os painéis pré-fabricados das paredes moldadas são elementos muito pesados para manuseamento no local sendo, no entanto, os únicos que podem ser pré-esforçados;
- as paredes moldadas exigem soluções relativamente onerosas (como por exemplo a necessidade de recurso às lamas bentoníticas - fabrico, recuperação e reciclagem) que podem levar a que se opte por outras alternativas tal como as estacas moldadas, em que estas têm a vantagem de dispensarem fluidos estabilizadores em presença de terrenos coesivos;
- as cortinas de estacas moldadas apresentam como grande vantagem a variabilidade de diâmetros disponíveis; em contraposição, durante a escavação dos furos respectivos pode dar-se o estrangulamento em solos moles ou soltos;
- as micro-estacas possibilitam a execução em locais de difícil acesso e espaços escassos, o que pode ser um trunfo decisivo face a outras alternativas nos centros urbanos e históricos;
- a utilização crescente de colunas de *jet grouting* e a sua versatilidade cada vez mais patente foi acompanhada de um importante desenvolvimento ao nível dos sistemas de injecção, carecendo, todavia, dum melhor enquadramento relativamente às regras de dimensionamento e ao controlo da qualidade.

De seguida, foi feita uma abordagem a um caso de obra, mais precisamente, o Palácio Sotto Mayor em Lisboa, cujas obras de reabilitação, determinadas pela forte necessidade de preservar a integridade do Palácio e pelas condições da envolvente, obrigaram à adopção de soluções de contenção, com aplicação prática de algumas das soluções descritas nos capítulos anteriores.

Complementarmente, foi apresentado e analisado um problema-tipo referente a uma escavação multi-escorada num maciço argiloso mole, e reforçada com uma laje de fundo de *jet grouting*. Para isso, recorreu-se a um programa de cálculo automático (desenvolvido por Borges, 1995), baseado no método dos elementos finitos, que permite analisar o fenómeno da consolidação através de uma formulação acoplada das equações de equilíbrio e escoamento. Na modelação do comportamento constitutivo dos solos, utilizou-se um modelo elastoplástico baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo p-q-θ).

A análise contemplou o processo de construção, incluindo a escavação e o posterior processo pós-construção, até à total dissipação dos excessos de pressão neutra gerados durante a construção. Os resultados obtidos e algumas questões relacionadas com os comportamentos instantâneo e diferido no tempo deste tipo de obras foram alvos de análise e discussão, dando-se especial importância a aspectos relativos à forma como evoluem as pressões de água, os excessos de pressão neutra, as tensões efectivas, as tensões de corte, os níveis de tensão e os deslocamentos no maciço, bem como os esforços axiais nas escoras, os deslocamentos, momentos flectores e pressões na parede e os esforços

axiais e momentos flectores na laje de *jet grouting*. Foi assim possível retirar da análise do problema uma série de conclusões, de entre as quais se salientam as seguintes:

- a escavação gera valores dos excessos de pressão neutra praticamente negativos em todo o maciço, sendo os mesmos, em termos absolutos, mais elevados no maciço subjacente à escavação; o período pós-construção leva à dissipação dos gradientes de pressões estabelecidos aquando da escavação, com as linhas de isovalores a apresentarem, no final da consolidação, uma forma muito regular, perpendicular às linhas de corrente do escoamento permanente que contorna o pé da cortina;
- o processo de escavação provoca um elevado incremento das tensões de corte, nomeadamente nas zonas junto à cortina, as quais têm maior significado à medida que a escavação progride;
- os níveis de tensão aumentam consideravelmente com o decurso da escavação, principalmente abaixo da escavação, mantendo-se a mesma tendência durante o período de consolidação do lado escavado; do lado suportado, no decurso da consolidação, os níveis de tenão diminuem, principalmente acima do nível da base de escavação, devido ao aumento da tensão média efectiva nessa zona;
- as pressões de terras na face da cortina do lado escavado aumentam ao longo do período de consolidação; este facto está relacionado com o aumento de volume do solo nessa zona, contrariado, em parte, na direcção horizontal, pela presença da cortina;
- Da análise dos deslocamentos e esforços da parede, bem como dos esforços nos apoios (escoras metálicas e laje de fundo), comprova-se a eficácia do reforço com laje de *jet grouting* na prevenção da rotura do fundo da escavação no problema em apreço.

No que se refere ao desenvolvimento de estudos futuros no âmbito deste tema, entende-se que poderão ser dirigidos sobre as seguintes questões fundamentais:

- realização de estudo idêntico ao problema-tipo, mas sem aplicação da laje de *jet grouting* como reforço da base da escavação, por forma a comprovar-se numericamente a rotura do fundo (obtenção de não-convergência numérica de resultados ou existência de deslocamentos do maciço e da estrutura de contenção irrealisticamente elevados);
- realização de estudos paramétricos, por forma a avaliar a influência de alguns parâmetros na resposta do sistema estrutural de contenção-maciço;
- modelação numérica de obras reais reforçadas com laje de fundo, cujos comportamentos tenham sido monitorizados, por forma a avaliar a fiabilidade dos modelos utilizados;
- realização de análises numéricas tridimensionais, com o intuito de melhor aproximar a modelação às condições reais das obras.

Sublinhe-se, em jeito de balanço, que ficou comprovada, neste trabalho, a extensa gama de métodos e versatilidade das soluções de contenção multi-apoiadas em edifícios, realçando-se a capacidade de as mesmas se poderem ajustar às eventuais particularidades, qualquer que seja o cenário em causa.

Pela sua importância na optimização e ajuste das soluções aos condicionamentos existentes, a prospecção geotécnica, efectuada antes e durante a realização dos trabalhos, assume-se como uma ferramenta de controlo e gestão de risco fundamental, principalmente em espaço urbano. Todo este trabalho deve ser aliado à monitorização e instrumentação do comportamento da estrutura ao longo de toda a fase de construção e após a conclusão desta. A modelação numérica de obras reais surge, neste

contexto, como um meio muito interessante de validação, em tempo útil, dos principais critérios de concepção e execução adoptados.

A aplicação de métodos de controlo do nível freático apropriados e estudados com a devida antecedência (ainda na fase de projecto), e de sistemas de drenagem e impermeabilização subterrâneos dimensionados para funcionarem durante toda a vida útil da estrutura, são instrumentos de garantia de segurança, sucesso e durabilidade da obra realizada.

Conclui-se ainda que, no nosso país, a falta de conhecimento, especialização e legislação no âmbito dos projectos das estruturas de contenção periférica pode originar, em alguns casos, o desrespeito de algumas ou de todas as etapas mencionadas nos parágrafos anteriores. Uma vez negligenciadas ou ignoradas essas etapas, poderão decorrer deste tipo de situações graves consequências, não só a nível de danos nas estruturas, mas sobretudo para as pessoas, cujos efeitos nefastos poderão pôr em perigo as suas vidas.

BIBLIOGRAFIA

ALMEIDA, G. *Boletim nº 9 - Contribuição para a carta geotécnica da cidade de Lisboa*. 2000. http://ulisses.cm-lisboa.pt/data/002/003/003/artigo.php?ml=2&x=b14a3pt.xml. [Consultado em 2007-11-06].

ALMEIDA, N. Técnicas de melhoramento de solos - Parte 1 - tratamentos térmicos: congelação artificial do terreno. Setembro/Outubro 2003. http://www.construlink.com/Homepage/2003_ConstrulinkPress/Ficheiros/MonografiasPrimeirasPaginas/mn_fund_2003_12_02_6p.pdf. [Consultado em Janeiro de 2008].

BORGES, J. L. *Aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos*. Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1995.

BORGES, J. L. *Modelos de Estados Críticos*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1998.

BRITO, J. *Micro-estacas*. Mestrado em Construção, Cadeira de Tecnologia de Contenções e Fundações. I.S.T., Lisboa, 1999.

BRITO, J. *Paredes Moldadas*, Instituto Superior Técnico, 2001.

BRITO, J. *Estacas Cravadas*. Folhas da disciplina de Tecnologia de Contenções e Fundações do Mestrado de Construção *2002/2003*, I.S.T., 2002.

BRITO, J. *Estacas Moldadas.* Folhas da disciplina de Tecnologia de Contenções e Fundações do Mestrado de Construção 2002/2003, I.S.T., 2002.

CAPUTO, H. P. *Mecânica dos Solos e suas aplicações, Volume 2*. Livros Técnicos e Científicos, Rio de Janeiro, 1969.

CARVALHO, A. *Comportamento de escavações suportadas por cortinas escoradas com lajes*. Dissertação apresentada para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos, na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa sob a orientação do Prof. Dr. Carlos dos Santos Pereira, Lisboa, 1997.

CARVALHO, M.; SALGADO, F. *Análise Comportamental Estática e Dinâmica de Estruturas Ancoradas* - Relatório nº 3 do progresso de trabalhos até Novembro de 2004, Relatório 372/04-NFTOS/DG, LNEC, Lisboa, Novembro de 2004.

CARRETO, J. *Jet grouting. Uma técnica em desenvolvimento*. VII Congresso Nacional de Geotecnia: A Geotecnia Portuguesa no início do novo século, 2000, Porto, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Porto.

CHAVES, J.; MEDEIROS, A. *Projectos de rebaixamento de nível aquífero em grandes escavações.* VII Congresso Nacional de Geotecnia: A Geotecnia Portuguesa no início do novo século, 2000, Porto, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Porto.

COELHO, S. *Tecnologia de fundações*. Edições E.P.G.E., Amadora, 1996.

COSTA, P. *Escavações escoradas em solos argilosos moles. Análise do comportamento considerando os efeitos da consolidação.* Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Porto, 2005.

CRUZ, E. *Aspectos construtivos em obras de contenção periférica de grandes escavações: o caso de estudo da estação de metropolitano do Terreiro do Paço*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre. I.S.T, Lisboa, 2006.

ESTEVES, J. *Paredes de contenção mono-escoradas em solos argilosos. Análise considerando os efeitos da consolidação*. Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil - Especialização em Construções, 2008.

FALCÃO, J.; PINTO, A.; PINTO, F. *Casos práticos de jet grouting vertical*. VII Congresso Nacional de Geotecnia: A Geotecnia Portuguesa no início do novo século, 2000, Porto, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Porto.

FINNO, R.; HARAHAP, I.; SABATINI, P. *Analysis of Braced Excavations with Couple Finite Element Formulations*. Computers and Geotechnics, Elsevier Science Publishers, England, 1991.

FORTUNATO, E. *Escavações escoradas em maciços argilosos moles - uma contribuição para o seu dimensionamento*. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, Porto, 1994.

FREITAS; V. Impermeabilização de paredes enterradas - Revestimentos betuminosos pastosos e emulsões betuminosas. Janeiro de 2003. http://pt.maxit-cms.com/media/12/tecdocs/impermeabilizacoes/RevBetuminosos-ProfVascoFreitas.pdf [Consultado em Janeiro de 2008].

GUERRA, N. *Mecanismo de colapso de cortinas de contenção tipo berlim por perda de equilíbrio vertical*. Dissertação apresentada ao Instituto Superior Técnico para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, Lisboa, 2000.

KAIDUSSIS, R.; GOMEZ DE TEJADA, F. *O jet grouting como ferramenta versátil para o tratamento e melhoramento de solos*. VII Congresso Nacional de Geotecnia: A Geotecnia Portuguesa no início do novo século, 2000, Porto, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Porto.

LIANG, L. *Waterproofing materials in building*. Dissertação para a obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil (Construction Management), Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Técnica da Malásia, 2005.

MAIR, R.; WOOD, D. *Pressuremeter testing: methods and interpretation (CIRIA Ground Engineering Report: In-situ testing*, Construction Industry Research and Information Association, London and Butterworths, London, 1987.

MASCARENHAS, J. *Sistemas de Construção - Descrição ilustrada e detalhada de processos construtivos utilizados correntemente em Portugal, Volume I*. Livros Horizonte, Lisboa, 2001.

MATOS FERNANDES, M. *Estruturas de suporte de terras*, FEUP, Porto, 1990.

MATOS FERNANDES, M. *Mecânica dos Solos Volume II*, FEUP, Porto, 1995.

MARQUES; D. *Reforço dos solos de fundação com colunas de jet grouting encabeçadas por geossintéticos*. Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil - Especialização em Construções, 2008.

MEDEIROS, A. *Rebaixamentos do nível aquífero em obras de engenharia*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Geologia de Engenharia**.** Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 1998.

MEIRELES, A.; MARTINS, J. Fundações e contenção lateral de solos. Execu-ção de cortinas de estacas. 2006. http://www2.ufp.pt/~jguerra/PDF/Fundacoes/Cortinas%20de%20 Estacas_web.pdf. [Consultado entre Janeiro e Março de 2008].

MIRANDA, M; MARTINS, J. Fundações e contenção lateral de solos. Execução de estacas. 2006. http://www2.ufp.pt/~jguerra/PDF/Fundacoes/Execucao%20de%20Estacas.pdf. [Consultado entre Janeiro e Março de 2008].

O'ROUKE, T. *Base Stability and Ground Movement Prediction for Excavations in Soft Clay*. Proc International Conference on Retaining Structures, Cambridge, UK, 1992.

PINTO, A.; FERREIRA, S.; LOPES, P.; DIAS, J.; COSTA, R.; ALMEIDA, F. Palácio Sotto Mayor: recalçamento de edifício centenário e escavação de grande altura em meio urbano. 2003. http://www.dec.fct.unl.pt/UNIC_ENG/palestras/Ciclo_Palestras_2003/SottoMayor/SOTTOMAYOR.pdf. [Consultado em Fevereiro de 2008].

PULLER, M. *Deep excavations, a practical manual*. Thomas Telford , Londres, 1996.

ROXO, J. *Análise de uma (in)contenção periférica em paredes tipo Berlim.* VII Congresso Nacional de Geotecnia: A Geotecnia Portuguesa no início do novo século, 2000, Porto, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Porto.

VAZ PAULO, P.; BRITO, J.. *Cortinas de Estacas Prancha*, Instituto Superior Técnico, Maio 2001.

TELES, I.; MATOS FERNANDES, M.; ADÃO da FONSECA, A. *Análise do comportamento de uma parede moldada pré-esforçada*. Comunicação apresentada no 2º Encontro Nacional de Estruturas Pré-esforçadas, Grupo Português do Betão Pré-esforçado, 1988.

[1] Dimensionamento e execução de paredes moldadas. Disponível em http://www2.ufp.pt/~jguerra/. [Consultado em Novembro/2007].

[2] http://ecow.engr.wisc.edu/ [Consultado em 24/09/2007].

[3] http://www.terratest.cl/ [Consultado entre Outubro/2007 e Fevereiro/2008].

[4] http://www.losansa.com/index.asp [Consultado em Outubro/2007].

[5] Dimensionamento e execução de cortinas do tipo Berlim. Disponível em http://www2.ufp.pt/~jguerra/. [Consultado em Outubro/2007].

[6] Fundamentos de Geotecnia. Disponível em http://www.dec.fct.unl.pt/ . [Consultado em Outubro/2007].

[7] http://www.envi.se/ [Consultado em 28/09/2007].

[8] http://www.nilsson.com.br/ [Consultado em 01/10/2007].

[9] http://www.insitu.com.br/ [Consultado em 02/10/2007].

[10] http://www.cambridge-insitu.com/ [Consultado em 05/10/2007].

[11] http://www.multimania.lycos.fr/ [Consultado em 06/10/2007].

[12] http://www.lurgintza.com/ [Consultado em 06/10/2007].

[13] http://www.bseacd.org/ [Consultado em 07/10/2007].

[14] Serviços Preliminares de Construção e Locação de Obras. Disponível em http://pcc2435.pcc.usp.br/ [Consultado em 07/10/2007].

[15] Serviços de escavação: equipamentos e aspectos executivos. Disponível em http://pcc2435.pcc.usp.br/. [Consultado em 07/10/2007].

[16] Movimento de terra. Disponível em http://pcc2435.pcc.usp.br/. [Consultado em 10/10/2007].

[17] http://www.guiadaobra.net/ [Consultado em 15/10/2007].

[18] http://www.cenor.pt/ [Consultado entre Outubro/2007 e Fevereiro/2008].

[19] http://www.aawill.com/ [Consultado entre Outubro/2007 e Fevereiro/2008].

[20] http://www.liebherr.com/lh/ [Consultado em Novembro/2007].

[21] http://www.cat.com/cda/ [Consultado em Novembro/2007].

[22] http://www.sefi-intrafor.com/ [Consultado entre Outubro/2007 e Fevereiro/2008].

[23] http://cee.engr.ucdavis.edu/ [Consultado entre Outubro/2007 e Fevereiro/2008].

[24] http://www.tecterterraplenagem.com.br/ [Consultado em Novembro/2007].

[25] Equipamentos utilizados na preparação do terreno com vista à sua utilização para actividades agrícolas, florestais ou de lazer. Disponível em http://www.utad.pt/pt/index.asp. [Consultado em Novembro/2007].

[26] Processos de construção: trabalhos preliminares. Disponível em http://kirk.estig.ipbeja.pt/. [Consultado em Novembro/2007].

[27] Processos de construção: Contenções periféricas. Disponível em http://kirk.estig.ipbeja.pt/ [Consultado entre Outubro/2007 e Fevereiro/2008].

[28] http://www.kspilingco.com/ [Consultado em 18/10/2007].

[29] http://www.cityu.edu.hk/ [Consultado em 19/10/2007].

[30] http://www.deq.state.mt.us/ [Consultado em 23/10/2007].

[31] Obras de paredes tipo Berlim. Disponível em http://www.construlink.com/ [Consultado entre Outubro/2007 e Fevereiro/2008].

[32] http://www.wsdot.wa.gov [Consultado em 28/10/2007].

[33] http://www.deepexcavation.com/ [Consultado entre Outubro/2007 e Fevereiro/2008].

[34] http://www.russocorp.com/ [Consultado entre Outubro/2007 e Fevereiro/2008].

[35] http://www.infraestrutura.eng.br/ [Consultado entre Outubro/2007 e Fevereiro/2008].

[36] http://www.instop.es/ [Consultado em 02/12/2007].

[37] http://www.realtor.org/ [Consultado em 02/12/2007].

[38] http://www.geosupport.com/ [Consultado em 05/12/2007].

[39] http://www.forasol.com/ [Consultado em Dezembro/2007].

[40] http://members.aol.com/ [Consultado em 05/12/2007].

[41] http://www.cimur.com/ [Consultado entre Outubro/2007 e Fevereiro/2008].

[42] Obras de paredes moldadas. Disponível em http://www.construlink.com/ [Consultado entre Outubro/2007 e Fevereiro/2008].

[43] http://ops.factoryw.com/ [Consultado em 10/12/2007].

[44] http://www.dictuc.cl/ [Consultado em 15/12/2007].

[45] http://en.wikipedia.org/ [Consultado em 15/12/2007].

[46] http://www.geo-solutions.com/ [Consultado em 15/12/2007].

[47] http://commons.wikimedia.org/ [Consultado em 19/12/2007].

[48] Recuperação do Palácio Sotto Mayor em Lisboa. Disponível em http://www.dec.fct.unl.pt/. [Consultado em Fevereiro/2008].

[49] http://www.ancorpor.pt/ [Consultado em 21/12/2007].

[50] Paredes Diafragma Sistema Construtivo. Disponível em http://www.cecc.eng.ufmg.br. [Consultado em Dezembro/2007].

[51] www.geosonda.com.br/ [Consultado em 21/12/2007].

[52] Paredes diafragma. Disponível em http://www.abef.org.br/. [Consultado em Dezembro/2007].

[53] http://www.nicholsonconstruction.com/default.aspx [Consultado em 22/12/2007].

[54] http://www.anson.com.br/ [Consultado em 28/12/2007].

[55] http://www.skanska.com/ [Consultado em Janeiro/2008].

[56] Control de verticalidad y juntas. Disponível em http://www.aetess.com/. [Consultado em Janeiro/2008].

[57] http://www.masspike.com/ [Consultado em 04/01/2008].

[58] http://www.murospantalla.com/ [Consultado em Janeiro/2008].

[59] http://www.sopecate.pt/ [Consultado em Janeiro/2008].

[60] http://www.jerconsa.com/ [Consultado em 09/01/2008].

[61] http://img381.imageshack.us/ [Consultado em 09/01/2008].

[62] http://www.panynj.gov [Consultado em 10/01/2008].

[63] http://www.jetsj.pt/ [Consultado em 12/01/2008].

[64] http://www.costafortuna.com.br/ [Consultado em 12/01/2008].

[65] http://www.franki.com.br/ [Consultado em Janeiro/2008].

[66] Serviços preliminares. Disponível em http://pcc2435.pcc.usp.br/. [Consultado em Janeiro/2008].

[67] http://www.gngfundacoes.com.br/ [Consultado em 14/01/2008].

[68] http://www.fundesp.com.br/ [Consultado em 14/01/2008].

[69] http://www.dec.ufs.br/ [Consultado em 19/01/2008].

[70] Execução de cortinas de estacas. Disponível em http://www2.ufp.pt/~jguerra/. [Consultado em Janeiro/2008].

[71] http://www.geg.pt/ [Consultado em 19/01/2008].

[72] http://www.basementconstruction.com.au [Consultado em 30/01/2008].

[73] http://www.brasfond.com.br/ [Consultado em 30/01/2008].

[74] http://www.silsoil.es/ [Consultado em 22/01/2008].

[75] http://www.projest-engenharia.com/ [Consultado em Janeiro/2008].

[76] Execução de estacas. Disponível em http://www2.ufp.pt/~jguerra/. [Consultado em Janeiro/2008].

[77] Cortinas de estacas moldadas. Disponível em http://www.civil.ist.utl.pt/. [Consultado em Janeiro/2008].

[78] Execução e Planeamento de obra enterrada - Caso da estação de Metro da Avenida dos Aliados. Disponível em http://www2.ufp.pt/~jguerra/. [Consultado em Janeiro/2008].

[79] http://www.bacsol.co.uk/. [Consultado em Janeiro/2008].

[80] Micro-estacas. Disponível em http://www.civil.ist.utl.pt/. [Consultado em Janeiro/2008].

[81] http://www.kellerterra.com/. [Consultado em Janeiro/2008].

[82] http://www.arcelormittal.com/. [Consultado em Janeiro/2008].

[83] http://www.hammersteel.com/. [Consultado em Janeiro/2008].

[84] http://www.constructalia.com/. [Consultado em Janeiro/2008].

[85] http://www.ischebeck.es/. [Consultado em 24/01/2008].

[86] http://www.tablestacas.es/. [Consultado em Janeiro/2008].

[87] Estacas-pranchas. Disponível em http://www.civil.ist.utl.pt/. [Consultado em Janeiro/2008].

[88] http://www.fec.unicamp.br/. [Consultado em 24/01/2008].

[89] http://www.vitkovicesteel.com/. [Consultado em 25/01/2008].

[90] Contenção lateral de solos. Disponível em http://www2.ufp.pt/~jguerra/. [Consultado em Janeiro/2008].

[91] http://www.ordemengenheiros.pt/. [Consultado em 27/01/2008].

[92] http://www.texbrick.com/. [Consultado em 28/01/2008].

[93] http://www.kingequipment.com.au/. [Consultado em 29/01/2008].

[94] http://www.creativewaste.com/. [Consultado em 29/01/2008].

[95] http://www.terraris.com.br/. [Consultado em 29/01/2008].

[96] http://www.maquitipo.com/. [Consultado em 29/01/2008].

[97] http://www.lukefurse.co.uk/. [Consultado em 29/01/2008].

[98] http://wirednewyork.com/. [Consultado em 29/01/2008].

[99] http://www.arpilefundaciones.com.ar/. [Consultado em Fevereiro/2008].

[100] http://www.nugeo.ufjf.br/. [Consultado em 30/01/2008].

[101] http://www.ebanataw.com.br/. [Consultado em 31/01/2008].

[102] http://www.mecanotubo.es/. [Consultado em 31/01/2008].

[103] Impermeabilização de caves. Disponível em http://kirk.estig.ipbeja.pt/. [Consultado em Fevereiro/2008].

[104] www.maxwell.lambda.ele.puc-rio.br/. [Consultado em 31/01/2008].

[105] http://www.solotrat.com.br/. [Consultado em 31/01/2008].

[106] http://www.irmaospossidonio.com/. [Consultado em 31/01/2008].

[107] http://www.lowara.pt/. [Consultado em 01/02/2008].

[108] http://www.pucrs.br/. [Consultado em 01/02/2008].

[109] http://forum.bauforum24.biz/. [Consultado em 02/02/2008].

[110] http://www.envex.co.uk/. [Consultado em 02/02/2008].

[111] http://www.spezialtiefbau.bilfingerberger.de/. [Consultado em 03/02/2008].

[112] http://www.apcmc.pt/. [Consultado em 04/02/2008].

[113] http://www.imperalum.com/. [Consultado em 04/02/2008].

[114] http://www.maxit.pt/. [Consultado em 05/02/2008].

[115] http://www.viveirobelohorizonte.pt/. [Consultado em 05/02/2008].

[116] http://www.geodactha.com.br/. [Consultado em 08/02/2008].

[117] http://www.doerken.de/. [Consultado em 09/02/2008].

[118] Paredes Moldadas. Disponível em http://www.civil.ist.utl.pt/. [Consultado em Fevereiro/2008].

[119] http://www.lta.gov.sg/. [Consultado em Fevereiro/2008].

[120] Jet Grouting. Disponível em http://www.tagteam.com/. [Consultado em Fevereiro/2008].

[121] http://www.yurkevich.ru/. [Consultado em 22/02/2008].

[122] http://randolphmainstreetbridge.blogspot.com/. [Consultado em 23/02/2008].

[123] http://www.wai.com/. [Consultado em 28/02/2008].

[124] Estacas cravadas. Disponível em http://www.civil.ist.utl.pt/. [Consultado em Março/2008].

[125] http://www.piletest.co.uk/. [Consultado em 02/03/2008].

[126] http://edificios.eng.br/. [Consultado em 03/03/2008].

[127] http://www.pilingcontractors.com.au/. [Consultado em 05/03/2008].

[128] http://blueironinc.com/. [Consultado em 10/03/2008].

[129] http://www.cetco.com/. [Consultado em 15/03/2008].

[130] http://www.geodomisi.com/. [Consultado em 17/03/2008].